

BREYMANN
BAU-
KONSTRUKTIONS-
LEHRE
—
III
EISEN
VON
O. KÖNIGER.

Biblioteka
Politechniki Wrocławskiej

III | L 475

Biblioteka
Politechniki Wrocławskiej

L 475 III







Entworfen vom Verlasser 1888.

J. M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.

Eiserne Kuppel über der Eingangshalle des Bahnhofs Halle a. S.

Nach einem während des Baues aufgenommenen Lichtbild in Aquarell ausgeführt von Prof. C. Brünner.

Allgemeine
Baukonstruktionslehre

mit besonderer Beziehung
auf das

Hochbauwesen.

Ein Handbuch zu Vorlesungen und zum Selbstunterricht.

Begründet

von

G. A. Breymann,

† Baurat und Professor an der Königl. Polytechnischen Schule in Stuttgart.

Neu bearbeitet

von:

H. Lang,

† Oberbaurat und Professor an der Großherzogl. Technischen
Hochschule in Karlsruhe,

Dr. Otto Warth,

Oberbaurat und Professor an der Großherzogl. Technischen
Hochschule in Karlsruhe,

O. Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.
in Halle,

A. Scholtz,

vorm. Dozent für Heizungs- und Lüftungsanlagen an der
Königl. Technischen Hochschule in Berlin.

In 4 Bänden.

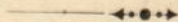
Band III: Die Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.



Leipzig,

J. M. Gebhardt's Verlag.

1902.

L 475 III

Bd. 3.

Die
Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.,

Mitinhaber der Firma Knoch & Kallmeyer, Technisches Bureau für Hoch- und Tiefbau zu Halle a. S.



Mit einem farbigen Titelbild: „Eiserne Kuppel über der Eingangshalle des Bahnhofs zu Halle a. S.“,
nach einem während des Baues aufgenommenen Lichtbild in Aquarell ausgeführt von Professor C. Brünner,
590 Originalzeichnungen in Holzschnitt und 96 photolithographierten Figurentafeln.

Leipzig,
J. M. Gebhardt's Verlag.
1902.

Allgemeine
Baukonstruktionslehre

mit besonderer Beziehung

auf das

Hochbauwesen.

Ein Handbuch zu Vorlesungen und zum Selbstunterricht.

Begründet

von

G. A. Breymann,

† Baurat und Professor an der Königl. Polytechnischen Schule in Stuttgart.

Neu bearbeitet

von:

H. Lang,

† Oberbaurat und Professor an der Großherzogl. Technischen
Hochschule in Karlsruhe,

Dr. Otto Warth,

Oberbaurat und Professor an der Großherzogl. Technischen
Hochschule in Karlsruhe,

O. Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.
in Halle,

A. Scholtz,

vorm. Dozent für Heizungs- und Lüftungsanlagen an der
Königl. Technischen Hochschule in Berlin.

In 4 Bänden.

Band III: Die Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.



Leipzig,

J. M. Gebhardt's Verlag.

1902.

L 475 III

Bd. 3.

Die
Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.,
Mitinhaber der Firma Knoch & Kallmeyer, Technisches Bureau für Hoch- und Tiefbau zu Halle a. S.



Mit einem farbigen Titelbild: „Eiserne Kuppel über der Eingangshalle des Bahnhofs zu Halle a. S.“,
nach einem während des Baues aufgenommenen Lichtbild in Aquarell ausgeführt von Professor C. Brünner,
590 Originalzeichnungen in Holzschnitt und 96 photolithographierten Figurentafeln.

Trippig,
J. M. Gebhardt's Verlag.
1902.

Alle Rechte,
insbesondere das Recht der Uebersetzung in andere Sprachen,
vorbehalten.



Inst. 2112.

Inst. 2112/47

Vorwort zur sechsten Auflage.

Kam es bei der fünften im Jahre 1890 erschienenen Auflage darauf an, mit den mittelalterlichen Anschauungen über Eisenkonstruktionen des Hochbauwesens zu brechen und eine Neubearbeitung auf zeitgemäßer wissenschaftlicher Grundlage zu schaffen, so waren in der vorliegenden sechsten Auflage alle die mannigfaltigen Anregungen, welche die inzwischen auf gleichem Gebiete erschienenen Werke und Bearbeitungen boten, zu berücksichtigen. Insbesondere haben die Kapitel 12 und 13 über die eisernen Dachstühle eine vollständige Neubearbeitung erfahren, bei welcher die inzwischen erfolgte weitere Ausbildung der Theorie des räumlichen Fachwerks gebührende Berücksichtigung gefunden hat. Eine wesentliche Erweiterung und Umgestaltung erfahren ferner: Kapitel 5 durch Aufnahme der Krag-Gelenkträger und der kontinuierlichen Träger; Kapitel 6 durch eingehendere Behandlung der Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen; Kapitel 7 durch Einbeziehung des stabförmigen Zweigelenkbogens; Kapitel 8 durch Betrachtung der ebenen Decken mit Eiseneinlagen; Kapitel 14 durch Besprechung zeitgemäßer Schaufensteranlagen.

Halle a. S., im März 1902.

Wie bei der früheren Auflage war der Verfasser bemüht, für alle Konstruktionen die statische Begründung in möglichst einfacher und leicht faßlicher Form zu geben, wobei lediglich das praktische Ziel, auf kürzestem Wege zu einer den gegebenen Verhältnissen entsprechenden Konstruktionsform zu gelangen, im Auge behalten und alles Eingehen auf rein theoretische Untersuchungen vermieden wurde.

Soweit eine Benutzung anderer Werke und Veröffentlichungen stattgefunden hat, ist dies im Text bemerkt worden, ebenso finden sich die Namen der geistigen Urheber der im Text und in den Tafeln vorgeführten bedeutenderen Bauwerke an den entsprechenden Stellen verzeichnet.

Das Buch ist so eingerichtet, daß der die Tabellen enthaltende Anhang und die Tafeln gesondert gebunden werden können, wodurch eine bessere Handlichkeit im Gebrauch erreicht wird.

Möge das Buch auch in der neuen Bearbeitung freundliche Aufnahme und nachsichtige Beurteilung finden.

Der Verfasser.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite		Seite
Einleitung	1	§ 4. Verteilung der Riete	44
Erstes Kapitel. Das Eisen als Baumaterial.		§ 5. Stoßverbindungen	45
§ 1. Die verschiedenen Eisengattungen und deren Eigenschaften	3	a) Stoß der Bleche und Flacheisen	46
§ 2. Verwendung des Eisens zu Hochbauzwecken	5	b) Stoß der Winkel- und anderer Profileisen	46
a) Verwendung des Gußeisens	5	§ 6. Anschluß- oder Endverbindungen	47
b) Verwendung des Schmiedeeisens	5	a) Trägeranschlüsse	47
§ 3. Materialprüfungen	6	b) Knotenpunkte	48
§ 4. Vergebung der Eisenkonstruktionen	7	§ 7. Schrauben	48
§ 5. Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Rost	9	§ 8. Anwendung und Berechnung der Schrauben	49
§ 6. Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer	10	§ 9. Gelenke	50
Zweites Kapitel. Grundlagen für die Berechnung der Hochbaukonstruktionen.		Berechnung der Gelenke	50
§ 1. Aufgabe der Berechnung	12	1. Zugtangenschloß	51
§ 2. Art der Belastung bei Hochbaukonstruktionen	13	2. Endgelenk einer Zugstange	52
a) Eigengewicht	13	Viertes Kapitel. Stützen.	
b) Zufällige Belastung der Decken	13	§ 1. Material und Querschnittsform	54
c) Belastung durch Schnee	13	§ 2. Gußeiserne Stützen	55
d) Winddruck	13	§ 3. Schmiedeeiserne Stützen	59
§ 3. Angriffsweise der Belastung und Einteilung der Träger	14	a) Schmiedeeiserne Hohlsäulen	59
§ 4. Das Kräftepolygon. (Erste Gleichgewichtsbedingung)	15	b) Kastenförmige Querschnitte	60
§ 5. Das Seilpolygon. (Zweite Gleichgewichtsbedingung)	17	c) Kreuzförmige Querschnitte	61
§ 6. Kräftepaare und Momente	18	d) I- und T-förmige Querschnitte	62
§ 7. Ermittlung der Stützendrucke und Momente bei geraden Trägern mit senkrechten Lasten	21	§ 4. Berechnung der Stützen bei achsialer (zentrischer) Belastung	63
§ 8. Stetige Lasten	23	§ 5. Berechnung der Stützen bei einseitiger (exzentrischer) Belastung	66
§ 9. Innere Kräfte. (Spannungen)	24	§ 6. Berechnung der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte	69
1. Normalfestigkeit	25	§ 7. Fußplatte und Fundament der Stützen bei achsialer Belastung	70
2. Biegezugfestigkeit	25	§ 8. Fußplatte und Fundament der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte oder einseitige Lasten	74
3. Scherfestigkeit	26	a) Abmessungen der Grundplatte	75
4. Drehungsfestigkeit (Torsionsfestigkeit)	26	b) Berechnung der Rippen	77
§ 10. Normalfestigkeit	26	c) Riete zwischen Rippe und Säulenschaft	77
§ 11. Biegezugfestigkeit	28	d) Berechnung des Fundamentpfellers	77
§ 12. Zusammenge setzte Festigkeit	32	§ 9. Lagerung der Träger auf den Stützen	79
1. Festigkeit der Träger	32	Fünftes Kapitel. Träger mit vollem Steg.	
2. Einseitige (exzentrische) Belastung	33	§ 1. Material und Querschnittsform	82
3. Die Knickfestigkeit	33	§ 2. Gewalzte Träger	82
§ 13. Schwerpunkte von Querschnittsflächen	34	§ 3. Genietete Träger	84
§ 14. Trägheitsmomente der Querschnittsflächen	36	a) Die Blechwand	84
Drittes Kapitel. Eisenverbindungen.		b) Winkelisen	85
§ 1. Die verschiedenen Verbindungsarten	40	c) Gurtplatten (Kopfplatten)	85
§ 2. Ausführungen der Nietungen	40		
§ 3. Zahl und Stärke der Riete	42		

	Seite		Seite
§ 4. Allgemeines über die Berechnung der Träger Biegemomente und Stützdrucke verschiedenartig belasteter Träger	86 87	§ 11. Zahlenbeispiele für die statische Berechnung der Fach- werkträger	141 141
§ 5. Der Freitträger	89	Erstes Beispiel.	
a) Einzellasten	89	a) Belastungsannahmen	141
b) Stetige Belastung	90	b) Ermittlung der Stützdrucke	142
c) Tiefe der Einmauerung	90	c) Spannungen der Gurtungen (nach Ritters Methode)	142
§ 6. Träger auf zwei Endstützen	93	d) Spannungen des Netzwerkes	143
a) Einzellasten	93	e) Querschnittsbestimmung	144
b) Stetige Belastung	94	Zweites Beispiel.	
§ 7. Träger mit überhängenden Enden	97	a) Belastungen	145
a) Einseitig überhängende Träger	97	b) Stabspannungen	146
b) Zweiseitig überhängender Träger	99	c) Querschnittsbestimmung	147
§ 8. Krag-Gelenkträger. (Gerber'scher Balken)	100	Drittes Beispiel.	
§ 9. Durchlaufende (kontinuierliche) Träger	103	a) Belastungen	148
§ 10. Querschnittsbestimmung	105	b) Stabspannungen	149
§ 11. Lagerung der Träger auf dem Mauerwerk	110	Verzeichnis der Stabspannungen für den auf Tafel 23 dargestellten Fachwerkbinder	150
1. Unterlagsplatten an den Auflagern	110		
2. Abmessungen der Lagerplatten	112		
3. Zwischenlage zwischen Lagerplatte und Stein	113		
4. Auflagersteine	113		
5. Einmauerung der Träger	113		
6. Abmessungen der Mauerpfiler	113		
§ 12. Gelenklager	116		
Sechstes Kapitel. Fachwerkträger.			
§ 1. Begriff des Fachwerks	118	§ 1. Begriff des Bogenträgers	151
§ 2. Formen der Fachwerkträger	120	§ 2. Einteilung und Form der Bogenträger	153
1. Der deutsche Dachstuhl	121	§ 3. Berechnung des stabförmigen Dreigelenkbogens	154
2. Der englische Dachstuhl	121	a) Ermittlung des Schubes bei senkrechten Lasten	154
3. Der französische Dachstuhl	121	b) Ermittlung des Schubes bei schiefen Lasten	155
§ 3. Allgemeines über die Berechnung der Fachwerkträger	122	c) Beanspruchung des Bogenquerschnittes	156
§ 4. Ermittlung der Lasten und Stützdrucke (äußeren Kräfte)	124	d) Ungünstigste Belastungsweise	157
§ 5. Ermittlung der Stabspannungen (inneren Kräfte)	125	§ 4. Berechnung des stabförmigen Zweigelenkbogens	157
a) Die Momentenmethode (Ritter'sches Verfahren)	125	a) Ermittlung des Schubes bei senkrechten Lasten	158
b) Methode der Kräftepläne (Polygonal- oder Cremona'sche Methode)	126	b) Ermittlung des Schubes bei schiefen Lasten	159
§ 6. Besondere Regeln für Deckenträger	129	c) Beanspruchung des Bogenquerschnittes	160
1. Parallelträger mit rechtwinkligen Dreiecken	129	d) Ungünstigste Belastungsweise	160
a) Gurtspannungen	129	§ 5. Vereinfachte Berechnung des stabförmigen Zweigelenk- bogens bei gleichförmig verteilter Last	160
b) Gitterspannungen	130	§ 6. Berechnung des Fachwerkbogens mit drei Gelenken	162
2. Parallelträger mit gleichschenkligen Dreiecken	131	§ 7. Gestaltung der einzelnen Teile der Bogenträger	164
a) Gurtspannungen	131	§ 8. Lager und Gelenke der Bogenträger	165
b) Gitterspannungen	132	1. Fußgelenke (Kämpfergelenke)	165
§ 7. Besondere Regeln für Dachträger	133	2. Scheitelgelenke	167
§ 8. Bestimmung der Stabquerschnitte	134		
§ 9. Form und Verbindung der Fachwerkstäbe	136		
a) Gezogene Gurtstäbe	136		
b) Gedrückte Gurtstäbe	137		
c) Gezogene Netzwerkwärter	137		
d) Gedrückte Netzwerkwärter	138		
e) Die Knotenplatten	138		
f) Nietung	138		
§ 10. Ripp- und Rollenlager	138		
a) Ripplager	138		
b) Rollenlager	139		
		Siebentes Kapitel. Bogenträger.	
		§ 1. Verwendung des Eisens bei Decken	169
		§ 2. Hölzerne Decken mit eisernen Unterzügen	169
		§ 3. Decken mit eisernen Trägern und hölzerner Füllung	171
		§ 4. Decken mit Eisenträgern und Füllung aus Ziegelstein- oder Betonlappen	173
		§ 5. Berechnung der Klappendecken	176
		§ 6. Decken mit Eisenträgern und Füllung aus ebenen künst- lichen Steinplatten	182
		1. Gemauerte Ziegelsteinplatten mit Eiseneinlagen	184
		2. Betonplatten mit Eiseneinlagen	186
		3. Ebene Deckenplatten ohne Eiseneinlagen	190
		§ 7. Decken mit Füllung aus Eisenplatten	191
		1. Decken aus Eisenwellblech	191
		2. Budelplatten	194
		3. Belageisen	194

	Seite
Neuntes Kapitel. Wände, Erker, Treppen.	
§ 1. Unterstützung der Wände durch eiserne Träger	196
§ 2. Fachwände	198
a) Bei Ziegelausmauerung	200
b) Bei Wellblech- und Brettbekleidung	201
c) Bei Bekleidung mit Glas	201
§ 3. Unterstützung ausgefragter Bauteile	203
§ 4. Massive Treppen	206
§ 5. Berechnung der Träger bei massiven Treppen	208
a) Berechnung des Bodestragers bei freitragenden Stufen	208
b) Berechnung der Treppen- und Bodestragers bei unterstützten Stufen	209
c) Berechnung der Bodestragers bei Treppen mit steigenden Bögen	211
§ 6. Eiserne Treppen	213
a) Trittstufen	214
b) Setzstufen	214
c) Wangen- und Bodestragers	214
d) Wendeltreppen	216
§ 7. Erläuterung und statische Berechnung der auf Taf. 52 dargestellten Treppe	218
1. Stufen	218
2. Die Wangen	219
3. Hauptpodestträger	220
4. Eckpodestträger	222

Zehntes Kapitel. Glasdeckung (Oberlichter).	
§ 1. Allgemeine Anordnung der Oberlichter	224
§ 2. Die Glasstafeln	226
§ 3. Die Sprosseneisen	228
a) Die L-förmigen Sprossen	228
b) Kreuzförmige Sprossen	228
c) Ninnensprossen	228
§ 4. Befestigung der Glasstafeln auf den Sprosseneisen und Dichtung der Fugen	230
1. Dichtungsmaterial	230
2. Anordnung der Längsfugen zwischen Glasstafeln und Sprosseneisen	231
3. Anordnung und Dichtung der Quersfugen	232
§ 5. Eindeckung der Firste und Grate	233
§ 6. Traufe und Kehlen	236
§ 7. Anschluß der Glasdächer an andere Bauteile, Giebelabschlüsse und sonstige Nebenanlagen	238
§ 8. Berechnung zeltdachförmiger Oberlichter	240
1. Fachwerkspannungen	243
2. Biegungsspannungen	244
3. Querschnittsbestimmung	244

Elfte Kapitel. Metalldeckungen. Dachrinnen.	
§ 1. Übersicht über die verschiedenen Arten der Metalldeckung	245
§ 2. Dachdeckung mit ebenem Tafelblech	246
a) Zinkblech	246
b) Eisenblech	248
c) Kupferblech	248
d) Bleiblech	248
§ 3. Dachdeckung mit Zinkwellblech	249

§ 4. Eisenwellblech. — Die ebene Dachfläche	250
§ 5. Eisenwellblech. — Eindeckung der Firste, Grate, Kehlen, Traufen und der Anschlüsse an andere Bauteile	253
§ 6. Dachrinnen. — Allgemeine Anordnung	255
§ 7. Dachrinnen. — Ausbildung im einzelnen	257

Zwölftes Kapitel. Binderdächer.	
§ 1. Übersicht	260
§ 2. Die Sparren	262
§ 3. Die Pfetten	264
§ 4. Berechnung der Dachpfetten	266
§ 5. Binder der Balkendächer	272
§ 6. Binder der Bogendächer	277
§ 7. Freitragende Wellblechdächer	282
§ 8. Binder der Kragdächer	284
§ 9. Der Windverband	287
§ 10. Mehrschiffige Binderdächer	290
§ 11. Bindersysteme der Walm- und Kehldächer	293
§ 12. Bindersysteme der Zelt- und Kuppeldächer	296
§ 13. Erläuterung der auf den Tafeln dargestellten eisernen Dachstühle	299

Dreizehntes Kapitel. Manteldächer.	
§ 1. Übersicht	308
§ 2. Das räumliche Fachwerk	311
§ 3. Umformung der Stabsysteme	316
§ 4. Ermittlung der Stabspannungen. (Allgemein für beliebige Raumschwerke und beliebige Belastung)	321
§ 5. Kuppelschwerke	324
§ 6. Tonnschwerke	329
§ 7. Vereinfachte Berechnung flacher Kuppel- und Zeltedächer	331
a) Belastungsannahmen	331
b) Spannungen in den Gratparren	332
c) Spannungen in den Ringen	333
d) Spannungen in den Diagonalen	334
e) Zahlenbeispiel	334
§ 8. Vereinfachte Berechnung steiler Turmdächer	336
a) Belastungsannahmen	336
b) Standsicherheit des Turmhelms gegen Winddruck	336
c) Ermittlung der Stabspannungen	337
d) Vierseitiger Turmhelm	337
e) Achteitiger Turmhelm	339
§ 9. Konstruktive Behandlung flacher Kuppel- und Zeltedächer	341
§ 10. Konstruktive Behandlung steiler Turmdächer	349
§ 11. Dachreiter	352
§ 12. Manteldächer über quadratischen und quadratähnlichen Grundrissen	358

Vierzehntes Kapitel. Eisenkonstruktionen des äußeren und inneren Ausbaues.	
§ 1. Einfriedigungen	365
§ 2. Fenster	366
a) Gußeiserne Fenster	367
b) Schmiedeeiserne Fenster	367
§ 3. Thüren und Thore	368
§ 4. Schaufensteranlagen	370
§ 5. Glockenstühle	372

Berichtigungen.

- Seite 14 links unten. Das Beispiel ist wie bei der früheren Auflage noch mit $w_0 = 120$ anstatt mit $w_0 = 125$ berechnet worden.
In Fig. 4 Grundriß muß es heißen: $\gamma = 45^\circ$ statt $\beta = 45^\circ$.
- „ 49 rechts oben ist das Wort „(Tonnen)“ zu streichen.
- „ 95 Gleichung (27) muß lauten: $l_1 = 0,1 + 1,04 l$, statt
 $l_1 = 0,1 + 1,4 l$.
- „ 123 zu Fig. 208. Wenn A und B fest, so ist Stab A B spannungslos und überflüssig; das Fachwerk bleibt daher einfach (nicht zweifach) statisch unbestimmt.
- „ 125 links, fünfte Zeile von unten. Es muß heißen: „Kap. 12, § 9“ statt „Kap. 12, § 6“.
- „ 162 links unter 2 muß es heißen: $(250 \cdot 0,8660 + 750 \cdot 0,0236) = + 3640 \text{ kg}$
statt: $(250 \cdot 0,8660 - 750 \cdot 0,0236) = + 3080 \text{ kg}$,
ferner unter 4: $(g + q \cdot 0,4620 + v \cdot 0,1322)$
statt: $(g + q \cdot 0,4620 + v \cdot 0,1332)$
und: $(250 + 375 \cdot 0,4620 + 750 \cdot 0,1322) = 8150$
statt: $(250 + 375 \cdot 0,4620 + 750 \cdot 0,1332) = 8140$;
ferner rechts oben achte Zeile: $k = 1000 \text{ kg/qcm}$
statt: $R = 1000 \text{ kg/qcm}$.
- „ 261 rechts zweite Zeile von unten: Taf. 2.
statt: Taf. 4.
- „ 266 links achte Zeile: „Knotenbleche“
statt: „Kantenbleche“.
- „ 274 links zweite Zeile: (Taf. 70, Fig. 3 und Taf. 75 und 76)
statt: (Taf. 70, Fig. 3 und Taf. 73).
- „ 293 Überschrift zu § 11 „Binderysteme“ statt „Binderystem“.

Einleitung.

Bei den in den beiden ersten Bänden behandelten Bauweisen in Stein und Holz wurden die stützenden Teile, die Mauern und Pfeiler, hauptsächlich in Stein, die übertragenden Teile, Decken und Dächer, in Holz gebildet. Das Holz fand insbesondere bei allen Bauten Verwendung, bei welchen die Anwendung von Steingewölben zu kostspielig erschien. Die Vorteile, welche in dieser Beziehung die Verwendung des Holzes bot, mußten jedoch durch eine geringere Beständigkeit der so ausgeführten Gebäude gegen Einwirkung der Witterung und etwaiger Brände erkauft werden. Die Nachteile traten um so mehr hervor, als mit dem Anwachsen des Verkehrs das Bedürfnis nach großen freien Räumen immer dringender wurde und demgemäß das Holz einen immer wichtigeren Bestandteil des Gebäudes zu bilden hatte. Hierzu kam, daß die Festigkeit des Holzes die Verwendung zur Bildung großer Räume immerhin nur innerhalb verhältnismäßig enger Grenzen gestattete. Gleichzeitig mit dem Aufschwunge der Verkehrsverhältnisse mußte sich daher das Bestreben geltend machen, das Holz durch ein leistungsfähigeres und dauerhafteres Material zu ersetzen. Erst der neueren Zeit ist es gelungen, dieses Ziel zu erreichen und in dem Eisen nicht nur einen Ersatz für tragende Holzkonstruktionen, sondern ein Material zu finden, welches ganz neue und früher unausführbare Bauwerke ermöglichte.

Das Eisen und dessen Eigenschaften waren zwar bereits in frühesten Zeiten bekannt. Bis in die neueste Zeit war es aber nicht möglich, das Eisen zu solch geringem Preise und in so großen Mengen und Stücken herzustellen, daß es als ein dem Stein und Holz ebenbürtiges Material in Betracht hätte kommen können. In der griechischen und römischen Bauperiode fand das Eisen daher nur Verwendung zur Verklammerung der Werksteine, während es im Mittelalter außerdem in Gestalt von Zugankern und Ringen zur Milderung beziehungsweise Aufhebung des Gewölbepubes diente. Erst Ende des vorigen Jahrhunderts

wurden in Frankreich die ersten Decken und Dächer, in England die ersten Brücken in Eisen, und zwar in Gußeisen ausgeführt. Bis zur ersten Hälfte des gegenwärtigen Jahrhunderts war nämlich die Herstellung des Schmiedeeisens noch so kostspielig, daß bei den Baukonstruktionen fast nur Gußeisen in Frage kommen konnte. Das Gußeisen ist jedoch wegen seiner im Vergleiche zur Druckfestigkeit geringen Zugfestigkeit, und wegen der beim Guß leicht entstehenden unsichtbaren Fehler weit weniger zu tragenden Bauteilen geeignet, als das Schmiedeeisen, dessen Zug- und Druckfestigkeit annähernd gleich groß und dessen Gefüge ein gleichmäßig zähes und sehniges ist. Seit daher von Mitte dieses Jahrhunderts ab in der Herstellung des Schmiedeeisens erhebliche Fortschritte gemacht worden waren, welche eine bedeutende Preisermäßigung dieses Materiales zur Folge hatten, machte sich eine Verdrängung des Gußeisens durch das Schmiedeeisen zunächst im Gebiete des Brückenbaues und neuerdings auch bei den Hochbauausführungen geltend. Da bei den letzteren weniger große Spannweiten zu überwinden sind, auch weniger Stöße und Erschütterungen vorkommen als bei Brückenbauten, so konnte sich hier das Gußeisen noch so lange halten, als der Preis für dieses Material wesentlich niedriger war, wie für Schmiedeeisen. Letzteres ist heutzutage mit Rücksicht auf die geringeren Abmessungen, welche schmiedeeiserne Konstruktionen erhalten können, nicht mehr der Fall. Das Gußeisen wird daher auch bei Hochbaukonstruktionen zweckmäßig nur noch in den Fällen benutzt, in welchen es vermöge seiner leichteren Formbarkeit dem Schmiedeeisen gegenüber im Vorteil ist.

Wie bereits bemerkt, erscheint das Eisen hauptsächlich geeignet, als Ersatzmaterial an Stelle des Holzes zu treten. Dies gilt jedoch nur von den Konstruktionen, bei welchen die Festigkeit und Beständigkeit des Materiales in Betracht kommt, also hauptsächlich von den Balkenlagen und Dachstühlen. In allen den Fällen, in welchen Eigenschaften

des Holzes, welche das Eisen nicht besitzt — wie z. B. leichtes Gewicht, schlechte Wärmeleitung, leichte Bearbeitung u. a. —, in Frage kommen, wird das Holz nach wie vor dem Eisen vorzuziehen sein. Es gilt dies namentlich von Wand- und Dachschalungen, Fußbodenbelag, Thüren und Fenstern.

Mit der Verwendung von Stein zu Bauzwecken tritt das Eisen seltener in Wettbewerb; im Gegenteil wird in vielen Fällen mit Hilfe des Eisens eine ausgedehntere Anwendung des Steinmaterials ermöglicht, wie beispielsweise bei gewölbten Decken und Dächern. Das bei Monumentalbauten zur äußeren Erscheinung kommende Material wird außerdem nach wie vor der Stein bleiben, da das Eisen vermöge seiner auf das geringste zu beschränkenden Abmessungen noch weniger zu monumentalen Wirkungen geeignet erscheint, als das Holz. Das Eisen wird demnach bei allen Monumentalbauten äußerlich ebensowenig sichtbar werden, wie früher das Holz. Eine künstlerische Ausbildung der Eisenkonstruktionen kann daher bei derartigen Bauwerken nur in beschränktem Maße bei der Ausstattung der inneren Räume in Frage kommen. Dagegen werden Gebäude, bei welchen das Eisen als Baumaterial zur äußeren Erscheinung kommt (Bahnhofshallen, Markthallen, Ausstellungsgebäude, Gewächshäuser u. a.) stets einen den Fachwerkbauten in Holz mehr oder weniger ähnlichen Charakter tragen und dementsprechend nach denselben Grundsätzen, wie sie für derartige Holzbauten gelten, künstlerisch zu gestalten sein. Ohne hier auf die schwierige Frage der architektonischen Gestaltung der Eisenkonstruktionen näher einzugehen, wollen wir nur bemerken, daß ein dahin gerichtetes Streben nur dann von Erfolg gekrönt sein wird, wenn der Architekt mehr als bisher derartige Ausführungen selbst zu entwerfen lernt und dadurch ein Urteil über das Wesen eines jeden Baugliedes gewinnt, ohne welches ein künstlerischer Erfolg nicht zu erzielen ist. Allerdings ist der Erwerb der hierzu erforderlichen Kenntnisse mit mehr Mühe verbunden, als bei den Stein- und Holzkonstruktionen. Bei diesen haben sich im Laufe der Zeit gewisse Erfahrungsregeln herausgebildet, welche gestatten, die rechnerische Arbeit beim Entwerfen auf ein ganz geringes Maß einzuschränken. Bei den Eisenkonstruktionen sind derartige Regeln nicht ausreichend,

da die außerordentliche Bildungsfähigkeit und der hohe Preis des Materiales eine eingehende Behandlung jedes einzelnen Falles erfordern. Es erscheint jedoch nicht notwendig, daß der Architekt sich den gesamten wissenschaftlichen Apparat, welcher durch die Eisenbauten ins Leben gerufen ist, zu eigen macht; es dürfte schon genügen, wenn er diejenigen praktischen Ergebnisse, welche zur Berechnung der hauptsächlichsten, im Hochbauwesen vorkommenden Eisenkonstruktionen dienen, kennen lernt, und sich durch Übung im Entwerfen anzueignen sucht. Da die Kenntnis der äußeren Gestaltung und Anordnung der Eisenkonstruktionen ohne diese zur Berechnung notwendigen Grundlagen überhaupt nichts nützen kann, so mußte in vorliegendem Buche dem rechnerischen Teil ein verhältnismäßig breiter Raum zugewiesen werden, wobei jedoch das Bestreben maßgebend war, nur das für den praktischen Gebrauch Notwendige in gemeinverständlicher Weise vorzuführen und die gegebenen Regeln durch Beispiele und Tabellen dergestalt zu erläutern, daß die Berechnung der Konstruktionen hier nach ohne weiteres möglich ist. An Vorkenntnissen wird hierbei nur die niedere Geometrie und Trigonometrie, sowie die Lehre von den Gleichungen ersten und zweiten Grades vorausgesetzt.

* * *

Das Gebiet der Eisenkonstruktionen des Hochbaues umfaßt alle Ausführungen, bei welchen das Eisen als Hauptmaterial auftritt. Hierzu gehören also alle mit Hilfe des Eisens hergestellten Wand-, Decken- und Dachbauten. Die Besprechung der Eisenkonstruktionen hat sich noch ausschließlich, als dies in den beiden vorhergehenden Bänden geschehen, auf Hochbaukonstruktionen zu beschränken, da das Gebiet der Eisenkonstruktionen des Tiefbaues ein derart ausgedehntes ist, daß eine getrennte Behandlung geboten erscheint. Außer dem Eisen kommen in vorliegendem Buche noch andere Metalle zur Sprache, welche bei Hochbaukonstruktionen verwendet werden und nicht bereits in den ersten Bänden besprochen sind. Ebenso wird in diesem Bande das Glas als Dachdeckungsmaterial behandelt werden, da dessen Verwendung in unmittelbarem Zusammenhang mit den eisernen Dachstühlen steht.

Das Eisen als Baumaterial.

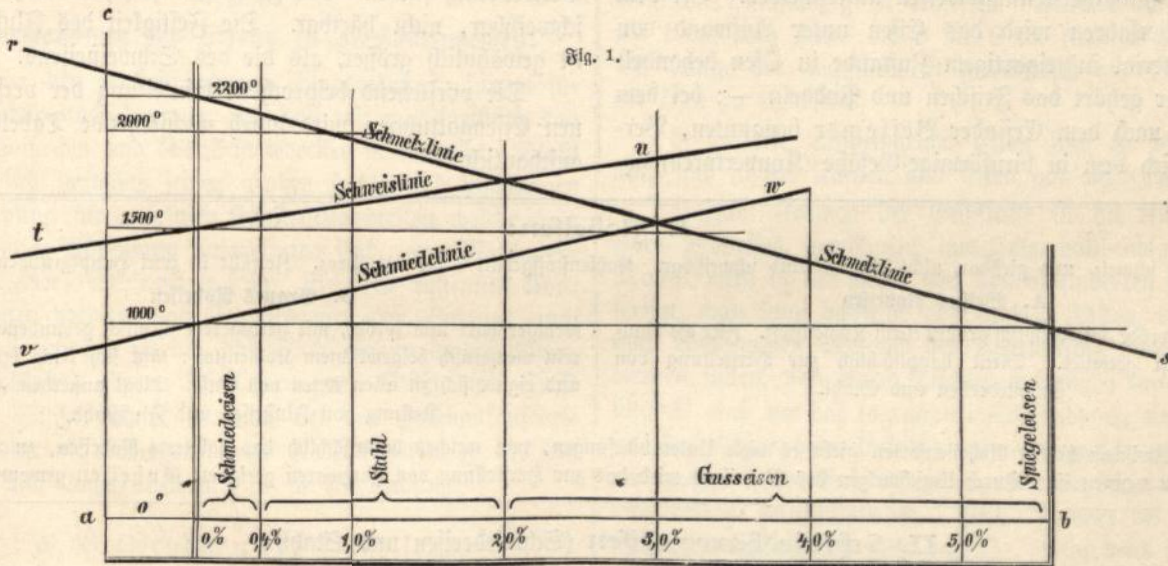
§ 1.

Die verschiedenen Eisengattungen und deren Eigenschaften.

Die für technische Zwecke geeigneten Eisenverbindungen zerfallen in drei Hauptgruppen: Gußeisen — Stahl — Schmiedeeisen. Dieselben unterscheiden sich chemisch nur durch die Größe des Gehaltes an Kohlenstoff. Letzterer beträgt bei Gußeisen etwa 2 bis $5\frac{1}{2}$ Proz., bei Stahl 0,4 bis 2 Proz., bei Schmiedeeisen bis 0,4 Proz. des Gewichtes. Je nach dem Gehalte an Kohlenstoff und der Herstellungsweise zerfallen diese drei Hauptgruppen wieder in eine

stellt die Schmiedetemperatur des Eisens dar. Man erkennt hieraus:

- Chemischreines Eisen ist bei 1000° C. schmiedbar, bei 1500° schweißbar, bei 2200° schmelzbar.
- Von 0 bis 2 Proz. Kohlenstoffgehalt läßt sich das Eisen schweißen, bei 2 Proz. Kohlenstoffgehalt erreicht das Eisen mit der Schweißhitze von 1700° zugleich die Schmelztemperatur und ist demnach nicht mehr schweißbar.
- Von 0 bis 3 Proz. Kohlenstoffgehalt ist das Eisen schmiedbar. Bei 3 Proz. Kohlenstoff erreicht die



ganze Reihe von Unterabteilungen. Betrachten wir zunächst den Einfluß des Kohlenstoffgehaltes. Je mehr Kohlenstoff im Eisen enthalten ist, desto höher liegt die Temperatur, bei welcher das Eisen schweißbar und schmiedbar, desto niedriger die Temperatur, bei welcher das Eisen schmelzbar ist. Bildlich wird dieses Gesetz durch Fig. 1 veranschaulicht. Auf der wagerechten Linie ab ist der Kohlenstoffgehalt in Prozenten des Gewichtes, auf der senkrechten Linie a—c die Temperatur in Graden (Celsius) aufgetragen. Die Linie r—s bezeichnet die Temperatur, bei welcher das Eisen schmilzt, die Linie t—u diejenige, bei welcher das Eisen schweißbar ist und die Linie v—w

Schmiedbarkeit ihre Grenze, da die Schmiede- und Schmelztemperatur gleiche Höhe haben.

- Mit der Zunahme des Kohlenstoffgehaltes steigt die Schweiß- und Schmiedetemperatur gleichmäßig, während die Schmelztemperatur abnimmt.
- Das kohlenstoffreichste Eisen (Spiegeleisen mit $5\frac{1}{2}$ Proz.) ist bereits bei 1000° schmelzbar.

Über die Herstellungsweise der verschiedenen Eisengattungen sei in Kürze folgendes angeführt:

Durch Ausschmelzen der Erze in Hochofen wird das „Roheisen“ gewonnen. Dasselbe zerfällt in zwei Hauptgattungen: das weiße und graue Roheisen. Ersteres

enthält bis $5\frac{1}{2}$ Proz. chemisch gebundenen Kohlenstoff, letzteres weniger chemisch gebundenen, dagegen mechanisch als Graphit beigemischten Kohlenstoff. Das weiße Eisen ist sehr hart und eignet sich nicht zu feinem Guß, das graue Eisen ist weicher, läßt sich bearbeiten und zu feinem Formenguß verwenden. Bevor das Roheisen zur Herstellung von Gußwaren verwendbar ist, muß es mehrmals umgeschmolzen werden. Ein solches umgeschmolzenes, zur Herstellung von Gußwaren geeignetes Eisen heißt „Gußeisen“. Werden dem Roheisen beim Umschmelzen Stahlabfälle zugesetzt, so nennt man das Erzeugnis „Stahlguß“. Durch besondere Behandlung kann man das graue Gußeisen ferner so weich machen, daß es sich ähnlich wie Schmiedeeisen bearbeiten läßt. Ein solches Eisen heißt „schmiedbarer Guß“. — Wird Gußeisen durch Gießen in eiserne Formen an seinen Außenflächen besonders hart gemacht, so führt es die Bezeichnung „Hartguß“.

Aus dem Roheisen wird durch Entziehen von Kohlenstoff „Schmiedeeisen“ und „Stahl“ gewonnen. Hierbei wird in verschiedener Weise verfahren, jedoch lassen sich zwei Hauptherstellungsweisen unterscheiden. Bei dem älteren Verfahren wird das Eisen unter Aufwand von Brennmaterial in teigartigem Zustande in Öfen behandelt — hierher gehört das Frischen und Puddeln —; bei dem neueren, nach dem Erfinder Bessemer benannten, Verfahren wird dem in birnförmige Gefäße (Konvertoren) ge-

brachten flüssigen Eisen der Kohlenstoff durch Zuführen von gepreßtem Wind entzogen — Windfrischen —.

Das mittels des erstgenannten Verfahrens hergestellte Eisen heißt „Schweißeisen“, beziehungsweise „Schweißstahl“, das bei dem zweiten Verfahren gewonnene Eisen „Flußeisen“, beziehungsweise „Flußstahl“.

Das Schweißeisen, früher ausschließlich Schmiedeeisen genannt, ist im allgemeinen zäher und sehniger als Flußeisen und von faserigem Bruche, während das Flußeisen einen gleichmäßig feinkörnigen, stahlähnlichen Bruch besitzt. Das Schweißeisen ist schweiß- und schmiedbar, wenig härtbar.

Das Bessemer-Verfahren wurde bis vor kurzem noch durch den Umstand verteuert, daß sich das in Deutschland in großen Mengen vorkommende phosphorhaltige Eisen zu diesem Verfahren nicht eignete. Nachdem es dem Engländer Thomas jedoch im Jahre 1880 gelungen war, den Phosphorgehalt des Eisens in praktisch verwendbarer Weise zu beseitigen, hat sich die Fabrikation von Flußeisen derart vervollkommenet, daß zu den schmiedeeisernen Konstruktionen heutzutage fast nur noch Flußeisen Verwendung findet. Das Flußeisen ist schmiedbar, schlecht schweißbar, nicht härtbar. Die Festigkeit des Flußeisens ist gewöhnlich größer, als die des Schweißeisens.

Die vorstehend besprochene Einteilung der verschiedenen Eisengattungen wird durch nachstehende Tabelle veranschaulicht:

I. Roheisen:

leicht schmelz- und gießbar, nicht schmied- und schweißbar. Kohlenstoffgehalt 2 bis $5\frac{1}{2}$ Proz. Zerfällt in zwei Hauptgruppen:

A. Weißes Roheisen

hart und spröde mit chemisch gebundenem Kohlenstoff. Für die Bautechnik nicht geeignet. Dient hauptsächlich zur Herstellung von Schmiedeeisen und Stahl.

B. Graues Roheisen

weniger hart und spröde, mit geringerem chemisch gebundenen, aber rein mechanisch beigemischtem Kohlenstoff; läßt sich leicht bearbeiten und eignet sich zu allen Arten von Guß. Dient außerdem zur Herstellung von Flußeisen und Flußstahl.

Zwischen beiden Roheisensorten giebt es viele Unterabstufungen, von welchen hauptsächlich das halbierte Roheisen, zu Hartguß geeignet, zu nennen ist. Durch Umschmelzen des Roheisens wird das zur Herstellung von Gußwaren geeignete Gußeisen gewonnen.

II. Schmiedbares Eisen (Schmiedeeisen und Stahl):

schmiedbar und zum Teil auch schweißbar, schwer schmelzbar. Kohlenstoffgehalt 0,03 bis 2 Proz., zerfällt nach dem geringeren oder größeren Kohlenstoffgehalt in zwei Hauptgruppen:

A. Schmiedeeisen

nicht härtbar, schmiedbar und schweißbar mit einem Kohlenstoffgehalte von 0,03 bis 0,4 Proz. Zerfällt nach der Herstellungsweise in zwei Unterabteilungen:

1) Schweißeisen

(nach dem Herstellungsverfahren auch bezeichnet mit Kenn-, Herdfriisch-, Puddel- und Packeteisen).

In teigartigem Zustande hergestellt. Nicht vollkommen frei von Schlacke. Leicht schmied- und schweißbar. Bruch sehnig.

2) Flußeisen

(nach der Beschaffenheit auch Homogen-, nach dem Herstellungsverfahren Ingot-, Bessemer- und Martineisen genannt).

In flüssigem Zustande hergestellt. Vollkommen frei von Schlacke. Schmiedbar, schlecht schweißbar. Bruch feinkörnig.

B. Stahl

härtbar, weniger leicht schmiedbar, schwer oder gar nicht schweißbar mit einem Kohlenstoffgehalte von 0,3 bis 2 Proz. Zerfällt ebenfalls nach der Herstellungsweise in zwei Unterabteilungen:

1) Schweißstahl

(Kenn-, Herdfriisch-, Puddel-, Zement- und Gerbstahl).

In teigartigem Zustande hergestellt, wird zu Blech und Draht, sowie zum Verstähen eiserner Werkzeuge verwendet.

2) Flußstahl

(Bessemer-, Martin-, Flammofenfluß- und Tiegelgußstahl).

In flüssigem Zustande hergestellt und frei von Schlacke.

Das nach einem der beiden Verfahren hergestellte Schmiedeeisen ist nicht sofort verwendbar, sondern bedarf noch einer Bearbeitung, um in diejenige Form gebracht zu werden, in der es in den Handel kommt. Diese Bearbeitung oder Verfeinerung wird durch Hämmern und Walzen bewirkt. Das Schweißeisen wird gewöhnlich in Stäben von 1 bis 2 m Länge, 2 bis 3 cm Dicke und 10 bis 12 cm Breite ausgehämmert. Ein solcher Stab heißt „Luppe“. Je nach der Größe des zu walzenden Profils werden mehrere Luppen in einem „Packet“ mittels Eisendraht verbunden, demnächst bis zur Weißglut erhitzt und dann unter dem Hammer zu einem Stück verarbeitet. Von dem Hammer gelangt das Packet noch glühend in die Walzen und erhält hier seine endgiltige Form.

Bei dem Flußeisen kommt die Herstellung des Packetes in Wegfall, da das zu walzende Stück bei dem Entkohlungsprozesse sogleich in der gewünschten Größe gegossen wird. Das Gußstück („Ingot“ oder „Block“ genannt) gelangt hier unmittelbar unter den Hammer und in die Walzen.

§ 2.

Verwendung des Eisens zu Hochbauzwecken.

Von den vorbesprochenen Eisengattungen kommt für die Hochbauausführungen zur Zeit fast ausschließlich das graue Gußeisen und das Schmiedeeisen in Betracht. Stahl eignet sich vermöge seiner großen Härte und schwierigen Bearbeitung nur zu solchen Konstruktionsteilen, welche einer bedeutenden Abnutzung unterworfen sind, wie Maschinenteile, Räder, Schienen u. s. w. Bei den ruhenden Konstruktionen verdient das Schmiedeeisen den Vorzug; auch hat die Erfahrung gelehrt, daß Stahl eine geringere Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen, Stöße und Frost besitzt. Stahl kommt hiernach bei den Hochbaukonstruktionen nur als untergeordnetes Nebenmaterial zu Bolzen, Keilen und Lagerrollen u. s. w. in Anwendung.

a) Verwendung des Gußeisens.

Das Gußeisen besitzt im Verhältnis zum Schmiedeeisen nur den Vorzug leichter Formbarkeit, dagegen sind als Nachteile der bedeutend (etwa $\frac{1}{3}$) geringere Widerstand gegen Zugbeanspruchung und die vielfach ungleichmäßige Beschaffenheit des Materiales zu nennen. Beim Gießen bilden sich mitunter Blasen und kleine Querschnittsverfälschungen, ebenso infolge der ungleichmäßigen Abkühlung innere Spannungen, welche dem prüfenden Auge verborgen bleiben und welche bei größeren Beanspruchungen durch Stöße oder Erschütterungen den Bruch verursachen können. Das Gußeisen sollte daher nur zu weniger wichtigen Konstruktionsteilen, namentlich zu solchen von geringer Länge und Höhe verwendet werden. Wegen der

leichteren Formbildung wird Gußeisen jedoch auch bei Säulen und Pfeilern noch vielfach dem Schmiedeeisen vorgezogen. Letztere Verwendung des Gußeisens ist auch bei dem gegenwärtigen Stande der Gießtechnik und bei Vornahme entsprechender Belastungsproben nicht weiter bedenklich, jedoch muß die Anordnung der Säulen so getroffen werden, daß halbseitige Belastungen, welche Zugspannungen bewirken könnten, thunlichst ausgeschlossen sind. In allen Fällen, in welchen sich derartige Biegebeanspruchungen der Säulen nicht vermeiden lassen, ist Schmiedeeisen vorzuziehen. Ferner empfiehlt es sich, Schmiedeeisen bei allen den Säulen und Pfeilern zu verwenden, bei welchen die Form der Stütze gleichgiltig ist. — Beim Entwerfen von Gußstücken sind folgende Regeln zu befolgen:

1) Denkt man sich die Hohlräume des zu gießenden Stückes durch einen festen Körper (etwa Holz) ausgefüllt, so muß es möglich sein, diesen Körper nach irgend einer Richtung ohne Zwang aus dem Gußstücke herauszunehmen.

2) Die Stärke der Wandungen eines Gußstückes ist möglichst gleichmäßig zu bemessen. Stärken von weniger als 1 cm und mehr als 5 bis 8 cm sind zu vermeiden. Die Länge der Gußstücke ist gewöhnlich auf nicht mehr als 5 m zu bemessen.

3) Scharfe einspringende Ecken sind zu vermeiden; auch sind scharfe Kanten und Ecken gut abzurunden.

4) Zum Formen der Gußstücke ist die Anfertigung eines Modelles, gewöhnlich aus Holz, notwendig. Dieses Modell wird in der Regel von den Eisenwerken selbst gefertigt, man kann dasselbe aber auch in Fällen, in welchen noch Änderungen während der Ausführung vorgenommen werden sollen, von einem Tischler anfertigen lassen. Das Modell muß um das sogenannte Schwindmaß, um welches sich das Eisen beim Erkalten zusammenzieht, größer als das herzustellende Gußstück gefertigt werden. Das Schwindmaß beträgt durchschnittlich 1 Proz., ist aber bei den verschiedenen Eisenhütten nicht dasselbe. Man wird sich daher das Schwindmaß vor Anfertigung des Modelles von dem Eisenwerke, welches mit der Ausführung des Gusses betraut werden soll, verschaffen müssen.

b) Verwendung des Schmiedeeisens.

Nachdem im letzten Jahrzehnt die Herstellung von Flußeisen bedeutend vervollkommenet worden ist, hat dieses Material das Schweißeisen fast vollständig von der Verwendung zu schweißeisernen Tragwerken verdrängt. Das Flußeisen besitzt größere Festigkeit als das Schweißeisen und die Befürchtungen, welche man aus der größeren Sprödigkeit des Materiales herleiten zu müssen glaubte, haben sich in der Praxis nicht bewahrheitet. Im Gegen-

teil gilt Flußeisen heutzutage für besser und zuverlässiger als Schweßeisen.

Das Schmiedeeisen findet bei den Hochbaukonstruktionen hauptsächlich in folgenden Formen Verwendung:

1) Bleche und Flacheisen (vergl. Tabelle 20 u. 23 im Anhang). Beide Formen unterscheiden sich nur durch die Art des Walzens. Bleche werden in Breiten von 1,5 m (ausnahmsweise 2,0 m) und Längen von durchschnittlich 5,0 m zwischen gewöhnlichen Walzen ohne Saum hergestellt. Der Blechrand muß nachträglich beschnitten werden. Die Flacheisen (Universalisen) werden im sogenannten Universalwalzwerk hergestellt und gleich beim Walzen gesäumt. Sie werden bis zu 80 cm Breite und 14 m Länge ausgewalzt. Die Normalwalzlänge beträgt jedoch nur 8,0 m, für größere Längen ist ein Überpreis von gegenwärtig etwa 5 Mark für 1000 kg und jedes Meter zu zahlen. Die Flacheisen in größeren Breiten sind zwar etwas teurer als die Bleche, sie verdienen jedoch den Vorzug vor den letzteren wegen der größeren Walzlänge und der größeren Güte des Materiales. Bei Breiten von mehr als 80 cm können jedoch nur Bleche Verwendung finden. Die Blechstärke beträgt bei den Eisenkonstruktionen gewöhnlich zwischen 7 und 15 mm, ausnahmsweise bei Unterlagsplatten und Knotenblechen bis 25 mm. Die Bleche werden bis 25 mm, die Flacheisen bis zu jeder beliebigen Stärke hergestellt.

2) Quadrat- und Rundeisen (vergl. Tabelle 21) werden in Stärken (Durchmesser) von 5 bis 150 mm und in Längen von 5 bis 14 m gewalzt. Normallänge = 5 bis 6 m.

3) Profileisen. Die Tabellen 11 bis 19 im Anhang enthalten die Abmessungen, Gewichte und Querschnittswerte der vom Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Verein deutscher Ingenieure und dem technischen Verein für Eisenhüttenwesen aufgestellten deutschen Normalprofile. Wenn auch die Hüttenwerke ihre alten verschiedenartigen Profile noch vielfach beibehalten haben, so finden die Normalprofile doch immer mehr Eingang. Es empfiehlt sich daher, die Entwürfe zu Eisenkonstruktionen nur nach Normalprofilen zu bearbeiten. Kann man später bei der Ausführung eines der berechneten Profile nicht erhalten, so ist auf Vorschlag des Unternehmers ein ähnliches Profil von annähernd gleicher Festigkeit zu wählen.

Die Profileisen werden wie die Flacheisen bis zu 14 m Länge ausgewalzt. Die Normalwalzlänge ist meist 8,0 m, für größere Länge ist ein entsprechend höherer Preis zu entrichten.

4) Wellbleche (vergl. Tabelle 24). Zu Dachdeckungen, Wand- und Deckenkonstruktionen haben die Wellbleche eine ausgedehnte Verbreitung gefunden. Man unterscheidet Trägerwellbleche mit hohen, schmalen, und flache Well-

bleche mit breiten, niedrigen Wellen. Wegen der mäßigen Stärke empfiehlt es sich, die Bleche zum Schutze gegen Rost nur verzinkt zu verwenden, zumal das Verzinken in der Regel billiger ist als ein zweiseitiger Ölfarbenanstrich.

§ 3.

Materialprüfungen.

Gewöhnliche Gußstücke prüft man lediglich nach dem äußeren Ansehen. Ist die Form sauber und scharf gegossen und zeigen sich keine Blasen oder sonstige Fehler an der Oberfläche, so steht der Verwendung nichts entgegen.

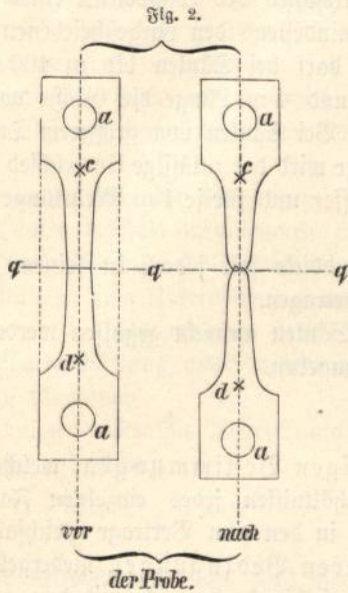
Gußeiserne stark belastete Säulen werden außerdem zweckmäßig einer Belastungsprobe durch hydraulische Pressen unterworfen und müssen hierbei mindestens das doppelte der größten rechnermäßigen Belastung aushalten, auch dürfen sich während und nach der Belastung keine Beschädigungen zeigen. Die für die hydraulische Belastungsprobe erforderlichen Einrichtungen sind fast auf jedem größeren Hüttenwerke vorhanden.

Schmiedeeiserne gewalzte Träger werden in der Regel nur einer äußeren Besichtigung unterworfen. Stücke, welche bei der Besichtigung Abschlüßungen oder gar Längsrisse zeigen, sind zu verwerfen. Will man auch eine Belastungsprobe anstellen, so ist der Träger der Verwendung entsprechend zu stützen und mit dem $1\frac{1}{2}$ fachen bis doppelten Gewichte der größten vorkommenden Last zu belasten. Nimmt der Träger nach Entfernen der Last seine ursprüngliche Form wieder an, so ist er brauchbar.

Bei größeren aus Walzeisen zusammengesetzten Konstruktionen entnimmt man vor der Verarbeitung einzelne Stücke der zu verwendenden Eisensorten und unterwirft sie verschiedenen Proben. Ein Teil der Probestücke wird durch Biegen und Hämmern in kaltem und rotwarmem Zustande auf Zähigkeit und Gleichförmigkeit des Materiales geprüft, der andere Teil wird für die Zerreißungsprobe behufs Feststellung der Zugfestigkeit bearbeitet. Zu diesem Zwecke wird ein ausgechnittener Probestreifen von etwa 25 cm Länge und 6 cm Breite in die aus Fig. 2 ersichtliche Form gebracht. Die Verbindungslinie der Löcher a— a muß hierbei genau mit der Mittelachse des dünnen Stabteiles c— d zusammenfallen. Vor dem Einspannen in den Zerreißungsapparat wird der kleinste Querschnitt q durch Laster genau gemessen und berechnet; außerdem wird bei c und d je eine Marke eingeschlagen und die Entfernung c— d festgestellt. Nuncmehr wird das Probestück zwischen der oberen und unteren Klemmbaue des Zerreißungsapparates eingespannt, indem durch die Löcher a— a ein Bolzen gezogen wird.¹⁾ Die

1) Bei neueren Apparaten erfolgt die Einspannung auch ohne Bolzen zwischen Klemmbaue, welche mit Scharnieren versehen sind.

Zerreißungsapparate sind meist Hebelwerke, bei welchen ein an dem Apparate angebrachtes Gewicht durch Hebelübersehung eine vergrößerte Wirkung auf den eingespannten Stab ausübt. Die Größe des Gewichtes, durch welche der



Stab zum Zerreißeln gebracht wird, giebt, mit der Hebelübersehung multipliziert und durch den vor dem Einspannen gemessenen Querschnitt dividirt, die Zugfestigkeit des Eisens auf 1 qcm Querschnitt an. Vor dem Zerreißeln dehnt sich die Länge $c-d$ aus, während sich der Querschnitt verringert. Der Unterschied zwischen dem Maße $c-d$ vor und nach dem Bruche heißt die „Dehnung“ des Eisens, die dieser entsprechende Verringerung des Querschnittes „Kontraktion“. Je größer die Dehnung, desto brauchbarer ist das Eisen.

Gutes Flußeisen muß in der Walzrichtung 37 bis 44 kg Festigkeit für das qmm und 17 bis 20 Proz. Dehnung besitzen. (Vergl. die Lieferungsbedingungen in § 4.)

Bei dem heutigen Stande der Fabrikationstechnik ist die Beschaffenheit der gewalzten Eisensorten eine derart gleichmäßige, daß bei Hochbaukonstruktionen die vorbeschriebenen Proben nur in seltenen Fällen vorgenommen zu werden pflegen. Der Umstand, daß die Staatsbahnverwaltungen fortdauernd eingehende Prüfungen auf den Eisenwerken vornehmen lassen, giebt eine fast sichere Gewähr dafür, daß minderwertige Erzeugnisse nicht auf den Markt kommen.

Dagegen unterlasse man bei größeren genieteten Konstruktionen nicht, die Stücke in der Werkstatt einer thunlichst mehrmaligen Besichtigung zu unterwerfen, und zwar während der Vernietung behufs Prüfung der Genauigkeit des Aufeinanderpassens der Nietlöcher und vor Aufbringung des Grundanstriches behufs Feststellung etwaiger Fehlstellen.

§ 4.

Vergabung der Eisenkonstruktionen.

Es empfiehlt sich, alle Eisenkonstruktionen, bei welchen hauptsächlich die Festigkeit des Materiales in Frage kommt, ausnahmslos nach Gewicht zu vergeben. Das Sollgewicht wird nach den in der Zeichnung angegebenen Abmessungen unter Zugrundelegung eines spezifischen Gewichtes von

- 7,8 für Schweßeisen,
- 7,85 „ Flußeisen,
- 7,86 „ Stahl,
- 7,25 „ Gußeisen,

berechnet. Zu den Gewichtsberechnungen kann das nachstehende Formular benutzt werden.

Nr.	Menge	Vorderfuß	Nr. der deutschen Normalprofil	Massen			Gewicht (kg)			
				m	qm	Stärke mm	edm	f. d. m	f. d. qm	im einzelnen
1	12	A. Schmiedeeisen (spez. Gewicht = 7,8) gleichsch. Winkelisen 3. 6,0 + 4. 5,0 + 5. 7,0	6½	73	9	8,6			627,8	
2	4	Knotenplatten 4 $\left(\frac{0,2 \cdot 0,3}{2} + \frac{0,3 + 0,26}{2} \cdot 0,14 \right)$			0,28	15		117	32,7	
		Summe:								660,5
3		Für Nietköpfe und zur Abrundung rund 3 Proz. Summe Schmiedeeisen:								19,5
		B. Gußeisen (spez. Gewicht = 7,25)								680,0
4	4	Lagerplatten 4. 5,0. 3,0. 0,4				24			174,0	
		Summa Gußeisen:								174,0

Die Ermittlung des tatsächlichen Gewichtes erfolgt entweder in der Fabrik im Beisein des Auftraggebers oder eines Beauftragten, oder auf einer amtlichen Waage. Auf letzterer wird das mit Eisen beladene Fahrzeug gewogen und von diesem Gewichte das nach der Entladung festzustellende Leergewicht des Wagens in Abzug gebracht. Außer dem Gewichte ist die Übereinstimmung der Abmessungen der einzelnen Teile mit der Zeichnung und Gewichtsberechnung festzustellen. Ein Mehrgewicht gegen die Gewichtsberechnung von mehr als 3 Proz. wird nicht vergütet, ein Mindergewicht von mehr als 2 Proz. berechtigt zur Zurückweisung der Lieferung.

Für den Abschluß der Lieferungsverträge ist die Verwendung der „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbauten, aufgestellt vom Verbands Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins Deutscher Ingenieure und des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute vom Jahre 1893“ zu empfehlen.

Hinsichtlich der Beschaffenheit des Materiales wird hierbei verlangt:

- 1) Schweißeißen soll dicht, gut stauch- und schweißbar, weder kalt noch rotbrüchig, noch langrissig sein, eine glatte Oberfläche zeigen und darf weder Rantenrisse noch offene Schweißniete oder sonstige unganze Stellen haben.

Die Festigkeit und Dehnung soll mindestens betragen:

	Zug- festigkeit kg/qmm	Dehnung %
Bei Flach- und Formeißen von 10 bis 25 mm Dicke	36—34	12
bei Stahblechen in der Längsrichtung	35	10
" " " " Querrichtung	28	3
bei Knotenblechen in der Längsrichtung	35	10
" " " " Querrichtung	30	4
bei Nieten und Schrauben bis zu 25 mm Durchmesser	38	18
Desgl. von 25 bis 40 mm Durchmesser	36	15

- 2) Flußeisen soll eine glatte Oberfläche ohne Schiefer und Blasen zeigen und darf weder Rantenrisse noch unganze Stellen haben.

Die Festigkeit und Dehnung soll mindestens und höchstens betragen:

	Zug- festigkeit kg/qmm	Dehnung %
Flach-, Formeißen und Bleche in der Längsrichtung	37—44	bis 20
in der Querrichtung	36—45	mindest 17
Niet- und Schraubenmaterial	36—42	" 22

- 3) Flußstahl. Die aus Flußstahl herzustellenden gegossenen oder geschmiedeten Teile sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm und eine Dehnung von mindestens 10 Proz. aufweisen.

- 4) Gußeisen. Die aus Gußeisen bestehenden Teile müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gußeisenforten ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem weichen Eisen sauber und fehlerfrei hergestellt sein.

Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinkelige Kante des Gußstückes mit dem Hammer geführten Schlagess einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt.

Ein unbearbeiteter quadratischer Stab von 30 mm Seite, auf zwei 1 m voneinander entfernten Stützen liegend, muß eine allmählich bis zu 450 kg zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht.

Der Unterschied der Wanddicken eines Querschnittes, der überall mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben muß, darf bei Säulen bis zu 400 mm mittlerem Durchmesser und 4 m Länge die Größe von 5 mm nicht überschreiten. Bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge wird der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und für je 1 m Mehrlänge um je $\frac{1}{2}$ mm erhöht.

Die Wanddicke soll jedoch in keinem Falle weniger als 10 mm betragen.

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

* * *

Diejenigen Bestimmungen, welche von den besonderen Verhältnissen jedes einzelnen Falles abhängig sind, werden in den dem Vertrage gleichfalls anzufügenden besonderen Bedingungen niedergelegt. Die letzteren können selbstredend auch mit den technischen Bedingungen vereinigt werden. Zu den besonderen Bedingungen gehört:

- 1) Die Bestimmung, ob dem Unternehmer nur die Lieferung oder auch die Aufstellung der Konstruktionen obliegt.

Im allgemeinen empfiehlt es sich, dem Unternehmer sowohl die Lieferung als auch die Aufstellung zu übertragen, dies gilt namentlich bei allen Konstruktionen, welche zum Teil erst auf der Baustelle zusammengenietet werden müssen. Handelt es sich dagegen um die Lieferung einzelner im ganzen anzuliefernder Stücke, wie Säulen, gewalzte Träger u. s. w., deren Verlegung auf der Baustelle einfacher Natur ist, so kann man auch die Lieferung von der Aufstellung trennen und die letztere dem ausführenden Maurermeister oder einem am Ort befindlichen Schlosser übertragen.

- 2) Die Bestimmung über Beförderung und Verwiegen der Konstruktionen.

Hat der Unternehmer die Eisenteile nur zu liefern, nicht aufzustellen, so empfiehlt es sich, die Lieferung frei Bahnwagen bewirken zu lassen. Das Abladen und die Beförderung nach der Baustelle wird dann zweckmäßig demjenigen Unternehmer übertragen, welchem die Aufstellung der Eisenkonstruktion obliegt. Ist dagegen dem Unternehmer die Aufstellung mit übertragen, so ist ihm die Beförderung bis zur Verwendungsstelle ebenso wie die Leistung aller zur Aufstellung erforderlichen Nebenarbeiten und das Vorhalten der Rüstungen gleichfalls anzugeben. Selbstverständlich sind

alle diese in den technischen und besonderen Bedingungen vereinbarten Nebenleistungen, wenn dies nicht ausdrücklich anders bestimmt ist, in dem Einheitspreise für das Gewicht der zu liefernden Konstruktionen einzubegreifen.

3) Besondere Maßregeln, welche durch die örtlichen Verhältnisse der Baustelle bedingt sind.

Der Unternehmer ist aufzufordern, sich vor Abgabe des Preises persönlich über die örtlichen Verhältnisse, welche die Preisstellung beeinflussen könnten, Gewißheit zu verschaffen.

4) Bestimmungen über die Rüstungen.

Hierbei ist unter anderem aufzunehmen, ob der Unternehmer die Rüstung selbst zu stellen hat, oder ob andere vorhandene Rüstungen vom Unternehmer mitbenutzt werden können; ferner, ob der Unternehmer verpflichtet ist, die von ihm hergestellte Rüstung anderen Unternehmern zur Mitbenutzung zu überlassen.

5) Bestimmungen über die Liefertermine, Verzugsstrafe und Bürgschaftstellung.

* * *

Setzen wir beispielsweise den Fall der Vergebung einer eisernen Dachkonstruktion, so würde der Entwurf der besonderen Bedingungen sich demgemäß etwa folgendermaßen gestalten:

Besondere Bedingungen

für die

Lieferung und Aufstellung der eisernen Dachkonstruktion für . . .

1) Die Ablieferung der Eisenkonstruktionen erfolgt frei Baustelle fertig aufgestellt. Sämtliche zur Aufstellung der übernommenen Konstruktionen erforderlichen Vormänner, Handwerker und Arbeiter hat der Unternehmer auf eigene Kosten zu stellen. Die Beförderung der Eisenkonstruktionen von der Fabrik bis zur Baustelle erfolgt durch den Unternehmer auf seine Kosten und Gefahr. Die mit den Konstruktionsteilen beladenen Wagen werden vor und nach der Entladung auf der städtischen Amtswage gewogen. Die hierüber ausgestellten amtlichen Wiegescheine sind für die Abnehmer maßgebend und werden von beiden Teilen ohne weiteres anerkannt. Selbstverständlich erheben sich die Gewichtsermittlung nur auf diejenigen Eisenteile, welche in der Gewichtsberechnung enthalten sind. Alle etwa zur Aufstellung erforderlichen Materialien, Rüstungen und Geräte sind daher getrennt von den zur Eisenkonstruktion gehörigen Teilen zu laden und nicht zu verwiegen. Die amtlichen Wiegekosten bezahlt der Bauherr. Die Entladung der Konstruktionsteile erfolgt durch den Unternehmer auf seine Kosten und Gefahr.

2) Die zur Aufstellung der Konstruktionen erforderlichen Rüstungen, von denen eine Zeichnung dem Bauherrn rechtzeitig zur Genehmigung vorzulegen ist, hat der Unternehmer ohne besondere Entschädigung zu beschaffen, aufzustellen und wieder zu beseitigen. Für die Haltbarkeit und sachgemäße Herstellung der Rüstungen ist der Unternehmer allein ver-

antwortlich. Etwa von dem Bauherrn für notwendig erachtete Änderungen in der Anordnung der Rüstungen hat der Unternehmer auszuführen.

Von allen die Aufstellung beeinflussenden Verhältnissen der Baustellen hat sich der Unternehmer, soweit er es für erforderlich hält, durch örtliche Besichtigung vor Abgabe des Preises Kenntnis zu verschaffen. Etwaige spätere Einwendungen betreffs der örtlichen Verhältnisse finden keine Berücksichtigung.

3) Die Eisenkonstruktion muß spätestens am . . . fertig aufgestellt sein. Vorausgesetzt wird hierbei, daß die Aufstellung der Gerüste . . . Wochen vor dem oben festgesetzten Endtermin beginnen kann. Sollte dies wegen Zurückbleibens der Maurerarbeiten oder aus sonstigen nicht im Verschulden des Unternehmers liegenden Ursachen nicht möglich sein, so wird der Endtermin um die Dauer der entstandenen Verzögerung hinausgeschoben. Der Unternehmer ist nicht berechtigt, aus dieser Verzögerung einen Entschädigungsanspruch herzuleiten.

4) Bei Überschreitung der vorstehend festgesetzten Fristen verfällt der Unternehmer in eine Verzugsstrafe von . . . Mark, in Worten: „ . . . Mark“, für jede volle Woche der Verspätung.

5) Die Höhe der Haftsumme wird auf den . . . Teil der Vertragssumme festgesetzt.

§ 5.

Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Rost.

Die Eisenkonstruktionen der Hochbauten pflegen für gewöhnlich den Einflüssen der Witterung nicht ausgesetzt zu sein; sie sind demnach der Gefahr des Rostens weit weniger unterworfen als Brückenkonstruktionen und dergl. Je nach dem Standort der Konstruktion und der Möglichkeit des Zutrittes von Feuchtigkeit wird daher der Schutz gegen Rost ein mehr oder weniger sorgfältiger sein müssen.

Gewöhnliche Deckenträger pflegen vielfach ohne jeden Anstrich verlegt zu werden, jedoch kann nur empfohlen werden, auch hier wenigstens einen Grundanstrich mit Bleimennige aufzubringen. Genietetete Konstruktionen sind ausnahmslos mindestens mit einem Mennigeanstrich und, wo sie der Witterung ausgesetzt sind, außerdem mit Ölfarbeanstrich zu versehen. Werden die Eisenteile ganz von Zementmörtel, Zementbeton oder einem ähnlich dichten Material umhüllt, so daß sie gegen Luft und Feuchtigkeit völlig abgeschlossen sind, so ist ein schützender Überzug gegen Rost zu entbehren. Der Anstrich mit Bleimennige war bisher, wegen der angeblich schädlichen elektrischen Erregung des Eisens, vielfach von der Verwendung ausgeschlossen und als Ersatzmittel Eisenmennige, ein Gemisch von Eisenrost und Firnis, vorgeschrieben worden. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß Eisenmennige ein gänzlich unzureichendes Schutzmittel ist und die an den Gebrauch von Bleimennige geknüpften Befürchtungen nicht

eingetroffen sind. Der Bleimennigeanstrich hat sich viel mehr noch immer als die geeignetste Grundfarbe für Ölfarbenastrich auf Metall erwiesen. Statt der Mennige- und Ölfarbenastriche werden in neuerer Zeit vielfach Patentfarben angepriesen, deren Herstellung Geheimnis der betreffenden Fabrik zu sein pflegt. Es empfiehlt sich, derartige Farben nur auf Grund eingehender Versuche und eigener Erfahrung zu verwenden und in zweifelhaften Fällen dem bewährten Bleimennige- und Ölfarbenastrich den Vorzug zu geben. Gut bewährt hat sich bisher von solchen Farben das unter dem Namen Schuppenpanzerfarbe (Dr. Graf & Co., Berlin) in Handel kommende Erzeugnis.

Solche Eisenteile, welche der Wirkung von Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt sind und entweder unsichtbar bleiben, oder nur untergeordneten Zwecken dienen, erhalten zweckmäßig bereits in der Fabrik einen Asphaltüberzug. Es gilt dies namentlich von eisernen, in der Erde zu lagenden Röhren. Kleinere Stücke werden hierbei nach Erwärmung auf 150 bis 180° C. in die kochende Asphaltmasse eingetaucht, in welcher sie 10 bis 20 Minuten liegen bleiben. Große Stücke werden nach Erwärmung mit der kochenden Asphaltmasse angestrichen.

Bei einfachen untergeordneten Konstruktionen genügt meistens ein Überzug mit gewöhnlichem Steinkohlenteer. Die mit Asphalt oder Teer angestrichenen Eisenteile lassen sich jedoch nachträglich niemals mehr mit Ölfarbe streichen, es müßte denn der alte Anstrich vorher vollständig entfernt werden.

Alle Eisenteile von nicht zu großen Abmessungen, welche gleichzeitig den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, wie Dachdeckungsbleche, Rinnen u. a. sollten ausnahmslos verzinkt verwendet werden. Die zu verzinkenden Stücke können bei der gegenwärtig üblichen Herstellungsweise bis 5 m lang und 3 m breit sein. Sie werden in ein Bad von geschmolzenem Zinke gebracht und so lange darin belassen, bis das Eisen die Temperatur des Zinkes angenommen hat, was bei dünnen Blechen in sehr kurzer Zeit erfolgt.

Über die Wirkung der Verzinkung liegen jetzt bereits 20 jährige, vollständig befriedigende Erfahrungen vor. Die Kosten der Verzinkung stellen sich bei dünnen Blechen (Wellblechen) in der Regel nicht höher, als ein guter Ölfarbenastrich.

Statt des Verzinkens kommt in Fällen, in welchen Einwirkung von schwefeligen Rauchgasen oder Säuren zu befürchten ist, wie bei chemischen Fabriken, Gasanstalten u. a., auch Bleiüberzug in Anwendung. Dieser Überzug bietet zwar eine bessere Gewähr gegen Zerstörung durch säurehaltige Dämpfe, geht aber keine so innige Verbindung mit dem Eisen ein, wie dies bei Zinküberzug der Fall.

Letzterer ist daher in allen gewöhnlichen Fällen vorzuziehen. — Noch mehr als durch die besprochenen Schutzmittel wird der Rostbildung durch zweckentsprechende Ausbildung und Anordnung der Konstruktionsteile Rechnung getragen. Vor allem ist der Zutritt von Feuchtigkeit thunlichst auszuschließen, und wo dies nicht völlig erreichbar ist, müssen jedenfalls enge Schlitze, offene Fugen und Wasserfäcke, in denen sich Feuchtigkeit festsetzen kann, vermieden werden.

§ 6.

Schutz der Eisenkonstruktionen gegen Feuer.

Das Eisen ist zwar im gewöhnlichen Sinne unverbrennlich, die daraus hergestellten Konstruktionen sind jedoch ohne Anwendung von Schutzmaßregeln nichts weniger als feuersicher, wie eine ganze Reihe von Bränden gezeigt hat. Die Ursache liegt darin, daß das Eisen bei höheren Temperaturen seine Form sehr stark verändert und seine Festigkeit zum Teil einbüßt. Man muß daher, wenn man Feuersicherheit erzielen will, das Eisen vor der unmittelbaren Bepflügelung durch Feuer und vor zu starker Erhitzung durch Umkleidung mit unverbrennlichen schlechten Wärmeleitern schützen. Man muß ferner die Konstruktionsteile so lagern, daß eine Ausdehnung des Eisens infolge der Temperaturerhöhung vorgehen kann, ohne daß schädliche Spannungen entstehen. Hauptträger dürfen daher an beiden Enden nicht fest vermauert werden, sondern müssen sich frei ausdehnen können.

Nach den von Kollmann in Oberhausen¹⁾ angestellten Versuchen erleidet die Festigkeit des Eisens bei einer Erwärmung bis zu 100° C. keine wesentliche Verminderung.

Sie beträgt jedoch:

bei einem Hitzegrade von 300° C. = 90 Proz.	der ursprünglichen Festigkeit.
" " " " 500° " = 70 "	
" " " " 700° " = 20 "	

Mithin bildet für die gewöhnlich mit 4- bis 5facher Sicherheit ausgeführten Konstruktionen eine Hitze von ungefähr 700° C. die Grenze der Haltbarkeit. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß der Bruch bei genügend andauernder Belastung auch schon bei geringeren Hitzegraden erfolgen kann, daß aber andererseits die der Berechnung zu Grunde liegende größte Belastung zur Zeit eines Brandes in allen Fällen, in welchen die angenommene Belastung durch Menschengedränge gebildet wird, nicht vorhanden ist.

Im allgemeinen lassen sich über die Feuersicherheit folgende Regeln aufstellen: In Gebäuden, in welchen keine größeren Mengen brennbarer Stoffe angehäuft zu sein pflegen, also in Wohngebäuden, Schulen, Kirchen u. a.

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1883, Seite 236.

dürften bei Bränden Temperaturen von mehr als 700° C. kaum vorkommen. In solchen Gebäuden sind Eisenkonstruktionen feuersicher, selbst wenn sie frei liegen sollten, jedoch unter der Voraussetzung, daß für die Ausdehnung des Eisens genügend Spielraum vorhanden ist. In Gebäuden oder einzelnen Räumen, in welchen sich größere Mengen brennbarer Stoffe befinden, also in Läden, Warenlagern, Museen, Bücher- und Aktensammlungen u. a. können jedoch bei Bränden bedeutend höhere Hitzegrade eintreten, bei welchen das Eisen nicht mehr im Stande ist, die ihm aufgebürdeten Lasten zu tragen. In diesen Fällen muß das Eisen durch besondere Anordnung und Bekleidung mit schlechten Wärmeleitern der direkten Einwirkung der Hitze entzogen werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Hitze am Fußboden am geringsten, an der Decke am größten ist. Räume, in welchen größere Mengen sehr

leicht und anhaltend brennender Materialien, wie Mineralöle, Spiritus u. s. w., lagern, werden zweckmäßig unter Vermeidung alles Eisenerkes nur aus gutem Klinkermauerwerk in Zementmörtel hergestellt. In allen Fällen müssen außerdem die Eisenkonstruktionen so aufgestellt werden, daß die in der Wärme entstehende Ausdehnung der Konstruktionssteile ohne erhebliche Hinderung von statten gehen kann. Die Ausdehnung beträgt nach Tabelle 2 für je 100° C. und jedes Meter Länge = $\frac{1}{8}$ cm, also bei 1000° = 1,25 cm. Hiernach ist z. B. bei eisernen 10 m langen Balken an beiden Enden ein freier Spielraum von je $\frac{10 \cdot 1,25}{2} = 7$ cm zu schaffen.

Die Anordnungen der Umkleidung der Konstruktionssteile mit schlechten Wärmeleitern werden später bei Besprechung der einzelnen Bauteile Berücksichtigung finden.

Grundlagen für die Berechnung der Hochbaukonstruktionen.

§ 1.

Aufgabe der Berechnung.

Die Aufgabe der Berechnung besteht in der Ermittlung der zweckmäßigsten Gestalt, welche einem Konstruktionsteile zu geben ist, damit er den auf ihn wirkenden Lasten bei sparsamstem Materialaufwande genügenden Widerstand leistet.

Die Lösung der Aufgabe zerfällt in drei Abschnitte:

- 1) Ermittlung der auf den Konstruktionsteil wirkenden Lasten.
- 2) Ermittlung der in den Stützpunkten des Konstruktionsteiles durch die Einwirkung der Belastung notwendigen Gegenkräfte. (Lager- oder Stützdrucke.)
- 3) Ermittlung der im Innern des Konstruktionsteiles infolge Einwirkung der Lasten und Lagerdrucke entstehenden Spannungen.

Die Belastungen und Lagerdrucke bilden das System der äußeren Kräfte, welches sich bei allen Bauwerken stets im Zustande der Ruhe, des Gleichgewichtes befinden muß. Die durch die äußeren Kräfte in dem Konstruktionsteile hervorgerufenen Spannungen bilden das System der inneren Kräfte, welches an jeder Stelle des Körpers der Wirkung der äußeren Kräfte das Gleichgewicht zu halten hat.

Zu 1) Die Größe und Wirkungsweise der Belastungen folgt aus der allgemeinen Anordnung des Konstruktionsteiles und aus den Aufgaben, welche derselbe zu erfüllen hat. Diese Belastungen sind meist veränderlich; der Berechnung sind daher diejenigen möglicherweise vorkommenden Belastungen zu Grunde zu legen, welche den ungünstigsten Einfluß auf die Standsicherheit und Haltbarkeit ausüben.

Zu 2) Die Größe der Lagerdrucke ist von vornherein nicht bekannt. Dieselbe ist aus den Bedingungen des Gleichgewichtes zu bestimmen, d. h. die Lagerkräfte müssen eine solche Größe und Richtung besitzen, daß sie die Wirkung der Belastungen auf Veränderung der Lage des Konstruktionsteiles aufheben.

Nicht in allen Fällen reichen die Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der Lagerdrucke aus. Diejenigen Anordnungen, bei welchen die Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der Lagerdrucke genügen, heißen statisch bestimmte Systeme, die anderen statisch unbestimmte Systeme.

Die Lagerdrucke der statisch unbestimmten Systeme werden mit Hilfe der Formveränderungslehre (Elastizitätslehre) ermittelt. Der praktische Wert dieser meist unständlichen und schwierigen Berechnungen ist bei Hochbaukonstruktionen, wie später an einzelnen Fällen gezeigt werden wird, zweifelhaft, da die Voraussetzungen, welche die Berechnung stellt, fast nie in Wirklichkeit vollkommen zu erfüllen sind. Man wird daher zweckmäßig bei Hochbauten vorzugsweise nur solche Konstruktionssysteme wählen, welche statisch bestimmbar sind.

Zu 3) Die inneren Kräfte werden ebenfalls nach den Gleichgewichtsbedingungen ermittelt. Man denkt sich den Körper an einer beliebigen Stelle durchgeschnitten und ermittelt diejenigen Kräfte, welche an der Schnittstelle anzubringen sind, damit die Leistung des abgetrennten Teiles ersetzt wird. Die an der Schnittstelle anzubringenden Kräfte müssen mit den am abgetrennten Körperteile wirkenden äußeren Kräften im Gleichgewichte sein.

Die Ermittlung der Art der Verteilung der Kräfte an der Schnittstelle, sowie der ungünstigsten Lage der Schnittstelle ist Aufgabe der Lehre von den inneren Kräften oder der Festigkeitslehre.

* * *

Bei allen Berechnungen ist darauf zu achten, daß zuerst das System der äußeren Kräfte, also die Belastungen und Lagerdrucke, vollständig festgestellt sein müssen, ehe an die Bestimmung der inneren Kräfte herangegangen wird. Namentlich von Anfängern, welche leicht geneigt sind, mit fertigen Formeln zu rechnen, wird diese Grundbedingung häufig außer acht gelassen. Hierdurch erhält man nicht nur in allen vom gewöhnlichen Schema abweichenden Fällen

unbrauchbare Ergebnisse, sondern es wird auch die Entwicklung klarer Vorstellungen über den statischen Aufbau der Konstruktionen unterdrückt.

* * *

Die statischen Aufgaben lassen sich sowohl durch Rechnung (analytische Methode), als durch Zeichnung (geometrische oder graphische Methode) lösen. In der Regel werden beide Methoden gemeinsam benutzt; je nachdem dann die Behandlung vorwiegend durch Rechnung oder Zeichnung erfolgt, spricht man von analytischer oder graphischer Behandlung. Über den Wert der beiden Methoden sind die Meinungen geteilt. Wer von Jugend auf an die rechnerische Behandlung gewöhnt und darin geübt ist, wird sich schwer an die zeichnerische gewöhnen und umgekehrt. Thatsache ist jedoch, daß die zeichnerische Methode sich immer mehr auf Kosten der rechnerischen ausbreitet, auch wird wohl allgemein anerkannt werden, daß in verwickelteren Fällen die zeichnerische Behandlung vorzuziehen ist, weil sie einen klareren Überblick gewährt und das Gedächtnis weniger belastet als die rechnerische. In allen einfacheren Fällen jedoch, und diese bilden bei den gewöhnlich zu berechnenden Konstruktionen des Hochbaues die Regel, wird man sich besser der Rechnung bedienen, weil alsdann die Aufgabe oft schon gelöst ist, ehe man die zum Zeichnen nötigen Gerätschaften in Bereitschaft gesetzt hat. In nachstehender Betrachtung wird daher jede Behandlungsweise an gebührender Stelle Berücksichtigung finden.

Sowohl bei der graphischen wie bei der rechnerischen Behandlungsweise bietet der Gebrauch des logarithmischen Rechenschiebers nicht genug zu schätzende Vorteile. Die mit dem Rechenschieber zu erreichende Genauigkeit genügt für die Zwecke des Entwurfes meist vollkommen, da ja sowohl die äußeren Belastungen als auch die zulässigen Materialspannungen innerhalb gewisser Grenzen willkürlich angenommen werden. Auf die Handhabung des Rechenschiebers soll hier nicht näher eingegangen werden; man wird sich diese am besten und schnellsten durch praktischen Gebrauch aneignen.

§ 2.

Art der Belastung bei Hochbaukonstruktionen.

Die bei den Hochbaukonstruktionen vorkommenden Belastungen bestehen in:

- 1) Dem Eigengewichte der Konstruktion oder der ständigen Last,
- 2) der veränderlichen Belastung, welche auch als bewegliche, zufällige oder Nutzlast bezeichnet wird.

Die veränderliche Last wird bewirkt durch Menschen, Tiere und bewegliche Gegenstände (Möbel, Waren u. a.), ferner durch Schneelast und Winddruck.

Durch die ständige Last wird eine Konstruktion in stets gleich bleibender Weise beansprucht, während die zufällige Last bald die ganze Konstruktion, bald nur diesen oder jenen Teil derselben in Anspruch nimmt.

a) Eigengewicht.

Das Eigengewicht einer Konstruktion ist vor der Fertigstellung des Entwurfes nicht bekannt. Da man seiner jedoch zur Berechnung bedarf, so pflegt man das Eigengewicht nach bereits ausgeführten ähnlichen Konstruktionen anzunehmen. Diese Annahme genügt dann in der Regel; sollte sich jedoch auf Grund der Berechnung thatsächlich ein wesentlich anderes Gewicht ergeben, so hat man unter Einsetzung des so ermittelten Gewichtes die Berechnung zu berichtigen. Zur Erleichterung der Ermittlung des Eigengewichtes sind die Tabellen 3, 4, 5 im Anhang zu benutzen.

b) Zufällige Belastung der Decken.

Die erfahrungsmäßig genügenden Belastungsannahmen sind aus den Tabellen 3^d, 4^c und 5^d zu entnehmen.

c) Belastung durch Schnee.

Die größte Schneelast ist zu 75 kg für das Quadratmeter Grundfläche anzunehmen. Bei glatten, stark geneigten Flächen, von welchen der Schnee abgleitet, ist die Schneelast nicht zu berücksichtigen. Vergl. Tabelle 3^f, 4^c und 5^f im Anhang.

d) Winddruck.

Die Größe des Winddruckes richtet sich nach der Lage des Gebäudes. Ist ein Gebäude nur durch andere Gebäude, Bäume u. a. geschützt, so ist, da diese Schutzgegenstände beseitigt werden können, der Winddruck für das Quadratmeter einer senkrecht zur Windrichtung gerichteten Fläche

$$w_0 = 125 \text{ kg}$$

anzunehmen.

Bei Türmen ist der Winddruck je nach der Lage und Höhe des Turmes größer, gewöhnlich 200 bis 250 kg für das Quadratmeter anzunehmen.¹⁾

Bei einer beliebig gegen die Windrichtung geneigten Fläche kommt nur ein Teil des Winddruckes zur Wirkung. Nach angestellten Versuchen ist die Wirkung des Winddruckes senkrecht zur Fläche gerichtet, und zwar ist, wenn

1) Bei dem 300 m hohen Eiffelturm in Paris wurde der Winddruck zu 400 kg für das Quadratmeter angenommen.

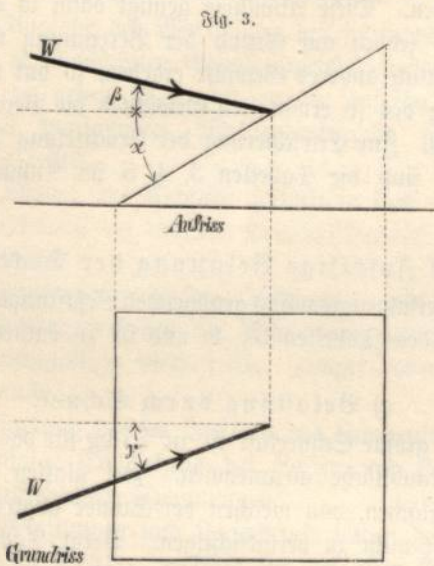
η der Neigungswinkel der Windrichtung zur Fläche, dieser senkrecht zur Fläche wirkende Druck $W = w_0 \sin \eta$ ¹⁾

Bezeichnet nun

- α = Neigungswinkel des Daches gegen den Horizont,
- β = " " der Windrichtung gegen den Horizont,
- γ = Winkel, welchen die Windrichtung im Grundriß mit einer in der Fläche liegenden Horizontalen einschließt (siehe Fig. 3),

so ergibt sich (aus der stereometrischen Beziehung der drei Winkel $\alpha \beta \gamma$ zum Neigungswinkel η) der normal zur Fläche wirkende Druck

$$W = w_0 (\cos \alpha \sin \beta + \sin \alpha \cos \beta \cos \gamma).$$



Ist, wie gewöhnlich, der Wind im Grundriß senkrecht zur Fläche gerichtet, demnach $\gamma = 90^\circ$, und wird β , dem durchschnittlichen Ergebnis angestellter Versuche entsprechend, $= 10^\circ$ angenommen, so wird:

$$W = w_0 \cdot \sin (\alpha + 10^\circ).$$

Beispiel:

Winddruck auf eine achteckige Turmspitze. (Fig. 4.)

Es sei der Neigungswinkel $\alpha = 60^\circ$.

Dann ist der senkrecht zur Fläche bbo wirkende Druck

$$w_1 = 120 \cdot \sin (60 + 10) = 113 \text{ kg für das qm.}$$

Der senkrecht zur Fläche bco wirkende Druck

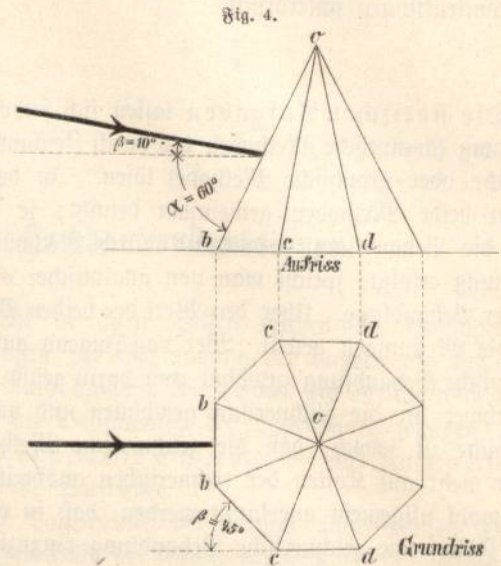
$$w_2 = 120 (\cos 60 \cdot \sin 10 + \sin 60 \cdot \cos 10 \cdot \cos 45) = 83 \text{ kg für das qm.}$$

Der senkrecht zur Fläche edo wirkende Druck

$$w_3 = 120 \cdot \cos 60 \cdot \sin 10 = 11 \text{ kg für das qm.}$$

1) Die aus der Theorie des Winddruckes sich ergebende Formel $W = w_0 \cdot \sin^2 \eta$ liefert nach angestellten Versuchen gegen die Wirklichkeit zu kleine Werte für W .

Würde die Windrichtung nicht unter 10° geneigt, sondern horizontal angenommen, was sich im allgemeinen



behufs Vereinfachung der Rechnung empfiehlt, so wäre $\beta = 0$ und

$$w_1 = 120 \cdot \sin 60 = 104 \text{ kg für das qm,}$$

$$w_2 = \sin 60 \cdot \cos 45 = 43 \text{ " " " "}$$

$$w_3 = \sin 60 \cdot \cos 90 = 0.$$

§ 3.

Angriffsweise der Belastung und Einteilung der Träger.

Die in § 2 angeführten Belastungen wirken stetig auf jeden Punkt der belasteten Fläche. Derartige Lasten heißen daher stetige Lasten. Im Gegensatz hierzu sind Einzellasten solche Lasten, welche nur auf einen bestimmten Punkt der Konstruktion wirken.

Diejenigen Konstruktionsteile, welche die belasteten Flächen unmittelbar unterstützen, nennen wir Lastträger. Je nachdem dieselben Wand-, Decken- oder Dachflächen unterstützen, heißen sie Wandträger, Deckenträger, Sparren (bei Sparrendächern), oder Pfetten (bei Pfettendächern). Die Lastträger übertragen die Lasten entweder unmittelbar auf die Mauern und Stützen, oder sie werden von weiteren Trägern, den Unterzügen oder Hauptträgern unterstützt. Die Lastträger wirken auf die Hauptträger als Einzellasten. Den Druck, welchen ein Konstruktionsteil auf einen anderen Konstruktionsteil ausübt, nennen wir Lager- oder Stützdruck.

Die vorstehende Einteilung der Träger in Lastträger und Hauptträger trennt die Träger nur nach ihrer Lage im Konstruktionssystem. Im übrigen kann ein Hauptträger ganz dieselbe Form haben, wie ein Lastträger.

Nach der Wirkung, welche die Träger auf die Stützen ausüben, unterscheidet man zwei Hauptgruppen: die Balken- und die Bogenträger. Die Balkenträger beanspruchen im allgemeinen die Stützen nur durch parallel zu der Lasttrichtung wirkende Kräfte, während die Bogenträger schieb gerichtete Stützendrücke (Schub) erzeugen, welche den Abstand der Stützen zu ändern streben. Bei den Hochbaukonstruktionen sind die Stützen in der Regel nicht im stande, den Bogenschub aufzunehmen. Werden daher Bogenträger bei Hochbauten angewendet, so wird fast stets der Schub durch Zugstangen, welche die beiden Trägerenden verbinden, aufzunehmen sein.

Nach der Form unterscheidet man ferner vollwandige und gegliederte Träger (Fachwerträger). Die ersteren bilden einen zusammenhängenden undurchbrochenen Körper und zerfallen wieder in die aus einem Stück bestehenden Walzträger und die aus mehreren Stücken zusammengesetzten Blech- oder genieteten Träger.

Die gegliederten Träger bestehen aus einem Netz von Stäben, welche in den Endpunkten (Knotenpunkten) verbunden sind.

Schließlich unterscheidet man die Träger noch nach Zahl und Art der Unterstüzung, und zwar:

- 1) Träger an einem Ende eingemauert, am anderen Ende ohne Unterstüzung (Freitragler),
- 2) Träger an beiden Enden eingemauert,
- 3) Träger auf zwei Stützen frei ausliegend, mit oder ohne überhängende Enden,
- 4) Träger, welche über drei und mehr Stützen zusammenhängend fortlaufen (kontinuierliche Träger).

Für die Hochbaukonstruktionen kommen fast nur die unter 1) und 3) genannten Unterstüzungarten in Betracht. Bevor auf die Konstruktion und Berechnung der Träger und Stützen weiter eingegangen werden kann, müssen die äußeren und inneren Kräfte einer näheren Betrachtung unterzogen werden.

§ 4.

Das Kräftepolygon.

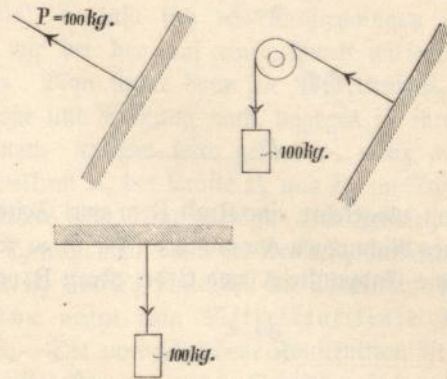
(Erste Gleichgewichtsbedingung.)

Die Größe einer beliebig gerichteten Kraft wird ausgedrückt durch das Gewicht, welches die gleiche Wirkung in lotrechter Richtung hervorbringen würde (Fig. 5). Bei der graphischen Methode wird die Kraft dargestellt durch eine gerade Linie, deren Länge von dem gewählten Kräftemaßstab abhängt. Wird z. B. als Maßeinheit 1 cm = 10 kg gewählt, so ist eine Kraft von 20 kg durch eine 2 mm lange gerade Linie darzustellen.

Eine Kraft ist bestimmt, wenn ihre Größe, Richtung und die Lage des Angriffspunktes bekannt ist.

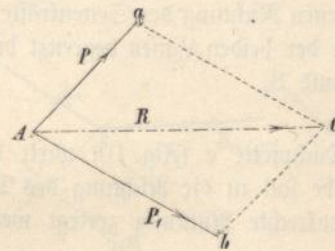
Wirken auf einen Punkt A, Fig. 6, zwei Kräfte P und P₁, welche nach einem beliebig gewählten Kräftemaßstab (z. B. 1 cm = 100 kg) dargestellt sind, so bewegt sich der Punkt A

Fig. 5.



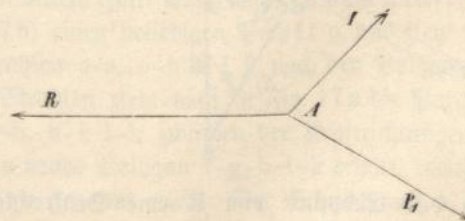
in der Richtung der Diagonale R des aus Größe und Richtung der Kräfte P, P₁ gebildeten Parallelogramms A-a-C-b. Die Wirkung der Kräfte P und P₁ ist die gleiche, wie die

Fig. 6.



Wirkung einer in der Richtung der Diagonale wirkenden Kraft R von der Größe der Diagonale. Würde daher die Kraft R in entgegengesetzter Richtung wirken, Fig. 7, so

Fig. 7.



würde die Kraftwirkung R die Kraftwirkungen P, P₁ aufheben, der Punkt A würde sich in Ruhe und die drei Kräfte R, P, P₁ würden sich im Gleichgewichte befinden.

Da im Parallelogramm, Fig. 6,

$$aC = Ab = P_1,$$

so kann man auch die Kraft R einfach dadurch erhalten, daß man an den Endpunkt a der Kraft P die Kraft P₁

der Größe und Richtung nach als Linie aC anträgt (Fig. 8). Die Schlußlinie AC des Dreiecks A-a-C ist dann die gesuchte Kraft R. Die Kraft R wird Mittelkraft (Resultante, Resultierende), die Kräfte P und P₁ werden Seitenkräfte (Komponenten) genannt.

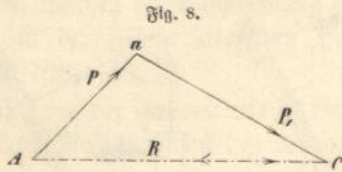


Fig. 8.

Hat man umgekehrt eine Kraft R in zwei Seitenkräfte nach gegebenen Richtungen Aa und Ab (Fig. 9) zu zerlegen, so sind an die Endpunkte A und C der Kraft R parallele

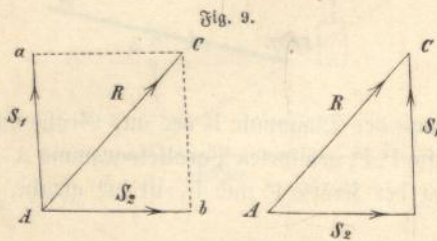


Fig. 9.

Linien zur gegebenen Richtung der Seitenkräfte anzutragen. Der Schnittpunkt der beiden Linien begrenzt die Größe der Seitenkräfte S₁ und S₂.

Beispiel:

Auf eine Dachpfette c (Fig. 10) wirkt die lotrechte Kraft R. Dieselbe soll in die Richtung des Dachsparrens und die dazu senkrechte Richtung zerlegt werden. Man

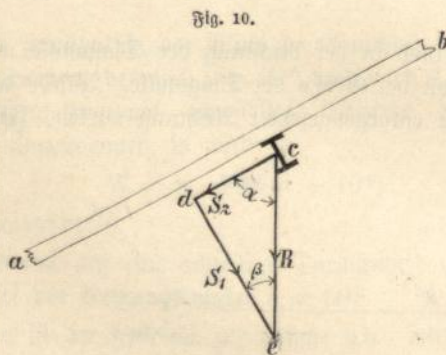


Fig. 10.

zieht durch den Endpunkt von R eine Senkrechte zum Sparren a-b, so giebt die Linie d-e die Größe der senkrecht zur Pfette wirkenden Kraft S₁, die Linie c-d die Größe der in der Sparrenrichtung wirkenden Kraft S₂ an.

Durch Rechnung findet man die Größen von S₁ und S₂ aus den Dreiecksbeziehungen:

$$S_2 = R \cos \alpha,$$

$$S_1 = R \sin \alpha = R \cos \beta.$$

In vorliegendem Falle ist $\alpha + \beta = 90^\circ$.

Allgemein ist für beliebige Winkel (Fig. 11):

$$S_1 = \frac{R \sin \alpha}{\sin \gamma},$$

$$S_2 = \frac{R \sin \beta}{\sin \gamma},$$

$$R = \sqrt{S_1^2 + S_2^2 + S_1 S_2 \cdot \cos(\alpha + \beta)}.$$

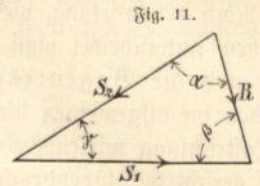


Fig. 11.

Man ersieht aus vorstehenden Gleichungen, daß, ganz einfache Fälle ausgenommen, die Ermittlung der Kraftgrößen durch Zeichnung einfacher und übersichtlicher ist, als durch Rechnung.

Wirkt R in umgekehrter Richtung wie die Seitenkräfte, so ist die Pfeilrichtung von R in Fig. 8 umzudrehen, die Pfeile in dem Kräfte-dreieck sind dann alle in gleichem Drehsinne gerichtet. In diesem Falle ist also Gleichgewicht vorhanden.

Hiernach ergibt sich folgendes Kennzeichen für das Gleichgewicht:

Drei auf einen Punkt in einer Ebene wirkende Kräfte sind im Gleichgewichte, wenn sie sich der Größe und Richtung nach zu einem geschlossenen Dreieck aneinander reihen lassen, oder mit anderen Worten: drei auf einen Punkt wirkende Kräfte sind im Gleichgewichte, wenn ihre Mittelkraft (algebraische Summe der drei Kräfte) Null ist.

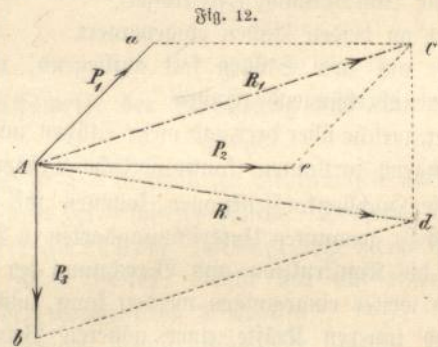


Fig. 12.

Wirken auf einen Punkt A drei Kräfte, so findet man die Mittelkraft, indem man zunächst die Mittelkraft R₁ zweier Kräfte P₁ und P₂ bildet und dann die gefundene

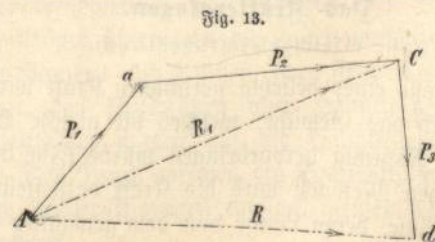


Fig. 13.

Mittelkraft R₁ mit der Kraft P₃ zu der Mittelkraft R zusammensetzt (Fig. 12). Dies geschieht durch Aneinanderreihen der Kräfte P₁ P₂ P₃ (Fig. 13) der Größe und Richtung nach. Die Schlußlinie A-d ist die gesuchte Mittelkraft.

Daselbe gilt für mehr als drei auf einen Punkt gerichtete Kräfte.

Man findet daher die Mittelkraft beliebig vieler auf einen Punkt wirkender Kräfte, wenn man die Kräfte der Größe und Richtung nach aneinander trägt. Die Schlußlinie des so gebildeten Polygonzuges ist die gesuchte Mittelkraft (Fig. 14).

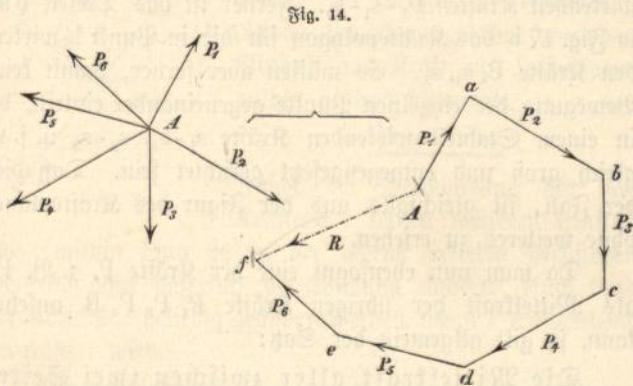


Fig. 14.

Das geschlossene Polygon $P_1 P_2 P_3 P_4 P_5 R$ heißt Kräftepolygon.

Für das Gleichgewicht beliebig vieler auf einen Punkt gerichteter Kräfte gilt hiernach die Bedingung: Beliebige viele auf einen Punkt in einer Ebene wirkende Kräfte sind im Gleichgewichte, wenn sie sich der Größe und Richtung nach zu einem geschlossenen Polygon (Kräftepolygon) aneinander tragen lassen (Fig. 15), oder dasselbe für die Behandlung durch Rechnung ausgedrückt:

Kräfte, deren Richtungslinien sich in einem Punkte schneiden, sind im Gleichgewichte, wenn die Mittelkraft (Summe der Kräfte) gleich Null ist. — Die Summe der

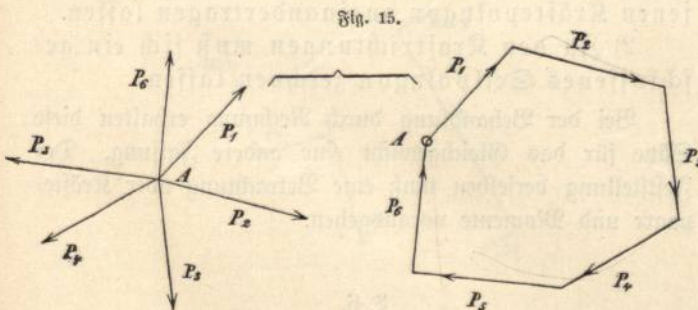


Fig. 15.

Kräfte erhält man mittels Rechnung, wenn man sämtliche Kräfte nach zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen, wovon die eine ganz beliebig angenommen werden kann, zerlegt. Es muß dann für den Gleichgewichtszustand sowohl die Summe der Kräfte in der einen, als die Summe der Kräfte in der dazu senkrechten Richtung, jede für sich Null sein.

§ 5.

Das Seilpolygon.

(Zweite Gleichgewichtsbedingung.)

Schneiden sich die Kräfte nicht in einem Punkte (Fig. 16a), so läßt sich das Kräftepolygon in derselben Weise, wie bei den auf einen Punkt wirkenden Kräften, zeichnen. Man findet dann die Mittelkraft R_2 (Fig. 16b) der Größe und Richtung nach, dagegen ist ihre Lage noch unbestimmt. Letztere wird gefunden, wenn man zunächst die Mittelkraft R_1 der Kräfte P_1 und P_2 im Schnittpunkte a dieser Kräfte (Fig. 16a) anträgt. Im Schnittpunkte b von R_1 mit P_3 trägt man dann die Kraft R_2 , im Schnittpunkte c zwischen R_2 und P_4 schließlich die Mittelkraft R_3 an. Die Linie abc nennt man Mittelkraftlinie (Resultantenpolygon). Die vorbeschriebene Konstruktion ist jedoch nur dann ausführbar, wenn der Schnittpunkt der Kräfte noch innerhalb der Zeichnung liegt. Bei parallelen oder nahezu parallelen Kräften führt diese Konstruktion nicht zum Ziele.

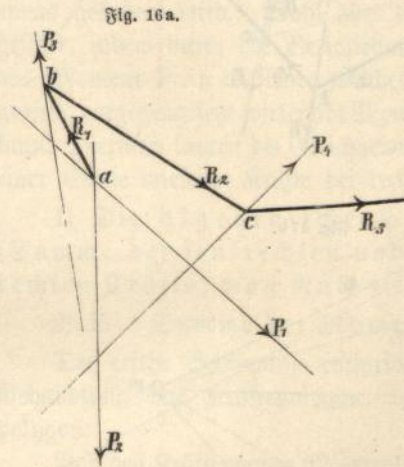


Fig. 16a.

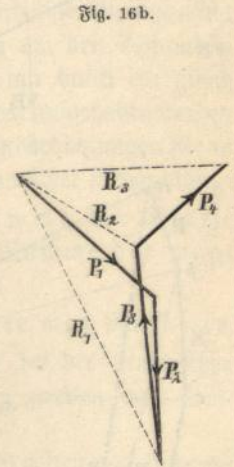


Fig. 16b.

In diesem Falle wählt man zu dem Kräftepolygon (Fig. 17b) einen beliebigen Punkt o und zieht von diesem die Strahlen o-a, o-b u. s. f. nach den Polygonecken. Zu diesen Strahlen zieht man in Fig. 17a die Parallelen k-f, f-g, g-h, h-i, i-k zwischen den Kraftrichtungen, wodurch man ein neues Polygon f-g-h-i-k erhält, welches Seilpolygon genannt wird. Der Schnittpunkt k der beiden äußersten Seiten des Seilpolygons ist ein Durchgangspunkt der Mittelkraft R. Der Punkt o im Kräftepolygon heißt Pol, die Linien f-k, k-i sind die Schlußlinien des Seilpolygons. Trägt man nun R im Punkte k parallel zu R im Kräftepolygon an, so hat man die Mittelkraft auch der Lage nach gefunden. Es ist hierbei ganz gleichgültig, wo im Kräftepolygon der Punkt o gewählt und in welcher Höhenlage mit Zeichnen des Seilpolygons begonnen wird;

die Lage von R wird immer die gleiche sein. Beispielsweise erhält man, wenn man den Pol o , wählt und das Seilpolygon etwas höher in der (punktirten) Lage $f_1 g_1$ u. s. w. zeichnet, den gleichfalls auf der Richtungslinie von R liegenden Punkt k_1 . Legt man den Punkt o in einen der Eckpunkte $a-b-c-d-e$ des Kräftepolygons, so wird das Seilpolygon eine Mittelkraftlinie. Faßt man dagegen die Linien ao und eo im Kräftepolygon als Seitenkräfte der Mittelkraft R auf, so ist das in Fig. 17a dargestellte Seilpolygon gleichzeitig Mittelkraftlinie für die Kräfte $P_1-P_2-P_3-P_4-oa-oe$. Mittelkraftlinie und Seilpolygon ist daher schließlich ein und dasselbe.

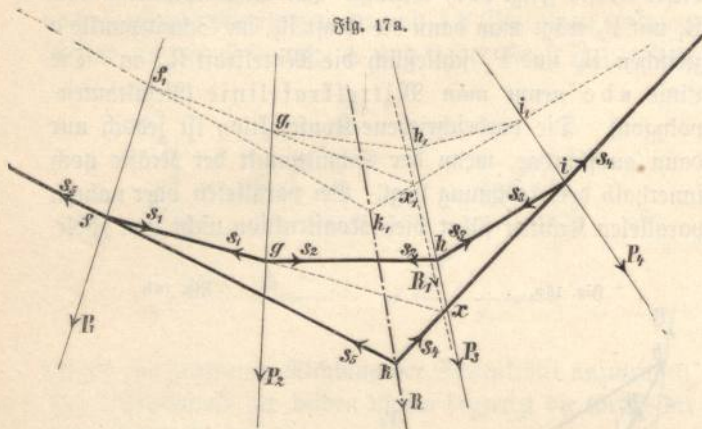


Fig. 17a.

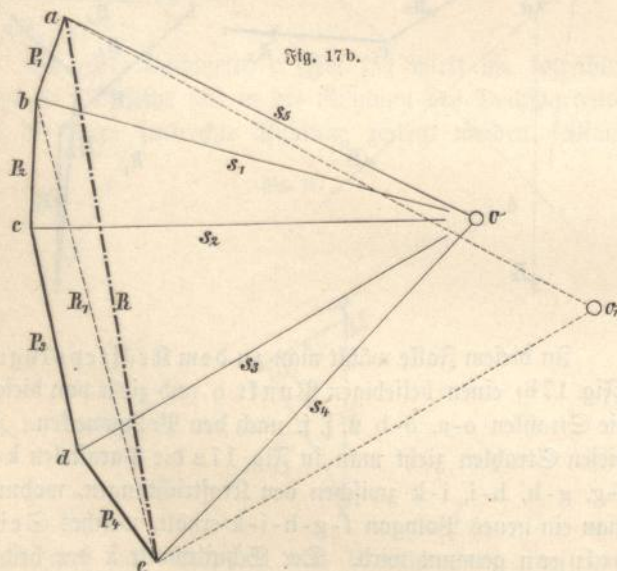


Fig. 17b.

Der Beweis der obigen Konstruktion folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke in Fig. 17a und 17b. Man denke sich die Eckpunkte f, g, h, i, k des Seilpolygons durch feste gerade Stäbe mit Gelenken in den Eckpunkten verbunden. Ist R nun wirklich die gesuchte Mittelkraft, welche dieselbe Wirkung ausübt wie die übrigen Kräfte, so müssen nach der ersten Gleichgewichtsbedingung (Seite 17) die auf die

Punkte f, g, h, i, k wirkenden Kräfte $P_1-s_1-s_5; P_2-s_1-s_2$ u. s. w. unter sich im Gleichgewichte sein, beziehungsweise sich zu einem geschlossenen Kräfte-dreieck vereinigen lassen. Daß dies der Fall ist, geht ohne weiteres aus dem Kräftepolygon hervor. Beispielsweise entspricht in Fig. 17b das Kräfte-dreieck $P_4-oe-od$ den im Punkte i wirkenden Kräften $P_4 s_3 s_4$, das Kräfte-dreieck $P_1-ob-oa$ den im Punkte f wirkenden Kräften $P_1-s_1-s_5$. Ferner ist das Dreieck oae in Fig. 17b das Kräftepolygon für die in Punkte k wirkenden Kräfte R, s_4, s_5 . Es müssen aber ferner, damit keine Bewegung der einzelnen Punkte gegeneinander eintritt, die in einem Stabteil wirkenden Kräfte s_1-s_1, s_2-s_2 u. s. w. gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sein. Daß dies der Fall, ist gleichfalls aus der Figur des Kräfteplanes ohne weiteres zu ersehen.

Da man nun ebensogut eine der Kräfte P , z. B. P_2 , als Mittelkraft der übrigen Kräfte $P_1 P_3 P_4 R$ ansehen kann, so gilt allgemein der Satz:

Die Mittelkraft aller zwischen zwei Seiten des Seilpolygons belegenen Kräfte geht durch den Schnittpunkt dieser beiden Polygonseiten. Die Richtung und Größe der Mittelkraft ist durch das Kräftepolygon bestimmt.

Beispielsweise liegen zwischen den Seiten $f-g$ und $i-k$ des Seilpolygons die äußeren Kräfte $P_2-P_3-P_4$. Die Mittelkraft R_1 dieser drei Kräfte geht durch den Schnittpunkt x (x_1), ihre Größe und Richtung ist durch die Linie $b-e$ im Kräftepolygon bestimmt.

Als Kennzeichen für das Gleichgewicht bei beliebig vielen, beliebig gerichteten Kräften in der Ebene gelten also nach dem vorausgegangenen die folgenden beiden Bedingungen:

- 1) Die Kräfte müssen sich zu einem geschlossenen Kräftepolygon aneinandertragen lassen.
- 2) Zu den Kraftrichtungen muß sich ein geschlossenes Seilpolygon zeichnen lassen.

Bei der Behandlung durch Rechnung erhalten diese Sätze für das Gleichgewicht eine andere Fassung. Der Feststellung derselben muß eine Betrachtung über Kräftepaare und Momente vorausgehen.

§ 6.

Kräftepaare und Momente.

Die Wirkung einer Kraft P auf einen beliebigen Punkt x kann man sich vergegenwärtigen, wenn man die Kraft P in diesem Punkte parallel zu P in gleicher und entgegengesetzter Richtung anträgt (Fig. 18). Hierdurch wird an der Kraftwirkung nichts geändert. Die Wirkung von P läßt sich demnach ersetzen durch eine auf den Punkt x

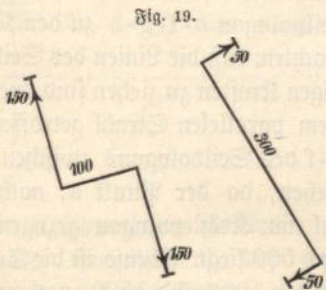
wirkende Kraft P und zwei parallel und entgegengesetzt gerichtete Kräfte PP mit dem Abstände a . Die Kräfte PP üben eine Drehwirkung auf die Ebene aus, in der sie sich befinden. Derartige Kräfte PP werden Kräftepaar, ihr senkrechter Abstand a wird Hebelsarm und die Drehwirkung Moment genannt. Die Größe der Drehwirkung (Moment) wird ausgedrückt durch das Produkt aus Kraft mal Hebelsarm, mithin ist das Moment:

$$M = P \cdot a.$$

Außer der Drehwirkung übt das Kräftepaar keinen weiteren Einfluß aus, mithin kann es in der Ebene beliebig verschoben werden, ohne daß sich die Wirkung ändert. Auch kann der Abstand a beliebig geändert werden, wenn P entsprechend vergrößert wird.

Ist beispielsweise $P = 150 \text{ kg}$; $a = 1,0 \text{ m}$, so ist das Moment $= P \cdot a = 150 \cdot 1,0 = 150 \text{ kg/m}$. Werden als Einheit cm eingeführt, so wird $M = 15000 \text{ kg/cm}$. Gewöhnlich werden als Einheiten gewählt: bei großen Beanspruchungen für die Kraft die Tonne (1000 kg), für den Hebelsarm das Meter — das Moment ist dann ausgedrückt in Tonnenmetern (tm) —, bei kleineren Beanspruchungen für die Kraft kg , für den Hebelsarm cm . 1 tm ist mithin $= 100000 \text{ kg/cm}$.

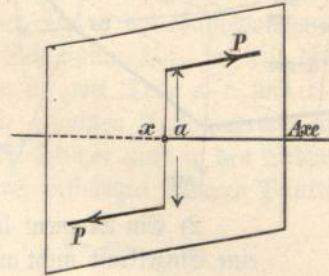
Die gleiche Wirkung wie obiges Kräftepaar würde ein beliebig anderes in der Ebene belegenes Paar ausüben, wenn nur dessen Moment und dessen Drehrichtung die gleichen sind. Es könnte z. B. $R = 50 \text{ kg}$ sein (Fig. 19),



dann würde $a = 300 \text{ cm}$ sein müssen, um die gleiche Wirkung $M = 50 \cdot 300 = 15000$ hervorzubringen. Infolgedessen kann man ein Kräftepaar gegen einen beliebigen Punkt x seiner Ebene so verschieben, daß dieser Punkt in die Mitte des Hebelsarmes a zu liegen kommt. Man kann sich dann denken, daß das Paar um eine durch den Punkt geführte Achse dreht (Fig. 20). Mithin ist jede beliebige Senkrechte zur Kräfteebene eine Achse des Paares. Erfolgt

die Drehung nach rechts im Sinne des Zeigers einer Uhr, so wird M mit positivem (+), bei Drehung nach links mit negativem (−) Vorzeichen angesetzt.

Fig. 20.



Ein Kräftepaar (Moment) läßt sich durch eine Einzelkraft (Mittelkraft) nicht aufheben, sondern nur durch ein anderes Paar von gleichem Momente und entgegengesetztem Drehinne. Man kann in einem Systeme im Gleichgewichte befindlicher Kräfte eine der Kräfte parallel verschieben, ohne daß an der Summe der Kräfte oder dem Kräftepolygon etwas geändert wird. Wohl aber wird das Gleichgewicht gestört, indem durch die Verschiebung um den Abstand a das Moment $P \cdot a$ entsteht, welches nur durch ein gleich großes, entgegengesetzt wirkendes Moment aufgehoben werden kann. Hiernach lauten die Gleichgewichtsbedingungen für in einer Ebene wirkende Kräfte bei rechnerischer Behandlung:

1) Die algebraische Summe der Kräfte (Summe der senkrechten und Summe der wagrechteten Kräfte) muß Null sein.

2) Die Summe der Momente muß Null sein.

Der ersten Bedingung entspricht bei der graphischen Behandlung das Kräftepolygon, der zweiten das Seilpolygon.

Von den Kräftepaaren (Momenten) gelten noch folgende wichtige Sätze:

1) Die Summe der Momente beliebig vieler Kräfte auf einen beliebigen Punkt (Drehpunkt) ist gleich dem Momente der Mittelkraft dieser Kräfte. Man findet also das Gesamtmoment beliebig vieler Kräfte, indem man mittels Kräfte- und Seilpolygon die Mittelkraft konstruiert und das Moment dieser Mittelkraft bildet.

Beispiel: In Fig. 21 b ist durch das Kräfte- und Seilpolygon die Mittelkraft $R = 1200$ gefunden worden.

Das Moment der einzelnen Kräfte auf den Punkt x ist:

$$- 500 \cdot 1,75 + 1000 \cdot 0 + 300 \cdot 1,58 - 600 \cdot 2,5 = \text{rund } - 1900.$$

Das Moment der Mittelkraft R auf denselben Punkt $M = - 1200 \cdot 1,59 = \text{rund } - 1900$ wie vor.

Fig. 21 a.

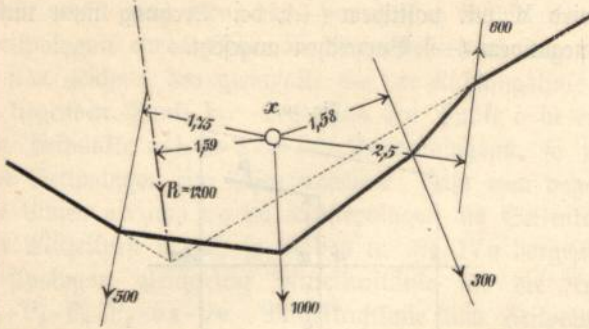
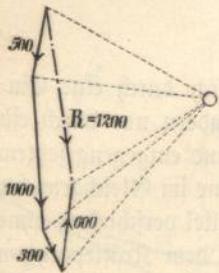


Fig. 21 b.

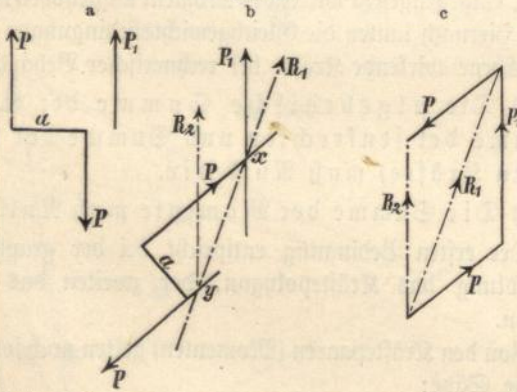


2) Ein Moment läßt sich durch eine Einzelkraft nicht aufheben, wohl aber läßt sich ein Moment und eine Einzelkraft zu einer Einzelkraft zusammensetzen.

Dieser Satz wird durch Fig. 22 veranschaulicht.

Das Moment Pa (Fig. 22 a) läßt sich beliebig verschieben. Dreht man dasselbe so, daß P und P₁ nicht mehr parallel sind (Fig. 22 b), so kann man aus P und P₁ im Schnittpunkte x beider Kräfte die Mittelkraft R₁ bilden.

Fig. 22.



Letztere schneidet die andere Kraft P im Punkte y und kann hier mit dieser Kraft zur Mittelkraft R₂ zusammengesetzt werden. R₂ ist mithin die Mittelkraft aus dem Momente Pa und der Kraft P₁. Aus dem Kräfteplan, Fig. 22 c, erkennt man, daß die Mittelkraft stets parallel der Kraft P₁ gerichtet sein muß. Hieraus folgt: Die Wirkung eines Momentes auf eine Einzelkraft kann durch eine Parallelverschiebung dieser Kraft aufgehoben werden. Umgekehrt bewirkt die Parallelverschiebung einer Kraft ein Moment, welches durch das Produkt aus der Kraft multipliziert mit dem Abstände von der früheren Lage ausgedrückt wird.

Die beiden Sätze für das Gleichgewicht mögen noch an nachstehendem einfachen Beispiel erläutert werden: An einem Wagebalken (Fig. 23 a), welcher im Punkte S drehbar unterstützt ist, wirken links und rechts verschiedene Lasten.

Wie groß ist der Stützendruck S und wie groß muß der Abstand x sein, damit Gleichgewicht vorhanden ist?

Nach der ersten Gleichgewichtsbedingung (Summe der Kräfte = Null) muß sein:

$$500 + 1000 + 1500 = S$$

mithin:

$$S = 3000 \text{ kg.}$$

Nach der zweiten Gleichgewichtsbedingung:

$$500 \cdot 10 + 1000 \cdot 4 = 1500 \cdot x;$$

$$\text{hieraus } x = \frac{5000 + 4000}{1500} = 6,0 \text{ m.}$$

Fig. 23 a.

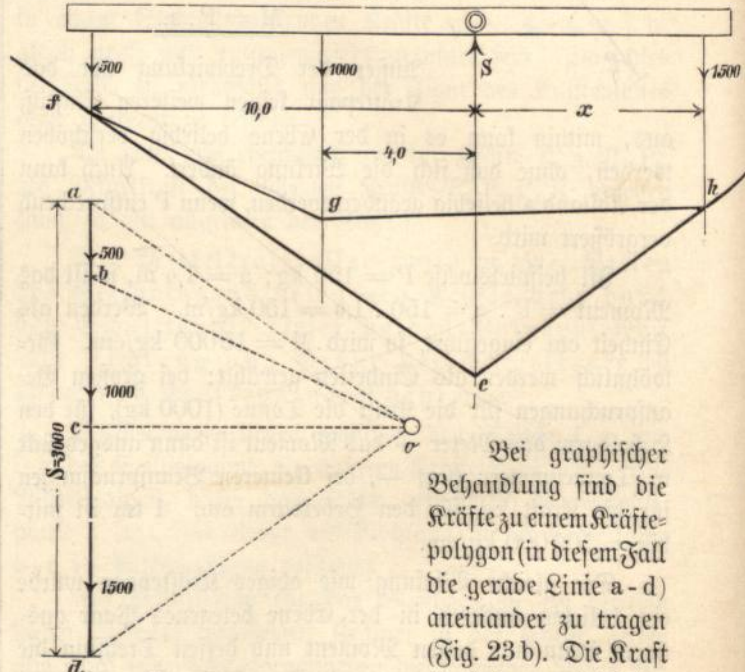


Fig. 23 b.

Bei graphischer Behandlung sind die Kräfte zu einem Kräftepolygon (in diesem Fall die gerade Linie a-d) aneinander zu tragen (Fig. 23 b). Die Kraft S ist dann gleich der

Linie a-d. Man wählt ferner einen beliebigen Pol o und zeichnet das Seilpolygon e-f-g-h zu den Kräfterichtungen. Hierbei ist zu beachten, daß die Linien des Seilpolygons stets zwischen denjenigen Kräften zu ziehen sind, welche im Kräftepolygon von dem parallelen Strahl getroffen werden. So ist die Seite e-f des Seilpolygons zwischen den Kräften S und 500 zu ziehen, da der Punkt a, nach welchem der parallele Strahl im Kräftepolygon gezogen ist, zwischen den Kräften S und 500 liegt. Ebenso ist die Seite g-h zwischen den Kräften 1000 und 1500 zu ziehen, da Punkt c im Kräftepolygon zwischen diesen Kräften liegt.

Die Lage der Kraft 1500 geht durch den Schnittpunkt h der beiden äußeren Polygonseiten e-h und g-h, wodurch der Abstand x gefunden ist.

Bei vorstehendem Beispiel ist die rechnerische Behandlung natürlich einfacher als die graphische; es kam aber darauf an, beide Behandlungsarten an einem möglichst einfachen Beispiel vorzuführen, um das Verständnis für die nachfolgenden schwierigeren Fälle zu erleichtern.

§ 7.

Ermittlung der Stützdrücke und Momente bei geraden Trägern mit senkrechten Lasten.

Bei den Konstruktionen des Hochbaues sind die äußeren Kräfte meist parallel und lotrecht gerichtet.

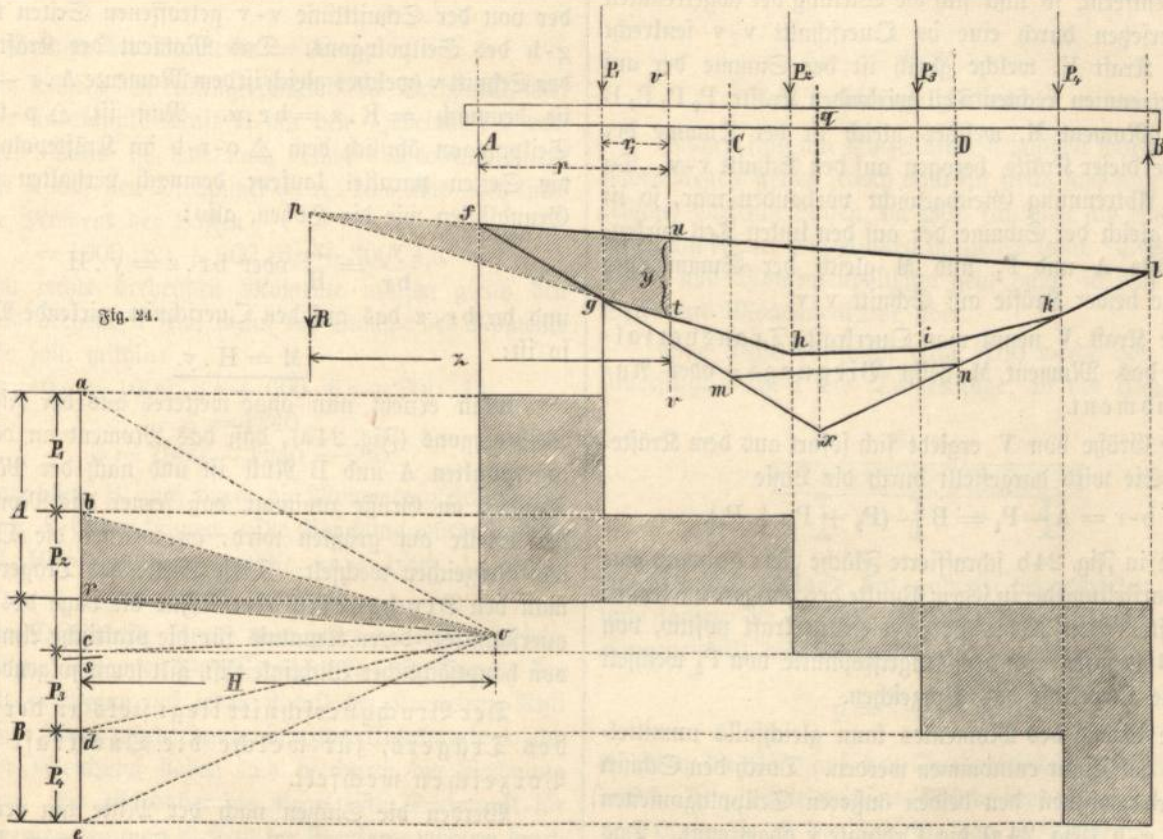
In diesen Fällen wird das Kräftepolygon eine senkrechte gerade Linie und die Richtung der Mittelkraft ist der Krafttrichtung gerade entgegengesetzt.

In Fig. 24b ist a-b-c-d-e das Kräftepolygon, in Fig. 24a . . f-g-h-i-k-l das zugehörige Seilpolygon,

Stütze zwei Stützen in den Endpunkten A und B angebracht, so findet man die Größe der auf diese Stützen wirkenden Kräfte, indem man die Schnittpunkte der Kräfte AB mit den äußeren Seiten f-g, l-k des Seilpolygons durch eine Gerade f-l (Schlußlinie) verbindet. Zieht man dann durch den Pol o des Kräftepolygons eine Parallele o-r zu der Schlußlinie f-l, so teilt diese Parallele die Kraftlinie a-e in zwei Teile a-r und r-e. Diese Teilstrahlen sind die gesuchten Auflagerdrücke in A und B.

Sollen die Stützen nicht in den Endpunkten A und B, sondern in zwei beliebigen anderen Punkten C und D an-

Fig. 24a.



die Linie a-e im Kräftepolygon die Größe und Richtung der Mittelkraft. Der Angriffspunkt der letzteren liegt im Schnittpunkte x der äußeren Seiten f-g und k-l des Seilpolygons. Eine in diesem Punkte angebrachte Stütze würde das System im Gleichgewichte halten. Bei der geringsten Änderung in den Kräften oder deren Lage würde jedoch eine Drehung um Punkt q eintreten. Da nun die Belastungen der Baukonstruktionen veränderlich sind, so ist ein Konstruktionssystem mit einer Stütze nur dann zu gebrauchen, wenn der Stützpunkt q steif konstruiert wird, so daß er im stande ist, das bei einer Verschiebung der Kräfte auftretende Moment aufzunehmen. Werden statt der einen

gebracht werden, so verfährt man in gleicher Weise. Die Schlußlinie geht hier durch die Schnittpunkte n m der Senkrechten C und D mit den äußeren Seiten f-x, l-x des Seilpolygons. Im Kräftepolygon werden in diesem Falle durch den zur Schlußlinie m-n parallel gezogenen Strahl o-s die Stützdrücke $C = a-s$, $D = s-e$ abgelesen. Sollen statt zwei Stützen deren drei angebracht werden, so tritt eine Unbestimmtheit ein, welche sich mit den bisher besprochenen Hilfsmitteln nicht beseitigen läßt (vergl. § 1). Da, wie im vierten Kapitel erörtert werden wird, die im Hochbau vorkommenden Konstruktionen mit mehr als zwei Stützen praktisch auf solche mit zwei

Stützen zurückgeführt werden können, so unterbleibt die weitere Behandlung dieses Gegenstandes.

Nachdem in vorstehender Weise die Gleichgewichtslage der äußeren Kräfte entsprechend der Anordnung der Stützen festgestellt ist, bleibt noch die Wirkung der äußeren Kräfte auf einen beliebigen Querschnitt des Trägers zu ermitteln.

Für eine beliebige Stelle v-v des Trägers muß, da die äußeren Kräfte durch die Stützdrucke ins Gleichgewicht gebracht sind, die Gesamtwirkung der links vom Querschnitte wirkenden Kräfte gleich der Gesamtwirkung der rechts befindlichen Kräfte sein. Denkt man sich den Träger bei v-v durchgeschnitten und den einen Teil, z. B. den rechten, entfernt, so läßt sich die Wirkung der abgetrennten Kräfte ersetzen durch eine im Querschnitt v-v senkrecht wirkende Kraft V, welche gleich ist der Summe der auf den abgetrennten rechten Teil wirkenden Kräfte P_2, P_3, P_4, B und ein Moment M, welches gleich ist der Summe der Momente dieser Kräfte, bezogen auf den Schnitt v-v. Da vor der Abtrennung Gleichgewicht vorhanden war, so ist V auch gleich der Summe der auf den linken Teil wirkenden Kräfte A und P_1 und M gleich der Summe der Momente beider Kräfte auf Schnitt v-v.

Die Kraft V nennt man Querkraft (Transversalkraft), das Moment M heißt Biegemoments- oder Angriffsmoment.

Die Größe von V ergibt sich sofort aus dem Kräfteplane. Sie wird dargestellt durch die Linie

$$b-r = A - P_1 = B - (P_2 + P_3 + P_4).$$

Die in Fig. 24b schraffierte Fläche giebt demnach eine Gesamtdarstellung der in jedem Punkte des Trägers wirkenden Querkraft. Von A bis P_2 ist die Querkraft positiv, von P_2 bis B negativ. In dem Angriffspunkte von P_2 wechselt daher die Querkraft das Vorzeichen.

Die Größe des Momentes kann gleichfalls unmittelbar aus der Figur entnommen werden. Durch den Schnitt v-v wird zwischen den beiden äußeren Seilpolygonseiten f-l und g-h (Fig. 24a) die Ordinate y abgetrennt. Das Moment ist nun gleich dem Produkte aus dieser Ordinate y und dem senkrechten Abstände H des Poles o von der Kraftlinie a-e (Fig. 24b), mithin

$$M = H \cdot y \quad (1)$$

Das Moment ist somit den Ordinaten des Seilpolygons proportional. Macht man $H = 1$, so wird $M = y$. In diesem Falle sind also die Momente direkt aus dem Seilpolygon abzugreifen. Letzteres führt dann den Namen Momentenpolygon. Bei der Benutzung der vorstehenden Regel ist darauf zu achten, daß y stets nach dem Längenmaßstabe, H nach dem Kräftemaßstabe gemessen wird. Ist der Längenmaßstab 1:100, der Kräftemaßstab 1 cm

= 500 kg und wird $y = 1$ cm, $H = 5$ cm abgegriffen, so ist demnach das Moment

$$M = 100 \cdot 5 \cdot 500 = 250000 \text{ kg/cm} = 2,5 \text{ tm.}$$

Der Beweis des vorstehenden Satzes ist unschwer aus den Beziehungen zwischen den Seiten des Seil- und Kräftepolygons zu führen.

Wie früher angegeben, ist die Summe der Momente der Einzelkräfte gleich dem Momente der Mittelkraft dieser Einzelkräfte. Betrachtet man in vorliegendem Falle den links vom Schnitte v-v belegenen Trägerteil, so wirken auf denselben die Kräfte A und P_1 . Die Mittelkraft R dieser Kräfte $= A - P_1$ wird dargestellt durch die Linie b-r im Kräfteplane. Ihr Angriffspunkt liegt im Schnittpunkte p der von der Schnittlinie v-v getroffenen Seiten f-l und g-h des Seilpolygons. Das Moment der Kraft R auf den Schnitt v (welches gleich ist dem Momente $A \cdot r - P_1 \cdot r_1$) ist demnach $= R \cdot z = br \cdot z$. Nun ist $\triangle p-t-u$ im Seilpolygon ähnlich dem $\triangle o-r-b$ im Kräftepolygon, da die Seiten parallel laufen; demnach verhalten sich die Grundlinien wie die Höhen, also:

$$\frac{y}{br} = \frac{z}{H} \text{ oder } br \cdot z = y \cdot H$$

und da $br \cdot z$ das auf den Querschnitt wirkende Moment, so ist:

$$M = H \cdot y.$$

Man ersieht nun ohne weiteres aus der Figur des Seilpolygons (Fig. 24a), daß das Moment an den Auflagerpunkten A und B Null ist und nach der Mitte des Trägers an Größe zunimmt, daß ferner das Moment an der Stelle am größten wird, an welcher die Querkraft das Vorzeichen wechselt. Diese Stelle des Trägers nennt man den Bruchquerschnitt. Für die Lage des Bruchquerschnittes, deren Kenntnis für die praktische Anwendung von hauptsächlichster Wichtigkeit ist, gilt somit folgende Regel:

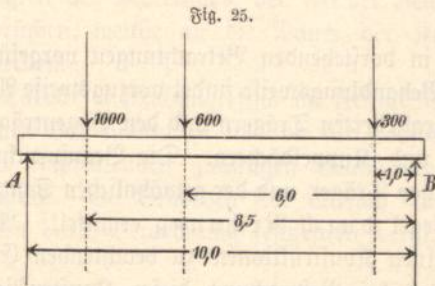
Der Bruchquerschnitt liegt stets an der Stelle des Trägers, für welche die Querkraft V das Vorzeichen wechselt.

Werden die Stützen nach der Mitte hin verschoben, so bleibt das Moment über den Stützen noch so lange Null, als auf die überhängenden Trägerenden keine Kräfte wirken. Die Grenzlage bilden demnach die Kräfte P_1 und P_4 . Rücken die Stützen noch weiter über P_1 und P_4 nach der Mitte des Trägers hin, so entsteht ein Moment von umgekehrtem (negativem) Drehsinne über der Stütze. Nehmen die Stützen die Lage CD ein, so wirken nur noch negative Momente auf den Träger. Am größten wird dieses negative Moment, wenn die beiden Stützen in der Lage x-q in eine Stütze zusammenfallen.

Es erübrigt nun noch, die Ermittlung der Stützdrucke und Momente durch Rechnung an einem Beispiel zu zeigen:

Für den nach Fig. 25 belasteten Träger ergeben sich die Stützdrucke aus den Gleichgewichtsbedingungen:

- 1) Summe der Kräfte = 0, mithin
 $A + B = 1000 + 600 + 300 = 1900.$



- 2) Summe der Momente = 0.

Wir wählen den Auflagerpunkt B als Drehpunkt, weil dann die unbekannte Kraft B mit dem Hebelsarm 0 verschwindet. Dann ist das nach rechts drehende Moment der Kraft A auf den Drehpunkt = $A \cdot 10,0$, das nach links drehende Moment der Lasten

$$= 1000 \cdot 8,5 + 600 \cdot 6,0 + 300 \cdot 1,0.$$

Die nach rechts drehenden Momente müssen gleich den nach links drehenden sein, wenn die Summe der Momente Null sein soll, mithin:

$$A \cdot 10,0 = 1000 \cdot 8,5 + 600 \cdot 6,0 + 300 \cdot 1,0$$

$$A = 1240$$

$$B = 1900 - 1240 = 660.$$

Man hätte B auch durch die Momentengleichung für Drehpunkt A finden können. Die Gleichung würde lauten:

$$B \cdot 10,0 = 300 \cdot 9,0 + 600 \cdot 4,0 + 1000 \cdot 1,5$$

$$B = 660 \text{ wie oben.}$$

Zum Drehpunkte könnte man jeden beliebigen, in derselben Ebene belegenen Punkt wählen, da die Summe der Momente in Bezug auf jeden Punkt der Kräfteebene Null sein muß. Man würde dann aber zwei Unbekannte A und B in der Gleichung haben und hierdurch die Rechnung erschweren. Es gilt daher die Regel: Als Drehpunkt für die Momentengleichung ist stets der Punkt zu wählen, durch welchen möglichst viel unbekannte Kräfte hindurchgehen.

Nachdem die Stützdrucke festgestellt sind, ist der Bruchquerschnitt und das Moment für den Träger zu ermitteln.

Bezeichnet man die aufwärts gerichteten Kräfte mit —, die abwärts gerichteten mit +, so ist die Querkraft links von der Last 1000.

$$V = -A = -1240,$$

rechts von der Last 1000

$$V = -A + 1000 = -1240 + 1000 = -240.$$

Im Angriffspunkte der Last 1000 liegt also der gefährliche Querschnitt nicht, da das Vorzeichen von V auf beiden Seiten der Last dasselbe ist.

Links von der Last 600 ist

$$V = -A + 1000 = -240,$$

rechts:

$$V = -A + 1000 + 600 = +360.$$

Mithin liegt der Bruchquerschnitt im Angriffspunkte der Last 600, da V hier das Vorzeichen wechselt.

Das Moment für diesen Schnitt ist unter Hinwegdenkung des rechten Trägerteiles

$$M = A \cdot 4,0 - 1000 \cdot 2,5 = 2460;$$

ebenso gut kann man auch den linken Trägerteil hinwegdenken, dann ist

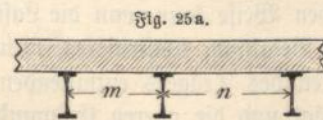
$$M = B \cdot 6,0 - 300 \cdot 5,0 = 2460 \text{ wie vor.}$$

§ 8.

Stetige Lasten.

Bisher sind nur Einzellasten behandelt worden. Dieselben Regeln gelten jedoch auch für stetig (auf eine tragende Fläche) wirkende Lasten, da man sich diese als eine Menge unendlich kleiner Einzellasten vorstellen kann. Das Kräfte-, Seil- und Momentenpolygon geht dann in eine Kräfte-, Seil- und Momentenkurve über.

Eine ebene Lastfläche (Fig. 25 a) werde von Trägern unterstützt. Ist l die Trägerlänge, m der Abstand des



einen, n der Abstand des anderen benachbarten Trägers und laufen die Träger parallel, dann ist die auf eine Längeneinheit des Trägers wirkende Last

$$p = \frac{m + n}{2} q,$$

worin q die Last auf der Quadrateinheit der Fläche bedeutet. Ist q beispielsweise = 500 kg für das qm, m = 1,0 m, n = 0,8 m, so ist die Last für das m Träger

$$p = \frac{1,0 + 0,8}{2} 500 = 450 \text{ kg.}$$

Trägt man auf der Trägerlänge l (Fig. 26) diese 450 kg nach einem beliebigen Maßstabe (z. B. 1000 kg = 1 cm) als Ordinate auf, so stellt die schraffierte Fläche a-b-c-d die auf den Träger wirkende Last dar. Ist l nun beispielsweise = 5,0 m, so würde es für die Genauigkeit der graphischen Behandlung genügen, wenn die Lastfläche in fünf gleiche Teile geteilt und für jeden Teil die im Schwerpunkte (Halbierungslinie des Rechteckes) wirkende Einzellast

$$= 1,0 \cdot 450 = 450 \text{ kg}$$

gesetzt würde.

Liegen die Träger nicht parallel, sondern etwa nach Fig. 27, so wird die auf den Träger AB kommende Last dargestellt durch die Fläche abcd in Fig. 27.

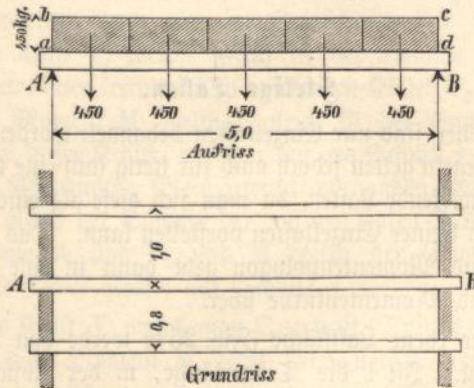
$$\text{Die Ordinate a-b ist hierbei} = \frac{0,75 + 1,25}{2} \cdot 500 = 0,5 \text{ cm,}$$

$$\text{die Ordinate c-d} = \frac{1,5 + 1,5}{2} \cdot 500 = 0,75 \text{ cm}$$

zu machen, wenn 1 cm = 1000 kg.

1 qcm der Lastfläche ist dann 1 · 1000 = 1000 kg, wenn der Längenmaßstab = 1 : 100.

Fig. 26.



In derselben Weise kann man die Lastfläche für jede beliebige stetige Belastung konstruieren, wenn man den auf die Längeneinheit des Trägers entfallenden Lastanteil als Ordinate aufträgt und die oberen Endpunkte dieser Ordinaten verbindet. Hierdurch erhält man ein anschauliches

Fig. 27.

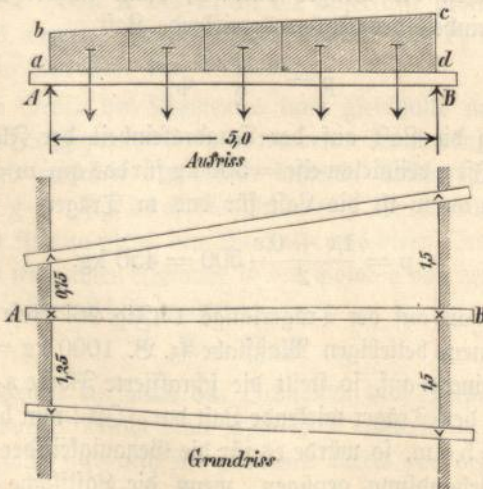


Bild von der Wirkungsweise der Belastung. Zerlegt man dann die Lastfläche in parallele Streifen, so kann man mit hinreichender Genauigkeit diese Streifen als Rechtecke ansehen, wenn die obere Begrenzungslinie der Last-

fläche nicht allzuviel von der Horizontalen abweicht. Andernfalls hat man die Streifen als Trapeze anzusehen und deren Schwerpunkt für den Angriff der Lasten anzunehmen.

* * *

Die in vorstehenden Betrachtungen vorgesehene graphische Behandlungsweise findet vorzugsweise Anwendung bei den gegliederten Trägern und den Bogenträgern, sowie bei Zelt- und Kuppeldächern. Die Beanspruchungen der vollwandigen Träger und der gewöhnlichen Stützen werden in der Regel durch Rechnung ermittelt. Auf die bei den einzelnen Konstruktionen zu beachtenden Einzelheiten wird später bei Besprechung dieser Konstruktionen noch näher eingegangen werden.

§ 9.

Innere Kräfte.

(Spannungen.)

Innere Kräfte nennt man die Spannungen, welche in den einzelnen Teilchen eines Körpers infolge Einwirkung einer äußeren Kraft entstehen. Diese Spannungen bewirken eine Verschiebung der gegenseitigen Lage der einzelnen Körperteilchen, welche sich durch eine Formänderung des Körpers kenntlich macht. Innerhalb einer gewissen Grenze der Spannungsgröße, welche Elastizitätsgrenze genannt wird, nimmt der Körper nach Aufhören der Belastung seine ursprüngliche Form wieder an. Die Kraft, welche einen Stab vom Einheitsquerschnitte gerade bis zur Elastizitätsgrenze ausdehnt, heißt Tragmodul. Die Abmessungen der Konstruktionsteile sind so zu wählen, daß die berechnete Beanspruchung den Wert des Tragmoduls nicht erreicht. In der Regel wird man der Berechnung nur etwa die Hälfte des Tragmoduls zu Grunde legen. Wird der Stab über den Tragmodul hinaus belastet, so ist die hierdurch eintretende Formänderung eine zum Teil bleibende. Bei fortgesetzter Steigerung der äußeren Kraftwirkung tritt schließlich eine Trennung der einzelnen Teile, der Bruch, ein. Der Bruch kann herbeigeführt werden durch Zerreißen, Zedrücken und Abscheren. Der zum Zerreißen, Zedrücken oder Abscheren eines Stabes vom Einheitsquerschnitte nötige Zug, Druck oder Schub heißt Zug-, Druck-, Schubfestigkeit oder Bruchmodul des Materiales.

Beim Entwerfen der Konstruktionen darf nur ein Teil des Bruchmoduls in Rechnung gestellt werden. Man nennt diesen Teilbetrag des Bruchmoduls, welcher nach obigem den Wert des Tragmoduls nicht erreichen darf, und welcher bei Schmiedeeisen etwa gleich $\frac{1}{5}$ des Bruchmoduls oder $\frac{1}{2}$ des Tragmoduls angenommen wird, die zulässige

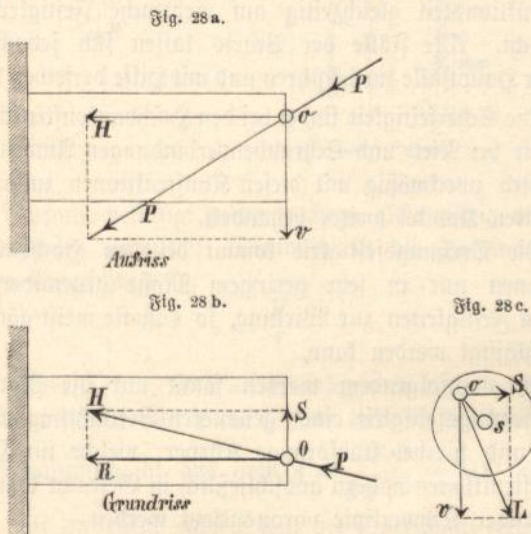
Beanspruchung des Materiales. Den Quotienten aus Bruchmodul durch zulässige Beanspruchung nennt man Sicherheitsgrad.

Der Sicherheitsgrad hängt ab von der praktischen Zuverlässigkeit des Materiales, der Art der Belastung und von Ansprüchen, welche an die Dauer der Konstruktion gestellt werden.

In Tabelle 6 (Anhang) sind die Festigkeitswerte der verschiedenen Baumaterialien und die für Hochbaukonstruktionen zu empfehlenden zulässigen Beanspruchungen zusammengestellt. Bei Behörden sind vielfach die Werte für die letzteren durch Verordnung festgestellt (vergl. Tabelle 7 und 8).

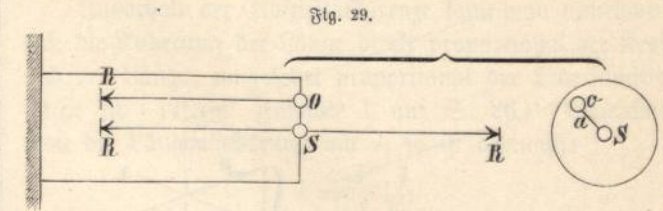
Die verschiedenen Arten von Festigkeit lassen sich aus folgender Betrachtung ableiten:

Auf einen Stab von beliebigem Querschnitte (Fig. 28) wirke die schief gerichtete Kraft P , welche den Stabquerschnitt in dem Punkte o durchschneidet. Zerlegt man P im Punkte o (Fig. 28 a) in die Horizontalkraft H und die

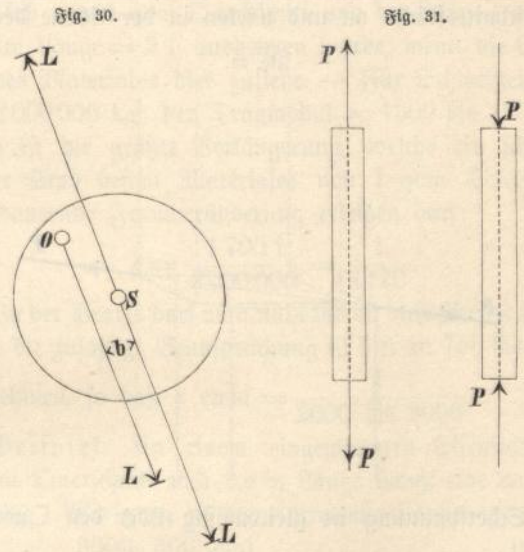


Vertikalkraft V , ferner im Grundriß (Fig. 28 b) die Horizontalkraft H wieder in die parallel zur Stabachse gerichtete Seitenkraft R und die senkrecht zur Stabachse gerichtete Seitenkraft S , so wirken in der Ebene des Querschnittes (Fig. 28 c) die beiden Kräfte S und V , welche sich zur Mittelkraft L vereinigen lassen. Jede beliebig gerichtete Kraft P läßt sich also in eine zum Querschnitt rechtwinkliche Kraft R und eine in der Querschnittsebene wirkende Kraft L zerlegen. Denkt man sich die Kraft R in gleicher und entgegengesetzter Richtung in der Achse des Stabes angetragen (Fig. 29), so bleibt als Wirkung von R eine in der Achse des Stabes wirkende Kraft R und ein senkrecht zum Querschnitt wirkendes Moment $R \cdot a$. Trägt man ferner die Kraft L in beiden Richtungen im

Schwerpunkte der Querschnittsfläche (Fig. 30) an, so bleibt als Wirkung von L eine im Schwerpunkte und der Ebene des Querschnittes wirkende Kraft L und ein Moment $L \cdot b$, welches gleichfalls in der Ebene des Querschnittes wirkt.



Die Achsialkraft R (Fig. 29) bewirkt eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Druckspannung, das Moment $R \cdot a$ beansprucht den Querschnitt auf Biegung, die Kraft L (Fig. 30) beansprucht den Querschnitt auf Abscherung und das Moment $L \cdot b$ sucht den Querschnitt abzdrehen.



Man unterscheidet hiernach folgende Hauptfälle von Festigkeit:

1. Normalfestigkeit (Fig. 31).

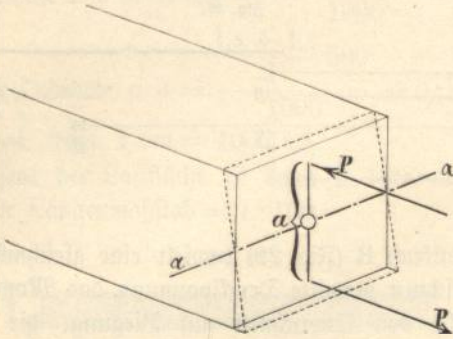
Die äußeren Kräfte wirken in der Achse des Stabes. Man unterscheidet Zug- und Druckfestigkeit, je nachdem die Kräfte den Stab auszudehnen oder zusammendrücken suchen. Die Normalspannung ist gleichmäßig über die Querschnittsfläche verteilt.

2. Biegefestigkeit (Fig. 32).

Ein Kräftepaar $P \cdot a$ (Moment) wirkt in einer senkrecht zur Querschnittsfläche und durch den Schwerpunkt der letzteren gehenden Ebene. Das Moment bewirkt eine Drehung der Querschnittsfläche um die durch den Schwerpunkt derselben gehende Achse $\alpha - \alpha$ des Kräftepaares (vergl.

§ 6). Die der Drehwirkung entgegengerichtete Querschnittshälfte wird auf Druck, die andere Hälfte auf Zug beansprucht. Zug- und Druckspannung ist ungleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

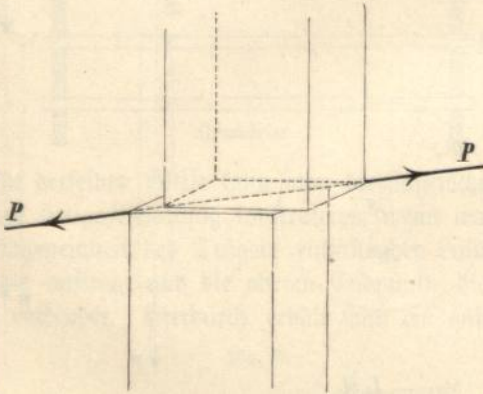
Fig. 32.



3. Scherfestigkeit (Fig. 33).

Die äußeren Kräfte greifen im Schwerpunkte der Querschnittsfläche an und wirken in der Ebene derselben.

Fig. 33.

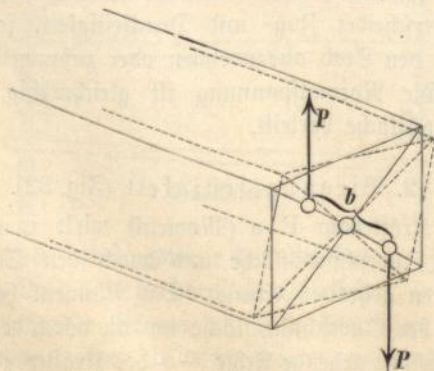


Die Scherspannung ist gleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

4. Drehungsfestigkeit (Torsionsfestigkeit, Fig. 34).

Ein Kräftepaar $P \cdot b$ (Moment) wirkt in der Ebene des Querschnittes. Das Moment bewirkt eine Drehung

Fig. 34.



der Querschnittsfläche um die durch den Schwerpunkt derselben gehende Achse des Kräftepaars. Der Querschnitt wird ungleichmäßig auf Abscheren beansprucht.

* * *

Die Normalfestigkeit und die Scherfestigkeit werden demnach hervorgerufen durch Einzelkräfte, die Biegungs- und Drehungsfestigkeit durch Kräftepaare (Momente). Bei der Normal- und Biegungsfestigkeit ist die Kraftwirkung senkrecht zur Querschnittsfläche gerichtet, bei der Scher- und Drehungsfestigkeit wirken die Kräfte in der Querschnittsebene. Die Biegungsfestigkeit läßt sich auf Zug- und Druckspannung, die Drehungsfestigkeit auf Scherspannung zurückführen.

Die Kenntnis der Widerstandsfähigkeit eines Materialies gegen Zug-, Druck- und Scherfestigkeit genügt also zur Berechnung sämtlicher Festigkeitsfälle.¹⁾

In der Praxis kommt reine Biegungsfestigkeit und Drehungsfestigkeit sehr selten vor, gewöhnlich wird ein Konstruktionsteil gleichzeitig auf mehrfache Festigkeit beansprucht. Alle Fälle der Praxis lassen sich jedoch auf die vier Hauptfälle zurückführen und mit Hilfe derselben lösen.

Die Scherfestigkeit findet bei den Hochbaukonstruktionen fast nur bei Niet- und Schraubenverbindungen Anwendung und wird zweckmäßig mit diesen Konstruktionen zusammen im dritten Kapitel weiter behandelt.

Die Drehungsfestigkeit kommt bei den Hochbaukonstruktionen nur in sehr geringem Maße gegenüber den anderen Festigkeiten zur Wirkung, so daß sie meist gänzlich vernachlässigt werden kann.

In nachfolgendem werden somit nur die Normal- und Biegungsfestigkeit einer genaueren Betrachtung unterzogen und hierbei stabförmige Körper, welche für Hochbaukonstruktionen nahezu ausschließlich in Betracht kommen, mit gerader Schwerlinie vorausgesetzt werden.

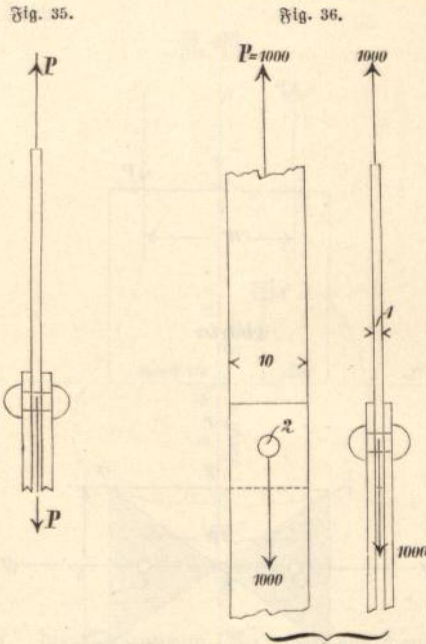
§ 10.

Normalfestigkeit.

Ein an einem Ende eingespannter Stab von der Länge l wird am anderen Ende durch eine in der Richtung der Schwerlinie des Stabes wirkende Kraft P auf Zug beansprucht (Fig. 35). Die von der Einspannungskonstruktion

1) Neuere Versuche haben gezeigt, daß für Materialien, bei welchen die Zugfestigkeit nicht gleich der Druckfestigkeit ist, die Biegungsfestigkeit einen Mittelwert zwischen Zug- und Druckfestigkeit darstellt. Bei derartigen Materialien (Gußeisen, Steine u. s. w.) hat das Elastizitätsgesetz (§ 10) keine volle Gültigkeit, weshalb auch die aus letzterem in §§ 10 bis 12 abgeleiteten Regeln nur näherungsweise zutreffen.

auszuübende Gegenwirkung ist nach den Gleichgewichtsbedingungen = P, die Wirkung der äußeren Kraft P ist für jeden beliebigen Stabquerschnitt f die gleiche. Die Spannungen wirken in der Richtung der Kraft und sind,



wie Versuche bestätigt haben, nahezu gleichmäßig über den Querschnitt verteilt.¹⁾ Demnach ist die Spannung von 1 qm Querschnitt

$$s = \frac{P}{f} \dots \dots \dots (2)$$

Beispiel: Für P = 1000 kg und einen rechteckigen Stabquerschnitt von 1 cm Stärke und 10 cm Breite wird die Spannung für das qcm $s = \frac{1000}{1 \cdot 10} = 100$ kg.

Ist an irgend einer Stelle der Querschnitt (etwa durch Nietlöcher) geschwächt, so muß für f der geschwächte Querschnitt eingesetzt werden. In Fig. 36 ist der Querschnitt durch einen Bolzen von 2 cm Durchmesser geschwächt. Als dann ist $f = 1 \cdot 10 - 1 \cdot 2 = 8$ qcm und s an der Einklemmungsstelle $= \frac{1000}{8} = 125$ kg.

Dieselben Regeln gelten auch für den gedrückten Stab, wenn P in umgekehrter Richtung wirkt, jedoch nur unter der Voraussetzung, daß keine Gefahr des Ausbiegens vorliegt (siehe § 12, 3).

1) Dies trifft indes nur zu für solche Querschnitte, welche von dem Angriffspunkte der Kraft verhältnismäßig weit entfernt sind. In denjenigen Querschnitten, welche dem Angriffspunkte der Kraft nahe liegen, ist die Druckverteilung nicht gleichmäßig.

Infolge der Kraftwirkung von P erleidet der Stab eine Formänderung, welche bei Zugbeanspruchung in einer Vergrößerung, bei Druck in einer Verkürzung des Stabes unter gleichzeitiger Verringerung bez. Verbreiterung des Querschnittes besteht.

Innerhalb der Elastizitätsgrenze kann man annehmen, daß die Änderung der Länge direkt proportional der Kraft und der Länge, umgekehrt proportional der Querschnittsfläche ist. (Vergl. Fußnote 1 auf S. 26.) Bezeichnet man die Längenänderung mit λ, so ist demnach:

$$\lambda = \frac{P \cdot l}{f \cdot E}$$

E ist ein Maß, welches von der Elastizität des Materiales abhängt und durch Versuche bestimmt wird. Tabelle 6 enthält die Werte von E für verschiedene Baumaterialien.

Für λ = 1 und f = 1 wird

$$E = P,$$

mithin kann man E als diejenige Kraft bezeichnen, welche den Stab von 1 qcm Querschnitt und der Länge l auf die doppelte Länge = 2 l ausdehnen würde, wenn die Elastizität des Materiales dies zuließe. — Für Schweißstahl ist E = 2000000 kg, der Tragmodul = 1300 bis 1700 kg, mithin ist die größte Verlängerung, welche ein schweißstahler Stab besten Materiales von 1 qcm Querschnitt ohne dauernde Formveränderung erleiden darf:

$$\lambda = \frac{1700 l}{2000000} = \frac{1}{1170}$$

In der Praxis darf man nicht bis an diese Grenze herangehen, die zulässige Beanspruchung ist hier zu 750 bis 1000 anzunehmen, so daß λ etwa = $\frac{1}{2600 \text{ bis } 2000}$

Beispiel: An einem eingespannten Eisenstab von 12 qcm Querschnitt und 3,0 m Länge hängt eine Last von 9000 kg. Wie groß ist die eintretende Längenänderung?

$$\lambda = \frac{9000 \cdot 300 \text{ (cm)}}{12 \cdot 2000000} = 0,11 \text{ cm} = 1,1 \text{ mm.}$$

Wie groß ist die äußerst zulässige Längenänderung?

$$\lambda_{\max} = \frac{300}{1170} = 0,256 \text{ cm} = 2,56 \text{ mm.}$$

Hand in Hand mit der elastischen Verlängerung λ eines Stabes geht eine elastische Verkürzung α des Durchmessers a des Stabquerschnittes, und zwar ist diese Änderung α der Querschnittsbreite innerhalb der Elastizitätsgrenze annähernd umgekehrt proportional der Längenänderung λ. Demnach $\frac{\alpha}{a} = \frac{1}{m} \frac{\lambda}{l}$ oder $\alpha = \frac{a \lambda}{m l}$, worin m einen Erfahrungswert bedeutet.

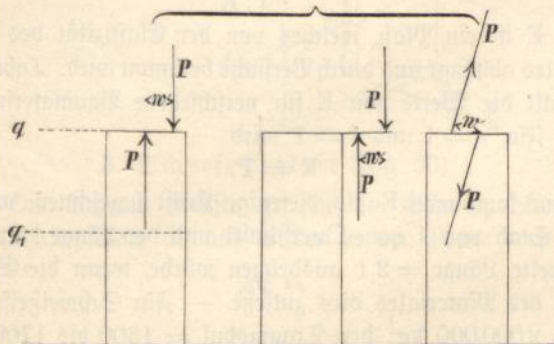
Für alle Körper, welche nach allen Seiten gleichelastisch sind, besitzt der Koeffizient m den Wert 3 bis 4. Für die Praxis ist die Querschnittsänderung von geringer Bedeutung.

§ 11.

Biegefestigkeit.

Der Stab wird durch ein Kräftepaar beansprucht, welches in einer zum Querschnitte senkrechten und durch den Schwerpunkt gehenden Ebene wirkt. $P \cdot w = M$ sei das Moment des Kräftepaares. Wie bereits früher (§ 6) besprochen, kann ein Kräftepaar beliebig in seiner Ebene verschoben werden, ohne daß sich die Wirkung ändert. Die Kraftwirkung der verschiedenen in Fig. 37 gezeichneten Fälle

Fig. 37.



ist mithin stets dieselbe. Da man ferner das Paar ebenso gut am Querschnitte q_1 angebracht denken kann, als am Querschnitte q , so folgt daraus, daß die Beanspruchung in jedem Querschnitte die gleiche sein muß.

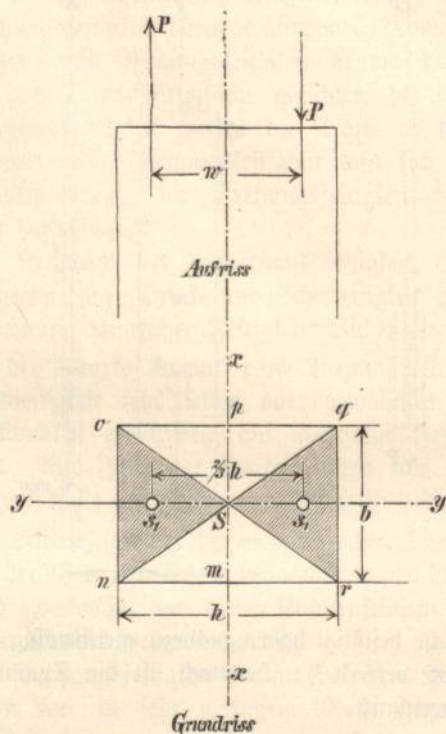
Setzen wir zunächst behufs Ermittlung der inneren Kräfte einen rechteckigen Querschnitt voraus und verschieben das Moment an einen beliebigen Querschnitt nach Fig. 38 symmetrisch zum Schwerpunkte der Fläche, so ist klar, daß die Querschnittsfläche $m-n-o-p$ im Grundriß Zugspannungen, die Querschnittsfläche $p-q-r-m$ Druckspannungen erleidet. In der durch den Schwerpunkt gehenden Achse $x-x$ des Kräftepaares wird ein Wechsel der Spannungen eintreten, die Spannung also Null sein. Diese Achse heißt die neutrale Achse. Die Ebene, welche durch die neutralen Achsen sämtlicher Stabquerschnitte gebildet wird, heißt neutrale Faserschicht. Derjenige Punkt des Querschnittes, welcher von der neutralen Achse am weitesten absteht (in vorliegendem Falle die Seiten $n-o$, $q-r$), heißt äußerste Faser.

Es besteht nun das Erfahrungsgesetz, daß innerhalb der Elastizitätsgrenze die auf die Querschnittshälften entfallenden Zug- bez. Druckspannungen proportional mit der Entfernung von der neutralen Achse wachsen. Die Spannung ist also in der neutralen Achse Null, nimmt nach der äußersten Faser gleichmäßig zu und erreicht den größten Wert in der letzteren. Hiernach läßt sich die von jeder Flächenhälfte aufzunehmende Spannung durch die schraffierten Dreiecke $S-o-n$ und $S-q-r$ (Fig. 38) darstellen.

Ist k der Druck für die Flächeneinheit in der äußersten Faser, so ist die von jeder Flächenhälfte zu leistende Gesamtspannung

$$k \cdot \frac{b \cdot \frac{h}{2}}{2} = \frac{k b h}{4}.$$

Fig. 38.



Die Wirkung dieser Spannung läßt sich durch eine im Schwerpunkte s_1 der Druckflächen angebrachte Einzelkraft $= \frac{k b h}{4}$ ersetzen. Das von den Querschnittsspannungen ausgeübte Moment ist demnach

$$= \frac{k b h}{4} \cdot \frac{2 h}{3} = k \frac{b h^2}{6}.$$

Ist k die größte zulässige Inanspruchnahme des Materials, so stellt der Ausdruck $k \frac{b h^2}{6}$ die größte Leistungsfähigkeit des Querschnittes dar. Damit also der Querschnitt nicht überansprucht wird, muß das Moment M der äußeren Kräfte kleiner, höchstens gleich sein dem Ausdruck $k \frac{b h^2}{6}$.

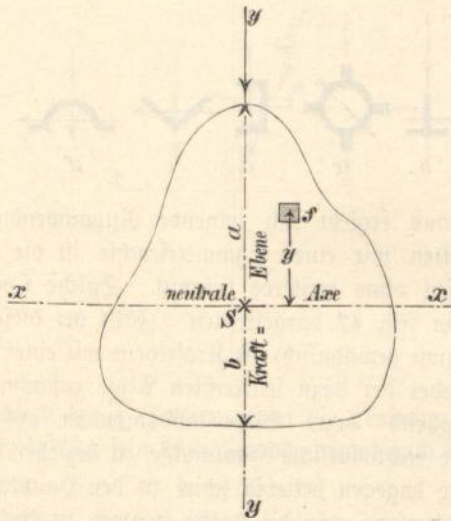
Die Größe $\frac{b h^2}{6}$ hängt nur von der Form des Querschnittes, nicht von den äußeren Kräften ab. Sie wird allgemein mit $W =$ Widerstandsmoment bezeichnet, so daß also:

$$M = k \cdot W \dots \dots (3)$$

Es ist dies die Grundgleichung der Biegefestigkeit, welche sich auch allgemein für beliebige andere Querschnitte wie folgt beweisen läßt.

Es seien a und b die Abstände der äußersten Fasern eines beliebig geformten Querschnittes (Fig. 39) von der neutralen Achse.

Fig. 39.



Ist σ_y die Spannung für die Flächeneinheit in der Entfernung y von der neutralen Achse, so ist die Spannung des Flächenteilchens f

$$= \sigma_y \cdot f.$$

Da die Spannung proportional der Entfernung y von der neutralen Achse wächst, so ist, wenn k die Spannung in der äußersten Faser

$$\frac{\sigma_y}{k} = \frac{y}{a}, \text{ mithin } \sigma_y = \frac{k y}{a}$$

und die Spannung des Flächenteilchens f

$$= \frac{k \cdot y}{a} f, \text{ beziehungsweise } \frac{k y}{a} f.$$

Das Moment dieser Spannung bezogen auf die neutrale Achse ist

$$= \frac{k \cdot y}{a} f \cdot y, \text{ beziehungsweise } \frac{k y}{b} f y$$

und die Summe der Momente aller Flächenteilchen

$$= \frac{k}{a} \Sigma f y^2 = \frac{k}{b} \Sigma f y^2.$$

Das Spannungsmoment gleich dem Angriffsmomente gesetzt, giebt

$$M = \frac{k}{a} \Sigma f y^2 = \frac{k}{b} \Sigma f y^2.$$

Mithin lautet der Ausdruck für W , den wir oben für das Rechteck ermittelt hatten, allgemein

$$W = \frac{1}{a} \Sigma f \cdot y^2 = \frac{1}{b} \Sigma f \cdot y^2.$$

Der Ausdruck $\Sigma f y^2$ heißt Trägheitsmoment, bezogen auf die neutrale Achse, und wird mit dem Buchstaben J bezeichnet. Demnach ist $W = \frac{J}{a}$ (4)

Hiernach kann man die Grundgleichung auch schreiben:

$$M = \frac{k}{a} J = \frac{k}{b} J (5)$$

J behält also stets, auch bei zur neutralen Achse unsymmetrischen Querschnitten, bei welchen a nicht gleich b , den gleichen Wert, während das Widerstandsmoment für beide Querschnittshälften in diesem Falle verschieden ist. Die Spannung in der äußersten Faser wird dann

auf der a Seite: $k_a = \frac{a M}{J}$,

auf der b Seite: $k_b = \frac{b M}{J}$.

Selbstredend ist für die Ermittlung der Querschnittsabmessung die ungünstigste Spannung zu berücksichtigen.

Bei einem Material von gleicher Zug- und Druckfestigkeit, wie Schmiedeeisen, wird mithin ein symmetrischer Querschnitt, bei welchem $a = b$, am vorteilhaftesten ausgenutzt, da alsdann $k_a = k_b$.

Häufig bedingen jedoch andere Umstände eine unsymmetrische Form. Dann ist die Spannung für diejenige Querschnittsseite zu ermitteln, beziehungsweise das Widerstandsmoment derjenigen Querschnittshälfte einzuführen, für welche der Abstand der äußersten Faser am größten ist.

Für Gußeisen ist die Zugfestigkeit nur halb so groß, wie die Druckfestigkeit. Bei Trägern aus diesem Material ist daher der günstigste Querschnitt der in Fig. 40 dargestellte,¹⁾ bei welchem

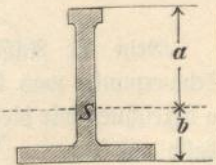
$$b = \frac{a}{2} \text{ und demnach } k_b = \frac{1}{2} k_a.$$

Selbstredend muß der Träger dann so gelegt werden, daß die b Seite nur auf Zug, die a Seite nur auf Druck in Anspruch genommen wird.

Für die Berechnung des Trägheits- und Widerstandsmomentes eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes ist die Kenntnis der Lage der neutralen Achse von Wichtigkeit. Bei dem Rechteck ging die neutrale Achse durch den Schwerpunkt und stand rechtwinklich zur Kraftebene. Es ergibt sich

$$J = a W = \frac{h}{2} \frac{b h^2}{6} = \frac{b h^3}{12}$$

Fig. 40.



1) Jedoch mit der in der Fußnote 1 auf Seite 26 gemachten Einschränkung.

Die erstgenannte Eigenschaft, daß die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der auf Biegung beanspruchten Querschnittsfläche geht, gilt auch für jede beliebige Querschnittsform. Nicht aber die zweite Eigenschaft, wonach die neutrale Achse rechtwinklich zur Kräfteebene steht. Letztere Eigenschaft ist an bestimmte Beziehungen zwischen der Lage der Kräfteebene und der Lage des Querschnittes geknüpft. Wir führen nachfolgend diejenigen Ergebnisse der allgemeinen Biegungstheorie an, welche auf diesen Gegenstand Bezug haben, ohne uns indessen auf die Beweisführung näher einzulassen.

1) Trägheitsmoment einer Querschnittsfläche nennt man allgemein die Summe der Produkte der einzelnen Flächenteilchen f multipliziert mit dem Quadrate des senkrechten Abstandes y dieses Flächenteilchens von einer beliebigen geraden Linie, welche Achse des Trägheitsmomentes genannt wird. Demnach ist das Trägheitsmoment, bezogen auf eine beliebige z -Achse (Fig. 41), $= \sum f \cdot y^2$.

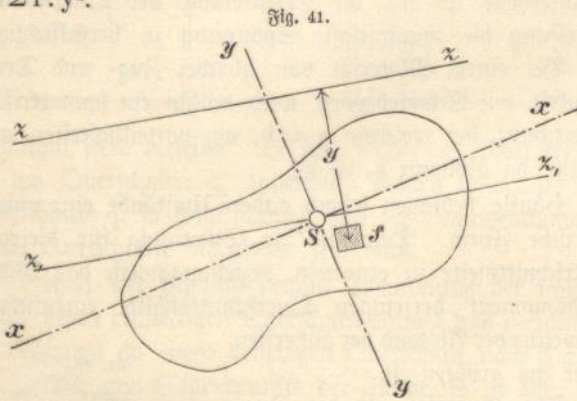


Fig. 41.

Geht die Achse des Trägheitsmomentes durch den Schwerpunkt, was bei der neutralen Achse stets der Fall, so bezeichnen wir dieses Trägheitsmoment mit J , im anderen Falle mit T .

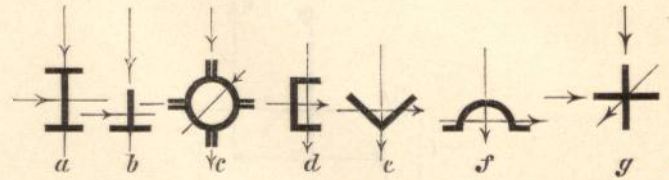
2) Denkt man sich eine durch den Schwerpunkt gehende Achse z_1-z_1 um den Schwerpunkt S drehend, so wird jeder Lage der z_1-z_1 -Achse ein bestimmter Wert des Trägheitsmomentes J entsprechen. Es giebt nun zwei Achslagen $x-x$ und $y-y$, für welche J den größten, beziehungsweise kleinsten Wert erreicht. Diese Achsen stehen **rechtwinklich** zueinander und heißen Hauptachsen.

3) Besitzt ein Querschnitt eine Symmetriachse, so ist diese Symmetriachse eine Hauptachse.

4) Ist das Trägheitsmoment für beide Hauptachsen gleich, so hat das Trägheitsmoment für jede beliebige durch den Querschnitt gehende Achse denselben Wert. In diesem Falle sind also alle Achsen Hauptachsen. Derartige Querschnitte sind beispielsweise der Kreis, der Kreisring, das Quadrat und die in Fig. 42 c und g dargestellten Querschnitte.

5) Wirken die äußeren Kräfte in der Ebene einer der beiden Hauptachsen, so ist die andere Hauptachse die neutrale Achse. In diesen Fällen steht mithin die neutrale Achse rechtwinklich zur Kräfteebene, in allen anderen Fällen ist dagegen die neutrale Achse schief zur Kräfteebene gerichtet.

Fig. 42.



Hieraus ergibt sich folgende Nutzenanwendung: Bei Querschnitten mit einer Symmetriachse ist die Lage der Hauptachsen ohne weiteres bekannt. Solche Querschnitte sind die in Fig. 42 dargestellten. Fällt bei diesen Querschnitten (wie gewöhnlich) die Kräfteebene mit einer Symmetriachse oder der dazu senkrechten Achse zusammen, so ist das Trägheits- bzw. Widerstandsmoment auf die zur Kräfteebene rechtwinkliche Hauptachse zu beziehen. Ist die Kräfteebene dagegen beliebig schief zu den Hauptachsen gerichtet, so zerlege man die Kräfte in zwei, in Richtung der Hauptachsen wirkende Seitenkräfte. Man hat dann die Spannungen aus beiden Seitenkräften zu berücksichtigen.

Besitzt der Querschnitt keine Symmetriachse (Fig. 43), so muß die Lage der Hauptachsen erst ermittelt werden. Ist dies geschehen, so hat man die in einer anderen Ebene wirkenden Kräfte nach den beiden Hauptachsen zu zerlegen.

Fig. 43.



Bei den unsymmetrischen Normalprofilen für Walzeisen ist in den entsprechenden Tabellen 14 und 15 die Lage der Hauptachsen (tg a) angegeben.

Bei anderen unsymmetrischen Querschnitten muß man die Lage der Hauptachsen durch Rechnung ermitteln. Bei der großen Seltenheit derartiger Fälle kann jedoch hierauf nicht eingegangen werden. Man kann sich eintretenden Falles auch dadurch helfen, daß man in den unsymmetrischen Querschnitt einen symmetrischen einzeichnet und die überzähligen Teile des Querschnittes außer acht läßt.¹⁾

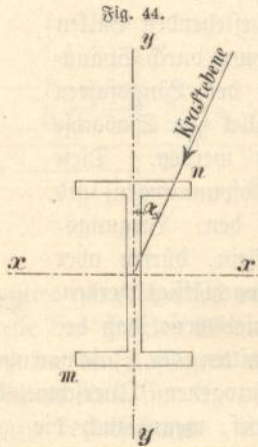
Beispiele:

1) Auf einen I-förmigen Querschnitt wirke ein Moment $= 150\,000$ cm/kg in der $y-y$ -Ebene (Fig. 44). Wird $k = 800$ kg für das qcm angenommen, so ist demnach erforderlich

$$W = \frac{150\,000}{800} = 187,5.$$

1) Weiteres über Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente siehe § 14.

Das Widerstandsmoment ist zu beziehen auf die Biegeebene $y-y$ beziehungsweise die neutrale Achse $x-x$. In Spalte 8 der Tabelle 11 sind diese Widerstandsmomente verzeichnet. Man wähle Profil Nr. 19, dessen $W = 185$.



2) Wird der I-Träger gegen die Kraftebene um 90° gedreht, so beträgt sein Widerstandsmoment nach Spalte 10 $w = 25,9$.

In diesem Falle dürfte mithin das Angriffsmoment höchstens betragen

$$M = 800 \cdot 25,9 = 20720.$$

Die Tragfähigkeit des Trägers beträgt also bei dieser Anordnung nur etwa $\frac{1}{7}$ der ersten Kraftlage.

3) Ist die Kraftebene um einen Winkel α (Fig. 44) gegen die $y-y$ -Biegeebene geneigt, so hat man das Moment M zunächst nach den Hauptachsen $x-x$ und $y-y$ zu zerlegen. Es ist dann

$$M_x = M \sin \alpha$$

$$M_y = M \cos \alpha$$

und die größte Faserspannung

$$k = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

Die größte Zugspannung findet dann im Punkte m , die größte Druckspannung im Punkte n statt. Derartige Belastungen kommen bei Dachpfetten häufig vor. Ist beispielsweise $M = 50000 \text{ kg/cm}$, $\alpha = 30^\circ$, so ist

$$\sin \alpha = 0,5, \quad \cos \alpha = 0,87.$$

$$\text{Mithin } M_x = 50000 \cdot 0,5 = 25000,$$

$$M_y = 50000 \cdot 0,87 = 43500.$$

Damit nun die zulässige Inanspruchnahme nicht überschritten wird, muß der Querschnitt so gewählt werden, daß

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq 800.$$

Für den obigen I-Träger Nr. 19 würde die Beanspruchung

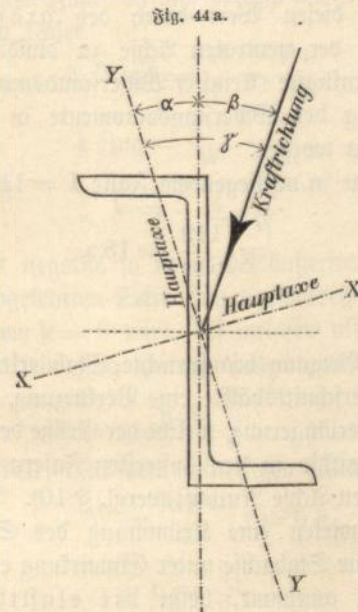
$$\frac{25000}{25,9} + \frac{43500}{185} = 1201,$$

also zu groß. Genügen würde erst I Nr. 24. Für dieses wird

$$k = \frac{25000}{41,6} + \frac{43500}{353} = 725 \text{ kg.}$$

4) In vielen Fällen eignet sich für Dachpfetten das \perp -Profil. Dieses Profil hat keine Symmetrieachse. Die Lage der Hauptachsen ist in Spalte 8, Tabelle 15, durch die Tangente des Neigungswinkels α angegeben. Für eine beliebige Belastungsebene hat man daher das Moment nach den beiden Hauptachsen zu zerlegen und verfährt dann bezüglich der Spannungsermittlung wie vor.

Beispielsweise betrage bei \perp -Eisen Nr. 14 (Tab. 15) der Winkel, welchen die Kraftrichtung mit der Richtung des Steges einschließt: $\beta = 30^\circ$ (Fig. 44a).



Ferner der Winkel, welchen die Kraftrichtung mit der großen Hauptachse einschließt: $\gamma = \beta + \alpha$, oder, da $\beta = 30^\circ$; $\text{tg } \alpha$ (nach Spalte 8, Tabelle 15) $= 0,385$; $\alpha = 21^\circ$, so ist $\gamma = 51^\circ$.

Nach Spalte 9 und 10 ist $J_x = 768$; $J_y = 56,4$ und es beträgt somit

$$W_x = \frac{768}{8,9} = 86,4,$$

$$W_y = \frac{56,4}{3,6} = 15,6.$$

Das in der Kraftebene wirkende Moment zerlegt sich in die in den Richtungen der Hauptachsen wirkenden Seitenkräfte $M \cos \gamma = M \cdot 0,627$ und $M \sin \gamma = M \cdot 0,779$.

Soll nun die Beanspruchung der äußersten Teile des Querschnittes nicht größer werden als 800 kg für das qem, so muß sein:

$$\frac{0,627 M}{W_x} + \frac{0,779 M}{W_y} \leq 800.$$

Hieraus $M \leq 14000 \text{ kg/cm}$.

5) Hat der Querschnitt nur eine Symmetrieachse und fällt die Kraftebene mit dieser Achse zusammen (Fig. 42 b-d-f), so liegen die Querschnittsteile unsymmetrisch zur neutralen Achse. Ein \perp -förmiger Querschnitt werde in der y - y -Ebene (Tabelle 16) durch ein Moment = 12000 cm/kg beansprucht. Das erforderliche Widerstandsmoment muß mindestens

$$\frac{12000}{800} = 15$$

betragen.

\perp -Eisen Nr. 9 (Tabelle 16) besitzt ein Widerstandsmoment von 18,3, ist also genügend.

Wo in diesen Fällen das Widerstandsmoment berechnet werden muß, hat man zunächst das Trägheitsmoment zu berechnen und diesen Wert durch den größten Faserabstand a von der neutralen Achse zu dividieren, damit man das ungünstigste (kleinste) Widerstandsmoment erhält. Bei Berechnung der Widerstandsmomente in Tabelle 15 ist dies beachtet worden.

Es beträgt in vorliegendem Falle $J = 119$, $a = 6,52$, mithin

$$= \frac{119}{6,52} = 18,3.$$

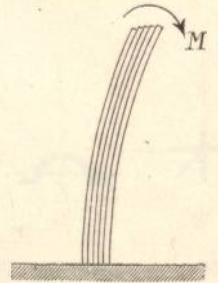
* * *

Der auf Biegung beanspruchte Stab erleidet auf der gedrückten Querschnittshälfte eine Verkürzung, auf der gezogenen eine Verlängerung, welche der Größe der Spannung proportional, mithin in den äußersten Fasern am größten, in der neutralen Achse Null ist (vergl. § 10). Diese Formänderungen bewirken eine Krümmung des Stabes. Die Form, welche die Stabachse unter Einwirkung einer äußeren Beanspruchung annimmt, heißt die elastische Linie. Man kann die elastische Linie für eine gegebene Belastung sowohl durch rechnerische als graphische Behandlung ermitteln. Für unsere Zwecke ist jedoch ein näheres Eingehen auf diese, die Kenntnis der Differential- und Integralrechnung voraussetzenden Theorien nicht erforderlich. In den Fällen, in welchen die Ergebnisse der Theorie der elastischen Linie für die Hochbaukonstruktionen von praktischem Werte sind, werden wir später die nötigen Mitteilungen machen.

Das Gleiche gilt von der Theorie der Schubspannungen. Es sind dies Nebenspannungen, welche in Begleitung der Zug- und Druckspannungen auftreten, beziehungsweise durch die letzteren hervorgerufen werden. Derartige Schubspannungen entstehen beispielsweise bei den auf Biegung beanspruchten Stäben in den der Stabachse parallelen Fasern.

Denkt man sich nämlich einen auf Biegung beanspruchten Balken (Fig. 45) durch mehrere Lagen dünner Bretter ersetzt, so werden sich die aneinander grenzenden Flächen der einzelnen Bretter unter Einwirkung der Biegung gegeneinander verschieben. Bei den aus einem Stück bestehenden Balken muß diese Verschiebung durch Spannungen, welche in den Längsfasern des Balkens parallel zur Stabachse wirken, verhindert werden. Diese Spannungen (Schubspannungen) sind zwar gegenüber den Biegungs-
spannungen sehr klein, dürfen aber doch nicht ganz vernachlässigt werden. Sie bedingen beispielsweise, daß bei den Trägerquerschnitten der Zusammenhang zwischen der gedrückten und gezogenen Querschnittshälfte nicht aufgehoben werden darf, wenn auch die geringe Größe der Spannungen eine weitgehende Schwächung des mittleren Querschnittsteiles gestattet.

Fig. 45.



Die Schubspannungen sind am größten in der neutralen Achse und an den Stellen, an welchen die Momente am kleinsten sind, demnach an den Auflagern des an beiden Enden unterstützten Trägers. Im Bruchquerschnitt ist die Schubspannung Null. Es trifft also niemals gleichzeitig in einem Punkte des Querschnittes die größte Schubspannung mit der größten Normalspannung zusammen. Aus diesem Grunde kann die Schubspannung bei den gewöhnlichen Trägerberechnungen vollständig außer acht gelassen werden.

§ 12.

Zusammengesetzte Festigkeit.

1. Festigkeit der Träger.

Bei den Trägern sind die äußeren Kräfte gewöhnlich senkrecht zur Trägerachse gerichtet. Sie befinden sich außerdem in ein und derselben, die Schwerlinie des Trägers enthaltenden Ebene. Kommen andere Belastungsfälle vor, so sind dieselben durch Zerlegen der Kräfte auf den vorstehenden Fall zurückzuführen.

Nach § 7 besteht die Wirkung der im Gleichgewichte befindlichen äußeren Kräfte P und der Stützendrucke A - B auf einen beliebigen Querschnitt q - q des Trägers (Fig. 46) in einer Querkraft V und einem Moment M , und zwar ist:

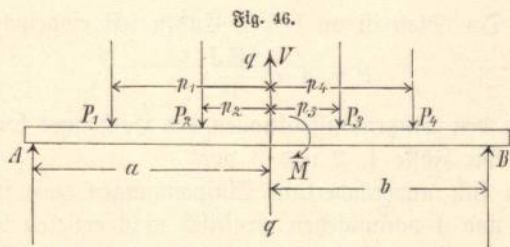
$$V = A - (P_1 + P_2) = B - (P_3 + P_4)$$

$$M = A a - (P_1 p_1 + P_2 p_2) = B \cdot b - (P_3 p_3 + P_4 p_4).$$

Die Querkraft V wirkt in der Querschnittsebene und bringt somit Scherspannung hervor, das Moment M wirkt in

einer senkrecht zum Querschnitte stehenden Ebene und beansprucht den Träger auf Biegung.

Die Wirkung der Querkraft V ist im Verhältnis zum Biegemomente gering und kann bei Berechnung



des Trägerquerschnittes gänzlich außer acht gelassen werden, da sie für die Stelle des größten Momentes Null ist und ihren größten Wert an den Auflagern erreicht, an welchen wiederum das Moment Null ist. Es bleibt somit nur das Biegemomente zu berücksichtigen. Die Wirkung dieses Momentes entspricht dem im § 11 behandelten Fall reiner Biegung, da das Moment in einer zum Querschnitte senkrecht stehenden und den Schwerpunkt des Querschnittes schneidenden Ebene wirkt und ein Moment beliebig in seiner Ebene gedreht und verschoben werden kann. Within gilt auch hier

$$M = k W.$$

Da das Moment in den einzelnen Trägerquerschnitten verschieden groß ist, so ist auch bei gleicher Beanspruchung das Widerstandsmomente, oder bei gleichem Widerstandsmomente die Beanspruchung in den einzelnen Querschnitten eine verschiedene. Träger mit Querschnitten von gleicher Beanspruchung und dementsprechend verschiedenem Widerstandsmomente heißen Träger gleicher Festigkeit. Träger mit Querschnitten von gleichem Widerstandsmomente und verschiedener Beanspruchung heißen Träger mit gleichbleibendem Querschnitte. Die aus einem Stück geformten Träger werden nur als Träger mit gleichbleibendem Querschnitte hergestellt, da die für die Änderung der Form aufzuwendende Arbeit in keinem Verhältnis zur Materialersparnis stehen würde. Bei den aus mehreren Stücken zusammengesetzten Trägern wird man zum Teil die Querschnitte der Beanspruchung entsprechend gestalten können. Bei den Trägern mit gleichbleibendem Querschnitte ist nur die Berechnung des Momentes für den Bruchquerschnitt erforderlich, während bei den Trägern mit verschiedenen Querschnitten die Bruchmomente für jede Querschnittsform zu ermitteln sind. Näheres über die Berechnung der Träger folgt im vierten Kapitel.

2. Einseitige (exzentrische) Belastung.

Einseitige Belastung entsteht, wenn eine Kraft P im Abstände e parallel zur Stabachse wirkt (Fig. 47).

Denkt man sich die Kraft P im Schwerpunkte der Querschnittsfläche in gleicher und entgegengesetzter Richtung angebracht, so bringt die im Schwerpunkte abwärts gerichtete Kraft P Normalspannung, das Kräftepaar P mit dem Momente $P \cdot e$ Biegungsspannung hervor. Die Spannung durch die zentrisch wirkende Kraft P ist nach § 10, Gleichung 2,

$$s = \frac{P}{f},$$

die vom Momente herrührende Spannung nach § 11, Gleichung 3,

$$\sigma = \frac{P \cdot e}{W},$$

und zwar ist σ auf der der Kraft zugekehrten Seite des Querschnittes Druck, auf der anderen Zug. Within beträgt die Gesamtspannung der äußersten Faser

$$k \text{ Druck} = \frac{P}{f} + \frac{P e}{W},$$

$$k \text{ Zug} = \frac{P e}{W} - \frac{P}{f}.$$

Allgemein ist:

$$k = \frac{P}{f} \pm \frac{P e}{W} \dots \dots \dots (6)$$

Wird k negativ, so ist in der äußersten Faser auf der der Kraft abgekehrten Seite Zug vorhanden. Den Abstand e , bei welchem $k = 0$ wird, bei welchem also in der Querschnittsfläche kein Zug auftritt, findet man zu:

$$e = \frac{W}{f} \dots \dots \dots (7)$$

Beispiel. Für den rechteckigen Querschnitt ist

$$W = \frac{b h^2}{6} \mid f = b h,$$

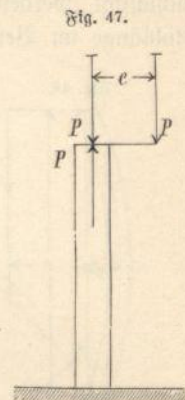
mithin:

$$e = \frac{h}{6}.$$

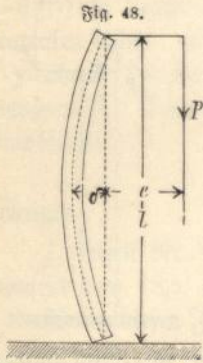
In einem Stabe von rechteckigem Querschnitte tritt demnach Zugspannung auf, sobald die Kraft das innere Drittel des Querschnittes verläßt. Denjenigen Teil eines Querschnittes, innerhalb dessen sich eine Kraft bewegen kann, ohne Zugspannungen hervorzurufen, nennt man den Kern des Querschnittes. Die Entfernung $e = \frac{W}{f}$ heißt Kernweite.

3. Die Knickfestigkeit.

Die vorigen Betrachtungen über einseitige Belastung enthalten insofern eine Ungenauigkeit, als die durch die elastische Ausbiegung der Stabachse entstehende Vergrößerung des Krafthebels e um die Durchbiegung δ (Fig. 48) nicht berücksichtigt wurde. Thut man dies, so sind die Beanspruchungen in den einzelnen Querschnitten nicht gleich groß, wie oben angenommen, sondern von der



Größe der Ausbiegung δ abhängig. Für diejenigen Fälle, in welchen der Krafthebel verhältnismäßig groß, die Stablänge kurz, der Querschnitt ausgedehnt ist, kann diese vernachlässigt werden. Ist jedoch e nahezu Null und die Stablänge im Verhältnis zum Querschnitte groß, so muß auf die Ausbiegung δ gerücksichtigt werden. Letzteres ist der Fall bei allen in der Praxis vorkommenden Druckbelastungen eiserner Stützen, da eine vollständig zentrische Lagerung, sowie eine vollständig gerade Stabachse bei der praktischen Ausführung niemals erreicht wird. Die für die Normalfestigkeit angegebene Formel

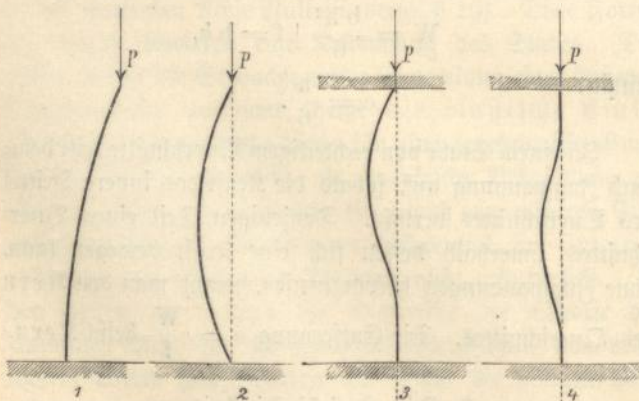


$k = \frac{P}{f}$ ist daher nur dann zu benutzen, wenn die nach folgenden Angaben zu untersuchende Festigkeit des Stabes gegen Knicken geringere Querschnittsabmessungen liefert, als diese Formel.

Die Kraft P , welche gerade im Stande ist, den Stab zum Bruche durch Ausknicken zu bringen, heißt Knickfestigkeit. Ihre Größe wird mit Hilfe der Theorie der elastischen Linie ermittelt. Wir begnügen uns, die für den praktischen Gebrauch erforderlichen Ergebnisse dieser Theorie mitzuteilen.

Die Kraftgröße P hängt ab von dem Trägheitsmomente J des Querschnittes, der Länge l und der Elastizität E des Stabes, außerdem aber auch von der Art der Befestigung der Stabenden. In letzterer Beziehung unterscheidet man vier Hauptfälle (Fig. 49, 1 bis 4):

Fig. 49.



1. Der Stab ist am unteren Ende fest eingespannt, am oberen frei beweglich. In diesem Falle ist die Knickfestigkeit:

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{4 l^2}$$

2. Der Stab ist an beiden Enden frei beweglich:

$$P = \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$$

3. Der Stab ist am unteren Ende fest eingespannt, am oberen frei beweglich, aber in der ursprünglichen Richtung der Stabachse geführt:

$$P = 2 \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$$

4. Der Stab ist an beiden Enden fest eingespannt:

$$P = 4 \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$$

Bei den Stützenkonstruktionen des Hochbaues kommen fast nur die Fälle 1, 2 und 3 vor.

Da sich unveränderliche Einspannungen, wie sie die Fälle 3 und 4 voraussetzen, praktisch nicht erzielen lassen, so ist allgemein üblich, bei den am oberen Ende befestigten Säulen lediglich den Fall 2 der Rechnung zu Grunde zu legen, welcher für den Säulenquerschnitt größere Abmessungen bedingt als Fall 3 und 4. Fall 1 kommt nur bei manchen Säulen freistehender Hallen vor. Alsdann werden die Säulen ohnedies durch Winddruck stark auf Biegung in Anspruch genommen, so daß die Knicksicherheit nicht in Frage kommt. Wir haben es daher nur mit Fall 2 zu thun. Gewöhnlich ist P und l bekannt, während J bestimmt werden soll, dann schreibt man die Formel

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

Selbstverständlich darf man in Wirklichkeit nicht bis an die Bruchgrenze P herangehen, sondern muß einen von der Zuverlässigkeit des Materiales abhängigen Sicherheitsgrad annehmen. Als praktisch brauchbare Formeln haben sich bewährt für:

Schmiedeeisen

bei fünffacher Sicherheit $J = 2,5 P l^2$ } Hierin ist P in Tonnen, . (8)

Gußsteeen

bei sechsfacher Sicherheit $J = 6 P l^2$ } 1 in m einzusetzen, . (9)

Holz

bei zehnfacher Sicherheit $J = 100 P l^2$ } um J in cm^4 zu erhalten. . (10)

§ 13.

Schwerpunkte von Querschnittsflächen.

Bei den Berechnungen von Baukonstruktionen, namentlich bei der graphischen Behandlung, kommt man häufig in die Lage, den Schwerpunkt zusammengesetzter Flächen ermitteln zu müssen.

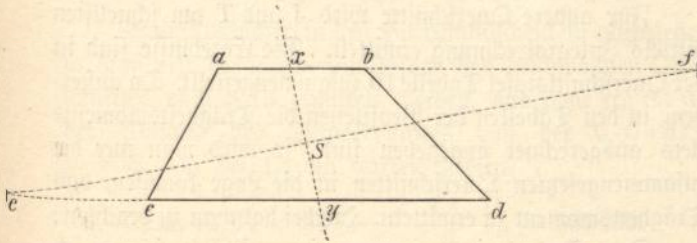
Wir setzen die Kenntnis der Schwerpunktslage bei den einfachen Flächen voraus.

Bei dem Trapez ist der Schwerpunkt nach der in Fig. 50 dargestellten Konstruktion zu ermitteln:

Man zieht die Halbierungslinie $x-y$, macht $e-c = a-b$, $b-f = c-d$ und zieht die Linie $e-f$. Der Schnittpunkt S der Linien $x-y$ und $e-f$ ist der gesuchte Schwerpunkt.

Unregelmäßige zusammengesetzte Flächen teilt man in eine entsprechende Anzahl regelmäßiger Flächen, deren Schwerpunkte bekannt sind. Man wähle dann eine beliebige

Fig. 50.

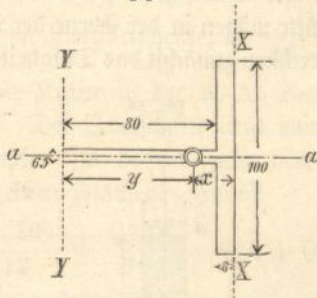


Achse X-X. Ist x der zu ermittelnde Abstand der durch den Schwerpunkt gehenden zu X-X parallelen Achse, F die Größe der Gesamtfläche, f_1, f_2, f_3 u. s. w. die Größe der Teilflächen, a_1, a_2 u. s. w. der Abstand der Schwerpunkte der Teilflächen von der Achse X-X, so ist

$$x = \frac{f_1 \cdot a_1 + f_2 \cdot a_2 + f_3 \cdot a_3 \dots}{F}$$

1. Beispiel: \perp -förmiger Querschnitt (Fig. 51). Der Schwerpunkt liegt auf der Symmetrieachse a-a. Für

Fig. 51.



die Achse X-X, welche wir rechtwinklich zur Symmetrieachse in eine Seite des Querschnittes legen, ist:

$$x = \frac{f_1 a_1 + f_2 a_2}{F}$$

Für die in Fig. 51 angegebenen Abmessungen ist

$$\begin{array}{l|l} f_1 = 80 \cdot 6,5 = 520 & a_1 = \frac{80}{2} + 8 = 48 \\ f_2 = 100 \cdot 8 = 800 & a_2 = \frac{8}{2} = 4 \\ F = 1320 & \end{array}$$

$$x = \frac{520 \cdot 48 + 800 \cdot 4}{1320} = 21,3.$$

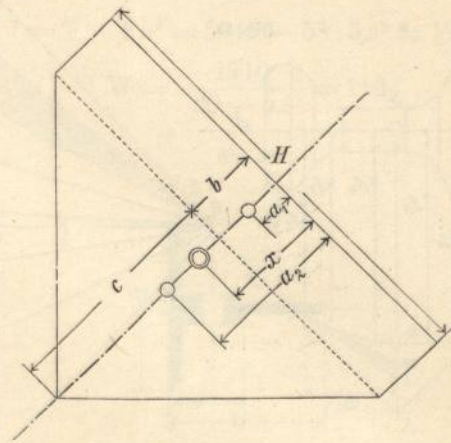
Man hätte eben so gut eine andere Achse, z. B. Y-Y, wählen können. Dann würde

$$y = \frac{520 \cdot 40 + 800 \cdot 84}{1320} = 66,7,$$

$$21,3 + 66,7 = 88.$$

2. Beispiel. Eckpfeiler (Fig. 52).

Fig. 52.



$$F = H \left(b + \frac{c}{2} \right)$$

$$f_1 = b \cdot H$$

$$f_2 = \frac{c \cdot H}{2}$$

$$a_1 = \frac{b}{2}$$

$$a_2 = b + \frac{c}{3}$$

$$x = \frac{\frac{b^2 H}{2} + \frac{c H}{2} \left(b + \frac{c}{3} \right)}{H \left(b + \frac{c}{2} \right)}$$

$$x = \frac{b^2 + c \left(b + \frac{c}{3} \right)}{2b + c}$$

Für $c = 3,0$, $b = 1,0$, wird $x = 1,4$ m.

In vorstehenden Fällen hatten die Flächen stets eine Symmetrieachse. Ist dies nicht der Fall, so hat man die Rechnung auf zwei sich schneidende X-X-Achsen auszuführen. Der Schwerpunkt liegt dann im Schnittpunkte der beiden Schwerpunktsachsen.

In verwickelteren Fällen bedient man sich am besten der graphischen Methode.

In Fig. 53 ist der Schwerpunkt einer Eisenbahnschiene graphisch ermittelt. Man sieht hierbei die Querschnittsfläche als Lastfläche an, teilt sie in eine Reihe paralleler Streifen und konstruiert zu den im Schwerpunkte jedes Streifchens angebrachten Kräften, welche der Flächengröße

eines parallelen Streifchens entsprechen, das Seilpolygon. Die Mittelkraft S-S schneidet die Symmetrieachse A im Schwerpunkte (vergl. § 7).

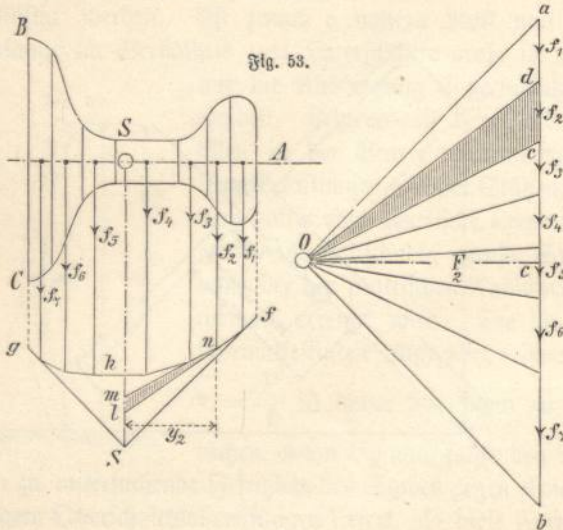


Fig. 53.

§ 14. **Trägheitsmomente der Querschnittsflächen.**

Wie wir bereits in § 11 gesehen haben, ist das Trägheitsmoment eine rein geometrische Größe, welche nur von der Form des Querschnittes und der Lage der Achse, auf welche das Moment bezogen wird, abhängig ist.

Für die Berechnungen der Konstruktionen kommen hierbei nur die Trägheitsmomente in Betracht, welche sich auf Schwerpunktsachsen beziehen, da die neutrale Achse stets durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht. Die Ermittlung dieser Trägheitsmomente wird jedoch in vielen Fällen dadurch vereinfacht, daß man erst das Trägheitsmoment T für eine zur neutralen Achse parallelen Achse berechnet und dann aus der Beziehung

$$T = J + Fe^2 \dots \dots (11)$$

das Trägheitsmoment J der neutralen Achse ermittelt. In vorstehender Gleichung bedeutet

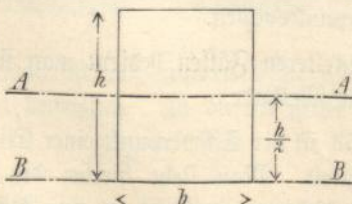
T = Trägheitsmoment einer zur neutralen Achse parallelen Achse.

J = Trägheitsmoment für die neutrale Achse.

F = Querschnittsfläche.

e = Abstand der beiden Achsen.

Fig. 54.



Beispiel: Für das Rechteck hatten wir in § 11 gefunden:

$$J = \frac{bh^3}{12} \text{ (bezogen auf die Achse A-A, Fig. 54).}$$

Für die Achse B-B wird

$$T = J + Fe^2 = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \frac{h^2}{4} = \frac{bh^3}{3}.$$

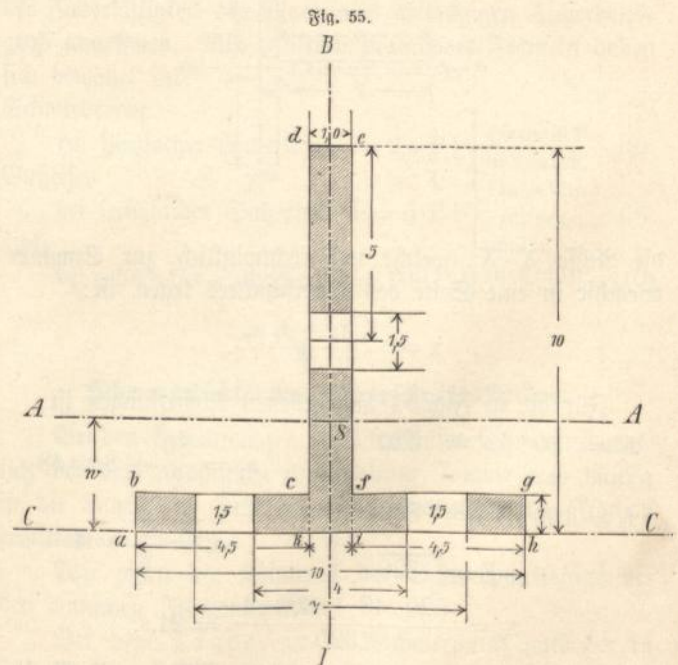
Für andere Querschnitte wird J und T am schnellsten mittels Integralrechnung ermittelt. Die Ergebnisse sind in der Querschnittstafel Tabelle 10 zusammengestellt. Da außerdem in den Tabellen der Profileisen die Trägheitsmomente stets ausgerechnet angegeben sind, so wird man nur bei zusammengesetzten Querschnitten in die Lage kommen, das Trägheitsmoment zu ermitteln. Hierbei hat man zu beachten:

Das Trägheitsmoment einer Fläche ist gleich der Summe der Trägheitsmomente der einzelnen Flächenteile. Man zerlegt demnach die zusammengesetzte Fläche in einzelne einfache Flächen, deren Trägheitsmoment bekannt ist und summiert die einzelnen Trägheitsmomente. Letztere müssen selbstredend für ein und dieselbe Achse ermittelt werden. Am häufigsten kommen in der Praxis Berechnungen der Querschnitte von Blech- und Kastenträgern vor, wobei auf den Abzug der Nictlöcher zu rücksichtigen ist.

Beispiele:

1. I-förmiger Querschnitt (Fig. 55).

a) Die Kräfte mögen in der Ebene der Hauptachse B-B wirken. Wir berechnen zunächst das Trägheitsmoment für die



Achse C-C und zerlegen zu diesem Zwecke die Querschnittsfläche in die Rechtecke a-b-c-k, k-d-e-i, i-f-g-h. Dann ist, da nach obigem, T_c für das Rechteck = $\frac{bh^3}{3}$

$$T_e = \frac{2 \cdot 4,5 \cdot 1^3}{3} + \frac{1 \cdot 10^3}{3} = 336$$

und da der Abstand der Achse A-A von C-C = w = 2,87 (nach § 13 zu berechnen), so folgt

$$J = T_e - Fe^2 = 336 - 19 \cdot 2,87^2 = 180.$$

Sind Nietlöcher in den Horizontalschenkeln abzuziehen, so muß erst die Schwerpunktslage des geschwächten Querschnittes nach § 13 ermittelt werden, und zwar ergibt sich der Abstand des Schwerpunktes von der C-C-Achse = w = 3,31 bei 1,5 cm starken Nieten.

$$\text{Dann ist } T_e = 336 - \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1^3}{3} = 335 \text{ und}$$

$$J = 335 - 16 \cdot 3,31^2 = 160.$$

Sitzt das Nietloch in der Mitte des vertikalen Schenkels, so wird

$$w = 2,69; F = 17,5; T_e = 336 - \left(\frac{5,75^3 - 4,25^3}{3} \right) = 298$$

$$\text{und } J = 298 - 17,5 \cdot 2,69^2 = 171.$$

Das kleinste Widerstandsmoment beträgt nach Gleichung 4 ohne Nietabzug = $\frac{180}{10 - 2,87} = 25$

bei Nietabzug im Horizontalschenkel = $\frac{160}{10 - 3,31} = 24$

bei Nietabzug im Vertikalschenkel = $\frac{171}{10 - 2,69} = 23\frac{1}{2}$.

Wirken die Kräfte in der A-A-Ebene, so ist B die neutrale Achse. Der Querschnitt liegt dann zur neutralen Achse symmetrisch. In diesem Falle berechnet man direkt die J der einzelnen Flächen. Es ist

$$J = \frac{1 \cdot 10^3}{12} + \frac{9 \cdot 1^3}{12} = 83,3 + 0,75 = 84.$$

Man sieht, daß der Anteil des horizontalen Schenkels so klein ist, daß er bei überschläglicher Berechnung vernachlässigt werden kann. Hieraus folgt die Regel: Bei überschläglichen Berechnungen braucht man diejenigen Querschnittsteile, welche nur geringen Abstand von der neutralen Achse besitzen, nicht zu berücksichtigen.

Der Nietlochabzug in den Horizontalschenkeln beträgt:

$$i = \frac{1}{12} (7,0^3 - 4,0^3) = 23;$$

mithin J des geschwächten Querschnittes

$$J = 84 - 23 = 61;$$

Nietabzug in dem vertikalen Schenkel

$$i = \frac{1,5 \cdot 1^3}{12} = 0,13$$

kann vernachlässigt werden.

Es beträgt das Widerstandsmoment:

$$\text{ohne Nietabzug} = \frac{84}{5} = 17, \text{ mit Nietabzug} = \frac{61}{5} = 12.$$

2. Zusammengesetzter L-förmiger Querschnitt (Fig. 56):

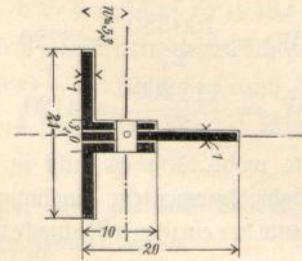
Das Verfahren ist dasselbe wie bei 1.

$$T = \frac{2 \cdot 9 \cdot 1,0^3 + 2 \cdot 1,0 \cdot 10,0^3 + 1 \cdot 20^3}{3} = 3340$$

$$J = T - Fe^2 = 3340 - 58 \cdot 5,3^2 = 1710.$$

$$W = \frac{1710}{20 - 5,3} = 116.$$

Fig. 56.

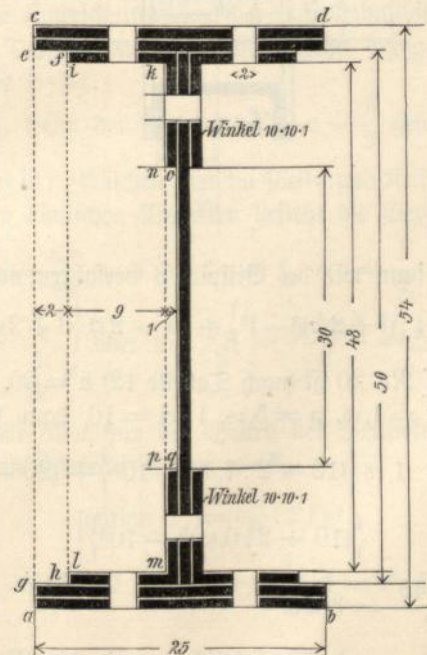


Der Nietabzug kann vernachlässigt werden, da er genau in die neutrale Achse fällt. Im übrigen ist die Behandlung dieselbe wie unter 1.

3. Zusammengesetzter I-förmiger Querschnitt (Fig. 57).

Man bildet zuerst J des Rechtecks a-b-c-d und zieht hiervon das Trägheitsmoment der Rechtecke e-f-g-h, i-k-l-m-n-o-p-q ab.

Fig. 57.



$$J_0 = \frac{1}{12} \left\{ 25 \cdot 54^3 - (4 \cdot 50^3 + 18 \cdot 48^3 + 2 \cdot 30^3) \right\} = 116000.$$

Nietabzug im horizontalen Schenkel:

$$i_1 = \frac{4}{12} (54^3 - 48^3) = 15620,$$

im vertikalen Schenkel:

$$i_2 = \frac{3}{12} (42^3 - 38^3) = 4800$$

$$J_1 = 116000 - 15620 = 100380$$

$$J_2 = 116000 - 4800 = 111200$$

$$W_0 = \frac{116000}{27} = \text{rund } 4300$$

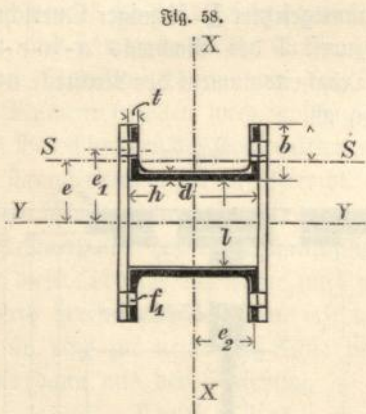
$$W_1 = \frac{100380}{27} = 3720$$

$$W_2 = \frac{111200}{27} = 4120.$$

Man beachte wohl, daß es nicht in gleicher Weise, wie bei den Trägheitsmomenten, zugänglich ist, direkt die Widerstandsmomente der einzelnen Rechtecke nach der Formel

$$W = \frac{b h^2}{6} \text{ zu bilden und zu summieren.}$$

4. Zwei \square -Eisen mit verbindendem Gitterwerk (Fig. 58).



Man kann wie bei Beispiel 3 verfahren und erhält:

$$J_y = \frac{1}{12} \left[2t \left\{ (l + 2b)^3 - l^3 \right\} + (h - 2t) \left\{ (l + 2d)^3 - l^3 \right\} \right]$$

Für Nr. 20 ist (nach Tabelle 12) $h = 20$, $b = 7,5$, $d = 0,85$, $t = 1,15$, $a = 5,49$, l sei $= 10$, dann wird

$$J_y = \frac{1}{12} \left[2 \cdot 1,15 \left\{ (10 + 2 \cdot 7,5)^3 - 10^3 \right\} + (20 - 2 \cdot 1,15) \left\{ (10 + 2 \cdot 0,85)^3 - 10^3 \right\} \right]$$

$$J_y = \frac{44045}{12} = 3690.$$

Einfacher und übersichtlicher wird die Berechnung, wenn man die Tabelle 12 im Anhang und die dort berechneten Trägheitsmomente benutzt.

Es ist nach Gleichung 11:

$$J_y = 2 (i + f e^2),$$

worin i das Trägheitsmoment auf die Schwerachse $s-s$, f die Querschnittsfläche eines \square -Eisens und e der Abstand der Achse $S-S$ von Achse $Y-Y$.

Für obiges Zahlenbeispiel ist (nach Tabelle 12) $i = 148$, $f = 32,2$ $e \left(b - a + \frac{1}{2} \right) = 7,5 - 5,49 + \frac{10}{2} = 7,01$ cm, mithin

$$J_y = 2 (148 + 32,2 \cdot 7,01^2) = 3460 \text{ cm}^3.$$

Der Unterschied in beiden Resultaten erklärt sich daraus, daß die Flanschen der \square -Eisen nicht rechteckig, sondern an den Wurzeln stärker, an den Enden schwächer sind, und die in Tabelle 12 angegebenen Werte nach der genauen Querschnittsform berechnet sind.

Der zuletzt berechnete Wert ist somit der genauere. J_x ist $= 2 J$ der Tabelle 12 $= 2 \cdot 1911 = 3822 \text{ cm}^3$.

Soll $J_x = J_y$ werden, so muß

$$2 (148 + 32,2 \cdot e^2) = 3822 \text{ gemacht werden.}$$

Hieraus folgt $e = 7,4$ cm und da $e = b - a + \frac{1}{2}$ $= 7,5 - 5,49 + \frac{1}{2}$

$$\text{so folgt } l = 10,78 \text{ cm.}$$

Probe: $J_y = 2 (148 + 32,2 \cdot 7,4^2) = 3822 \text{ cm}^3$ wie oben.

Der Nietlochabzug für Flanschniete ist genau genug $u = f_1 \cdot e_1^2$, worin $f_1 =$ Fläche des Nietloches, $e_1 =$ Abstand der Nietlochmitte von Achse $Y-Y$. Für Nietstärke d und Anbringung des Nietloches in der Flanschniete ist $f_1 = 2 \cdot t = 2 \cdot 1,15 = 2,3$ und $e_1 = \frac{b + l}{2} = \frac{7,5 + 10}{2} = 8,75$ cm; mithin Abzug für zwei Nietlöcher $= 2 \cdot 2,3 \cdot 8,75^2 = 352$, für vier Nietlöcher $= 704$. Das Trägheitsmoment des durch vier Flanschnieten geschwächten Querschnittes ergibt sich somit zu:

$$J_y' = 3822 - 704 = 3118 \text{ cm}^3.$$

Der Nietlochabzug für J_x bei vier Flanschnieten ergibt sich ebenso zu

$4 \cdot 2,3 \cdot e_2^2$ und da $e_2 = \frac{h - t}{2} = \frac{20 - 1,15}{2} = 9,425$, so wird

$$J_x' = 3118 - 4 \cdot 2,3 \cdot 9,425^2 = 2709 \text{ cm}^3.$$

5. Vier \square -Eisen mit verbindendem Gitterwerk (Fig. 59).

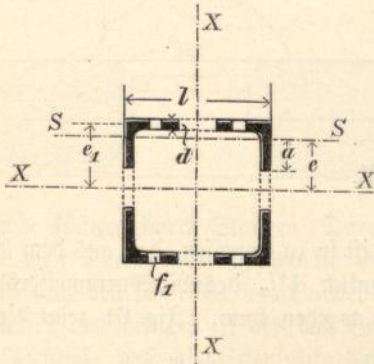
$$J_x = 4 \{ i_s + f e^2 \}.$$

Für Nr. 10, 1,2 cm stark, ist nach Tabelle 13 $i_s = 207$, $f = 22,7$, $e = \frac{1}{2} - b + a = \frac{1}{2} - 10 + 7,10 = \frac{1}{2} - 2,90$.

Für $l = 30$ wird $e = 12,1$ und

$$J_x = 4 \left\{ 207 + 22,7 \cdot 12,1^2 \right\} = \text{rund } 14122.$$

Fig. 59.

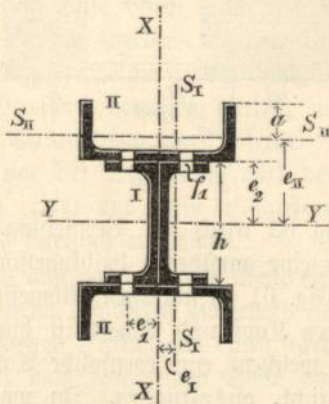


Abzug für ein Nietloch im wagerechten Flansch

$$n = f_1 e_1^2 = 2 \cdot 1,2 \left(\frac{30 - 1,2}{2} \right)^2 = 498.$$

6. Vier vernietete C-Eisen, Tabelle 12 und 39, (Fig. 60).

Fig. 60.



$$J_y = 2 (J_I + i_{II} + f_{II} e_{II}^2)$$

$$J_x = 2 (J_{II} + i_I + f_I e_I^2).$$

Für I werden C-Eisen Nr. 30, für II C-Eisen Nr. 26 gewählt, dann ist

$$J_I = 8026 \quad i_{II} = 317 \quad f_{II} = 48,3$$

$$e_{II} = \frac{h}{2} + b - a = \frac{30}{2} + 9 - 6,64 = 17,36 \text{ cm,}$$

$$J_{II} = 4823 \quad i_I = 495 \quad f_I = 58,8$$

$$e_I = 10 - 7,30 = 2,70 \text{ cm,}$$

mithin

$$J_y = 2 (8026 + 317 + 48,3 \cdot 17,36^2) = \text{rund } 45800$$

$$J_x = 2 (4823 + 495 + 58,8 \cdot 2,70^2) = \text{rund } 11500.$$

Abzug eines Nietloches für die Achse y-y

$$n = f_1 e_2^2$$

und bei 2 cm starken Nieten für vorstehendes Beispiel

$$f_1 = 2 (1,6 - 1,0) = 5,2 \text{ qcm, } e_2 = 15 + 1 - \frac{1 + 1,6}{2} = 14,2$$

$$n = 5,2 \cdot 14,2^2 = 1048,5$$

und für den durch vier Niete geschwächten Querschnitt

$$J_y' = 45800 - 4 \cdot 1048,5 = \text{rund } 41600 \text{ cm}^2.$$

Abzug eines Nietloches für die Achse x-x

$$e_1 = 5,0,$$

$n_x = f_1 e_1^2$ und für vorstehendes Beispiel

$$n_x = 5,2 \cdot 5^2 = 130 \text{ cm}$$

und für den durch vier Niete geschwächten Querschnitt

$$J_x' = 11500 - 520 = \text{rund } 11000 \text{ cm}^2.$$

* * *

Trägheitsmomente unregelmäßiger Flächen ermittelt man am besten graphisch.

7. Beispiel: Eisenbahnschiene.

Bezeichnet man den Inhalt der in Fig. 53 (S. 36) von dem Seilpolygon f, S, g, h, f eingeschlossenen Fläche mit F_1 , die Querschnittsfläche der Eisenbahnschiene mit F , so ist das Trägheitsmoment dieser Fläche, bezogen auf die Schwerlinie S-S:

$$J = F \cdot F_1, \text{ wenn der Polabstand } o-c = \frac{F}{2} \text{ gewählt wird.}$$

Beweis: Zwischen den im Seil- und Kräftepolygon schraffierten ähnlichen Dreiecken besteht die Beziehung:

$$\frac{m l}{y_2} = \frac{d e}{o c} \text{ und da } d e = f_2, o c = \frac{F}{2} \text{ wird}$$

$$\frac{m l}{y_2} = \frac{f_2}{\frac{1}{2} F} \text{ oder } m l \frac{y_2}{2} = \frac{f_2 \cdot y_2^2}{F} = \Delta l m n.$$

Die Summe aller von den Seiten des Seilpolygons eingeschlossenen Dreiecke ist nun $= F_1$

$$\text{mithin } F_1 = \frac{1}{F} \sum f y^2$$

$$\text{und da } \sum f y^2 = J \quad \parallel \quad F_1 = \quad \parallel \quad J = F \cdot F_1 \quad (12)$$

Eisenverbindungen.

§ 1.

Die verschiedenen Verbindungsarten.

Das Eisen besitzt eine viel größere Verbindungsfähigkeit als Stein und Holz. Während die Stein- und Holzverbindungen in der Regel nur eine Beanspruchung auf Druck zulassen, können zwei Eisenstücke derart zu einem Ganzen verbunden werden, daß die Stoßstelle dieselben Beanspruchungen aushalten kann, wie die nicht gestoßenen Teile. — Von den in der Schlosserei gebräuchlichen, den Holzverbindungen nachgebildeten Überblattungen, Verkämmungen u. a. der Eisenstäbe kann hier abgesehen werden, eben so wenig können wir uns mit den durch Schweißen und Löten hergestellten Verbindungen beschäftigen.¹⁾ Alle diese Verbindungsarten sind bei tragenden Baukonstruktionen auszuschließen. Für unsere Zwecke sind lediglich die Niet- und Schraubverbindungen von Interesse. Die Nietverbindungen sind nur bei Schmiedeeisen und Stahl anwendbar; gußeiserne Teile dürfen nur verschraubt werden, da das Material zu spröde ist, um die beim Nieten auszuführenden Hammerschläge mit Sicherheit auszuhalten. Bei Schmiedeeisen ist dagegen die Vernietung stets der Verschraubung vorzuziehen. Letztere ist nur dann anzuwenden, wenn die Verbindung nicht fest, sondern beweglich, lösbar und nachstellbar sein soll, oder in den Fällen, in welchen Nietungen des beschränkten Raumes halber nicht ausführbar sind. Außerdem sind Schrauben dann anzuwenden, wenn die Bolzen nicht nur auf Absicherung, sondern auch auf Zug beansprucht werden (vergl. Seite 41, Fig. 64).

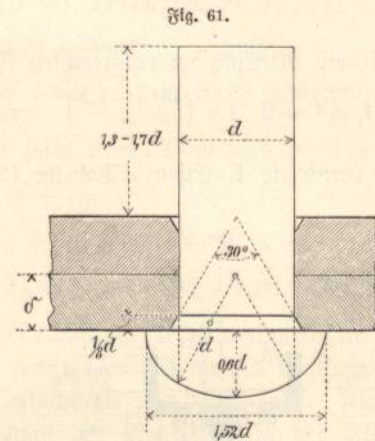
§ 2.

Ausführungen der Nietungen.

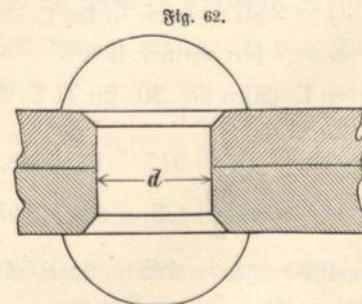
Der Nietbolzen besteht aus dem Schaft und dem Kopf. Der Schaft hat kreisförmigen Querschnitt, dessen Durchmesser in der Regel gleich der doppelten Stärke der einzelnen zu verbindenden Bleche gemacht wird. Die Länge

1) Siehe hierüber: Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, 3. Teil, Seite 119.

des Schaftes ist so zu bemessen, daß aus dem überstehenden Ende (gewöhnlich $1\frac{1}{3}$ des Nietdurchmessers) ein zweiter Kopf geformt werden kann. Fig. 61 zeigt die Gestalt des

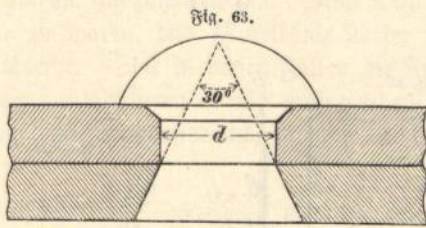


Nietes vor, Fig. 62 nach der Vernietung. Der Kopf erhält am besten eine annähernd halbkugelförmige Gestalt von den aus Fig. 61 ersichtlichen Abmessungen. Der Übergang zwischen Kopf und Schaft ist durch ein kegelförmiges Stück, welchem eine ebensolche Ausweitung des Nietloches entspricht, auszurunden. In manchen Fällen



ist der Kopf hinderlich (z. B. bei Lagerplatten), alsdann bedient man sich des in Fig. 63 dargestellten Nietbolzens mit versenktem Kopfe. Außerdem giebt es noch andere Kopfformen und halbversenkte Köpfe, welche aber fast nur im Maschinenbau, nicht bei den Tragwerken zur Anwendung kommen und daher hier übergangen werden können.

Die Nietschäfte werden 5 Proz. kleiner hergestellt als die Nietlöcher, damit das warm einzuführende Niet bequem durchgesteckt werden kann.



Die Löcher können durch Stanzen (Durchstoßen) oder Bohren (mit dem Drehbohrer) hergestellt werden. Das Stanzen wird von den Fabriken mit Vorliebe angewendet, weil es einfacher und billiger ist als das Bohren; es hat jedoch den Nachteil, daß die Eisenstücke darunter leiden.

Das Stanzen ist daher nur bei kleinen (etwa bis 1 cm weiten) Nietlöchern, sowie bei solchen Konstruktionsteilen zu gestatten, welche aus praktischen Gründen einen reichlich größeren als den rechnermäßig erforderlichen Querschnitt erhalten müssen.

Bei Ausführung der Vernietung werden zunächst die zu verbindenden Teile durch Schraubenbolzen zusammengeschraubt. Danach werden etwaige Unregelmäßigkeiten in den Lochungen, welche jedoch höchstens bis 5 Proz. des Nietdurchmessers betragen dürfen, mit der Rundfeile oder mittels Durchtreiben eines eisernen Dornes beseitigt. Unmittelbar vor der Vernietung wird der Nietbolzen bis zur Weißglut erhitzt und dann in stark rotglühendem Zustande in das Nietloch eingeführt.

Während nun von der einen Seite ein Arbeiter mittels eines entsprechend gebildeten Vorsetzers gegen den Nietkopf des eingeschobenen Nietbolzens einen starken Druck ausübt, wird auf der entgegengesetzten Seite von zwei weiteren Arbeitern der glühende Nietbolzen durch Hämmern aufgestaucht, nachdem vorher die zu verbindenden Bleche durch Hammerschläge fest gegeneinander getrieben wurden. Zuletzt wird auf den noch glühenden aufgestauchten Nietbolzen der sogenannte Setzhammer (das Gesenke) aufgesetzt, welcher den Abdruck des Nietkopfes enthält. Auf den Setzhammer wird dann so lange mit anderen Hämmern geschlagen, bis ersterer alles Material des Nietbolzens bedeckt hat und fest auf dem Bleche aufliegt. Nach der Vernietung müssen die beiden Nietköpfe genau gegenüber und satt auf den Blechen aufliegen.

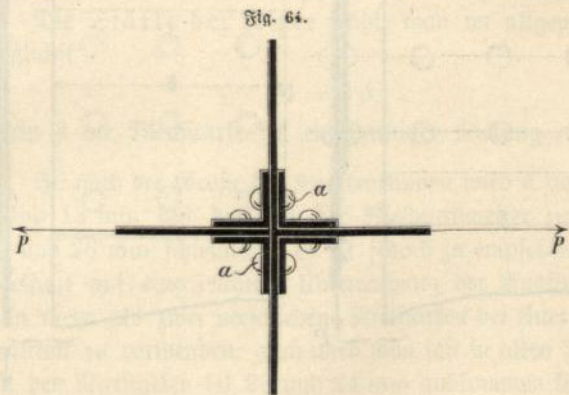
Sind die Nietköpfe gegeneinander verschoben oder Zwischenräume zwischen Kopf und Blech vorhanden, so ist das Niet abzuschlagen und durch ein neues zu ersetzen.

Nach Fertigstellung der Vernietung eines Konstruktionsteiles sind alle Nieten noch einmal durch Beklopfen

mit dem Hammer auf ihre Zuverlässigkeit zu prüfen. Bei gut sitzenden Nieten muß der Hammer zurückprallen, wie vor einem Amboß; giebt der Schlag jedoch einen klappernden Ton, so läßt dies auf fehlerhafte Ausfüllung des Loches schließen und das Niet muß durch ein neues ersetzt werden.

Statt der Handnietung kommt in den größeren Werkstätten immer mehr die Maschinennietung mit sogenannten Nietpressen in Aufnahme. Die Maschinennietung ist ihres schnellen und durchaus zuverlässigen Arbeitens halber der Handnietung vorzuziehen; ihre Anwendung auf der Baustelle verbietet sich jedoch, von seltenen Ausnahmefällen abgesehen, aus praktischen Rücksichten.

Während des Erkaltes zieht sich der Nietbolzen zusammen, wodurch die vernieteten Bleche fest aneinander gepreßt werden. Die hierdurch hervorgerufene Reibung zwischen den vernieteten Teilen beträgt nach Versuchen 1200—1300 kg für das qcm, so daß bei gut ausgeführter Nietung innerhalb der zulässigen Spannungsannahme die Reibung allein zur Kraftübertragung genügt und das Nietmaterial auf Abscherung nicht in Anspruch genommen wird. Wegen der in dem Niet insofern herrschenden großen Zugspannung ist es nicht rätlich, Niete da anzuwenden, wo sie auf Zug beansprucht werden, wie dies beispielsweise bei den Nieten a-a in Fig. 64 der Fall ist.



Aus demselben Grunde darf die Stärke sämtlicher mit einem Niet zu verbindender Bleche nicht mehr als das $2\frac{1}{2}$ fache des Nietdurchmessers betragen, da sonst die Gefahr des Abspringens der Nietköpfe vorliegt. — Ferner eignet sich die warme Vernietung nur bei Nietstärken zwischen 12 und 30 mm. Kleinere Niete werden aus besonders weichem Eisen gefertigt und kalt vernietet.

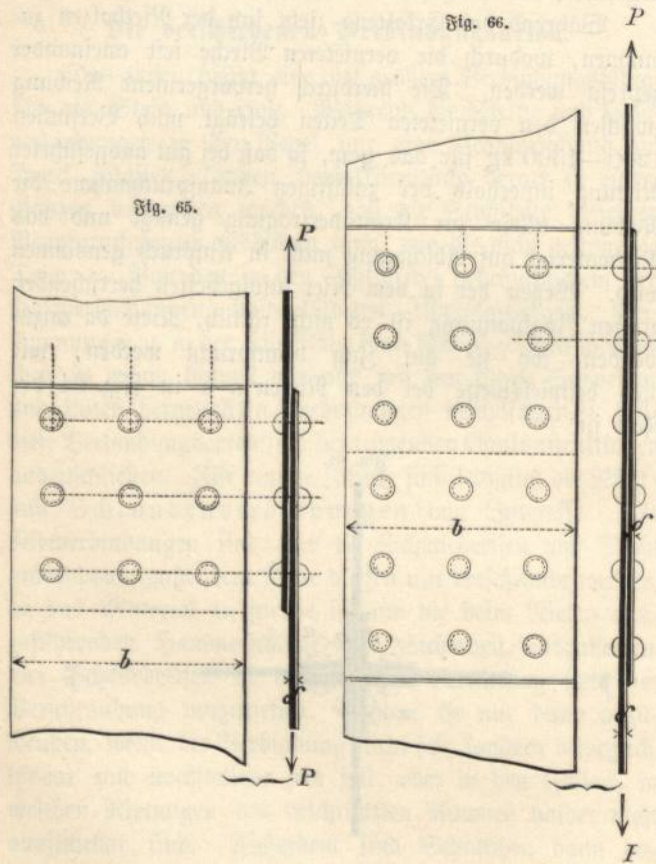
In allen Fällen, in welchen sich die vorstehenden Bedingungen durch entsprechende Anordnung nicht erfüllen lassen, ist ein Ersatz der Niete durch Schraubenbolzen vorzunehmen.

§ 3.

Zahl und Stärke der Niete.

Man unterscheidet ein- und zweischnittige Nietverbindungen (mehrschnittige Nietverbindungen kommen selten vor und können auf ein- und zweischnittige Niete zurückgeführt werden), je nachdem zur Lösung der Verbindung ein oder zwei Nietquerschnitte abgeschoren werden müssen.

Die Fig. 65 und 66 stellen einschnittige, Fig. 67 und 68 zweischnittige Nietverbindungen dar. Ist s die zulässige Scherbeanspruchung des Nietes, f die Querschnittsfläche, so ist die Anzahl n der erforderlichen Niete



bei Fig. 65 und 66: $n_1 = \frac{P}{fs}$

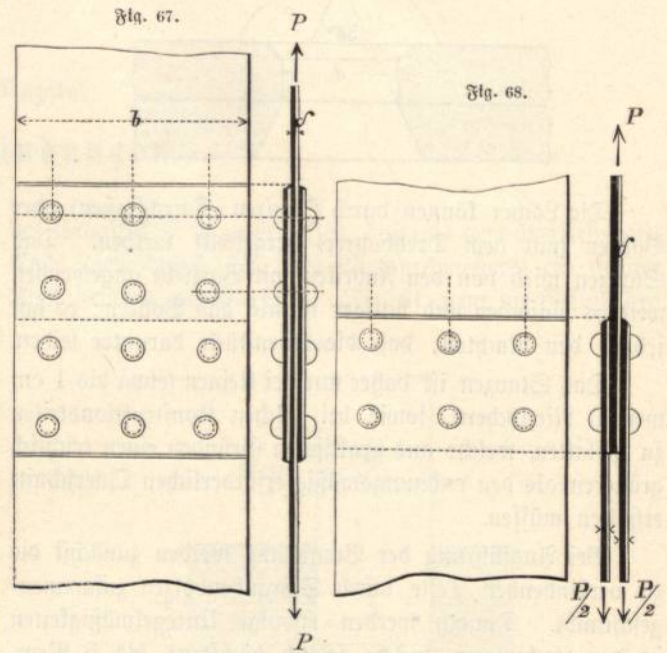
bei Fig. 67 und 68: $n_2 = \frac{P}{2fs}$

f ist $= \frac{\pi d^2}{4}$, wenn d den Nietdurchmesser bezeichnet.

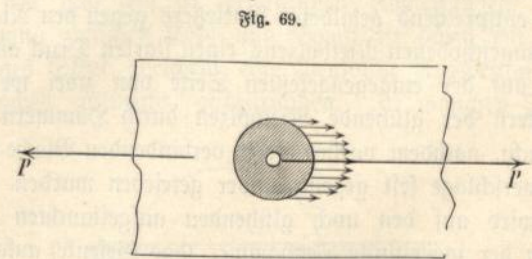
Die zulässige Scherfestigkeit des Schmiedeeisens kann mit Rücksicht auf die bessere Qualität des Nieteisens zu 800 kg für das qem angenommen werden.

Dann wird $f_s = \frac{3,14}{4} d^2 \cdot 800$ und man erhält abgerundet:

$$\left. \begin{aligned} n_1 &= \frac{1,6 P}{d^2} \\ n_2 &= \frac{0,8 P}{d^2} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Hierin ist } P \text{ in} \\ \text{Tonnen, } d \text{ in} \\ \text{cm einzusetzen.} \end{array} \quad (1)$$



Bei allen im Verhältnis zum Nietdurchmesser schwachen Blechen ist außerdem zu untersuchen, ob der Druck, welchen der Nietbolzen auf die Lochwand ausübt (Stauchdruck) (Fig. 69), nicht zu groß ist.



Theoretischen und praktischen Untersuchungen zufolge kann man annehmen, daß die Lochwandfläche $= \frac{\pi d}{2} \delta$ (d = Nietdurchmesser, δ = Blechstärke) im stande ist, einen Druck von $1,3 d \delta$ Tonnen mit Sicherheit auszuhalten. Wüthin ist die für eine Kraft P erforderliche Nietzahl mit Rücksicht auf Stauchdruck abgerundet

$$n_3 = \frac{0,8 P}{d \delta} \left\{ \begin{array}{l} \text{Hierin ist } P \text{ in Tonnen,} \\ d \text{ und } \delta \text{ in cm einzusetzen.} \end{array} \right. \quad (3)$$

Der Stauchdruck kommt namentlich bei zweischnittigen Nietverbindungen in Frage, weil in diesen Fällen das Mittelblech (Fig. 67 und 68) die doppelte Beanspruchung der Seitenbleche auszuhalten hat. Man wird daher, um an Nieten zu sparen, das Mittelblech stärker machen wie die Seitenbleche. Soll in diesen Fällen die Anzahl n bei Berechnung auf Abscheren ebenso groß werden, wie bei der Berechnung auf Lochwanddruck, so muß bei einschnittigen Nieten

$$n_1 = n_3 \text{ oder } \frac{1,6 P}{d^2} = \frac{0,8 P}{d \delta} \text{ oder die Blechstärke}$$

$$\delta = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (4)$$

bei zweischnittigen Nieten

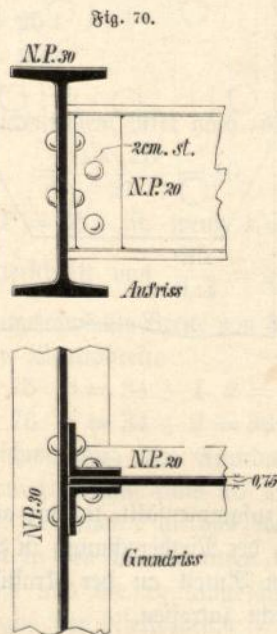
$$n_2 = n_3 \text{ oder } \frac{0,8 P}{d_2} = \frac{0,8 P}{d \delta} \text{ oder die Blechstärke}$$

$$\delta = d \dots \dots \dots (5)$$

gemacht werden.

Beispiel (Fig. 70):

Ein I -Träger Nr. 20 soll mittels Winkelleisen an einen I -Träger Nr. 30 angeschlossen werden. Der zu übertragende Auflagerdruck beträgt $P = 3,5 \text{ t}$.



Die Niete im Träger Nr. 20 werden zweischnittig, diejenigen im Träger Nr. 30 einschnittig beansprucht. Nietstärke $d = 2 \text{ cm}$.

Auf Abscheren ist:

$$\text{nach Gleichung (1)} \quad n_1 = \frac{1,6 \cdot 3,5}{2^2} = 2 \text{ Niete im Träger Nr. 30}$$

$$\text{nach Gleichung (2)} \quad n_2 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2^2} = 1 \text{ Niet im Träger Nr. 20.}$$

Mit Rücksicht auf Stauchdruck ist dagegen bei Träger Nr. 20, dessen Stegstärke $= 0,75 \text{ cm}$

$$\text{nach Gleichung (3)} \quad n_3 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2 \cdot 0,75} = 2$$

bei Träger Nr. 30, dessen Stegstärke $= 1,1 \text{ cm}$

$$n_3 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2 \cdot 1,1} = 2.$$

Es sind also anzubringen im Träger Nr. 20 mit Rücksicht auf Stauchdruck 2 Niete, im Träger Nr. 30 mit Rücksicht auf Abscheren 2 Niete.

Bei demselben Beispiel betrage die Nietstärke $= 1,6 \text{ cm}$, dann ist:

$$n_1 = \frac{1,6 \cdot 3,5}{1,6^2} = 3 \text{ Niete bei Träger Nr. 30,}$$

$$n_2 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{1,6^2} = 2 \text{ Niete bei Träger Nr. 20,}$$

$$n_3 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{1,6 \cdot 0,75} = 3 \text{ Träger Nr. 20,}$$

$$n_3 = \frac{0,8 \cdot 3,5}{1,6 \cdot 1,1} = 2 \text{ Träger Nr. 30,}$$

in diesem Falle genügt also der Anschluß an Träger 20 nicht.

Die Stärke der Niete wählt man im allgemeinen möglichst

$$d = 2 \delta \dots \dots \dots (6)$$

worin δ die Blechstärke bei einschnittiger Nietung.

Je nach der Größe der Konstruktionen wird δ zwischen 7 und 13 mm und demnach der Nietdurchmesser zwischen 14 und 26 mm schwanken; es ist jedoch zu empfehlen, mit Rücksicht auf eine leichtere Überwachung der Ausführung nicht mehr als zwei verschiedene Nietstärken bei einer Konstruktion zu verwenden, auch wird man fast in allen Fällen mit den Nietstärken 16, 20 und 24 mm auskommen können. Selbstredend kommen bei manchen Ausführungen, wie Fenster, Oberlichtern u. a. noch kleinere Blech- und Nietstärken vor, in diesen Fällen kommt jedoch die Festigkeit der Nietverbindung gegenüber anderen praktischen Umständen weniger in Betracht. Außer nach der Blechstärke hat sich die Wahl des Nietdurchmessers auch nach der Breite der Flanschen der zur Verwendung kommenden Profileisen zu richten. Letztere sollte wenigstens $= 3 d$ betragen. Nr. 6 $\frac{1}{2}$ ist demnach das kleinste L -Eisen, bei welchem noch 20 mm, Nr. 5 das kleinste, bei welchem noch 16 mm starke Niete verwendet werden sollten.

§ 4.

Verteilung der Niete.

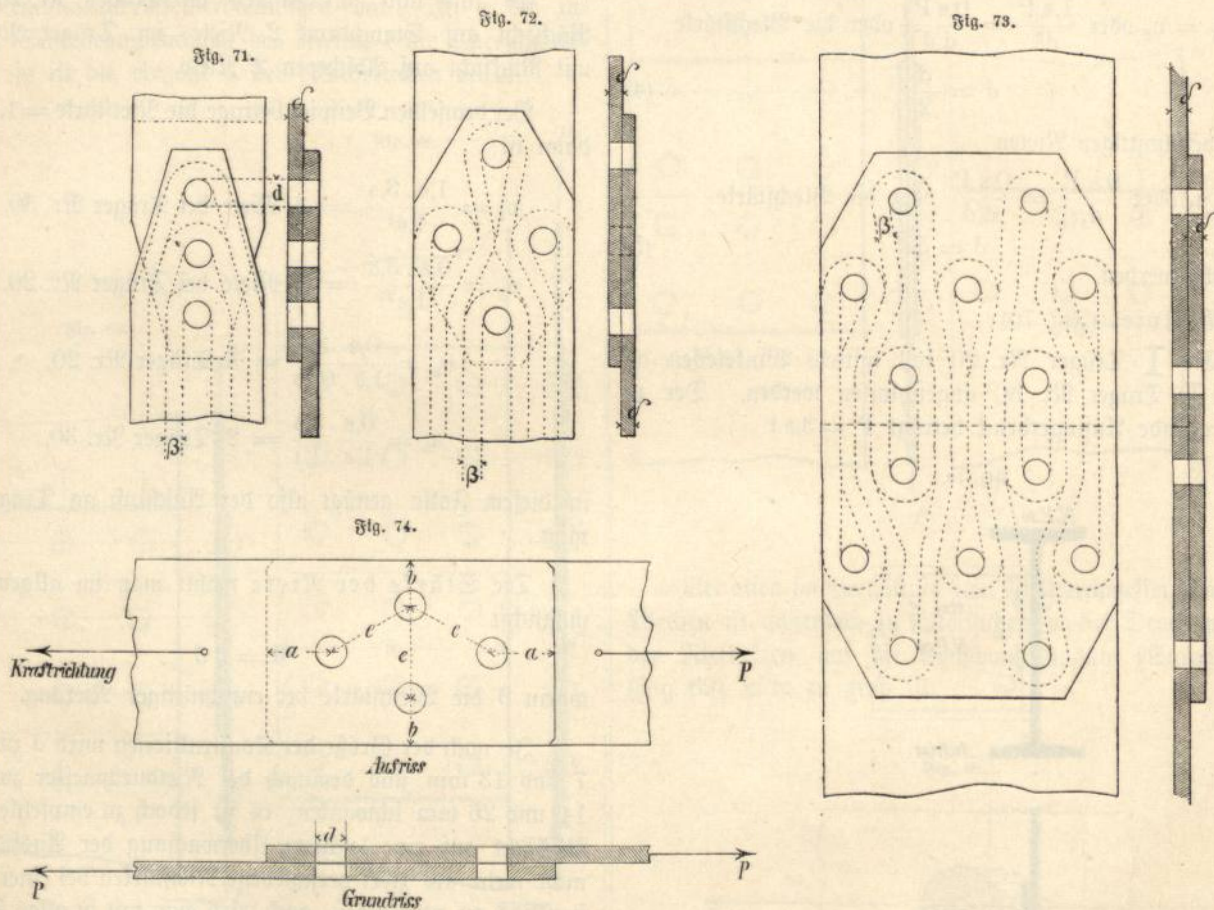
Das Verständnis für eine zweckmäßige Nietverteilung wird erleichtert, wenn man sich vorstellt, daß die von jedem Niet zu übertragende Kraft von einem das Niet umwindenden Stabstreifen aufgenommen wird, dessen Querschnitt

$$2 \cdot f = \frac{D}{k}, \text{ wenn } D \text{ die von einem Niet zu übertragende}$$

- so wähle man
- | | | | |
|----------------|---|---------------|---------------|
| $a \geq 2,0 d$ | } bei ein- und
zweischmittigen
Nieten ¹⁾ | (7) | |
| $b \geq 1,5 d$ | | | (8) |
| $e \geq 3,0 d$ | | | (9) |

Die sich hieraus ergebenden kleinsten Abstände sind nur bei beschränkten Verhältnissen anzuwenden; läßt der Raum es zu, so wähle man etwas größere Abstände.

Die Niete sind ferner so zu verteilen, daß sie symmetrisch zur Kraftmittellinie, welche fast stets mit der Schwer-



Kraft, k die zulässige Beanspruchung des Bleches ist (Fig. 71, 72, 73).

Für den praktischen Gebrauch ist jedoch eine derartige Ermittlung der Nietverteilung zu umständlich, man hält sich hierbei einfacher an die nachfolgenden durch Theorie und Versuche bestätigten Regeln.

Bezeichnet (Fig. 74)

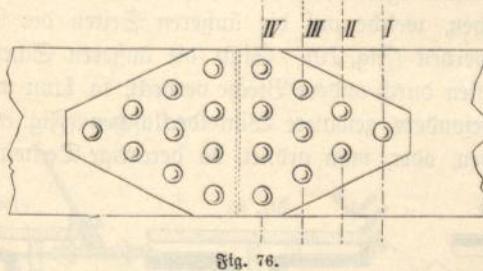
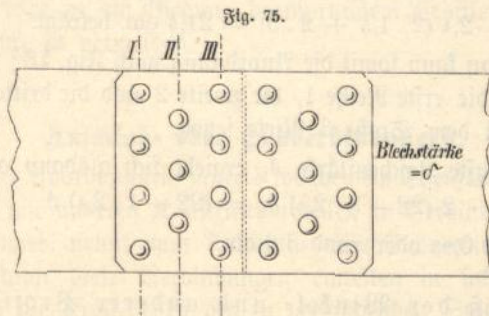
- a den Abstand der Nietmitte vom Blechrande in der Krafttrichtung gemessen,
- b den Abstand der Nietmitte vom Blechrande rechtwinklich zur Krafttrichtung gemessen,
- e die kleinste Entfernung zweier Nietmitten von einander,

linie des Stabes zusammenfällt, stehen; andernfalls würde die Voraussetzung der Nietberechnung in § 3, wonach jeder Niet den gleichen Anteil an der Kraftübertragung aufzunehmen hat, nicht zutreffen.

Bei der Anordnung der Niete ist außerdem auf die Schwächung des Stabquerschnittes durch die Nietlöcher Rücksicht zu nehmen. In dieser Hinsicht ist die Anordnung der Niete des auf Zug beanspruchten Stabes in Fig. 75 viel ungünstiger als die Anordnung in Fig. 76. Bei Fig. 75 ist der Nutzquerschnitt um $4 d \delta$ qem kleiner als

1) Bei letzteren unter der Voraussetzung, daß bei Bestimmung der Nietzahl der Lochwanddruck berücksichtigt wurde.

der Bruttoquerschnitt, während in Fig. 76 Nutz- und Bruttoquerschnitt nur um d verschieden sind. Die Kraftübertragung erfolgt aber bei Fig. 76 ebenso sicher, wie bei Fig. 75.



Es sei $P = 25 \text{ t}$

$d = 2 \text{ cm}$

$\delta = 1 \text{ cm}$,

mithin n bei einschnittigem Niet nach Gleichung (1)

$$= \frac{1,6 \cdot 25}{2^2} = 10.$$

Für die Kraft $P = 25 \text{ t}$ ist, wenn $k = 0,75 \text{ t}$ für das qcm, ein Nutzquerschnitt von $\frac{25}{0,75} = 34 \text{ qcm}$ oder, da $\delta = 1 \text{ cm}$, eine ungeschwächte Breite von 34 cm erforderlich. Demnach wird die Bruttobreite

bei Fig. 75 $B = 34 + 4 \cdot 2 = 42 \text{ cm}$,

bei Fig. 76 $b = 34 + 2 = 36 \text{ cm}$.

Die Materialverschwendung der Anordnung in Fig. 75 gegen Fig. 76 beträgt mithin rund 16 Proz. Jedes Niet überträgt den 10. Teil von P an das Anschlußblech. Es beträgt daher die in den Querschnitten I, II, III, IV zu übertragende Kraft und die Leistungsfähigkeit des Querschnittes nach Abzug der Nietlöcher:

Querschnitt	bei Anordnung der Niete in			
	Fig. 75		Fig. 76	
	zu übertragende Kraft Tonnen	Leistungsfähigkeit des Nutzquerschnittes Tonnen	zu übertragende Kraft Tonnen	Leistungsfähigkeit des Nutzquerschnittes Tonnen
I	25	25	25	25
II	15	27	22,5	23,5
III	7,5	25	17,5	22
IV	—	—	10	20,5

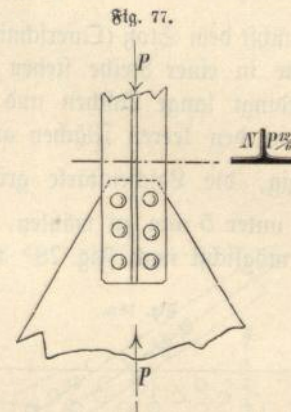
Hieraus folgt die Regel:

Bei den an der Nietstelle voll auf Zug oder Druck in Anspruch genommenen Querschnitten setze man in die erste Nietreihe nur ein Niet; in jede folgende, so weit die Stabbreite dies zuläßt, je ein Niet mehr.

Ist der Querschnitt an der Nietstelle übermäßig groß, z. B. bei auf Knicken berechneten Stäben, so kann man selbstredend so viele Niete in die erste Reihe setzen, als der überschüssige Teil des Querschnittes zuläßt.

Beispiel (Fig. 77):

Ein I-Eisen Nr. 12/6 wird durch eine Kraft $P = 9,0 \text{ t}$ auf Druck beansprucht. Der erforderliche Nutzquerschnitt an der Nietstelle ist $= \frac{9,0}{0,75} = 12 \text{ qcm}$.



Mit Rücksicht auf Ausknicken mußte jedoch das genannte Profileisen, dessen Querschnitt = 17 qcm, gewählt werden. Mithin Überschuß = $17 - 12 = 5 \text{ qcm}$, und da $\delta = 1$, so ist die überschüssige Breite = 5 cm.

Es können mithin, wenn $d = 2 \text{ cm}$, in die erste Reihe 2 Niete gesetzt werden, ohne daß hierdurch eine Materialverschwendung eintritt.

* * *

Zur Erleichterung der Ermittlung der Nietzahl und der Abmessungen der Vernietungen dient Tabelle 29 des Anhangs, in welcher die Werte von P , a , b und e entsprechend den Gleichungen 1—9 für verschiedene Werte von d und δ berechnet sind.

§ 5.

Stoßverbindungen.

Die gewalzten schmiedeeisernen Bleche und Stäbe werden nur bis zu bestimmten Längen geliefert. Erfordert die Konstruktion größere Längen, so sind zwei gleiche Stäbe stumpf aneinanderzustößen und mittels Deckblechen (Laschen)

so zu verbinden, daß eine Schwächung der Leistungsfähigkeit des Stabes an der Stoßstelle nicht eintritt. Eine solche Verbindung heißt Stoßverbindung.

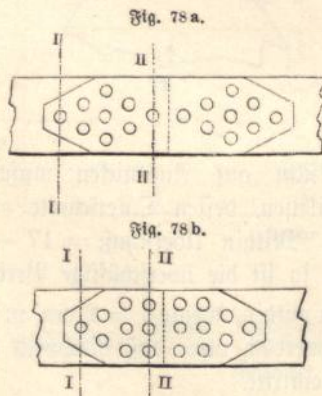
Grundregel:

1. Sind die Stäbe nur auf Zug oder Druck beansprucht, so muß der Querschnitt der Stoßlaschen mindestens gleich dem Querschnitt des gestoßenen Stabes sein.

2. Sind die Stäbe auf Biegung beansprucht, so muß das Widerstandsmoment der Stoßlaschen mindestens gleich dem Widerstandsmomente des gestoßenen Stabes sein.

a) Stoß der Bleche und Flacheisen.

Bleche und Flacheisen sind an den Stößen stets mit doppelter Verlaschung (Fig. 67 und 68) zu decken. Ist δ die Stärke des zu stoßenden Bleches, so muß die Laschenstärke δ_1 mindestens $\frac{\delta}{2}$ betragen. Bei dieser geringsten Laschenstärke dürfen aber zunächst dem Stoß (Querschnitt II in Fig. 78^a) nicht mehr Niete in einer Reihe stehen als am Laschenende. Dies bedingt lange Laschen und die Anwendung von Hefnieten in den leeren Flächen am Stoß. Es ist daher zweckmäßig, die Laschenstärke größer als $\frac{\delta}{2}$ und jedenfalls nicht unter 5 mm zu wählen, so daß man die Nietanordnung möglichst nach Fig. 78^b treffen kann.



Beispiel: Ein Flacheisen, welches eine Zugkraft $P = 24$ t auszuhalten hat, soll gestoßen werden. Bei einer Blechstärke $\delta = 1,4$ und einer zulässigen Beanspruchung $k = 900$ kg/qcm ergibt sich die Breite des Flacheisens $= \frac{24}{1,4 \cdot 0,9} = 19,1$ cm und die Breite bei Schwächung durch ein Niet von 2,4 cm d

$$b = 19,1 + 2,4 = 21,5 \text{ cm, dafür } 22 \text{ cm.}$$

Die Niete sind doppelschnittig, mithin Nietzahl nach Gleichung 2

$$n_2 = \frac{0,8 P}{d^2} = \frac{0,8 \cdot 24}{2,4^2} = 4$$

und auf Stauchdruck nach Gleichung 3: $n_3 = \frac{0,8 \cdot 24}{2,4 \cdot 1,4} = 6$.

Demnach sind sechs Niete auf jeder Seite des Stoßes erforderlich. Die Diagonallbreite von 22 cm läßt drei Niete in einer Reihe zu, da die Summe ihrer zulässig kleinsten Entfernungen nach Gleichung 7—9

$$2,4 (2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 3) = 21,6 \text{ cm beträgt.}$$

Man kann somit die Anordnung nach Fig. 78^b wählen und in die erste Reihe 1, die zweite 2 und die dritte Reihe (zunächst dem Stoß) 3 Niete setzen.

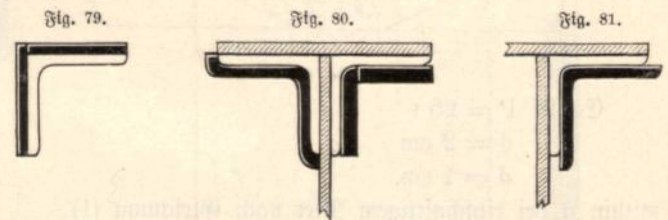
Die kleinste Laschenstärke δ_1 ergibt sich alsdann aus

$$2 (22 - 3 \cdot 2,4) \delta_1 = (22 - 1 \cdot 2,4) \delta$$

zu $\delta_1 = 0,93$ oder rund 1,0 cm.

b) Stoß der Winkel- und anderer Profileisen.

Bei freiliegenden Winkleisen erfolgt der Stoß durch Decklaschen, welche auf die äußeren Seiten der Schenkel gelegt werden (Fig. 79). Sind die äußeren Schenkel der Winkleisen durch andere Bleche verdeckt, so kann man entweder besonders gewalzte Winkeldecklaschen (Fig. 80 links) verwenden, oder, man ordnet, da derartige Deckwinkel nur



selten passend zu haben sind, zwei Laschen auf den inneren Schenkelseiten an (Fig. 80 rechts). Da hierbei die Laschen nicht so lang werden können wie die Winkelschenkel, so müssen sie entsprechend stärker gehalten werden, damit sie denselben Nutquerschnitt, wie die zu stoßenden Winkleisen, besitzen.

Statt der in Fig. 80 links dargestellten, besonders gewalzten Deckwinkel kann man zur Not auch ein Stück der zu stoßenden Winkleisenform selbst verwenden, wobei die äußere scharfe Ecke mit der Feile nach Fig. 81 abgerundet wird.

I \perp I und \perp = Eisen werden durch doppelte Verlaschung des Steges und einfache Verlaschung der Flanschen gestoßen, wobei darauf zu achten ist, daß die Flanschenlaschen für sich den ganzen Flanschenquerschnitt ersetzen, während die beiden Stegbleche im Querschnitt in der Regel etwas reichlicher ausfallen werden als der Stegquerschnitt.

Derartige Stoßverbindungen gehören, ebenso wie Flacheisenstöße bei den Hochbaukonstruktionen zu den Seltenheiten, da diese Eisenformen heutzutage bis zu 14 m Länge ausgewalzt werden. Allerdings wird von 8 m Länge ab ein Preisaufschlag erhoben, dafür wird aber mit wegfallendem Stoß das Material der Decklaschen und die Arbeit der Vernietung erspart. — Jedenfalls wird es fast

immer möglich sein, den Stoß an einer Stelle anzuordnen, an welcher der volle Querschnitt nicht mehr in Anspruch genommen wird und die Schwächung durch Riete nicht in Betracht kommt.

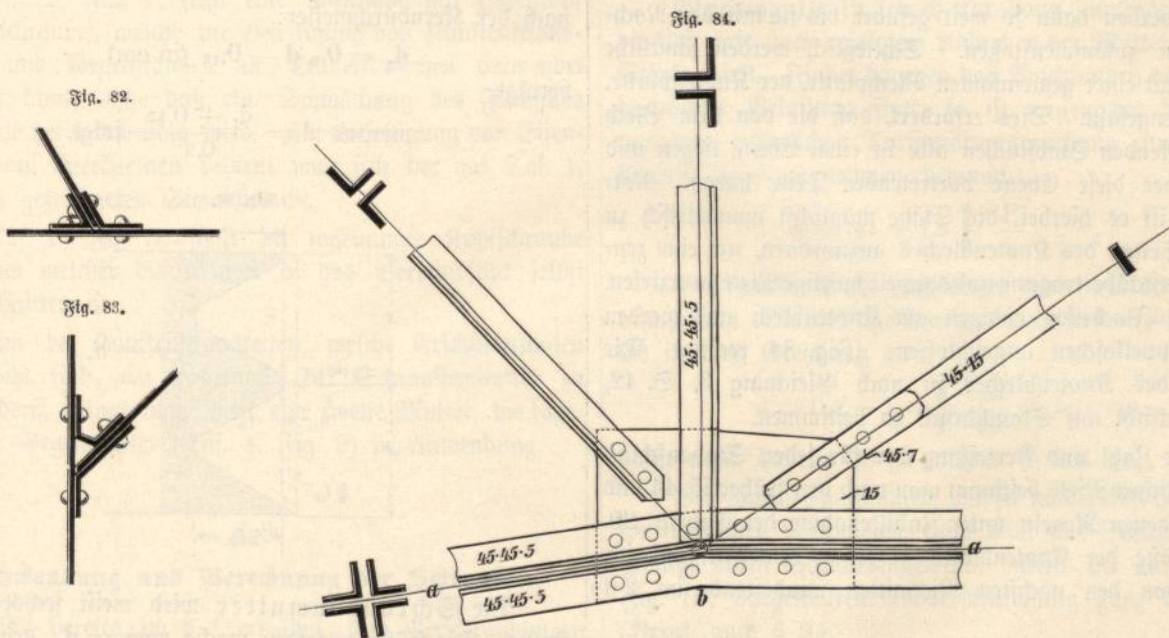
Stöße in auf Biegung beanspruchtem Profileisen sind thunlichst zu vermeiden.

§ 6.

Anschluß- oder Endverbindungen.

Die Anordnungen, mittels welcher ein Eisenstab an den Enden mit anderen Konstruktionsteilen in Verbindung gebracht wird, nennt man Anschluß- oder Endverbindungen. Man kann diese Verbindungen einteilen in solche, bei welchen die Kräftebenen der zu verbindenden Stäbe rechtwinklich aufeinander stehen oder unter schieferm Winkel sich

des anzuschließenden Trägers anzuordnen, thunlichst auch zu beiden Seiten des Hauptträgers. Soweit die Flanschen gewalzter Träger bei Ausbildung des Anschlusses hinderlich sind, werden sie durch Abhauen beseitigt. Die Winkel-eisen genieteter Träger werden über die Anschlußwinkel gekröpft oder umgekehrt. Die Kröpfung kommt in Wegfall, wenn der Hohlraum zwischen Versteifungswinkel und Blechwand durch ein Futterblech ausgefüllt wird. Letztere Anordnung empfiehlt sich namentlich dann, wenn der Steg des anzuschließenden Trägers nicht völlig in den zwischen den Winkel-eisen des genieteten Trägers verbleibenden Raum hineinpaßt. Verkröpfung ist demnach anwendbar bei Tafel 3, Fig. 2^a rechts und Fig. 4^a links, weniger gut bei Fig. 2^a links und Fig. 4^a rechts. Fig. 4 zeigt außerdem, in welcher Weise der Anschluß bewirkt werden kann, wenn



schneiden, und in solche, bei welchen die Kräftebenen beider Stäbe zusammenfallen. Der erste Fall liegt bei der Verbindung zweier oder mehrerer Träger, der letzte Fall bei den sogenannten Knotenpunkten der Fachwerkträger vor.

Von den unzähligen, im Hochbau vorkommenden Fällen derartiger Verbindungen können nur die am häufigsten vorkommenden hier besprochen werden; im übrigen wird sich weiterhin bei der Behandlung besonderer Konstruktionen Gelegenheit bieten, die diesen eigentümlichen Verbindungen kennen zu lernen.

a) Trägeranschlüsse.

Der Anschluß erfolgt wenn möglich durch Winkel-laschen, welche auf die ganze Steghöhe des Hauptträgers durchlaufen. Die Winkel-laschen sind stets zu beiden Seiten

der anzuschließende Träger derart gegen den Flansch des Hauptträgers trifft, daß im Steg nicht mehr die genügende Zahl der Anschlußniete untergebracht werden kann.

Treffen die zu verbindenden Träger unter schieferm Winkeln gegeneinander (Fig. 82 und 83), so sind statt der rechtwinklichen — schiefwinkliche Anschlußwinkel zu verwenden. Derartige Stücke werden von einigen Werken für verschiedene Neigungswinkel gewalzt; in der Regel wird man jedoch in solchen Fällen auf die Verwendung entsprechend gebogener Bleche angewiesen sein. Bei geringen Abweichungen vom rechten Winkel können auch die rechtwinklichen Winkel-eisen entsprechend gebogen werden.

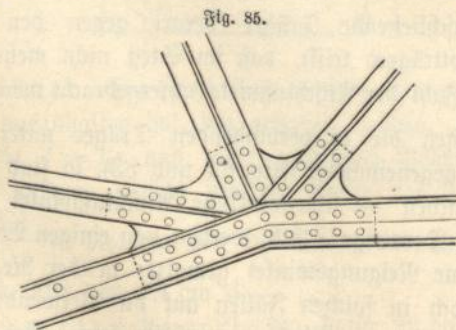
Bei kurzen Trägern mit starken Belastungen (durch Wände u. a.) kann der Fall eintreten, daß die in einer Nietreihe anzubringenden Riete mit Rücksicht auf den Loch-

wanddruck nicht ausreichen. Man kann sich dann entweder wie in Tafel 3, Fig. 3 und 4, durch Konsolen aus Winkel- eisen oder, wie in Fig. 5, durch Verstärkung des Steges mittels angenieteter Laschen helfen.

b) Knotenpunkte.

Die Schnittpunkte der Stabmitten der Fachwerkkon- struktionen heißen Knotenpunkte. Die Stabmitte fällt hierbei mit der Schwerlinie des Stabes zusammen. Wir betrachten hier nur die Fälle, bei welchen die Stabmitten in einer Ebene liegen. In der Regel geben zwei Stäbe (bei den Fachwerkträgern die Gurtungen) die Hauptkrafttrichtung an. Man läßt dann diese Stäbe (a-a in Fig. 84) am Knotenpunkte ohne Unterbrechung durchgehen, wobei man, wenn nötig, bei b einen Stoß anordnen kann. Die übrigen Stäbe werden dann so weit geführt, bis sie mit den Nach- barstäben zusammenstoßen. Schließlich werden sämtliche Stäbe mit einer gemeinsamen Blechplatte, der Knotenplatte, zusammengefaßt. Dies erfordert, daß die von dem Blech zu bedeckenden Stabflächen alle in einer Ebene liegen und keine über diese Ebene vortretenden Teile haben. Not- wendig ist es hierbei, die Stäbe möglichst symmetrisch zu beiden Seiten des Knotenbleches anzuordnen, um eine zen- trische Druckübertragung und doppelschnittige Riete zu erzielen. Einzelne Flacheisen endigen am Knotenblech und werden mit Doppellaschen angeschlossen. (Fig. 84 rechts.) Die Stärke des Knotenbleches ist nach Gleichung 3, S. 42, mit Rücksicht auf Stauchdruck, zu bestimmen.

Die Zahl und Verteilung der für jeden Stabanschluß erforderlichen Riete bestimmt man nach den früher S. 44 und 45 gegebenen Regeln unter Zuhilfenahme der Tabelle 29. Die Größe der Knotenplatte ist so zu bemessen, daß ihr Rand von den nächsten Rietmitten mindestens um 2 d absteht.



Bei äußerer Sichtbarkeit der Knotenplatte pflegt man den Konstruktionen durch Ausrundung der zwischen den einzelnen Stäben liegenden Plattenteile ein gefälligeres An- sehen zu geben (Fig. 85). Weiteres über Knotenpunkte siehe Kapitel 6.

§ 7.

Schrauben.

Zur Befestigung von Eisenteilen mittels Schrauben werden fast ausschließlich scharfgängige Schrauben nach den von Whitworth ¹⁾ angegebenen Regeln verwendet.

Bezeichnet (Fig. 86 und Tafel 1, Fig. 1)

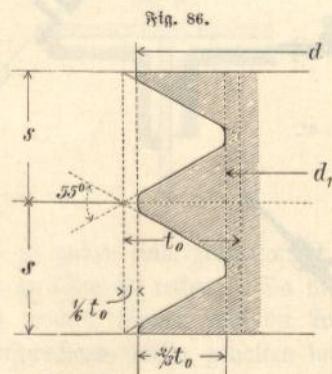
- d den Bolzendurchmesser
 - d₁ den Kerndurchmesser
 - s die Ganghöhe der Schraube
- } in cm,

so ist $s = 0,1 + 0,08 d$ zu wählen. Der Gewindequer- schnitt bildet ein gleichschenkeliges Dreieck, dessen Grund- linie = s, dessen Höhe $t_0 = 0,96 s$ bei einem Spitzwinkel von 55° ist. Die Ecken werden um $\frac{1}{6} t_0$ abgerundet, so daß die wirkliche Gangtiefe $t = \frac{2}{3} t_0 = 0,64 s$ und dem- nach der Kerndurchmesser:

$$d_1 = 0,9 d - 0,13 \text{ (in cm) (10)}$$

beträgt,

$$\text{woraus } d = \frac{d_1 + 0,13}{0,9} \text{ folgt.}$$



Die Schraubenmutter wird meist sechseckig ge- staltet. Die Höhe derselben mache man = d₁, den Durch- messer des dem Sechseck oder dem Quadrat des Grund- risses der Mutter eingeschriebenen Kreises

$$D = 0,5 + 1,4 d \text{ (11)}$$

Man gibt (namentlich bei stark anzuziehenden Schrauben) der Schraubenmutter zur Schonung der Unterlage zweck- mäßig eine Unterlagscheibe, deren Durchmesser $U = \frac{4}{3} D$ und deren Dicke $u = \frac{D}{10}$ zu wählen ist.

Besteht die Unterlage aus weicherem Material (Holz, Stein), so sind die Abmessungen der Unterlagscheibe ent- sprechend zu vergrößern. Der Schraubenkopf wird sechseckig und quadratisch ausgeführt und erhält die Breite:

$$D = 0,5 + 1,4 d \text{ und die Höhe } h = 0,7 d.$$

1) Vergl. Tabelle 30 im Anhang, welche die in Süddeutschland gebräuchlichen Durchmesser enthält.

Statt des sechs- und vierseitigen Kopfes werden auch andere Formen angewendet. So stellt Taf. 1, Fig. 2, eine Schraube mit halbkugelförmigem, Fig. 3 eine solche mit versenktem Kopfe dar. Andere Formen, welche gestatten, die Schraube von oben her in das Loch einzuführen und die Feststellung durch Drehen des Kopfes zu bewirken, zeigen die Fig. 4 und 7 auf Taf. 1. Die Taf. 1, Fig. 7, dargestellte Schraube findet namentlich zu Fundamentankern Verwendung. Sie gewährt den Vorteil, daß die Ankerplatten sofort vermauert werden können, während die Anker erst später von oben durch senkrecht ausgesparte Kanäle eingebracht und vergossen zu werden brauchen. Bei der in Taf. 1, Fig. 8, dargestellten Ankerschraube muß dagegen die Ankerplatte beim Einziehen des Ankers zugänglich sein.

Taf. 2, Fig. 1, zeigt eine Schraube mit Hakenkopf (Hakenshraube), welche zur Befestigung von Konstruktions- teilen und Gegenständen an Trägerflanschen verwendet werden kann, ohne daß eine Schwächung des Flansches durch Löcher notwendig wird. Zur Befestigung von Eisenteilen auf Werksteinen bedient man sich der auf Taf. 1, Fig. 6, gezeichneten Steinschraube.

Taf. 1, Fig. 5, stellt die sogenannte Kopfschraube dar, bei welcher die Mutter in das Verbandstück selbst eingeschnitten ist.

Um bei Konstruktionsteilen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ein Losrütteln der Schraubenmutter zu verhindern, bringt man meist eine zweite Mutter, die sogenannte Gegenmutter (Taf. 1, Fig. 9) in Anwendung.

§ 8.

Anwendung und Berechnung der Schrauben.

Wie bereits im § 1 erwähnt, sind Verschraubungen in allen den Fällen an Stelle der Nietverbindungen anzuwenden, in welchen 1) eine Zugbeanspruchung in der Achse des Bolzens auftritt, 2) eine Nachstellbarkeit und Beweglichkeit der Verbindung gefordert wird und 3) die beim Nieten auftretenden Schläge vermieden werden sollen. Verschraubungen sind daher vornehmlich anzuwenden bei Zugstangen (Ankern), bei nachstellbaren Verbindungen und bei spröden Materialien, worunter auch das Gußeisen zu rechnen ist. Außerdem sind Schrauben an Stelle der Niete dann zu verwenden, wenn die beschränkte Örtlichkeit das Nieten nicht gestattet. Bei festen, auf Abscheren beanspruchten, schmiedeeisernen Verbindungen sind Niete mit Rücksicht auf die größere Festigkeit und Billigkeit den Schrauben vorzuziehen. Werden Schrauben an Stelle der Niete verwendet und nur auf Abscheren beansprucht, so gelten bezüglich der Zahl und Anordnung dieselben Regeln,

wie für die Nietungen. Werden die Schrauben dagegen auf Zug beansprucht, so ergibt sich die Tragkraft aus:

$$P = f \cdot k = d_1^2 \frac{\pi}{4} \cdot k = 0,8 d_1^2 k \text{ (Tonnen).}$$

$$\text{Hieraus } d_1 = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k}} \quad \dots \quad (12)$$

Der Bolzendurchmesser d ist rund $1,25 d_1$, außerdem empfiehlt es sich, den Durchmesser mit Rücksicht auf die Verschlechterung, welche das Material beim Anschneiden des Gewindes erfährt, um etwa 3 mm stärker zu machen, so daß sich ergibt

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{P}{k}} \quad \dots \quad (13)$$

Für k führe man hierbei denselben Wert ein, den man der Berechnung der zu verschraubenden Konstruktionsteile zu Grunde gelegt hat.

Gleichung 13 ist jedoch nur dann anwendbar, wenn die Last erst nach erfolgtem Andrehen der Mutter in voller Stärke wirkt. Findet dagegen das Anschrauben der Mutter bei voller Belastung statt, so ist wegen der dann eintretenden zusätzlichen Torsionsbeanspruchung etwa $\frac{4}{3}$ des Wertes für d zu nehmen, demnach:

$$d = 0,4 + 1,9 \sqrt{\frac{P}{k}} \quad \dots \quad (14)$$

Beispiel: Eine Zugstange wird mit 12 Tonnen beansprucht. Die zulässige Beanspruchung sei $k = 800 \text{ kg/qm}$. Es ist nach Gleichung 13

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{12}{0,8}} = 5,75 \text{ cm,}$$

dadür nach Tabelle 30 zu wählen $d = 6 \text{ cm}$.

Bei langen Zugstangen, wie sie namentlich bei Bogenkonstruktionen vorkommen, kann man eine Schwächung der Stange durch Schraubengewinde mittels der auf Taf. 28, Fig. 10, dargestellten Endverschraubung ganz vermeiden. (Vergl. auch § 9.)

In vielen Fällen hat man auch, um eine größere Ausnutzung des Materials der Zugstange zu erreichen, das Schraubengewinde nicht aus dem Kern der Stange, sondern aus einer geschmiedeten Aufstachung, wie aus Taf. 1, Fig. 7 und 8, ersichtlich, ausgeschnitten. Die mit der Herstellung dieser Gewinde verbundene Mehrarbeit wird jedoch in der Regel bei den jetzigen Eisenpreisen die beabsichtigte Materialersparnis wieder aufheben.

Einige weitere nachstellbare Schraubenverbindungen für gerade und gekreuzte Zugstangen, sogenannte Spannschlösser, sind auf Taf. 2, Fig. 3, 6 und 7, dargestellt. Hierbei sind nur solche Anordnungen zu empfehlen, bei welchen die Enden der Gewinde sichtbar bleiben, da man nur dann beurteilen kann, ob die Gewinde noch genügend von der Mutter gefaßt werden. Geschlossene Muffen, welche man häufig antrifft, sind daher zu vermeiden.

Die Verschraubung zweier Gußeisenstücke erfolgt mittels angegoßener Flanschen (Taf. 2, Fig. 4). Damit die Verbindung fest ist, müssen die Berührungsflächen eben bearbeitet sein; man schränkt jedoch diese Bearbeitung thunlichst dadurch ein, daß man sogenannte Arbeitsleisten a-b anzieht. Die einer derartigen Verbindung zu gebenden Abmessungen gehen aus den in der Figur eingeschriebenen Verhältniszahlen hervor.

Die Fig. 2 und 5, Taf. 2, stellen einige Verbindungen zwischen Zugstangen und Holzbalken dar, wie sie vielfach bei teils in Holz, teils in Eisen hergestellten Hängewerken und Dachverbänden üblich sind. Die Verbindung des Holzwerkes mit den eisernen Zugstangen wird fast stets durch einen gußeisernen Schuh vermittelt. Derartige Konstruktionen werden jedoch in neuerer Zeit, in welcher zu Trägern und Dachbindern mehr und mehr ausschließlich Eisen zur Verwendung kommt, immer seltener.

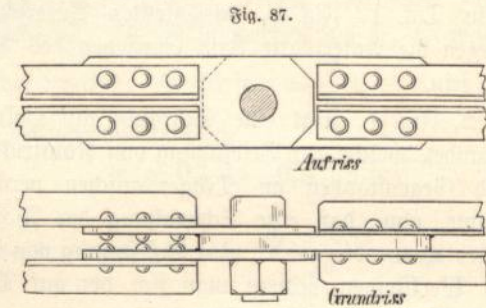
§ 9.

Gelenke.

Gelenke heißen alle Verbindungen, welche in irgend einem Sinne eine Drehung des Stabes um den Gelenkmittelpunkt zulassen. Bei den Hochbaukonstruktionen handelt es sich fast stets nur um solche Gelenke, welche eine Drehung der verbundenen Teile in einer bestimmten Ebene, und zwar in der mit der Stabebene zusammenfallenden Kräfteebene gestatten. Solche Gelenke werden auch Scharniere genannt; wir behalten jedoch den gebräuchlicheren Ausdruck Gelenk bei. Bei den im § 6 unter b) besprochenen Verbindungen waren die in einem Punkte zusammenlaufenden Stäbe durch eine Knotenplatte gegenseitig dergestalt fest verbunden worden, daß eine Drehung eines Stabes gegen den anderen in keiner Weise möglich war. Diese Befestigungsweise entspricht jedoch nicht der bei der Berechnung von Fachwerken zu machenden Annahme, nach welcher die Stäbe in den Knotenpunkten drehbar gedacht werden. Nichtsdestoweniger kommt man immer mehr davon ab, die Knotenpunkte, wie dies in Amerika bei den Fachwerkbrücken und auch in Deutschland bei älteren Dachkonstruktionen allgemein gebräuchlich war, der Berechnung entsprechend als Gelenke zu konstruieren, da die festen Nietverbindungen viel einfacher und billiger herzustellen sind, und sich in Bezug auf Haltbarkeit auf Grund langjähriger Erfahrungen den Gelenken mindestens gleichwertig gezeigt haben. In vielen Fällen gewähren sogar die festen Nietverbindungen, in Folge ihrer Fähigkeit, Biegungsbeanspruchungen aufnehmen zu können, eine erhöhte Sicherheit. — Letzteres trifft jedoch nicht zu, wenn die zu verbindenden Stäbe eine im Verhältnis zum Querschnitt große Längenausdehnung haben,

da in diesem Falle die durch eine feste Verbindung entstehenden Biegungs Spannungen schädlich wirken können. Bei den Zugstangen der Bogenkonstruktionen, sowie bei ausnahmsweise langen Stäben der Fachwerke ist daher die Anwendung von Gelenken nach wie vor zu empfehlen.

Jedes Gelenk besteht aus dem Drehbolzen und den Augen oder Ösen. Letztere werden entweder unmittelbar an die zu verbindenden Stäbe angeschmiedet (Taf. 28, Fig. 8 und 10 und Fig. 85), oder sie bilden besondere Stücke, welche mit den Stäben vernietet oder verschraubt werden (Fig. 87).

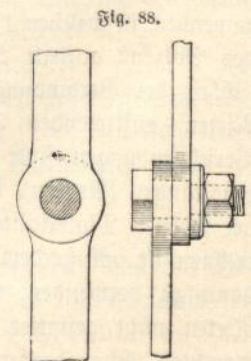


Der Drehbolzen besteht gewöhnlich aus einer Schraube von entsprechend großem Durchmesser. Bei nur auf Druck beanspruchten Gelenken kann der Bolzen auch durch eine einfache Walze ersetzt werden, welche von den gabelförmigen Gelenkbacken der zu verbindenden Stücke umfaßt wird. Derartige Gelenke kommen bei Ripplagern und Bogenjunkten vor und werden später mit diesen Konstruktionen gemeinschaftlich besprochen werden.

Berechnung der Gelenke.

Die Berechnung der Bolzenstärke erfolgt nach denselben Grundsätzen, wie bei den Nieten, nur daß die Nietzahl $n = 1$ zu setzen und mit Rücksicht auf die geringere Pressung der Bleche eine größere Sicherheit gegen Abscheren und Stauchdruck anzunehmen ist. Man unterscheidet einschnittige (Fig. 88), zweischnittige (Fig. 87), und mehrschnittige Gelenke.

Einschnittige Gelenke sind mit Rücksicht auf die in den Stäben entstehenden Biegungs Spannungen nur bei untergeordneten Konstruktionsteilen zulässig; da ferner mehrschnittige Gelenke im Hochbau kaum vorkommen, so beschränken wir unsere Betrachtung auf die zweischnittigen Gelenke.



Für die zweischnittigen Niete war (§ 3)

$$n_2 = \frac{P}{2 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot k} \text{ gegen Abscheren,}$$

$$n_3 = \frac{P}{5 \cdot d \cdot \delta} \text{ gegen Stauchdruck,}$$

die zulässige Scherfestigkeit k wurde hierbei zu 800, die Festigkeit gegen Stauchdruck s zu 1300 kg/qcm angenommen. Bei den Gelenken, bei welchen der günstige Einfluß der starken Einspannung der Bleche größtenteils fortfällt, ist k zu $\frac{4}{5}$ und s gleich der zulässigen Zugspannung zu machen. Nehmen wir für letztere den kleinsten gebräuchlichen Wert = 750 kg/qcm an, so wird mithin $k = 600$ und $s = 750$ kg/qcm.

Für den Gelenkbolzen ist $n = 1$ und somit

$$\text{gegen Abscheren } P = 2 \cdot \frac{3,14}{4} \cdot 0,6 d^2 = 0,942 d^2, \text{ woraus} \\ \text{rund } d = \sqrt{P} \quad \dots \quad (15)$$

$$\text{gegen Stauchdruck } P = 0,75 d \delta, \text{ woraus rund } d = \frac{4P}{3\delta} \quad (16)$$

In diesen Gleichungen ist P in Tonnen, δ in cm einzusetzen, um d in cm zu erhalten.

Ist δ kleiner als Gleichung 16 es erfordert, so hat man entweder das Blech durch aufgelegte Laschen zu verstärken oder den Bolzendurchmesser größer zu wählen.

Nicht immer ist es möglich, das Stabauge unmittelbar auf das Anschlußblech zu legen. Man hat dann entweder ein Zwischenstück (Taf. 28, Fig. 10) anzubringen und mit dem Anschlußblech zu verschrauben oder man muß den Bolzen so stark machen, daß er außer der Scherspannung noch die Biegungsspannung aufzunehmen vermag. Das in letzterem Falle auf den Bolzen wirkende Biegemoment ist, wenn a den Abstand der Zugstangenmitte vom Anschlußblech bedeutet,

$$M = \frac{P \cdot a}{2} = k W.$$

W des Kreisquerschnittes ist nach Tabelle 10

$$= \frac{\pi d^3}{32},$$

demnach

$$\frac{P \cdot a}{2} = k_1 \frac{\pi d^3}{32}$$

und die Biegungsbeanspruchung

$$k_1 = \frac{5,1 P a}{d^3} \quad \dots \quad (17)$$

Die Beanspruchung auf Abscheren beträgt

$$k_2 = \frac{2P}{\pi d^2} = 0,64 \frac{P}{d^2} \quad \dots \quad (18)$$

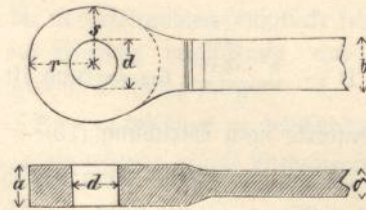
Der Durchmesser ist alsdann so groß zu wählen, daß die aus beiden Spannungen gebildete Hauptspannung den Wert der zulässigen Anstrengung auf Zug höchstens erreicht.

Nach der Elastizitätstheorie beträgt diese Hauptspannung

$$S = 0,35 k_1 + 0,65 \sqrt{k_1^2 + 4k_2^2} \quad (19)^1$$

Für die Abmessungen der schmiedeeisernen Öfen (Rugen) gelten folgende Erfahrungsregeln (Fig. 89):

Fig. 89.



Man wähle:

$$s = \frac{f}{2a} + \frac{5}{6} d \quad \left| \begin{array}{l} f \text{ in qcm} \\ a \text{ und } d \text{ in cm} \end{array} \right. \quad \dots \quad (20)$$

$$r = \frac{f}{2a} + \frac{7}{6} d \quad \left| \begin{array}{l} a \text{ und } d \text{ in cm} \end{array} \right. \quad \dots \quad (21)$$

Besitzt die Zugstange rechteckigen Querschnitt, so macht man a in der Regel gleich der Stärke der Zugstange. Ist b die Höhe des Querschnittes der Zugstange, dann wird in diesem Falle

$$s = \frac{b}{2} + \frac{5}{6} d \text{ und } r = \frac{b}{2} + \frac{7}{6} d \quad \dots \quad (22)$$

Bei runden Zugstangen mit dem Durchmesser d_1 wählt man $a = \frac{3}{4} d_1$ bis d_1 . Für $a = d_1$ wird

$$s = \frac{\pi d_1}{8} + \frac{5}{6} d \text{ und } r = \frac{\pi d_1}{8} + \frac{7}{6} d \quad (23)$$

Die Übergänge zwischen Stab und Auge sind thunlichst abzurunden und alle Ecken und scharfen Übergänge zu vermeiden, damit eine gleichmäßige Kraftübertragung stattfindet.

Beispiele:

1. Zugstangenschloß, Taf. 28, Fig. 8a und b.

Die Länge der Zugstange des hier abgebildeten Bogenträgers beträgt rund 20 m. Da eine solche Länge nicht in einem Stück gewalzt werden kann, ist in der Mitte ein Stoß angeordnet, welcher durch Spannschlösser (Taf. 2, Fig. 3 und 4) oder durch Gelenke geschlossen werden kann. In vorliegendem Falle wurde ein Doppelgelenk vorgezogen, weil hierbei die bei den Spannschlössern eintretende Schwächung der Stange durch das Schraubengewinde wegfällt. Auf die Nachstellbarkeit konnte aber

1) Bach, Elastizität und Festigkeit 1890, S. 252.

verzichtet werden, da diese durch die weiter unten zu besprechende Verschraubung mit dem Endgelenk bewirkt wird. Jedes Ende der beiden Stangenhälften erhält ein angeschmiedetes Auge, welches mit zwei außen aufgelegten Laschenblechen durch Bolzen verbunden wird.

Die von der Zugstange von 4 cm Durchmesser aufzunehmende Zugkraft beträgt, wenn die Festigkeit für das qcm = 800 kg angenommen wird:

$$P = \frac{4^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 3,14}{4} \cdot 0,8 = \text{rund } 10 \text{ t,}$$

mithin Bolzenstärke nach Gleichung (15):

$$d = \sqrt{10} = 3,16 \text{ cm, wofür } 4 \text{ cm gewählt wurden.}$$

Stärke des Auges mit Rücksicht auf Stauchdruck nach Gleichung (16):

$$\delta = \frac{4 \cdot 10}{3 \cdot 4} = 3,34 \text{ cm,}$$

gewählt $\delta = d = 4 \text{ cm.}$

Für die seitlichen Laschenbleche würde eine Stärke

$$\delta_1 = \frac{\delta}{2} = 2 \text{ cm}$$

genügt haben, gewählt wurde jedoch $\delta_1 = 32 \text{ mm.}$

Abmessungen der Augen nach Gleichung (23):

$$s = \frac{3,14 \cdot 4}{8} + \frac{5}{6} \cdot 4 = 4,9$$

$$r = \frac{3,14 \cdot 4}{8} + \frac{7}{6} \cdot 4 = 6,23.$$

Gewählt wurde mit Rücksicht auf das bessere Aussehen ein kreisförmiges Auge von 6 cm.

2. Endgelenk einer Zugstange. Taf. 28, Fig. 2 und 10 a und b.

Die Zugstange erhält am aufgestauchten Ende einen angeschmiedeten Kopf, welcher hinter ein in Stahl hergestelltes, gegossenes Querstück greift. Die Aufstauchung der Stange wurde angeordnet, um etwaige beim Schmieden des Kopfes entstehende schwache Stellen durch einen kräftigeren Querschnitt auszugleichen.

An dem Querstück sind seitlich die beiden Gelenkstangen mittels Schrauben, welche ein Anspannen der Zugstange gestatten, befestigt. Der Abstand dieser beiden Gelenkstangen ist durch die Breite der Saumwinkel des Hallenbogens bedingt, welche an dieser Stelle nicht geschwächt werden dürfen. Jede seitliche Zugstange hat die halbe Kraft der mittleren Zugstange, mithin 5 t aufzunehmen. Da die Stangen durch Gewinde geschwächt sind, ist der Bolzendurchmesser nach Gleichung (13):

$$\begin{aligned} d &= 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{P}{k}} \\ &= 1,41 \sqrt{\frac{P}{0,8}} = 3,82 \text{ cm,} \end{aligned}$$

wofür 3,8 cm gewählt wurden.

Stärke des Gußstahlquerstückes:

$$\text{Moment: } M = 5000 \cdot 10,8 = 54000 \text{ kg/cm.}$$

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W = \frac{M}{k} = \frac{54000}{800} = 68.$$

Vorhanden:

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{(9,6 - 4,5) 12^2}{6} = 122$$

Gelenkbolzen:

Um Biegungsbeanspruchung des Gelenkbolzens zu vermeiden, wurde das Anschlußblech des Bogens durch je ein beiderseits aufgeschraubtes Gußstück verstärkt. Es ergibt sich dann der Bolzendurchmesser nach Gleichung (15):

$$d = \sqrt{10} = 3,16 \text{ cm,}$$

wofür 4,5 cm gewählt wurde.

Die Abmessungen des Gelenkauges ergeben sich nach Gleichung 23 zu

$$s = \frac{3,14 \cdot 3,8}{8} + \frac{5}{6} \cdot 4,5 = 6,3 \text{ cm,}$$

$$r = \frac{3,14 \cdot 3,8}{8} + \frac{7}{6} \cdot 4,5 = 6,8 \text{ cm. } ^1)$$

Gewählt wurde ein kreisförmiges Auge von 6,8 cm Halbmesser.

Stärke des Anschlußbleches mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (16):

$$\delta = \frac{4 \cdot 10}{3 \cdot 4,5} = 2,96 \text{ cm.}$$

Das nur 8 mm starke Stehblech des Bogenträgers muß daher durch ein aufgelegtes Laschenpaar von je

$$\frac{2,96 - 0,8}{2} = 1,08 \text{ cm}$$

Dicke verstärkt werden. Anzahl der Verbindungsriete zwischen diesen Blechen, welche verhindern müssen, daß die Laschenbleche sich unabhängig vom Mittelblech bewegen, nach Gleichung (2), wenn die Nietstärke = 1,8 cm

$$n_2 = \frac{0,8 \cdot 10}{1,8^2} = 3 \text{ Riete}$$

und mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (3):

$$n_3 = \frac{0,8 \cdot 10}{1,8 \cdot 0,8} = 6 \text{ Riete.}$$

1) Für $d_1 = 3,8$ konnte man genauer in diesem Falle auch den Kerndurchmesser = 3,24 cm einsetzen, wodurch sich etwas kleinere Abmessungen der Augen ergeben hätten.

Mithin ist letztere Zahl mindestens anzunehmen und die Größe des Laschenbleches so zu bemessen, daß sich diese 6 Niete unterbringen lassen.

Gewählt wurde eine größere Zahl von Nieten, da die gewählte Größe der Laschenbleche dies zuließ und die Niete nicht völlig symmetrisch zur Krafrichtung angeordnet werden konnten.¹⁾ Das gußeiserne Füllstück wurde als Rosette ausgebildet, welche mittels drei Schrauben auf der Blechwand befestigt ist. Die Schrauben werden sowohl auf Abscheren als auch auf Zug infolge des Biegemomentes beansprucht.

Man sehe die Verbindungslinie $\alpha-\alpha$ (Taf. 28, Fig. 10) der Mitten der beiden inneren Bolzen als Drehachse an, so ergibt sich die auf die äußere Schraube wirkende Zugkraft S aus

$$S(14 + 7) = 5000 \cdot 7,2,$$

demnach $S = 1710$ kg, und der hierfür erforderliche Bolzendurchmesser nach Gleichung (14)

$$d = 1,9 \sqrt{\frac{P}{k}} = 1,9 \sqrt{\frac{1710}{800}} = 2,8 \text{ cm.}$$

Gegen Abscheren ist nach Gleichung (1) bei drei Schrauben

$$z = \frac{1,6 \cdot 5,0}{d^2}$$

und demnach der erforderliche Schraubendurchmesser

$$d = \sqrt{\frac{8}{z}} = 1,63 \text{ cm,}$$

1) Es empfiehlt sich überhaupt, bei derartigen Verbindungen die Ergebnisse der Rechnung nur als die untere zulässige Grenze zu betrachten. Sprechen praktische Gründe für eine angemessene Verstärkung, so kann man diesen unbedenklich entsprechen, da der Mehrverbrauch an Material bei der verhältnismäßig geringen Ausdehnung derartiger Verbindungen nicht so sehr in Frage kommt.

mit Rücksicht auf Lochwanddruck nach Gleichung (3):

$$z = \frac{0,8 \cdot 10}{d(0,8 + 2 \cdot 1,3)}$$

$$d = \frac{8}{3 \cdot 3,4} = 0,8 \text{ cm,}$$

mithin ist die Beanspruchung auf Zug am ungünstigsten und $d = 2,8$ cm zu machen, wofür der nächst größere Schraubenbolzen der Tabelle 30 im Anhang zu wählen ist.

Würden die aufgeschraubten Gußstücke fehlen, so würde der Bolzen auf Biegung beansprucht, und zwar beträgt alsdann das größte Biegemoment

$$M = P \cdot a = 5000 \cdot 8 = 40000 \text{ kg/cm}$$

und die hieraus entstehende größte Biegespannung nach Gleichung (17)

$$k_1 = \frac{5,1 \cdot 40000}{d^3} = \frac{204000}{d^3},$$

die größte Scherspannung nach Gleichung (18)

$$k_2 = 0,64 \frac{5000}{d^2}.$$

Für $d = 8$ cm wird

$$k_1 = \frac{204000}{8 \cdot 8 \cdot 8} = \text{rund } 400$$

$$k_2 = \frac{0,64 \cdot 5000}{8 \cdot 8} = \text{rund } 500$$

und demnach die Hauptspannung nach Gleichung (19)

$S = 0,35 \cdot 400 + 0,65 \sqrt{400^2 + 4 \cdot 500^2} = 776 \text{ kg/qcm,}$
mithin genügt dieser Durchmesser, da der Berechnung der Konstruktion eine zulässige größte Zugbeanspruchung von 800 kg/qcm zu Grunde gelegt war.

Viertes Kapitel.

Stützen.

§ 1.

Material und Querschnittsform.

Die Stützen waren die ersten Teile des Stein- und Holzbaues, welche durch das Eisen verdrängt wurden. Die Vorteile, welche die eiserne Stütze in Bezug auf Raumersparnis und Tragfähigkeit gegenüber den Stein- und Holzpfählern besitzt, waren zu augenfällig, als daß nicht schon bei einigermaßen annehmbaren Preisen die Wahl zu Gunsten der ersteren hätte ausfallen müssen.

Wie bei allen übrigen Eisenkonstruktionen wurden auch die Stützen zunächst in Gußeisen hergestellt, teils mit Rücksicht auf die anfangs höheren Preise, teils im Hinblick auf die schwierigere Gestaltungsfähigkeit des Schmiedeeisens. Auch jetzt noch pflegt man, trotz der inzwischen eingetretenen Verbilligung und Vervollkommnung in der Herstellung des Schmiedeeisens, zumeist Gußeisen zu den Stützen zu verwenden, obgleich ein Vergleich beider Materialien heutzutage zu Ungunsten des letzteren ausfällt.

Beispielsweise besitzt eine schmiedeeiserne Säule aus vier Viertelkreiseisen Nr. 5 (0,8 cm stark) bei 5,0 m Länge eine Tragkraft von 14,4 t und wiegt 37,5 kg f. d. m. Eine gußeiserne Hohlsäule von gleicher Tragkraft hat 16 cm äußeren Durchmesser, 2 cm Wandstärke und wiegt 66,0 kg f. d. m. Der Preis einer genieteten schmiedeeisernen Säule beträgt etwa das $1\frac{1}{2}$ fache einer einfachen gußeisernen Säule ohne Modellkosten. Wüthin ist obige Säule aus Schmiedeeisen ungefähr 16 Proz. billiger als die gußeiserne.

Noch größer wird der Preisunterschied zu Ungunsten des Gußeisens bei stärkeren Belastungen und namentlich bei Beanspruchung auf Biegung infolge einseitiger Belastung oder Winddruck. Zu derartigen Stützen sollte übrigens Gußeisen schon wegen seiner spröden Beschaffenheit nicht verwendet werden.

Weitere Nachteile des Gußeisens liegen in der schwierigen Beurteilung der Güte des Materiales, wodurch, streng

genommen, Probelastungen für jedes Stück, wenigstens bei stark belasteten Stützen, erforderlich werden, und ferner in der schwierigen Gestaltung des Anschlusses auflastender Träger.

Hinsichtlich der Feuerbeständigkeit hatte sich nach Versuchen von Prof. Bauschinger eine größere Widerstandsfähigkeit für die gußeisernen Stützen ergeben. Es war jedoch nachzuweisen, daß die Voraussetzungen bei diesen Versuchen nicht die gleichen für die beiden Materialien waren. Spätere Versuche, bei welchen dieser Fehler vermieden wurde, haben ergeben, daß bei gleicher Querschnittsform beide Materialien annähernd gleiche Widerstandsfähigkeit unter Einwirkung der Brandhitze besitzen, daß aber Gußeisen empfindlicher gegen Anspringen mit kaltem Wasser ist.¹⁾

Infolge des letzteren Umstandes verlangt die Berliner Baupolizei²⁾ bei Verwendung gußeiserner Stützen unter massiven Wänden von Gebäuden, welche unten Geschäftsober Wohnräume enthalten, feste Ummantelungen dieser Stützen, wodurch sie der unmittelbaren Berührung durch Feuer oder Wasser entzogen werden.

Nach dem vorangegangenen ist demnach die Verwendung von Gußeisen zu Stützen heutzutage nur dann zu rechtfertigen, wenn eine in Schmiedeeisen nicht leicht darstellbare Form gefordert wird. In allen anderen Fällen, namentlich bei Stützen in Ställen, Speichern u. a., sowie bei mit Mantel umhüllten Stützen in Wohnräumen, muß die Verwendung gußeiserner Stützen als unwirtschaftlich und nicht mehr zeitgemäß bezeichnet werden.

Die geeignetste Querschnittsform für Stützen ist die röhrenförmige, demnächst die kastenförmige. Ein solcher Querschnitt besitzt einerseits die verhältnismäßig größte Tragfähigkeit bei gleichem Materialverbrauche, andererseits widersteht er, wie die oben erwähnten Versuche gezeigt haben, besser der Brandhitze als kreuzförmige und ähnliche

1) Vergl. Centralblatt der Bauverwaltung 1885, S. 371 und 1886, S. 162 und 353.

2) Centralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 153 — Deutsche Bauzeitung 1884, S. 190.

Querschnittsformen. Als Nachteil ist zu nennen, daß das Innere der Röhren nicht zugänglich und der Anschluß von Trägern an derartige Querschnittsformen schwieriger ist.

Die noch öfter angewandte Benutzung eiserner Hohl säulen zur Abführung des Rauches im Inneren von Gebäuden ist ebenso zu vermeiden, wie die Benutzung der Säulen zur Abführung des Dachwassers bei freistehenden Hallen, da im ersteren Falle die Erhitzung der Säulenwand durch die Feuergase die Tragfähigkeit beeinträchtigt und im letzteren Falle bei Frost ein Bersten der Säule eintreten kann, ganz abgesehen von der Rostbildung im Inneren der Säule. Der Gefahr des Einfrierens und Rostens kann durch Einführung eines besonderen schmiedeeisernen Rohres innerhalb der Säule vorgebeugt werden, aber auch derartige Konstruktionen werden besser vermieden, da sie unzugänglich sind und eintretende Undichtigkeiten schwer bemerkt und beseitigt werden können. Bei freistehenden Hallen wendet man daher besser besondere Abfallrohre an, welche außen an der Säule entlang geführt und befestigt werden können.

§ 2.

Gußeiserner Stützen.

Die gußeisernen Stützen kommen gegenwärtig nur noch in zwei Hauptformen zur Ausführung, und zwar als Hohl säulen und als Doppelpfeiler (gußeiserne Wände). Die Hohl säule findet gewöhnlich bei Stützen im Inneren von Gebäuden Verwendung, während die gußeisernen Wände vorzugsweise als Stützen in Umfassungswänden angeordnet werden. Die gußeiserne Wand (eine solche ist auf Taf. 8 dargestellt) besteht alsdann meist aus zwei kastenförmigen Säulen, welche mittels eines durchbrochenen Steges verbunden sind. Statt der Kastenform könnten auch ebensowohl runde Hohl säulen verwendet werden, doch ist die Kastenform für das Anbringen der Thüren und Fenster bequemer. Andere noch hier und da gebräuchliche Querschnitte der gußeisernen Wände zeigen die Fig. 90 a—c. Die gußeiserne Wand besitzt in der Richtung ihrer größten Querschnittsausdehnung eine große Steifigkeit gegen horizontale Kräfte und ist daher besonders geeignet,

die ausgebrochenen Teile einer Frontwand wirksam zu ersetzen und Ausbiegungen nach vorn oder hinten zu verhindern. Diese Wirksamkeit läßt sich durch eine kräftige Verankerung

der gußeisernen Wand mit dem Fundamente noch erheblich verstärken.

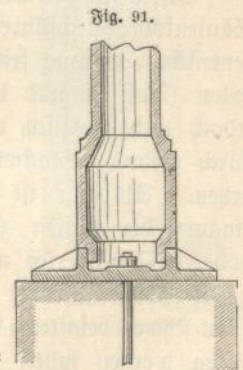
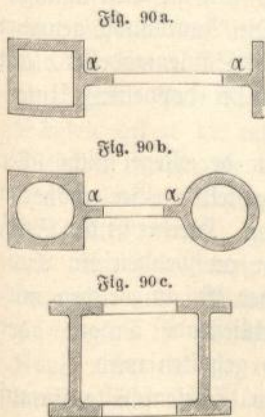
Jede Säule erhält einen von der Schaftform abweichend ausgebildeten Kopf und Fuß. Der Kopf hat die Aufgabe, die Lasten aufzunehmen und auf den Säulenschaft zu übertragen. Er muß deshalb vor allem ein gutes Auflager für die Lasten (gewöhnlich Träger und Bögen) bieten und einen guten Übergang zwischen Auflager und Säulenschaft bilden.

Der Fuß bezweckt die Verteilung der Last auf dem Fundamente in einer Weise, welche der Tragfähigkeit des letzteren entspricht. Der Fuß besteht daher in einer Fundamentplatte, welche entweder die zur Druckverteilung nötige Stärke an sich besitzt oder mittels konsolartiger Rippen mit dem Säulenschaft verbunden ist. Bei größerer Ausladung ist die Fußplatte besonders zu gießen und der Säulenschaft stumpf aufzusetzen.

In den bei Hochbauten gewöhnlich vorkommenden Fällen genügt es, wenn der Säulenschaft flach auf der Unterlage ruht. Nur bei Gebäuden, in welchen Erschütterungen durch Maschinen oder sonstige Ursachen ein seitliches Ausweichen des Säulenschaftes befürchten lassen, ist die Grundplatte mit dem Fundamente durch Steinschrauben oder besser durch angegossene, in die Unterlage eingreifende Rippen zu verbinden. Eine Verankerung mit dem Fundamentmauerwerk ist nur bei Säulen erforderlich, welche durch horizontale Kräfte beansprucht werden. Da jedoch derartige Säulen nicht aus Guß, sondern besser aus Schmiedeeisen herzustellen sind, so wird deren Besprechung später stattfinden. — Die früher häufig angewandte Verschraubung der Fußplatte mit dem Fundament durch Centralanker (Fig. 91) ist in den meisten Fällen zwecklos.

Zwischen der Fußplatte und dem Fundament wird eine Zwischenlage aus Blei oder Cement eingebracht. Die Bleizwischenlage bewirkt eine vollständig gleichmäßige Druckübertragung auf die Unterlage und schwächt etwaige Stöße und Erschütterungen, wie sie in Werkstätten vorkommen, ab. Hierbei ist es jedoch notwendig, daß das Fundamentmauerwerk in der Höhenlage vollständig genau ausgeführt wird, da durch Wahl einer stärkeren oder schwächeren Bleiplatte nur geringe Unterschiede ausgeglichen werden können.

In der Regel genügt, wenn keine erheblicheren Erschütterungen vorkommen, ein Untergeßen der Fußplatte mit Cement. Zu diesem Zwecke wird die Säule zunächst durch untergelegte eiserne Keile in die richtige Höhenlage



gebracht, alsdann ein Thonwall um den Säulenfuß hergestellt und schließlich der zwischen Thonwall, Säulenfuß und Unterlage verbleibende Zwischenraum mit flüssigem Cement ausgegossen.

(Über Form und Abmessungen der Fußplatten vergl. § 7 und 8.)

Die Größe der Kopfplatte richtet sich nach der Form der Träger und Mauerbögen, welche durch sie gestützt werden sollen. Die Ausladung der Platte wird erforderlichen Falles in gleicher Weise, wie bei der Fußplatte, durch konsolartige Rippen gestützt. Als Grundregel für die Gestaltung der Kopfplatten ist zu beachten, daß die Ausladung möglichst gering angenommen, das Lager der Träger mithin thunlichst nahe der Mittellinie der Säule angeordnet werde, damit die durch einseitige Belastung entstehenden Biegungsspannungen so klein als möglich ausfallen. Weit ausladene Konsolen, welche früher entsprechend den Kopfbändern der Holzkonstruktionen vielfach ausgeführt wurden, sind daher bei gußeisernen Säulen unbedingt zu vermeiden. Falls erheblichere einseitige Säulenbelastungen nicht zu vermeiden sind, müssen schmiedeeiserne Stützen Verwendung finden.

Lassen sich die Träger über dem Säulenkopfe durchführen, so bietet die zentrische Lagerung keine Schwierigkeiten (Taf. 16 und 19). Dies ist jedoch nicht möglich, wenn Säulen durch mehrere Stockwerke hindurchgehen. Alsdann ist es nämlich behufs sicherer Übertragung der Lasten zu empfehlen, daß die Säule des höheren Stockwerkes unmittelbar auf der darunter befindlichen Säule aufruht; eine Regel, welche wenigstens bei allen schwer belasteten Konstruktionen nicht außer acht gelassen werden sollte. Sollen hier die Träger über der Säulenachse gelagert werden, so müssen sie die Säule durchdringen. Man hat auch derartige Anordnungen, namentlich bei Unterstützung hölzerner Unterzüge, ausgeführt (Fig. 92). Sie besitzen jedoch den für die Ausführung mißlichen Übelstand, daß der Träger seitlich eingeschoben werden muß, was namentlich bei beiderseits auf Säulen lagernden Trägern kaum ausführbar ist. Außerdem erscheint die vollständige Änderung des Säulenquerschnittes an dem Trägerauflager nicht empfehlenswert.

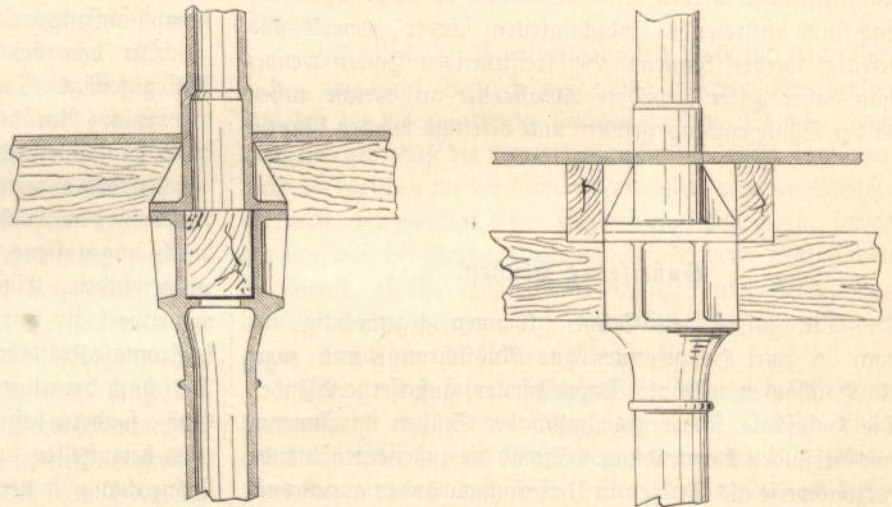
Zweckmäßiger ist daher bei hölzernen Unterzügen die Anordnung nach Taf. 4, Fig. 1 a—c. Hierbei ruht der Unterzug auf angegossenen Anaggen und wird von dem Säulenchaft durchdrungen.

Bei eisernen Trägern ist eine derartige Konstruktion nicht ausführbar. Man ist daher hier genötigt, die Träger auf seitlich angegossenen Konsolen zu lagern und bei der Stärkenbemessung der Säule die bei verschiedenartiger Belastung der Träger eintretende einseitige Lastwirkung zu berücksichtigen (vergl. § 5). Je geringer letztere ausfällt, desto besser ist die Konstruktion.

Nicht angegossene sondern seitlich mittels durchgehender Bolzen angeschraubte Konsolen zeigt Fig. 4, Taf. 4.¹⁾ Eine derartige Anordnung ermöglicht das nachträgliche Anbringen von Trägeranschlüssen an bereits vorhandenen Säulen, bietet aber nur bei kleinen Lagerdrücken genügende Sicherheit.

An Stelle der Konsolen wird auf Taf. 4, Fig. 3, der Trägeranschluß mit Hilfe schmiedeeiserner Winkellaschen,

Fig. 92a und b.



welche mittels Schrauben am Säulenchaft befestigt sind, bewirkt. Wenn diese Winkellaschen nicht weit vom Säulenende entfernt sind, so lassen sich die Befestigungsschrauben unschwer einbringen. Die Anordnung gewährt den Vorteil einer Vereinfachung des Säulenmodelles, läßt sich aber nur bei einfachen (nicht bei doppelten) Unterzügen ausführen.

Gußeiserne Säulen werden in der Regel nicht über 5 m Länge in einem Stück hergestellt. Bei größeren Längen werden die Säulen gestoßen. Hierbei ist der Stoß nur an solchen Stellen anzuordnen, an welchen ein Ausknicken der Säule nicht zu befürchten ist, an welchen mithin die Säule seitlich durch anschließende Träger oder andere Konstruktionsteile genügend gehalten wird.

Am Stoß werden die beiden Säulenstäbe stumpf aufeinandergelegt. Um eine gleichmäßige Druckübertragung zu erzielen, müssen die Sitzflächen beider Säulen bearbeitet

1) Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen 1885, S. 338.

(abgedreht oder gehobelt) werden, zweckmäßig ist es auch, einen Bleiring zwischen die Stoßflächen zu legen. Eine Seitenverschiebung am Stoß wird am besten durch muffenartiges Übergreifen der einen Säule über die andere verhindert. Die Muffen können sowohl nach außen als nach innen übergreifen. Statt der Muffenverbindungen kommen, namentlich bei gußeisernen Wänden, auch Flanschverschraubungen vor (Taf. 4, Fig. 3a und Taf. 8, Fig. 3a).

Beispiele von Kopfplatten durchgehender Säulen, welche den obigen Forderungen entsprechen, sind auf den Tafeln 5 bis 9 dargestellt und werden weiter unten näher besprochen werden.

Die Gestalt, welche dem Säulenkopfe zweckmäßig bei Unterstüzung von Mauerbögen zu geben ist, zeigt Taf. 9, Fig. 2.

* * *

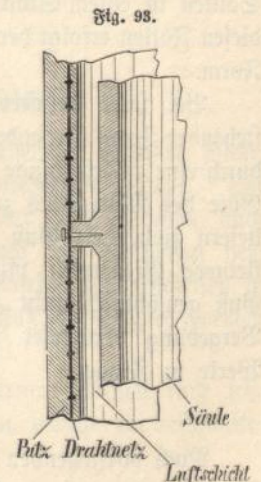
Verzierungen des Schaftes, des Fußes und des Kopfes werden in neuerer Zeit immer seltener und nur bei kleineren Säulen unmittelbar angegossen. Bei größeren Säulen, bei welchen die Haltbarkeit in erster Linie steht, würde ein derartiges Verfahren zu kostspielig werden. Hier pflegen daher die Verzierungen fast stets besonders in Gußeisen, Bronze oder Zink gegossen und mit Stiftschrauben aufgeheftet zu werden. Statt der gegossenen Zierraten kommen neuerdings auch geschmiedete mehr und mehr in Anwendung, welche namentlich bei schmiedeeisernen Konstruktionen ein willkommenes Hilfsmittel zur künstlerischen Ausschmückung bieten. Tafel 10 zeigt zwei derartige schmiedeeiserne Kapitäl, deren einzelne Teile auf dem rohen Kopfe einer gußeisernen Säule mittels Stiftschrauben befestigt sind. — Es ist hier nicht der Ort, näher auf die künstlerische Ausschmückung der gußeisernen Säulen einzugehen, es sei nur bemerkt, daß die Leichtigkeit, mit welcher Formen aller Art in Gußeisen ausgeführt werden können, häufig zu einer Überladung architektonischer Gußteile mit Zierraten und zu einem zu kleinen Maßstabe für die letzteren verleitet hat. Gute Vorbilder für die Gestaltung gußeiserner Säulen geben die auf Tafel 11 abgebildeten Beispiele.¹⁾ Dieselben stellen die bei den Straßenbrücken der Berliner Stadtbahn, als Ergebnis eines Wettbewerbes des Berliner Architektenvereines, zur Ausführung gekommenen Säulen dar. Um jede Beanspruchung auf Biegung bei diesen stark belasteten und seitlichen Stößen ausgesetzten Säulen auszuschließen, ist zwischen Säulenschaft einerseits, Fuß und Kopf andererseits je ein Kugelgelenk angeordnet worden, welches nur die Übertragung achsialer Kräfte gestattet. Jede Säule besteht aus fünf Teilen: dem Fundamentbock mit Sockelbekleidung, dem unteren und oberen Zapfen-

stücke, dem Säulenschaft und dem Kopfstücke. Der Fundamentbock (Taf. 11, Fig. 1b) ruht auf einem Granitquader, in welchen er zur Verhütung seitlicher Verschiebung mittels angegossener Zapfen eingreift. Die Berührungsflächen der Gelenke sind sauber abgedreht.

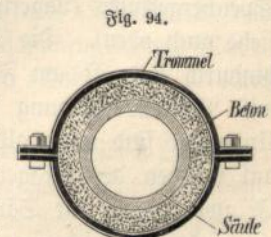
Die Anwendung derartiger immerhin kostspieliger Säulen wird sich im Hochbauwesen auf diejenigen wenig zahlreichen Fälle beschränken, in welchen die Möglichkeit einer Biegungsbeanspruchung der Säule durch horizontale Kräfte ausgeschlossen sein soll, also hauptsächlich bei freistehenden, dem Winddruck ausgesetzten Hallen, bei welchen die wagrechten Kräfte durch andere Konstruktionsteile aufgenommen werden.

* * *

Gegen die Einwirkung der Hitze bei Feuersbrünsten schützt man die gußeisernen (und schmiedeeisernen) Säulen jetzt allgemein durch einen Mantel aus Putz oder Beton. Die gußeisernen Säulen erhalten im ersten Falle kurze angegossene Nasen (Fig. 93), an welchen ein um die Säule gedrehtes Drahtnetz mittels Stiftschrauben befestigt wird. Auf dem Drahtnetz wird dann Stuck- oder Zementmörtel aufgebracht. Von Wichtigkeit ist hierbei, daß zwischen Drahtnetz und Säule eine schmale Luftschicht verbleibt. — Die Umhüllung von Säulen mit Beton ist unseres Wissens zum ersten Male bei dem Wiederaufbau des im Jahre 1887 durch Brand zerstörten Lagerhauses in der Kaiserstraße zu Berlin angewendet worden.¹⁾



Das Ereignis hatte damals Aufsehen erregt, weil es die noch vielfach gehegte Ansicht von der Feuersicherheit massiver Steindecken auf nicht umhüllten Eisenträgern und Säulen umstieß. Bei dem Neubau des Gebäudes beschloß man, sämtliches Eisenwerk durch einen Betonmantel der unmittelbaren Einwirkung der Hitze zu entziehen (vergl. Taf. 5). Die Ausführung geschah in folgender Weise: Es wurde um die Säule eine aus zwei Stücken zusammengesetzte Trommel aus Eisenblech (Fig. 94) gelegt, welche



¹⁾ Näheres über den Brand siehe: Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 417. Vergl. auch S. 10.

¹⁾ Erbkam, Zeitschrift für Bauwesen 1884, S. 357—359.

um das Maß der dem Beton zu gebenden Stärke von der Säule abstand. In den ringförmigen Zwischenraum zwischen Trommel und Säule wurde dann Beton eingestampft, nach dessen Erhärtung die Trommel gelöst und um eine Schicht weiter oben angebracht wurde. In gleicher Weise sind die Träger der Decke vollständig mit Stampfbeton umhüllt worden, so daß das ganze Bauwerk im Inneren den Eindruck eines massiven Steinbaues macht. Da Beton und Eisen annähernd gleiche Wärmeausdehnung besitzen, so ist eine vollständig dauernde und innige Verbindung zwischen Eisen und Mörtelumhüllung erreicht worden. Der Beton hatte folgende Zusammensetzung:

141 l	Zement,
640 „	Sand bis zu 5 mm Korngröße,
235 „	ausgeseibte Kiessteine bis zu 5 cm Größe,
324 „	geschlagene Mauerziegel bis 6 cm Korngröße,
Ca. 1340 l	ergaben 0,85 cbm festgestampfte Masse. ¹⁾

* * *

Hinsichtlich der Herstellung gußeiserner Säulen ist anzuführen, daß Schaft, Kopf und Fuß nur bei kleineren Säulen in einem Stücke gegossen zu werden pflegen. In diesen Fällen erfolgt der Guß auch gewöhnlich in liegender Form.

Bei stark belasteten Säulen ist Guß in senkrecht stehender Form (stehender Guß) vorzuschreiben, da nur hierdurch eine gleichmäßige Wandstärke und eine gleichmäßige Güte des Materiales zu erreichen ist. Größere Eisenwerke liefern stehenden Guß bei Säulen bis zu 8 m Länge, kleinere Gießereien pflegen Einrichtungen für stehenden Guß gewöhnlich nicht zu besitzen, daher kommen bei der Vergabung derartiger Stücke nur größere leistungsfähige Werke in Frage.

* * *

Nach vorstehenden allgemeinen Regeln über gußeiserne Säulen geben wir nachstehend noch die Erläuterung zu den auf Taf. 5, 6, 7, 8, 9, 16, 19 dargestellten Konstruktionen.

Taf. 5, Fig. 1—3. Durchgehende Säule in einem Speichergebäude (Lagerhaus in der Kaiserstraße, Berlin, siehe auch oben). Die Säule geht durch vier Stockwerke hindurch und ist am Fußboden eines jeden Stockwerkes mit Muffenverbindung gestoßen. Zur Auflagerung der Unterzüge sind unterhalb des Stoßes Konsolen angegossen, auf welchen der Träger ohne weitere Befestigung ruht. Je zwei gegen eine Säule stoßende Unterzüge sind durch ein niedriges Laschenpaar, welches durch die Säule hin-

1) Die Anlage wurde vom Herrn Baumeister Guthmann in Berlin ausgeführt, welcher dem Verfasser das Material bereitwillig zur Verfügung gestellt hat.

durchgesteckt ist, verbunden. Die Schwächung, welche die Säule infolge der hierfür erforderlichen Löcher erfährt, ist unschädlich, da der verbleibende Querschnitt an dieser Stelle zur Druckübertragung noch reichlich genügt und eine Gefahr des Ausknickens nicht vorhanden ist.

Jeder Unterzug wird in seiner senkrechten Lage am Auflager durch zwei an die Säule angegossene vorpringende Leisten (Fig. 2) gehalten, zwischen welche der Steg des Trägers greift.

Die Fußplatte besteht aus einer runden Scheibe ohne Rippen und ruht auf einem Granitlager. In dem Dachgeschoß treten an Stelle der eisernen Säulen Holzstile (Fig. 1 a). Sämtliche Eisenteile sind behufs Sicherung gegen Feuer mit Stampfbeton umhüllt.

Taf. 6, Fig. 1—3. Durch sämtliche Stockwerke eines Kaufhauses durchgehende Säule.

Fig. 1 stellt die Auflagerung der Träger im obersten, Fig. 2 in einem der mittleren Stockwerke, Fig. 3 die Fußplatte im Kellergeschoß dar. Die Säule ist etwas unterhalb des Fußbodens eines jeden Stockwerkes mittels Muffenverbindung gestoßen. Die Muffe ist nach oben gerichtet, die umgekehrte Anordnung der Taf. 5 dürfte jedoch mit Rücksicht auf Eindringen von Wasser und Staub vorzuziehen sein. Unterhalb des Stoßes sind rings um die Säule laufende Konsolen angegossen, auf deren ganze Höhe die Säulenwandung verstärkt ist. Dies erscheint mit Rücksicht auf die durch die Konsolen entstehenden zusätzlichen Ringspannungen sehr zweckmäßig. Die Säule hat drei nebeneinander liegende Unterzüge zu tragen, über welche die hölzernen Deckenbalken gestreckt sind. Am Auflager schließen schwache I-Träger an die Unterzüge an, welche lediglich den Zweck haben, eine niedrige Übermauerung zur Aufnahme des Stückes für die Deckenteilung zu tragen.

Die Unterzüge sind im obersten Geschoß durch Schraubenbolzen mit zwischengeklemmten Gußstücken in wirksamer Weise versteift. Den letzteren hätte eine etwas leichtere Form gegeben werden können (vergl. Taf. 19, Fig. 4a—c). In den übrigen Stockwerken wird die senkrechte Lage der Träger durch die Säule selbst gewährleistet, gegen welche sich die beiden äußeren Träger seitlich anlegen. Die unteren Flanschen sämtlicher drei Träger sind mit den Konsolplatten verschraubt, während die oberen Flanschen durch ein aufgeschraubtes Flachisen verbunden werden. Außerdem sind die Stege noch durch Bolzen verbunden. Bemerkenswert sei hier, daß eine derartige Dreiteilung des Unterzuges zwar bei auflastenden Wänden zulässig, bei darüber gestreckten Deckenbalken jedoch nicht zu empfehlen ist, da eine gleichmäßige Inanspruchnahme der drei Träger in diesem Falle kaum zu erreichen ist. Hier würden einer, höchstens zwei Unterzüge am Platze

sein. Die Fußplatte (Fig. 3) zeigt eine zweckmäßige Form und ermöglicht eine gleichmäßige Druckverteilung auf das aus Ziegelmauerwerk bestehende Pfeilerfundament.

Taf. 7, Fig. 1—5. Durch fünf Geschosse eines Kaufhauses durchgehende Säule.

Die Stoßverbindung ist wie bei dem vorigen Beispiele ausgebildet. Statt dreier balkentragender Unterzüge sind hier, was vorzuziehen, nur zwei Unterzüge an einer Säule angeordnet. Dieselben nehmen die Säule zwischen sich, so daß durch einfache Bolzenverschraubung der Stege die senkrechte Lagerung gewährleistet wird. Eine in statischer Hinsicht sehr zweckmäßige Form zeigt die Konsole. Wo es sich jedoch um Anbringung von Kapitälern handelt, dürfte diese Form einige Schwierigkeiten bereiten. Die Anordnung der Rippen der Fußplatte ist insofern verschieden von dem vorigen Beispiele, als hier außer den radialen Rippen noch eine ringförmige Verstärkungsrippe angeordnet ist.

Taf. 8, Fig. 1—6. Die hier dargestellte gußeiserne Wand befindet sich in einer Außenwand des Hofes und bezweckt die Zuführung von möglichst viel Licht. In je einer großen Maueröffnung befinden sich zwei solcher Stützen. Unter Weglassung der gemauerten Brüstungen können auch die Glasfenster ganz von unten bis oben durchgeführt werden. Der Querschnitt der Wand besteht aus zwei kastenförmigen Hohl Pfeilern, welche durch einen mehrfach durchbrochenen Steg verbunden sind. In den oberen Stockwerken nimmt die Breite des Steges entsprechend den Mauerstärken ab. Der Stoß unterhalb eines jeden Fußbodens wird durch verschraubte Flanschen gebildet. Die Träger ruhen auf angegossenen Konsolen und werden teils durch an den Wandsteg angeschraubte Winkellaschen, teils durch Stehbolzen in senkrechter Lage gehalten. In abweichender Weise ist das Lager des Trägers Nr. 21 im ersten Stockwerke Fig. 4^a gebildet. Die Fußbodenbalken liegen hier teils auf dem oberen Flansche des Trägers, teils ruhen sie in einem mit dem Stege des Trägers verschraubten eisernen Schuh. Gegen seitliches Verschieben wird der Träger durch zwei Bolzen gesichert, welche an einer den Steg der Wand durchbrechenden schmiedeeisernen Platte angreifen. Die Ausbildung der Fußplatte zeigt Fig. 5.

Taf. 9, Fig. 1 veranschaulicht den Übergang einer im unteren Stockwerke befindlichen Säule in eine gußeiserne Wand. Die runde Säulenform im Erdgeschoß war wünschenswert, da hier die Stütze sich, insofern Überdachung des Hofes mittels Glasdach, im Innenraume befindet. Oberhalb des Erdgeschosses war dagegen die gußeiserne Wand in den Außenwänden des Lichthofes zweckmäßiger. Die auf der Säule ruhenden I-Träger tragen die Mauerbrüstung des nächst oberen Stockwerkes.

Taf. 9, Fig. 2. Säule mit angegossenen Profilen. Das Kapital ist geschmiedet und mittels Stiftschrauben am

Säulenkopfe befestigt. Dasselbe ist vergrößert auf Taf. 10 dargestellt.

Taf. 16, Fig. 1—8 zeigt die Auflagerung von vier über einer Säule zusammenlaufenden Trägern. Diese sind sämtlich mit unten versenkten Nieten auf einer gemeinsamen schmiedeeisernen Unterlagsplatte befestigt. Letztere ruht auf dem kurz ausladenden Säulenkopfe und wird durch rings um denselben laufende Leisten gehindert, sich seitlich gegen die Säule zu verschieben. Ein geringer Spielraum zwischen Unterlagsplatte und Säule gewährt einige Freiheit zur Ausgleichung der Temperaturbewegungen der Träger. Die unbehinderte Durchbiegung der Träger wird durch längliche Löcher in den Stegen ermöglicht.

Taf. 19, Fig. 1, 2b, 3d, 5a—c stellt die Auflagerung eines auf einer Säule ruhenden Kastenträgers dar. Der Träger ist über der Säule mit Zwischenraum gestoßen, so daß er in der freien Durchbiegung völlig unbehindert ist. Die Unverschieblichkeit wird durch zwei aus der Oberfläche des Säulenkopfes vortretende Erhebungen gewährleistet, welche in entsprechende Ausschnitte der Unterlagsplatten eingreifen.

§ 3.

Schmiedeeiserne Stützen.

Man versteht unter schmiedeeisernen Stützen solche, bei welchen der Schaft aus Schmiedeeisen besteht. Der Säulenkopf und noch häufiger der Fuß werden auch bei schmiedeeisernen Säulen vielfach aus Gußeisen hergestellt, da hier die leichtere Formbarkeit des Gußeisens in allen Fällen, in welchen Kopf und Fuß schwierigere Formen aufweisen, geeigneter erscheinen läßt.

Die Formen der schmiedeeisernen Stützen sind sehr zahlreich je nach den Anforderungen, welche ein bestimmter Fall stellt.

a) Schmiedeeiserne Hohl säulen.

Die ringförmige Querschnittsform ist bei gewöhnlicher Lastübertragung die günstigste. Man verwendet hierzu teils geschweißte, in einem Stücke hergestellte (Tabelle 32), teils aus Quadranteisen (Tabelle 17) zusammengenietete Röhren. Auch lassen sich je zwei Belageisen (Tabelle 18) zu einem Hohl säulenschaft vernieten.

Die geschweißten Röhre werden aus einem Bleche hergestellt, welches über einem Dorne cylinderförmig gebogen und in der Naht nach besonderem Verfahren zusammengeschweißt wird. Der allgemeineren Verwendung derartiger Röhre steht zur Zeit noch der durch die Schwierigkeit der Herstellung bedingte hohe Preis, sowie die geringe Verbindungsfähigkeit mit anderen Konstruktionsteilen entgegen.

Bis zu einer gewissen Entfernung vom Rohrende lassen sich wohl mit der Hand, sowie auch bei größeren Tiefen mit besonderen Zangen Schrauben einführen, auch lassen sich unter Anwendung geeigneter Werkzeuge an den Rohrenden Vernietungen anbringen. Stets sind aber derartige Verbindungen unbequem und niemals später nach erfolgter Aufstellung der Säule möglich.

Taf. 12, Fig. 1 zeigt eine solche Säule mit schmiedeeisernem Fuße und Kopfe. Etwaige Verzierungen aus Gußeisen lassen sich mittels Stiftschrauben leicht anheften. Fig. 2 zeigt dieselbe Säule auf gußeisernem Fuße. Zur Verbreiterung der Druckfläche ist hier der Schaft am unteren Ende durch einen Ring aus Flacheisen verstärkt. Die Sitzflächen sowohl des gußeisernen Fußes als des schmiedeeisernen Schaftes müssen vollständig anschießend bearbeitet sein. Das ringförmige Winkleisen ermöglicht die Verschraubung des Schaftes mit dem Fuße, dient aber nicht zur Druckübertragung, welche nur durch die Sitzflächen erfolgen soll. Es ist deshalb zwischen dem schmiedeeisernen und dem gußeisernen Flansche ein kleiner Zwischenraum zu lassen. Fig. 2a und b stellt die Stoßverbindung zweier Säulen in verschiedenen Stockwerken, sowie die seitlichen Anschlüsse der Träger dar. Die untere und obere Säule haben gemeinsame Kopf- und Fußplatte, welche mittels ringförmiger Winkleisen mit den Säulenschäften vernietet ist (Fig. 2b). Statt der schmiedeeisernen Platte können auch gußeiserne Zwischenstücke mit bearbeiteten Sitzflächen nach Fig. 2a Verwendung finden.

Die bezüglich der geschweißten Röhren angeführten Übelstände werden zum Teil vermieden, wenn man den ringförmigen Querschnitt durch Zusammennieten mehrerer Segmente bildet. Am gebräuchlichsten sind die im Anhang in Tabelle 17 aufgeführten Viertelkreis- oder Quadranteisen der deutschen Normalprofile. Taf. 12, Fig. 3 zeigt eine solche Säule mit schmiedeeisernem Kopfe und Fuße.

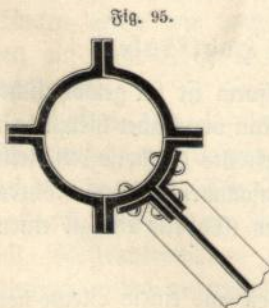


Fig. 95.

Die Stege der vier Rippen des letzteren sind zwischen den Lappen der Quadranteisen eingienietet. Erfordert die Größe der Fußplatten acht Rippen, so sind vier weitere Rippen mit besonderen Laschenwinkeln in ähnlicher Weise wie in Fig. 95 an den Säulenschäften anzuschließen. Der seitliche Anschluß von Trägern erfolgt in einfachster Weise nach

Fig. 3b, und zwar lassen sich die Träger noch nachträglich in jeder beliebigen Höhenlage anbringen. Es können jedoch in dieser Weise nur einzelne Träger in vier bestimmten Richtungen angeschlossen werden. Bei Doppelträgern sind in der aus Fig. 3a ersichtlichen Weise Konsolen zu schaffen,

auf welchen die Träger ruhen, bei schiefwinklichen Anschlüssen sind nach Art der Fig. 95 Winkellaschen anzunieten, zwischen welchen die Träger befestigt werden.

Bei Säulen, welche durch mehrere Stockwerke hindurchgehen, behält man am besten ein und dieselbe Profilform bei und bewirkt die in den unteren Stockwerken nötig

Fig. 96 a.

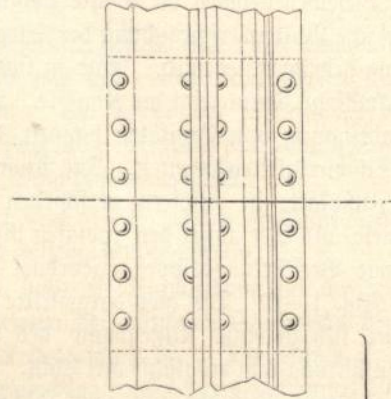
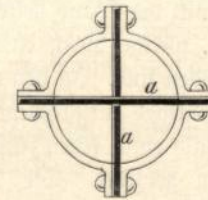


Fig. 96 b.



werdenden Querschnittsverstärkungen durch Einlagen (a-a in Fig. 96 b). An den Stößen (Fig. 96^a u. b) sind die Stoßflächen sauber abzarbeiten, außerdem wird die Verbindung mittels Blechen a-a, welche zwischen die Quadrantschenkel genietet werden, gesichert. Läßt sich der Übergang von einem stärkeren auf ein schwächeres Profil nicht gut vermeiden, so ist der Stoß nach Taf. 12, Fig. 2b u. 3b auszubilden.

Werden gußeiserne Fuß- und Kopfplatten angewendet, so sind diese in gleicher Weise, wie bei Taf. 12, Fig. 2 zu gestalten.

b) Kastenförmige Querschnitte.

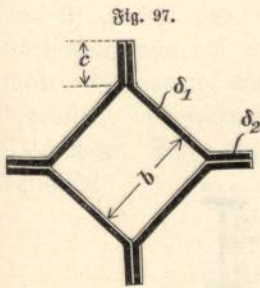
Die von einigen Walzwerken hergestellten Quadratsäuleneisen (auch Trapezeisen oder schiefwinkliches Rinneneisen genannt) (Fig. 97) werden in ganz gleicher Weise wie die Quadranteisen verwendet.

Nachstehende Tabelle enthält die Abmessungen und Querschnittsarten der von der Burbacher Hütte gewalzten Trapezeisen.

Trapezeisen der Burbacher Hütte.

Profil-Nr.	Abmessungen in cm				Querschnittsfläche F qcm	Gewicht f. d. m kg	J für die volle säule cm ⁴
	b	c	δ_1	δ_2			
6	16,35	7	1,3	1,3	36,9	28,6	11 747
6a	16,35	7	1,5	1,5	42,0	32,6	13 814
6b	16,35	7,3	1,7	1,7	47,2	36,6	15 880
7	28	8,35	1,8	1,8	88,8	68,9	73 957
7a	28	8,5	2,0	2,0	96,8	75,1	81 602
7b	28	8,63	2,2	2,2	104,8	81,3	89 217
7c	28	8,77	2,4	2,4	112,8	87,5	96 892
7d	28	8,9	2,6	2,6	120,8	93,7	104 537
7e	28	9,05	2,8	2,8	128,8	99,9	112 182
7f	28	9,20	3,0	3,0	136,8	106,1	119 827
7g	28	9,33	3,2	3,2	144,8	112,3	127 472
7h	28	9,5	3,4	3,4	152,8	118,5	135 117
7i	28	9,6	3,6	3,6	160,8	124,7	142 760

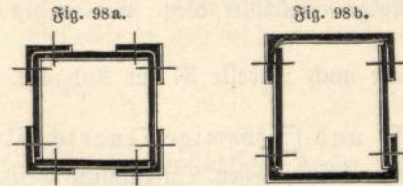
Der einfachste kastenförmige Querschnitt unter Verwendung von Normalprofilen wird durch zwei \square -Eisen mit aufgenieteten Flacheisen gebildet. Einen solchen Querschnitt besitzt die in Taf. 19, Fig. 6 gezeichnete Stütze. Aus dieser Figur ist zugleich der Anschluß eines Kastenträgers und eines einfachen I-Trägers zu ersehen. Die Anschlußwinkel für den letzteren müssen vor dem Zusammennieten der Stütze auf die Flacheisen (Kopfplatten) aufgenietet werden.



Bei größeren Querschnitten sind statt der \square -Eisen Bleche mit Winkleisen zu verwenden, wie bei der auf Taf. 28 dargestellten schmiedeeisernen Säule. Eine solche Stütze kann dann mit Leichtigkeit eine Verjüngung von unten nach oben erhalten. Der Anschluß der Träger und Bögen ist aus den Fig. 2, 3, 5 zu ersehen. Selbstredend müssen alle zum Anschluß erforderlichen Laschenwinkel bereits vor Zusammennieten der Säule an den Deckblechen angenietet sein. Einzelne Schrauben und Nieten lassen sich auch nachträglich von oben mit Zangen einbringen, wenn sie nicht zu weit von den Enden der Säule entfernt liegen. — Die Form des schmiedeeisernen Säulensfußes zeigt Taf. 28, Fig. 4a und b. Die kräftige Verankerung der Platte war zur Aufnahme des durch den Winddruck hervorgerufenen Biegemomentes geboten. (Näheres hierüber siehe § 8.)

Neuerdings sind mehrfach bei freistehenden Bahnsteigstellen kastenförmige Querschnitte mit innenliegenden Nieten zur Ausführung gekommen (Fig. 98^a, 98^b und Taf. 11, Fig. 3). Die Nietung wird hierbei mit besonderen Maschinen in der Werkstätte bewirkt. Für die Anwendung eines derartigen Querschnittes, welcher eine Verjüngung und künstlerische

Gestaltung zuläßt, waren lediglich architektonische Rücksichten maßgebend.



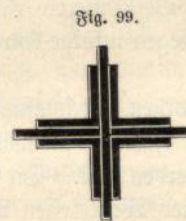
Eine durch verschiedene Stockwerke durchgehende Säule von kastenförmigem Querschnitte ist auf Taf. 13, Fig. 1 dargestellt. Fig. 1, b c und e zeigt den schmiedeeisernen Fuß, Fig. 1, a d und f den Anschluß der Träger in einem mittleren Stockwerke. Auch ist aus Fig. 1a und d der Übergang aus einem stärkeren in ein schwächeres Stützenprofil zu ersehen.

Die kastenförmigen Querschnitte werden vorzugsweise bei stark belasteten, oder wie in vorstehendem Beispiele, bei auf Biegung beanspruchten Stützen verwendet, für welche die gewöhnlichen ringförmigen Querschnitte nicht mehr ausreichen. Beliebige Verstärkungen lassen sich durch Aufnieten von Kopfplatten in ähnlicher Weise wie bei den Kastenträgern erreichen.

Vergl. auch Tabelle 38 im Anhange.

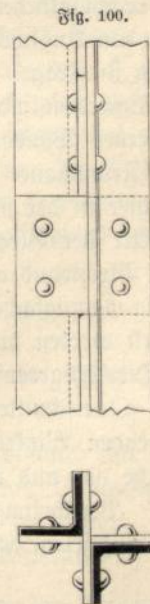
c) Kreuzförmige Querschnitte.

Der kreuzförmige Querschnitt ist bei gleichem Materialaufwande nicht so tragfähig und nicht so widerstands-



fähig in der Brandhitze, wie die vorgenannten Querschnitte, dagegen ist die Ausführung eine einfache und der Anschluß anderer Konstruktionsteile bequem zu bewirken. Die Anwendung empfiehlt sich daher bei geringer belasteten Stützen.

Der Querschnitt wird aus vier Winkleisen zusammengesetzt, zwischen welchen ein Zwischenraum zur Aufnahme der Stege etwa anzuschließender Träger und für Querschnittsverstärkungen durch Zwischenbleche (Fig. 99) verbleibt. In den oberen Stockwerken kann man eine weitere Verringerung des Querschnittes dadurch erzielen, daß man nur zwei durch Futterbleche



ab und zu verbundene Winkleisen verwendet (Fig. 100). Die Anordnung der Säulenfüße, der Trägeranschlüsse und der Stöße erfolgt in gleicher Weise, wie bei den Quadrantsäulen.

Vergleiche auch Tabelle 37 im Anhang.

d) I- und C-förmige Querschnitte.

Die bisher besprochenen Querschnitte besitzen in den beiden senkrecht aufeinander stehenden Symmetrieachsen gleiche oder nahezu gleiche Trägheitsmomente und sind daher für alle die Stützen geeignet, bei welchen ein Ausknicken in jeder beliebigen Richtung stattfinden kann. Bei den I- und C-förmigen Querschnitten ist dagegen das Trägheitsmoment in Richtung der großen Hauptachse und damit der Widerstand gegen Ausknicken in dieser Richtung stets bedeutend größer als bei der kleinen Hauptachse. Diese Querschnitte sind daher nur dann mit Vorteil zu verwenden, wenn nur in einer Richtung Ausknicken zu befürchten ist, sei es, daß in der dazu senkrechten Richtung die Stütze in irgend einer Weise gegen Ausknicken geschützt oder daß die Stütze durch horizontale Kräfte (Winddruck) nur in einer bestimmten Richtung auf Biegung beansprucht wird.

Beides trifft in der Regel zu bei den eisernen Stilen der gemauerten Außenfachwände. Diese sind gegen Ausknicken in der Richtung der Wandebene entweder durch Einmauerung oder durch Fachwerk (Riegel und Streben) geschützt, nicht aber gegen Ausknicken und Ausbiegen in der dazu rechtwinkligen Richtung. Bei inneren Fachwänden kommt nur Ausknicken und Ausbiegen infolge lotrechter Belastung in Frage.

Außerdem sind I-förmige Stützen zweckmäßig an Stelle gußeiserner Wände, also in den Fällen, in welchen eine breite Frontmauer unterstützt werden soll. Die I-Form wird hier in der Regel durch vier Winkleisen und Steg, nach Art der Blechträger, gebildet, wobei an Stelle der vollen Blechwand auch Gitterwerk treten und die Gurtung noch in mannigfacher Weise durch Platten, I- und C-Eisen verstärkt werden kann (Fig. 101 und 102).

Die Trägeranschlüsse gestalten sich bei I- und C-förmigen Querschnitten durchweg einfach, da sich die anschließenden Winkleisen sowohl am Stege als auch am Flansche vor und nach der Aufstellung bequem anbringen lassen. Verstärkungen lassen sich wie bei den Blechträgern durch Aufnieten von Gurtplatten auf den Flanschen erzielen.

Werden zwei I-förmige Stützen durch Fachwerk verbunden, so erhält man einen Pfeiler, welcher zweckmäßig in Gebäuden zu verwenden ist, bei denen sämtliche Zwischenwände fehlen und auch die Frontwände infolge vielfacher Durchbrechungen geschwächt sind. Ein solches Beispiel ist

auf Taf. 14 und 15 dargestellt. Das Gebäude bildet in jedem Stockwerke nur einen einzigen Raum, in dessen Mittelachse Pfeiler angeordnet sind, welche die Stützen für die

Fig. 101.

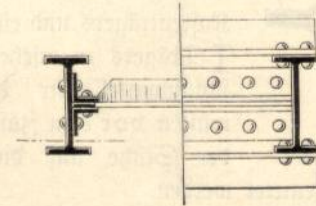
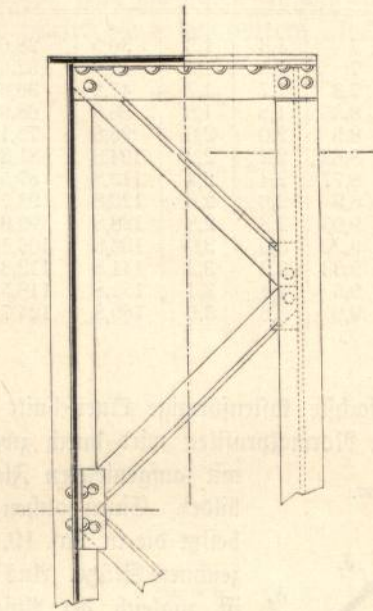
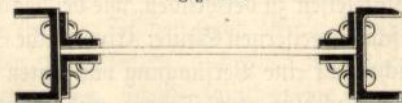
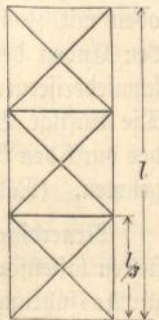


Fig. 102.



Unterzüge der Decken und für die Dachbinder bilden. Jeder Pfeiler besteht aus zwei I-förmigen, aus vier Winkleisen und Stehblech gebildeten Stützen, deren Flanschen durch schräge Flacheisen und durch die Deckenträger verbunden sind. Innerhalb der so gebildeten Hohlpfeiler befinden sich die gemauerten Rauch- und Lüftungsröhre (Fig. 3 b, Taf. 14). Sollten die I-eisernen Stützen in der Längsrichtung des Pfeilers gegen Ausknicken nicht genügen, so kann man dem durch Anordnung einer mehrfachen Riegelverbindung innerhalb eines jeden Stockwerkes nach Art der Fig. 103 abhelfen. In die Knickformel (Gleichung (8), S. 34) würde dann anstatt der ganzen Stockwerkshöhe l nur $1/3$ derselben einzusetzen sein.

Fig. 103.

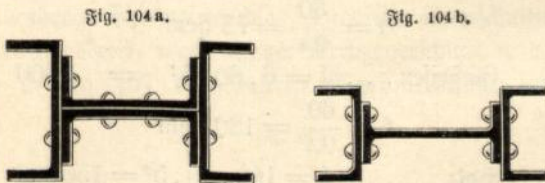


In jedem Stockwerke schließen an den Pfeiler beiderseits zwei in der Längsrichtung des Gebäudes angeordnete Unterzüge an, an diesen letzteren sind wiederum in Abständen von 1,8 m die Deckenträger, zwischen welchen gewölbte Rippen gespannt sind, mittels Winkleisen befestigt. Je ein solcher Deckenträger trifft gegen eine der beiden I-förmigen Stützen des Pfeilers. An Stelle dieser Deckenträger treten im Dachgeschosse genietete Träger, welche die Dachstiele unterstützen und deren äußeres Ende auf einer der Dachneigung entsprechend schräg gestellten Stütze gleichen Querschnittes ruht. Dem bei einseitigem Winddrucke entstehenden Bestreben auf Verschieben des von Trägern und Stützen gebildeten Viereckes wirkt die Aussteifung der Ecke zwischen Dachträger und schräger Stütze, sowie die Steifigkeit des Pfeilers entgegen.

Die Einzelheiten der Trägeranschlüsse und des Stoßes zweier Stützen in den Fußböden der Geschosse sind aus den in größerem Maßstabe dargestellten Figuren der Taf. 14 zu ersehen. Der Fuß einer jeden Stütze (Taf. 14, Fig. 1 und 3) besteht aus einer gußeisernen Platte mit Verstärkungsrippen, auf welcher der Pfeiler stumpf und ohne weitere Verbindung aufsteht. Die Berührungsflächen sind bearbeitet, außerdem ist die Druckfläche des Steges der I-förmigen Stütze durch seitlich angenietete Flachseisen verstärkt.

* * *

Setzt man nach Fig. 104 a und b mehrere I und C-Eisen zusammen, so erhält man Stützenformen, welche eine annähernd so große Tragfähigkeit in jeder Richtung



besitzen wie die röhren- und kastenförmigen Querschnitte, vor diesen aber den Vorzug haben, daß die durchweg einwandige Form einen bequemen Anschluß von Trägern und anderen Konstruktionsteilen zu jeder Zeit zuläßt. Derartige Stützen sind daher besonders bei Werkstätten, bei welchen zum Teil die Stützen zur Befestigung von Maschinenteilen benutzt werden, zweckmäßig. Vergl. auch Tabelle 39 im Anhang.

Die C-Eisen sind hierbei den I-Eisen vorzuziehen, da die breiteren und dünneren Flanschen der C-Eisen eine geringere Schwächung des Querschnittes bei der Vernietung zur Folge haben.

Eine solche aus C-Eisen zusammengesetzte, durch mehrere Stockwerke durchgehende Stütze ist auf Taf. 13, Fig. 2 a—f dargestellt. Die Einzelheiten lehnen sich an die früheren Beispiele an und bedürfen keiner Erläuterung.

* * *

Schmiedeeisen ist empfindlicher gegen Rost als Gußeisen. Während man daher bei trocken stehenden gußeisernen Säulen im allgemeinen nicht nötig hat, die innere Wandung mit einem Schutzmittel gegen Rost zu versehen, müssen die Innenflächen der aus Schmiedeeisen gebildeten röhren- und kastenförmigen Querschnitte vor dem Zusammensetzen sorgfältig mit Bleimennige gestrichen oder mit einem anderen schützenden Überzuge versehen werden. Eine Erneuerung des Anstriches hat man bisweilen bei dem Rosten stark ausgefressen Säulen durch Vollgießen des Hohlraumes mit Mennigfarbe bewirkt. Letztere wird, nachdem sie einige Zeit gestanden, durch einen am Fuße der Säule angebrachten verschließbaren Abfluß abgelassen.

Die künstlerische Ausschmückung schmiedeeiserner Säulen ist bei den starren feststehenden Formen der Walzprofile erheblich schwieriger als bei gußeisernen Säulen. Am leichtesten gestaltet sie sich noch bei den geschweißten Rohren, welche sich bei entsprechendem Preisausschlage auch mit Verjüngung (konisch) herstellen lassen.

In welcher Weise auch kastenförmige Querschnitte durch entsprechende Form und durch Auflegen schmiedeeiserner und gußeiserner Verzierungen ausgebildet werden können, zeigt die auf Taf. 11, Fig. 3 dargestellte Säule. Der kastenförmige Querschnitt ist hier durch zwei C-Eisen, deren Schenkel nach innen stehen und zwei aufgelegte trapezförmige Bleche gebildet. Die Vernietung muß mittels besonderer Einrichtungen erfolgen, da man die Niete von außen nicht mit der Hand einstecken und gegenhalten kann. Hierdurch werden derartige Säulen allerdings ziemlich kostspielig.

§ 4.

Berechnung der Stützen bei achsialer (zentrischer) Belastung.

Wird eine Säule genau achsial, d. h. durch eine in der Richtung der Schwerlinie wirkende Kraft P beansprucht, und bezeichnet f die Querschnittsfläche der Säule, so ist die Größe der Inanspruchnahme des Materiales

$$k = \frac{P}{f} \text{ (Gleichung (2), S. 27).}$$

Hieraus ergibt sich die erforderliche Querschnittsfläche

$$f = \frac{P}{k} \dots \dots \dots (1)$$

Mit Rücksicht auf Ausbiegen ist ferner nach Gleichung (8—10), S. 34, der Querschnitt so zu gestalten, daß dessen Trägheitsmoment mindestens:

$$\begin{aligned}
 J &= 2,5 P l^2 \text{ bei Schmiedeeisen} \\
 J &= 6 P l^2 \text{ „ Gußeisen} \\
 J &= 100 P l^2 \text{ „ Holz}
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \text{wenn } P \text{ in Tonnen,} \\ \text{1 in m eingesezt wird,} \\ \text{erhält man } J \text{ in cm}^4. \end{array} \right. \begin{array}{l} (2) \\ (3) \\ (4) \end{array}$$

Für 1 ist hierbei jedesmal der größte Abstand zwischen zwei benachbarten Führungen, welche ein seitliches Ausweichen der Stütze verhindern, einzusetzen. Trägt demnach eine Säule eiserne Unterzüge, auf welchen hölzerne Querbalken ruhen, so ist die freie Länge bis zur Oberkante der Unterzüge, beziehungsweise der Unterkante der Querbalken zu rechnen, nicht nur bis zur Unterkante der Unterzüge, da hier ein Ausweichen zur Seite in Richtung der Querbalken nicht ausgeschlossen ist.

In manchen Fällen ist die Säule in einer Richtung mehrfach gehalten, während in der anderen Richtung kein Schutz gegen Ausbiegen vorhanden ist. Alsdann kann das Trägheitsmoment des Querschnittes in der ersteren Richtung entsprechend kleiner als das der zweiten Richtung, mithin die Ausdehnung des Querschnittes in beiden Richtungen eine verschiedene sein.

Bei den hölzernen und eisernen Stützen kommen meistens nur die Gleichungen (2) bis (4) in Frage. Nur bei sehr schweren Lasten und geringer Längenausdehnung der Stütze kann Gleichung (1) einen größeren Querschnitt bedingen als Gleichung (2) bis (4).

Bei zusammengefügten Stützenquerschnitten, bei welchen die Verbindungsbleche nicht auf die ganze Stützenlänge durchlaufen, sondern nur in bestimmten Abständen angebracht sind, ist zu beachten, daß jeder Querschnittsteil innerhalb dieses Abstandes zwischen den benachbarten Verbindungsblechen knickfester sein muß.

Fig. 105.



Ist i das kleinste Trägheitsmoment der in Betracht kommenden Querschnittsteile, so folgt der größte zulässige Abstand l_1 der Verbindungsbleche (Fig. 105) aus

$$i = 2,5 P l_1^2 \text{ zu } l_1 = 0,63 \sqrt{\frac{i}{P}} \left\{ \begin{array}{l} \text{Hierin } P \text{ in Tonnen} \\ \text{ } i \text{ in cm}^4 \text{ für } l_1 \text{ in m} \end{array} \right. \quad (5)$$

Beispiele:

1) Eine Stütze von 4,0 m Länge wird durch 10,0 Tonnen zentrisch belastet.

Nach Gleichung (2) bis (4) ist mindestens erforderlich für Schmiedeeisen $J = 2,5 \cdot 10 \cdot 4^2 = 400 \text{ (cm}^4\text{)}$
 „ Gußeisen . . . $J = 6 \cdot 10 \cdot 4^2 = 960 \text{ „}$
 „ Holz $J = 100 \cdot 10 \cdot 4^2 = 16000 \text{ „}$

dem entspricht:

bei Schmiedeeisen nach Tabelle 37 vier Winkel Nr. 7, 11 mm stark, deren

$$J = 472 \parallel f = 57,2 \text{ qcm,}$$

„ Gußeisen nach Tabelle 35, Hohlsäule Nr. 14, 1,2 cm stark, deren $J = 997, f = 48 \text{ qcm,}$

„ Holz nach Tabelle 34 Querschnitt 21 . 21 cm, dessen $J = 16207, \text{ dessen } f = 441 \text{ qcm.}$

Nach Gleichung (1) wird

für Schmiedeeisen $k = \frac{10000}{57,2} = 175 \text{ kg f. d. qcm}$

„ Gußeisen . . . $k = \frac{10000}{48} = 208 \text{ „ „ „}$

„ Holz $k = \frac{10000}{441} = 23 \text{ „ „ „}$

Werden bei dem Querschnitte aus vier Winkeleisen Verbindungsbleche mit Zwischenräumen nach Fig. 105 angeordnet, so berechnet sich der größte zulässige Abstand dieser Bleche nach Gleichung (5)

$$l_1 = 0,63 \sqrt{\frac{i}{P}} = 0,63 \sqrt{\frac{4 \cdot 26,0}{10}} = 2,03 \text{ m,}$$

wobei für i das kleinste Trägheitsmoment von vier einzelnen Winkeleisen (Spalte 7 der Tabelle 13) einzusetzen war.

Bei den genieteten Querschnitten muß das Trägheitsmoment der Nietlöcher vom Trägheitsmomente des vollen Querschnittes in Abzug gebracht werden. Bei Berechnung der Werte der Tabellen 37 bis 39 ist dies berücksichtigt worden.

Beispiele:

2) Die Last betrage = 60 Tonnen, die Stützenlänge sei 5,0 m. Es ist mindestens erforderlich:

für Schmiedeeisen $J = 2,5 \cdot 60 \cdot 5^2 = 3750$

$$f = \frac{60}{0,8} = 75 \text{ qcm}$$

„ Gußeisen . . . $J = 6 \cdot 60 \cdot 5^2 = 9000$

$$f = \frac{60}{0,5} = 120 \text{ qcm}$$

„ Holz $J = 100 \cdot 60 \cdot 5^2 = 150000$

$$f = \frac{60}{0,07} = 860 \text{ qcm.}$$

Für Schmiedeeisen genügt nahezu der in Fig. 106 dargestellte kastenförmige Querschnitt, dessen Trägheitsmomente nach Tabelle 38 (Anhang) betragen: 1)

$$J_x = 4273 \text{ cm}^4.$$

$$J_y = 3736 \text{ „}$$

Für Gußeisen würde nach Tabelle 35

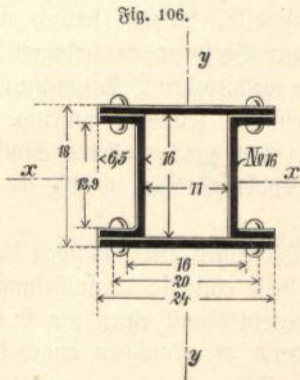
Hohlsäule Nr. 23, 2,8 stark mit $J = 9238$

oder Nr. 24, 2,2 „ „ $J = 9049$

genügen.

1) Wegen Berechnung des Trägheitsmomentes derartiger Querschnitte siehe Seite 38.

In Holz ist diese Stütze bereits nicht mehr ausführbar, da bei quadratischem Querschnitte die Stärke der Stütze $a = \sqrt[4]{150000 \cdot 12} = 36,5 \text{ cm}$ werden müßte.

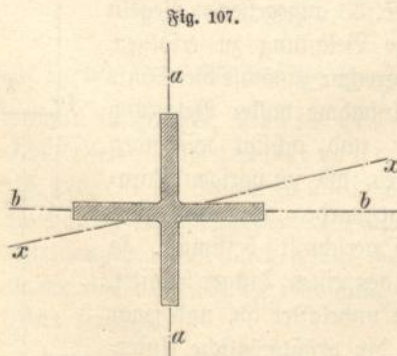


Dagegen genügt ein aus vier Hölzern zusammengesetzter Querschnitt, Tabelle 34, Nr. 16, dessen $J = 158400$.

Soll statt der Säulenform eine guß- oder schmiedeeiserne Wand Verwendung finden, so läßt man bei Ermittlung des Trägheitsmomentes den mittleren Teil $\alpha-\alpha$ in Fig. 90, S. 55 ganz außer acht, und berücksichtigt nur die beiden Endsäulen, deren beide Trägheitsmomente, bezogen auf die $x-x$ -Achse, zusammengezählt werden.

* * *

Das Trägheitsmoment derjenigen Querschnitte, welche zwei aufeinander senkrecht stehende Symmetrieachsen besitzen, ist nach S. 30 für jede Lage der Schwerpunktsachse das gleiche, wenn das Trägheitsmoment der einen Symmetrieachse ebenso groß ist, wie das Trägheitsmoment der anderen Symmetrieachse. Derartige Querschnitte sind: Quadrat, Kreis, regelmäßiger Kreuzquerschnitt u. a. Für den in Fig. 107 dargestellten Kreuzquerschnitt sind bei-

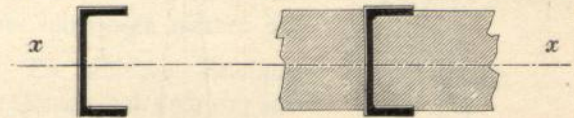


spielsweise die Trägheitsmomente der Symmetrieachsen $a-a$ und $b-b$ gleich groß. Demnach ist auch das Trägheitsmoment einer beliebigen $x-x$ -Achse von derselben Größe.

Bei allen anderen Querschnitten, bei welchen der Wert von J für die verschiedenen Achslagen verschieden ist, darf nur das kleinste Trägheitsmoment berücksichtigt werden, wenn die Ausknickung ebenso gut in dieser Richtung erfolgen kann, wie in einer anderen. So ist bei einer \square -förmigen Stütze (Fig. 108^a) das kleinste Trägheitsmoment (i Spalte 11 der Tab. 12 im Anhang) zu berücksichtigen, wenn die Stütze nach allen Seiten freisteht. Ist dagegen die Stütze in der einen Richtung etwa durch Einmauerung nach Fig. 108^b seitlich gehalten, so daß ein Ausknicken nach dieser Seite nicht zu befürchten ist, so kann der Berechnung das größte Trägheitsmoment (J Spalte 9) zu Grunde gelegt werden.

Beispiel 3: Würde für Beispiel 1 ein \square -förmiger Querschnitt gewählt, so würde nach Tabelle 12 bei seitlich

Fig. 108a und b.



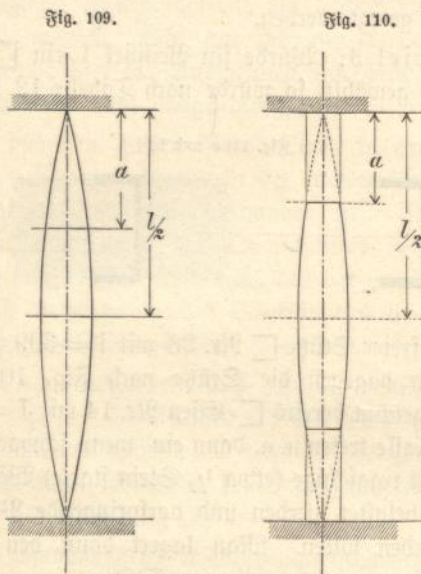
vollständig freier Stütze \square Nr. 28 mit $i = 399$ zu wählen sein. Wird dagegen die Stütze nach Fig. 108^b eingemauert, so genügt bereits \square -Eisen Nr. 14 mit $J = 605$. — Derartige Fälle treten u. a. dann ein, wenn schwache an und für sich nicht tragfähige (etwa $\frac{1}{2}$ Stein starke) Wände durch Unterzüge belastet werden und vorspringende Pfeiler vermieden werden sollen. Man lagert dann den Unterzug auf einer eingemauerten eisernen Stütze.

* * *

Die nach den Gleichungen (2) bis (4) bestimmten Querschnitte sind in dieser Größe nur in der Entfernung $\frac{1}{2}$ von den Enden der Säule erforderlich. Nach den Enden zu kann, soweit überhaupt noch Ausknicken in Frage kommt, das Trägheitsmoment nach dem Quadrate der Entfernung abnehmen.

Für einen beliebigen Querschnitt im Abstände a vom Ende findet man daher das erforderliche Trägheitsmoment, wenn man in den Gleichungen (2) bis (4) für $l = 2a$ einsetzt. Da das Trägheitsmoment eines Querschnittes mit dem vierten Grade des Durchmessers wächst, beziehungsweise abnimmt, so ergibt sich alsdann die in Fig. 109 dargestellte theoretische Form der Säule gegen Ausknicken. Nach der Festigkeitsgleichung (1) darf jedoch der Querschnitt nicht 0 werden, sondern die Querschnittsfläche muß an jeder Stelle mindestens $= \frac{P}{k}$ sein. Demnach ergibt

sich der rein theoretische Säulenquerschnitt unter Berücksichtigung der Druck- und Knickfestigkeitsgleichung nach Fig. 110. Bei der Verjüngung gußeiserner Säulen ist daher darauf zu achten, daß in jedem Querschnitte sowohl der Druck- als der Knickfestigkeitsbedingung genügt wird. Nach unten pflegt man eine Verjüngung gußeiserner Säulen nur bei Anwendung von Fußgelenken eintreten zu lassen (Taf. 11). Bei Säulen mit Fußplatte ohne Gelenk wird die Standfestigkeit erhöht, wenn nach unten keine Verjüngung angeordnet wird, da dann der Zustand der Säule sich dem dritten Zerknickungsfall (Fig. 49, S. 34) nähert.



Bei schmiedeeisernen Säulen kann der Querschnitt dadurch veränderlich gemacht werden, daß man das nötige Trägheitsmoment durch aufgelegte Platten erreicht, welche an der Stelle aufhören, an welcher das Trägheitsmoment des Querschnittes ohne Platte eben noch genügt. Bezeichnet J_0 das Trägheitsmoment des Querschnittes ohne Gurtplatte, so folgt der Abstand x des Plattenendes aus Gleichung (2)

$$J_0 = 2,5 P \frac{x^2}{4} \dots \dots \dots (6)$$

Hieraus

$$x = 1,26 \sqrt{\frac{J_0}{P}} \dots \dots \dots (7)$$

Die Platte ist dann um eine Nietreihe = 12 cm länger als die theoretische Länge zu machen. Da indessen bei den Stützen die hieraus erwachsende Materialersparnis nur gering ist und aus anderen Rücksichten die Beibehaltung desselben Querschnittes auf die ganze Säulenlänge häufig geboten erscheint, so wird nur selten von diesem Verfahren Gebrauch zu machen sein.

§ 5.

Berechnung der Stützen bei einseitiger (exzentrischer) Belastung.

In allen Fällen, in welchen die Träger nicht direkt auf dem Säulenschaft, sondern seitlich auf angegossenen bzw. angenieteten Vorsprüngen gelagert werden und die Träger außerdem wechselnden Belastungen unterworfen sind, wirkt der Stützendruck zeitweise einseitig. Dies trifft in der Regel zu bei den durch mehrere Stockwerke ununterbrochen durchgehenden Stützen, welche die Deckenlast aufzunehmen haben.

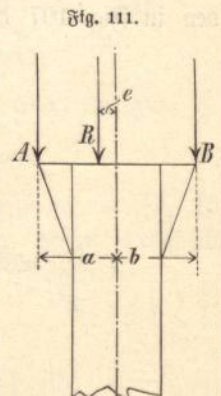
Bei den landläufigen Berechnungen derartiger Säulen pflegt man auf diese einseitige Lastwirkung keine Rücksicht zu nehmen und begeht damit einen um so größeren Fehler, je weiter ausladend die Konsolen angeordnet und je ungleichmäßiger die Stützendrucke der einzelnen Träger sind.

Durch die einseitige Belastung der Säule entstehen nämlich nach S. 33 Biegungsspannungen, welche in der Regel einen größeren Querschnitt bedingen, als den auf Grund einer achsial wirkenden Kraft mittels der Gleichungen (1) bis (4) ermittelten.

Die Unterlassung dieser Rücksichtnahme auf die einseitige Beanspruchung der Säulen kann namentlich bei gußeisernen Säulen von schweren Folgen begleitet sein, zumal derartige Konstruktionen fast stets bei stark belasteten Speicher- und Fabrikgebäuden vorkommen und hier einseitige Belastungen der Decken die Regel bilden. Gewöhnlich wird in Speichergebäuden der Fußboden eines Stockwerkes zunächst an einer Wand belastet und dann fortschreitend bis zur anderen Wand mit Ausnahme eines seitlich bleibenden Ganges bepackt, ebenso können durch Vermietung und Ingebrauchnahme von Teilen eines Lagerbodens einseitige Belastungen entstehen.

Die Berechnung derartig einseitig belasteter Säulen hat auf Grund der im Kap. 2, S. 33 angegebenen Regeln für einseitige Belastung zu erfolgen.

Man berechne zunächst die Säule unter der Annahme voller Belastung der Träger und achsial wirkenden Stützendruckes, wie im vorigen Paragraph gezeigt wurde. Hat man hier nach den Querschnitt bestimmt, so nehme man den einen Träger belastet, den anderen unbelastet an, und zwar so, daß sich der größtmögliche Unterschied der Stützendrucke zu beiden Seiten der Säule ergibt.



A und B, Fig. 111, seien diese Stützendrucke. Den Ausschlag e der Mittelkraft R findet man dann aus den Gleichgewichtsbedingungen:

$$A \cdot a + R \cdot e = Bb$$

$$\text{und } A + B = R$$

$$\text{zu } e = \frac{Bb - Aa}{B + A} \quad (8)$$

Nunmehr ist die in der Säule auftretende größte Druckspannung auf der dem Ausschlage e entsprechenden Seite

$$k_a = \frac{R}{f} + \frac{R \cdot e}{W} \quad (9)$$

die kleinste Druck- bzw. Zugspannung auf der gegenüberliegenden Seite

$$k_z = \frac{R}{f} - \frac{R \cdot e}{W} \quad (10)$$

In diesen Gleichungen ist auf die Vergrößerung des Ausschlaghebels e infolge der elastischen Ausbiegung der Säule noch keine Rücksicht genommen. Da es sich jedoch bei den hier zu betrachtenden Fällen vielfach um verhältnismäßig kleine Werte von e handelt, so kann diese Vernachlässigung von erheblichem Einflusse sein. Die elastische Durchbiegung wird nun bei den in der Praxis vorkommenden Fällen stets weniger als 1 cm betragen, man wird daher mit vollständiger Sicherheit rechnen, wenn man für e (in cm) $e + 1$ setzt. Die Gleichungen lauten alsdann:

$$k_a = \frac{R}{f} + \frac{R(e + 1)}{W} \quad (11)$$

$$k_z = \frac{R}{f} - \frac{R(e + 1)}{W} \quad (12)$$

Hierin ist R in kg, f in qcm, W bezogen auf cm einzusetzen, um k in kg für das qcm zu erhalten.

Wird

$$\frac{(R e + 1)}{W} > \frac{R}{f},$$

dann entsteht in der einen Säulenseite Zugspannung.

k_a wird dann am größten, wenn der (zentrisch wirkende) Stützendruck der oberen Stockwerke bei voller Belastung eingesetzt wird, während die in dem zu untersuchenden Stockwerke an den Säulenkopf anschließenden Träger derart verschieden belastet angenommen werden, daß der Unterschied der Stützendrucke und demnach der Ausschlag e den größtmöglichen Wert erreicht.

k_z wird dagegen am größten, wenn der Stützendruck der oberen Stockwerke bei unbelasteter Stütze und die Trägerdrucke wie bei k_a angenommen werden.

Liefen die Gleichungen (11) und (12) bei dem nach Gleichung (1) bis (3) ermittelten Querschnitte für k größere

als die größt zulässigen Werte, so hat eine entsprechende Verstärkung des Querschnittes einzutreten.

Die Spannungen k_a und k_z sind in jedem Querschnitte der Säule die gleichen. Soll daher die Säule eine Schwelung erhalten, so muß diese unter entsprechender Verstärkung des Querschnittes erzielt werden.

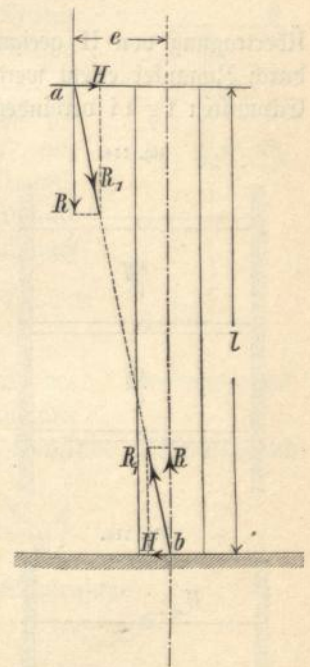
Im allgemeinen wird die Einseitigkeit der Belastung bei schmiedeeisernen Säulen ungünstiger wirken, als bei gußeisernen Säulen, wenigstens solange sich der Ausschlag innerhalb gewisser Grenzen hält. Wird der Ausschlaghebel jedoch so groß, daß erhebliche Zugspannungen auftreten, so ist die schmiedeeiserne Säule wegen der größeren Zugfestigkeit vorteilhafter. Auch ist eine Beanspruchung des Gußeisens auf Biegung bei der Sprödigkeit des Materiales selbst innerhalb der zulässigen Beanspruchungsgrenzen nur dann unbedenklich, wenn die Säule vor Verwendung einer entsprechenden Belastungsprobe unterzogen worden ist.

Die einseitige Belastung der Säulen hat noch eine seitliche Schubwirkung auf die Decke bzw. den Fußboden zur Folge, wenn verhütet werden soll, daß sich der einseitige Druck auf die Säule des nächsten Stockwerkes, bzw. auf den Fundamentpfeiler fortpflanzt. Letzteres muß aber unter allen Umständen vermieden werden, weil sonst die Säulen- und Pfeilerquerschnitte viel zu stark ausfallen würden.

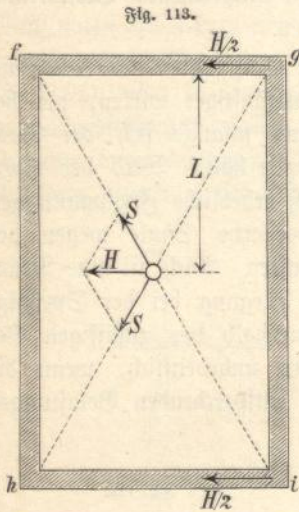
Man zerlege nach Fig. 112 die einseitig im Abstände e wirkende Stützkraft R nach der den Angriffspunkt a mit dem mittleren Fußpunkte der Säule b verbindenden Richtung in die Seitenkräfte R_1 und H . Die erstere wird aufgehoben durch eine im Punkte b gleich und entgegengesetzt wirkende Kraft R_1 , welche sich ebenfalls in eine Vertikalkraft R und eine Horizontalkraft H zerlegen läßt. Die im Punkte a angreifende Last bewirkt also einen im Mittelpunkte b der Säule zentrisch auf die Unterlage wirkenden Druck R und ein Moment $H \cdot l$. Da nun $H \cdot l = R \cdot e$, so folgt die Größe von

$$H = \frac{R e}{l} \quad (13)$$

Fig. 112.



Diesen Schub vermögen meist nur diejenigen bis zum Fundamente reichenden Wände eines Gebäudes aufzunehmen, welche der Kraft H parallel laufen, da die senkrecht dazu stehenden Wände gewöhnlich nicht genügende Stärke gegen derartige Schubkräfte besitzen (Fig. 113). Besteht die Decke aus eisernen Trägern mit dazwischen gespannten Kappen oder Mauerwerk, so wird der Schub mit hinreichender Sicherheit auf die benachbarten Wände übertragen werden, wenn die Entfernung L nicht zu groß ist. Auch ein gespundeter hölzerner Fußboden wird in der Regel eine genügende Wirkung ausüben, namentlich wenn er diagonal verlegt wird und die Größe von H sich in engen Grenzen hält. Fehlt ein zur



Übertragung von H geeigneter Fußboden, so muß dieser durch Zuganker ersetzt werden, welche die Säule mit den Eckpunkten $f g h i$ verbinden.

Fig. 114.

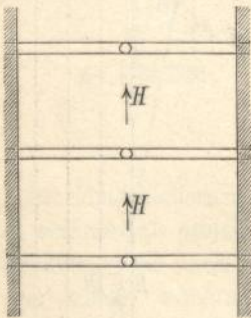


Fig. 115.

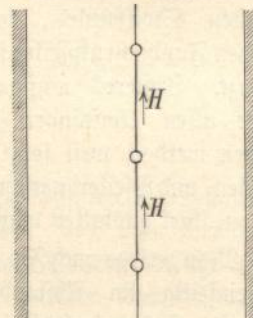


Fig. 116.

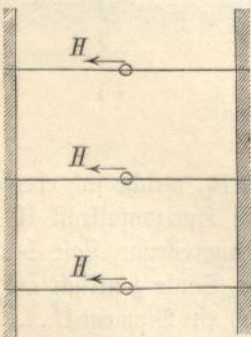
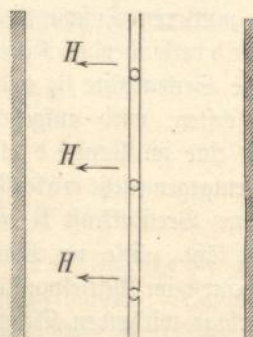


Fig. 117.

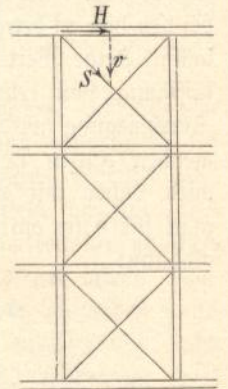


Ist die Entfernung L der benachbarten parallel zu H laufenden Wände zu groß, so müssen die Unterzüge so angeordnet werden, daß eine einseitige Verschiebung der

Last in der Richtung von H nicht vorkommen kann. Bei allen Speicher- und Fabrikgebäuden, bei welchen Scheidewände um mehr als etwa die doppelte Entfernung der Frontwände voneinander entfernt sind, müssen daher die Unterzüge so auf den Säulen gelagert werden, daß die Lagerkonsolen nur parallel zu den Frontwänden ausladen, sofern einseitige Belastungen der Säulen vorkommen. Demnach sind die Unterzüge in diesen Fällen nach Fig. 114, 115 und nicht nach Fig. 116, 117 anzuordnen. Außerdem halte man alle ausladenden tragenden Teile so knapp wie irgend möglich, damit die Trägerlasten möglichst nahe der Säulenachse angreifen. Da sich diese Bedingung bei schmiedeeisernen Säulen leichter erfüllen läßt als bei gußeisernen, so verdienen die ersteren den Vorzug.

Ist infolge besonderer Verhältnisse die Anordnung nach Fig. 114, 115 nicht ausführbar oder erscheint die Steifigkeit der Decke bei weiten Ausladungen der Rippen nicht genügend, so müssen je zwei Säulen durch Kreuzzugbänder nach Fig. 118 in allen Stockwerken verbunden werden. (Vergl. auch Taf. 14 und 15.) Die Beanspruchung der Zugbänder erhält man durch Zerlegen der Kraft H nach der Richtung des Zugbandes und der Richtung der Säulenachse nach den im 6. Kapitel zu gebenden Regeln. Der Zuwachs, welchen die Säulenspannungen infolge dieser Verankerung erfahren, kann in der Regel vernachlässigt werden.

Fig. 118.



Beispiel 4: Berechnung der Taf. 6, Fig. 2 dargestellten Säule.

Bei voller Belastung der Balkenlagen haben die Auflagerdrucke der Träger die aus Fig. 119^a ersichtlichen Werte. Der zentrisch wirkende Stützendruck aus den oberen Stockwerken beträgt 27 t.

Berechnen wir zunächst die Säule in üblicher Weise, indem die Mittelkraft zentrisch wirkend angenommen wird.

Es ist die Gesamtlast

$$P = 4,7 + 12,4 + 27,0 + 9,6 + 3,8 = 57,0.$$

Die freie Länge der Stütze = 4,25 m, mithin für Gußeisen:

$$J = 6 \cdot 57,5 \cdot 4,25^2 = \text{rund } 6250$$

$$f = \frac{57,5}{0,5} = 115 \text{ qcm.}$$

Hiernach würde Säule Nr. 22 der Tabelle 35 mit 2,0 cm Wandstärke genügen.

Nehmen wir nun die Balkenlagen der kleineren Träger als unbelastet an, weil in diesem Falle der Ausschlag e am

größten wird, so erhalten wir die aus Fig. 119^b ersichtliche Belastungsweise.

Fig. 119 a.

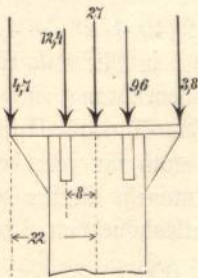
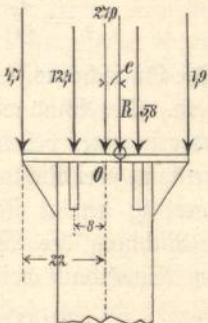


Fig. 119 b.



Es ist nun die Größe der Mittelkraft

$$R = 4,7 + 12,4 + 27,0 + 5,8 + 1,9 = 51,8 \text{ t.}$$

Ferner für Drehpunkt o

$$4,7 \cdot 22 + 12,4 \cdot 8 = R \cdot e + 5,8 \cdot 8 + 1,9 \cdot 22.$$

Hieraus

$$e = \frac{114,4}{R} = \frac{114,4}{51,8} = 2,21 \text{ cm.}$$

Mithin nach Gleichung (11)

$$k_a = \frac{P}{f} + \frac{P(e+1)}{W},$$

worin

$$P = R = 51,8 \text{ Tonnen} = 51800 \text{ kg.}$$

Ferner

$$k_z = \frac{P(e+1)}{W} - \frac{P}{f},$$

wobei für P der Wert von R weniger der Nutzlast der oberen Stockwerke = 51 800 - $\frac{27000}{2}$ = 38 300 kg einzusetzen ist. Es beträgt:

f des gewählten Querschnittes = 126 qcm,

W " " " = 577 "

Mithin

$$k_a = \frac{51800}{126} + \frac{51800(2,21 + 1,0)}{577} = 700 \text{ kg f. d. qcm,}$$

$$k_z = \frac{38300}{126} - \frac{38300(2,21 + 1,0)}{577} = 91 \text{ kg f. d. qcm,}$$

also noch Druck. Dagegen ist bei k_a bereits die zulässige Beanspruchung von 500 kg f. d. qcm überschritten. Der Querschnitt ist demnach entsprechend zu verstärken.

Für Querschnitt Nr. 26, 2,2 cm stark, wird

$$k_a = \frac{51800}{164} + \frac{51800(2,21 + 1,0)}{903} = 500 \text{ kg.}$$

Es muß demnach infolge der einseitigen Beanspruchung der Säulendurchmesser von 22 auf 26 cm und die Wandstärke von 2 auf 2,2 cm vergrößert werden, was eine ganz

ansehnliche Verstärkung und eine Gewichtsvermehrung von 91 auf 119 kg/m bedeutet.

Der Schub H wird bei diesem Beispiele nach Gleichung (13)

$$H = \frac{R \cdot e}{l} = \frac{51,8 \cdot 2,25}{425} = 0,28 \text{ Tonnen.}$$

Die einseitigen Beanspruchungen in einer zu der eben betrachteten Kraftebene rechtwinklichen Ebene sind weniger erheblich. Da die Untersuchung im übrigen die gleiche ist, wie vorher, so kann sie hier unterbleiben.

§ 6.

Berechnung der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte.

Bei freistehenden Hallen und Fachwerkbauten muß die Säule vielfach den Horizontalanschub des Windes auf Dach- und Wandflächen aufnehmen. Die Säule ist in diesen Fällen mit dem Fundamente zu verankern und bezüglich der Berechnung als Freiträger anzusehen.¹⁾ Die Mittelkraft R aus Belastung und Winddruck ist hierbei unter einem Winkel α (Fig. 120) gegen die Säulenchse geneigt. Man zerlegt sie in eine Vertikalskraft V und eine Horizontalkraft H. Die durch erstere hervorgerufene Beanspruchung k ergibt sich nach Gleichung (1)

$$k = \frac{V}{f}.$$

Die Beanspruchung k aus der Horizontalkraft ist in jedem Querschnitte der Säule im Abstände x vom Kopfe verschieden und beträgt

$$k = \frac{M}{W} = \frac{H \cdot x}{W}.$$

Sie wird am größten am Säulenufe

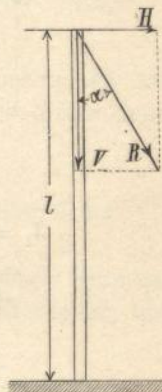
$$k = \frac{H \cdot l}{W}.$$

Mithin ergibt sich die Gesamtbeanspruchung am Säulenufe zu

$$k = \frac{V}{f} \pm \frac{H \cdot l}{W} \quad \dots \quad (14)$$

Wird $\frac{Hl}{W} > \frac{V}{f}$, was in der Regel nur bei einigermaßen großem H der Fall, so entsteht auf der der Richtung von H entgegengesetzten Seite der Säule Zugspannung.

Fig. 120.



1) Vergl. hierüber Kapitel 5, § 5.

Der Säulenfuß ist demnach in diesem Falle zu verankern. Wegen Berechnung dieser Verankerung vergl. § 8.

Beispiel 5: Bei einer freistehenden Säule (nach Art der auf Taf. 28 dargestellten) betrage der auf die Säule entfallende größte Winddruck:

in der Querrichtung des Daches $H_1 = 2000$ kg

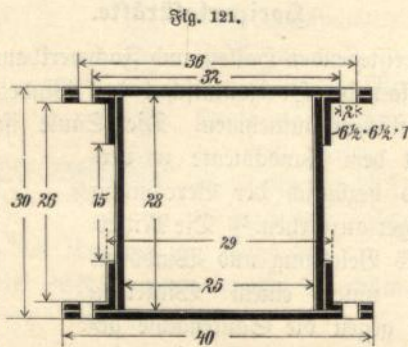
„ „ Längsrichtung „ „ $H_2 = 1600$ „

ferner die Vertikalkraft bei voller Belastung

$$V = 20\,000 \text{ kg.}$$

Die größte zulässige Beanspruchung auf Zug und Druck wird zu 900 kg/qcm angenommen.

Für den gewählten Querschnitt (Fig. 121) ist



$$\begin{aligned} J_1 &= \frac{40}{12} (30^3 - 28^3) = 16\,830 \\ &+ \frac{2}{12} 28^3 \dots = 3\,660 \\ &+ \frac{2}{12} (28^3 - 15^3) = 3\,100 \\ &+ \frac{2 \cdot 5,5}{12} (28^3 - 26^3) = 4\,010 \\ &\quad \text{Sa. } 27\,600 \end{aligned}$$

$$\text{Nietlochabzug: } \frac{4}{12} (30^3 - 26^3) = 3\,140$$

Bleibt $J_1 = 24\,460.$

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{2}{12} 40^3 \dots = 10\,670 \\ &+ \frac{28}{12} (27^3 - 25^3) = 9\,470 \\ &+ \frac{2}{12} (40^3 - 27^3) = 7\,390 \\ &+ \frac{2 \cdot 5,5}{12} (29^3 - 27^3) = 3\,410 \\ &\quad \text{Sa. } = 31\,840 \end{aligned}$$

$$\text{Nietlochabzug: } \frac{4}{12} (36^3 - 32^3) = 4\,630$$

Bleibt $J_2 = 27\,210.$

Demnach

$$W_1 = \frac{J_1}{15} = \frac{24\,460}{15} = 1\,630$$

$$W_2 = \frac{J_2}{20} = \frac{17\,210}{20} = 860,5$$

Die Querschnittsfläche f ist $= 2(40 + 28) + 4 \cdot 12 = 184$ qcm. Der Wind wirkt entweder in Richtung H_1 oder H_2 , oder in einer beliebigen Zwischenrichtung, nicht aber gleichzeitig in zwei Richtungen. Ist die Säule für H_1 und H_2 berechnet, so genügt sie demnach auch für jede beliebige andere Richtung des Windes. Nunmehr ist für den gewählten Querschnitt bei einer Säulenhöhe von 6 m

$$k_1 \text{ Druck} = \frac{20\,000}{184} + \frac{2\,000 \cdot 600}{1\,630} = 845 \text{ kg}$$

$$k_1 \text{ Zug} = \frac{2\,000 \cdot 600}{1\,630} - \frac{20\,000}{184} = 628 \text{ kg}$$

$$k_2 \text{ Druck} = \frac{20\,000}{184} = \frac{1\,600 \cdot 600}{1\,360} = 815 \text{ kg}$$

$$k_2 \text{ Zug} = \frac{1\,600 \cdot 600}{1\,360} - \frac{20\,000}{184} = 597 \text{ kg.}$$

Mithin genügt der Querschnitt. Die Beanspruchung k nimmt mit kleiner werdendem l ab, es kann demnach auch der Querschnitt nach oben verjüngt werden. Statt dessen kann man auch in gleicher Weise wie bei dem genieteten Träger eine Änderung des Querschnittes durch aufgenietete Gurtplatten erreichen.

§ 7.

Fußplatte und Fundament der Stützen bei achsialer Belastung.

Das Fundament der Stützen ist mit besonderer Sorgfalt zu behandeln, da die Sicherheit eines Bauwerkes kaum an irgend einem Punkte leichter gefährdet ist als an diesem. In der Regel wird der Fundamentpfeiler aus Klinkern in Cementmörtel hergestellt und auf der mit Röllschicht abgeglichenen Oberfläche unmittelbar die Fußplatte der Säule gelagert. Die Fußplatte wird hierbei auf flachen Eisenkeilen so aufgestellt, daß zwischen Stein und Platte eine etwa 1 cm starke Fuge verbleibt, welche mit Cement ausgegossen wird. Bei größeren Platten ist darauf zu halten, daß das Untergießen, außer vom Rande der Platte her, auch von der Mitte aus erfolgen kann, wozu im Mittelpunkte der Platte eine genügend große kreisförmige Öffnung anzuordnen ist. Bei Säulen, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, ist eine Bleiplatte als Unterlage empfehlenswert.

Soll die Fußplatte möglichst klein gehalten werden, so ist zwischen Fußplatte und Mauerwerk ein Quaderstein anzuordnen.

Gewöhnliches Ziegelmauerwerk sollte von der Verwendung zu Säulenfundamenten gänzlich ausgeschlossen werden.

Die Fußplatte wird bei gußeisernen Säulen ausnahmslos gleichfalls aus Gußeisen hergestellt, ebenso empfiehlt es sich im allgemeinen bei schmiedeeisernen Säulen, schmiedeeiserne Füße zu verwenden. Letzteres ist indes, namentlich bei stark belasteten Säulen, nicht immer möglich, sofern sich die zur Druckübertragung erforderlichen Anschlußniete nicht unterbringen lassen. In solchen Fällen wählt man daher auch für die schmiedeeisernen Stützen gußeiserne Fußplatten. Um alsdann eine sichere Druckübertragung zu gewährleisten, müssen die Sitzflächen der schmiedeeisernen Stütze sowohl wie der gußeisernen Unterlagsplatte völlig eben bearbeitet sein, auch ist es gut, ein Blei- oder Kupferblech zwischen die Stoßflächen zu legen. — Werden schmiedeeiserne Stützen mit schmiedeeisernen Füßen versehen, so erfolgt die Verbindung beider durch Winkelseisen, wobei stets so viel Niete anzubringen sind, daß der Stützendruck von den Nietflächen allein aufgenommen wird.

Bei gußeisernen Säulen kann Fuß und Säule in einem Stück gegossen werden, wenn die Ausladung der Platte klein ist. Bei größeren Abmessungen der Fußplatte ist diese besonders zu gießen und die Säule stumpf aufzusetzen.

* * *

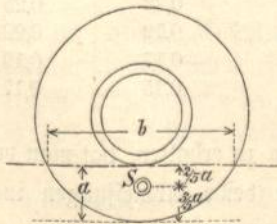
Für achsial (zentrisch) belastete Säulen ergibt sich die Flächengröße f der Fußplatte allgemein, wenn P den Stützendruck, s die Festigkeit des Materiales der Unterlage bezeichnet:

$$f = \frac{P}{s} \quad (15)$$

Man erhält hierbei f in qem, wenn P in kg, s in kg für das qem eingesetzt wird.

Die einfachsten Säulenfüße sind die in Fig. 122 dargestellten. Sie bestehen aus einer kreisrunden oder

Fig. 122.



quadratischen Platte ohne Verstärkungsrippen. Die Platte wird in diesen Fällen meist mit der Säule in einem Stück gegossen.

Ist a die größte Ausladung der Platte, b der Schnitt tangential zur Säule und rechtwinklich zur Richtung der

größten Ausladung, s die zulässige Beanspruchung der Unterlage, so ist annähernd für den kreisförmigen Querschnitt

$$\frac{\frac{2}{3} a b \cdot s \cdot \frac{2}{5} a}{M} = k \frac{b \delta^2}{W}$$

Hieraus ergibt sich die Plattenstärke

$$\delta = 1,26 a \sqrt{\frac{s}{k}} \quad (16)$$

Für die verschiedenen Materialien nimmt $1,26 \sqrt{\frac{s}{k}}$ die aus folgender Tabelle ersichtlichen abgerundeten Werte an:

	Klinker $s = 15$ δ	Sandstein $s = 20$ δ	Granit $s = 30$ δ
Gußeisen $k = 250$	0,31 a	0,36 a	0,44 a
Schmiedeeisen $k = 800$	0,17 a	0,20 a	0,25 a

Diese Formeln sind auch für jede andere als die kreisförmige Platte brauchbar, wenn für a die größte Ausladung der Platte eingesetzt wird.

Man wähle die Plattenstärke:

bei Gußeisen nicht unter 2, nicht über 7 cm

„ Schmiedeeisen „ „ 1, „ „ 3 „

Die Plattenstärke δ , welche sich aus obigen Formeln ergibt, ist nur unmittelbar an der Säule erforderlich, am Rande genügt bereits eine Stärke

$$\delta_1 = \frac{3}{4} \delta.$$

Bei gußeisernen Platten empfiehlt es sich zum besseren Übergang zwischen Platte und Säule, selbst bei diesen einfachen Formen kleine Rippen anzugießen.

Beispiel 6:

Der Stützendruck einer gußeisernen Säule von 12 cm äußerem, 9,6 cm innerem Durchmesser betrage 8,0 Tonnen. Bei ringförmiger Grundform der an die Säule angegossenen Grundplatte und bei einer Unterlage von Klinkermauerwerk ist

$$f = \frac{\pi}{4} (D^2 - 9,6^2) = \frac{8000}{15}$$

Hieraus der äußere Plattendurchmesser

$$D = 28 \text{ cm}$$

$$a = \frac{28 - 12}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,31 a = 2,5 \text{ cm.}$$

Bei Granitunterlage würde

$$\frac{\pi}{4} (D^2 - 9,6^2) = \frac{8000}{30}$$

$$D = 21$$

$$a = \frac{21 - 12}{2} = 4,5$$

$$\delta = 0,44 a = 2 \text{ cm. —}$$

Für eine schmiedeeiserne Hohlsäule mit schmiedeeisernem Fuß ergibt sich bei gleicher Belastung und Klinkerfundament:

$$D = 28 \text{ cm wie vor, } a = \frac{28 - 12}{2} = 8 \text{ cm,}$$

$$\delta = 0,17 a = 1,36 \text{ cm.}$$

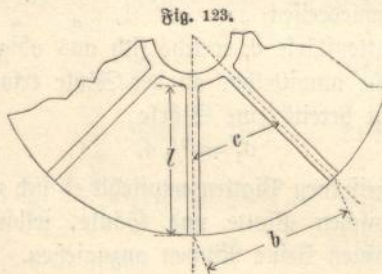
Die Verbindung zwischen Säulenschaft und Platte erfolgt hierbei durch ein ringförmig um den Schaft gebogenes Winkeleisen. Zum Anschluß dieses an den Schaft sind an einschnittigen Nieten von 1,6 cm Stärke erforderlich nach Gleichung (1) S. 42:

$$n_1 = \frac{1,6 \cdot P}{d^2} = \frac{1,6 \cdot 8}{1,6^2} = 5 \text{ Stück.}$$

* * *

Wird die Ausladung a der Platte so groß, daß sich für δ größere als die oben angegebenen zulässigen Grenzwerte ergeben, so muß die Platte eine Verstärkung durch Rippen erhalten. Die Berechnung gestaltet sich dann folgendermaßen:

a) Plattenstärke: Bezeichnen wir mit b den größten Abstand zweier Rippen voneinander (Fig. 123), so ist, da man näherungsweise die Platte als einen zwischen den Rippen eingespannten Träger ansehen kann: 1)



$$\frac{s \cdot b^2}{12} = k \frac{\delta^2}{6}$$

M W

Hieraus folgt die Plattenstärke

$$\delta = \frac{b}{1,41} \sqrt{\frac{s}{k}} \quad (17)$$

Für die verschiedenen Materialien ergeben sich abgerundet die Werte der nachfolgenden Tabelle:

	Klinker s = 15 δ =	Sandstein s = 20 δ =	Granit s = 30 δ =
Gußeisen k = 250	1/6 b	1/5 b	1/4 b
Schmiedeeisen k = 800	1/10 b	1/8 b	1/7 b

1) In Wirklichkeit ist die Beanspruchung der Platte geringer.

b) Verstärkungsrippen:

Ist c der mittlere Abstand zweier Rippen, l die Länge der Rippe (Fig. 123), so ist die auf die Rippe wirkende Last = c l s,

welche man mit Rücksicht darauf, daß das Widerstandsmoment der Grundplatte zwischen den Rippen vernachlässigt wird, als gleichmäßig verteilt, mithin in der Mitte der Rippe angreifend, annehmen kann. Dann ist die Rippe ein Freitragler mit gleichförmig verteilter Last (vergl. Kapitel 5, § 5) und demnach:

$$\text{Einspannungsmoment } M = \frac{c s l^2}{2} = k W \quad (18)$$

Für rechteckigen Querschnitt, wie er bei den Rippen allgemein üblich, ist

$$W = \frac{\delta h^2}{6},$$

wobei δ die Stärke, h die Höhe der Rippe am Säulenschaft, von Unterkante Grundplatte gemessen, bedeutet.

Mithin

$$\frac{c s l^2}{2} = k \frac{\delta h^2}{6}$$

Hieraus

$$h = 1,73 l \sqrt{\frac{c s}{\delta k}} = \alpha l \sqrt{c} \quad (19)$$

Für verschiedene Werte von δ und verschiedene Unterlagsmaterialien ergeben sich für $\alpha = 1,73 \sqrt{\frac{s}{\delta k}}$ die Werte der nachstehenden Tabelle:

	δ in cm	Klinker s = 15 α =	Sandstein s = 20 α =	Granit s = 30 α =
Gußeisen k = 250	2	0,3	0,35	0,43
	3	0,25	0,28	0,35
	4	0,22	0,25	0,30
	5	0,19	0,22	0,27
Schmiedeeisen k = 800	1,0	0,24	0,27	0,33
	1,2	0,22	0,25	0,31
	1,5	0,19	0,22	0,27
	2,0	0,17	0,19	0,24
	2,5	0,15	0,17	0,21

Um h in cm zu erhalten, hat man vorstehende Werte von α mit $l \sqrt{c}$ (beide Abmessungen in cm) zu multiplizieren.

Beispiel 7:

Eine Säule von 22,5 cm äußerem, 17,5 cm innerem Durchmesser übe einen Druck von 120000 kg auf die kreisförmige Fußplatte aus. Letztere ruhe auf Klinkerfundament.

Der Durchmesser D der kreisförmigen Fußplatte ergibt sich aus

$$\frac{120000}{D^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 15 \text{ zu } D = \text{rund } 100 \text{ cm.}$$

Bei 10 Rippen wird $b = \frac{100 \cdot 3,14}{10} = \text{rund } 32 \text{ cm}$

$$\text{und } \delta = \frac{1}{6} b = \frac{32}{6} = 5,3 \text{ cm.}$$

Die mittlere Rippenentfernung beträgt

$$c = \frac{32 + \frac{22,5 \cdot 3,14}{10}}{2} = \text{rund } 20 \text{ cm,}$$

die Rippenlänge $l = \frac{100 + 22,5}{2} = \text{rund } 39 \text{ cm,}$

und demnach die Rippenhöhe nach Gleichung (19)

$$h = \alpha \cdot 39 \sqrt{20}.$$

Für eine Rippenstärke $\delta = 5 \text{ cm}$ wird

$$h = 0,19 \cdot 39 \sqrt{20} = 33 \text{ cm.}$$

Bei schmiedeeisernen Rippen ist Rücksicht auf die Schwächung des Rippenquerschnittes durch die Anschlußniete zu nehmen. Man macht die letzteren gewöhnlich 2 cm stark und setzt sie in etwa 6 cm Abstand. Es genügt, der Höhe die Hälfte der Nietlöcher hinzuzuzählen. Mithin ergibt sich die wirkliche Rippenhöhe für schmiedeeiserne Füße:

$$h_1 = h + \frac{h}{6} = \text{rund } 1,2 h \quad (20)$$

Bei schmiedeeisernen Füßen müssen außerdem die Rippen mit so viel Nieten an den Schaft angeschlossen werden, daß die Nietflächen allein den ganzen Säulendruck übertragen können.

Ist demnach P der Säulendruck in Tonnen, n die Anzahl der Rippen, d die Nietstärke, so ist die Zahl der einschneidigen Nieten zwischen Schaft und den Winkelchenkeln der Rippen nach Gleichung (1), S. 42

$$n_1 = \frac{1,6 P}{d^2},$$

wenn auf jeden der beiden Anschlußwinkel die Hälfte entfällt. Gewöhnlich lassen sich diese Nieten innerhalb der nach Gleichung (20) berechneten Rippenhöhe nicht unterbringen, so daß die letztere entsprechend vergrößert werden muß.

So läßt sich bei obigem Beispiel 7 eine schmiedeeiserne Hohlsäule nur unter Anwendung einer gußeisernen Fußplatte ausführen, da bei zehn Rippen, zwischen je zwei Rippen am Säulenschaft nur ein Zwischenraum von 5 cm verbleibt, welcher für die Unterbringung der Anschlußlaschen und Nieten des schmiedeeisernen Fußes nicht genügt.

Als Beispiel 8) für eine schmiedeeiserne Stütze mit schmiedeeisernem Fuß möge statt dessen die auf Taf. 13, Fig. 2 dargestellte Stütze gewählt werden.

Der Stützendruck betrage $P = 75$ Tonnen. Die Fußplatte ist $50 \cdot 100 \text{ cm}$ groß, es beträgt daher der Druck auf die Unterlage $= \frac{75000}{50 \cdot 100} = 15 \text{ kg/qcm.}$

Die Entfernung der Rippen ist 12 cm und demnach die Plattenstärke nach Gleichung (17) $\frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm}$, wofür 1,5 cm gewählt wurden.

Für diese Rippenstärke ergibt sich die erforderliche Rippenhöhe nach Gleichung (19) zu

$$h = \alpha l \sqrt{c} \text{ und da } l = 30, c = 12 \text{ cm,}$$

$h = 0,19 \cdot 30 \sqrt{12} = \text{rund } 20 \text{ cm}$, sowie mit Rücksicht auf Nietschwächung nach Gleichung (20) $h_1 = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ cm.}$

Bei 2,4 cm Nietstärke ergibt sich die erforderliche Nietzahl zu

$$n_1 = \frac{1,6 \cdot 75}{2,4^2} = 21.$$

In dem Fußwinkel innerhalb der \square -Eisen Nr. 12 befinden sich vier Niete, es verbleiben somit für die vier Rippen $21 - 4 = 17$ Niete, so daß also bei symmetrischer Anwendung fünf Niete auf jede Rippe fallen und da der kleinste Nietabstand $= 3 \cdot 2,4 = 7,2 \text{ cm}$ zu wählen ist, so ergibt sich die zur Unterbringung der Niete erforderliche kleinste Rippenhöhe zu $5 \cdot 7,2 = 36 \text{ cm}$, während oben nur 24 cm berechnet waren.

Die nach Gleichung (19) berechnete Rippenhöhe wächst gleichmäßig mit der Länge l , die theoretische Form der Rippe stellt somit ein rechtwinkliges Dreieck von der Grundlinie l und der Höhe h dar.

Da jedoch die Hypotenuse des Dreieckes auf Druck beansprucht wird und die Breite der Rippe im Verhältnis

Fig. 124.

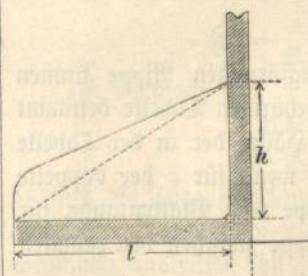
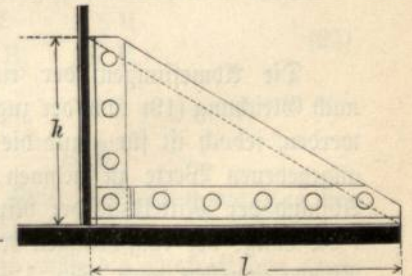


Fig. 125.



zur Länge gering ist, da außerdem bei kreisförmiger Grundform der Platte die Belastung nicht, wie in Gleichung (18) angenommen, gleichmäßig verteilt ist, sondern mehr am Ende der Rippe wirkt, so gebe man der letzteren, um ein Ausknicken zu vermeiden, bei Gußeisen eine Form nach Fig. 124, bei Schmiedeeisen eine solche nach Fig. 125.

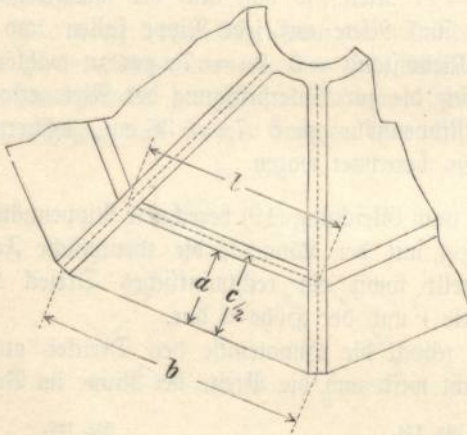
Dies ist namentlich bei kreisförmiger Grundplatte erforderlich, wenn für c nur der mittlere, nicht der größte Rippenabstand eingeführt wird.

* * *

Ergeben sich bei beschränkter Rippenzahl zu große Plattenstärken, so ordnet man wohl auch ringförmige Zwischenrippen in der auf Taf. 7, Fig. 4 a/b dargestellten Weise an. Die Plattenstärke kann dann nach Gleichung (16) anstatt nach Gleichung (17) bestimmt werden,¹⁾ indem für a der Abstand der Plattenkante von der ringförmigen Rippe eingefügt wird.

Es sei beispielsweise in Fig. 126: $a = 12$ cm, $b = 40$ cm, so würde die Plattenstärke in Gußeisen nach Gleichung (17) betragen müssen: $\delta = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6,7$ cm, während nach Gleichung (16) nur $= 0,31 a = 3,7$ cm erforderlich sind.

Fig. 126.



Die Abmessungen der ringförmigen Rippe können nach Gleichung (19) und der zugehörigen Tabelle bestimmt werden, jedoch ist für a nur die Hälfte der in der Tabelle angegebenen Werte zu nehmen, wenn für c der doppelte Abstand der Mittellinie der Rippe vom Plattenrande, für l die Länge der ringförmigen Rippe zwischen den radialen Rippen eingefügt wird (Fig. 126).

Es sei beispielsweise die Länge der ringförmigen Rippe zwischen den radialen Rippen = 25 cm, der Abstand ($c/2$) der Mittellinie der Rippe vom Rande der

1) Die Berechnung nach Gleichung (16) ist mit Rücksicht auf die doppelte Einspannung der Platte jedenfalls zulässig.

Platte = 15 cm; dann ist für eine Rippenbreite von 4 cm in Gußeisen

$$h = \frac{1}{2} \alpha l \sqrt{c} = \frac{1}{2} 0,22 \cdot 25 \sqrt{2 \cdot 15} = 15 \text{ cm.}$$

* * *

Bei achsial belasteten Säulen bietet eine Verbindung der Fußplatte mit dem Fundamente durch Anker keinen weiteren Nutzen, als daß eine etwa durch Stöße eintretende seitliche Verschiebung der Säule verhindert wird. Letzteres geschieht aber in einfacherer und wirksamerer Weise durch Rippen, welche aus der Unterfläche der Lagerplatte vortreten und in den Stein eingreifen.

Der Fundamentpfeiler der Säulen ist im oberen Teil auf eine Tiefe von etwa 1,0 m in besten Klinkern und Cementmörtel auszuführen.

In größerer Tiefe kann unter entsprechender Verbreiterung des Pfeilers ein weniger festes Mauerwerk gewählt werden. Die Größe der Pfeilersohle bestimmt sich bei zentrisch beanspruchten Säulen aus:

$$f = \frac{V + G}{k} \dots \dots \dots (21)$$

Hierin ist f die Sohlenfläche, k die zulässige Beanspruchung des Baugrundes, V der Stützdruck, G das Pfeilergewicht. k ist so zu wählen, daß die Beanspruchung des Baugrundes durch die Pfeiler nicht erheblich größer wird als die Beanspruchung des Baugrundes durch die Umfassungswände. Andernfalls ist, namentlich bei nicht ganz zuverlässigem Baugrunde, ungleichmäßiges Setzen der Umfassungen und der Stützen zu befürchten.

Gewöhnlich schwankt je nach der Güte des Grundes k zwischen 1 und 4 kg für den qcm. Um f in qm zu erhalten, ist V und G in Tonnen, k in kg für den qcm multipliziert mit 10 einzusetzen. Ist beispielsweise $V = 20000$ kg, $G = 10000$ kg, $k = 2$ kg f. d. qcm, so ist

$$f = \frac{20 + 10}{2} = 1,5 \text{ qcm.}$$

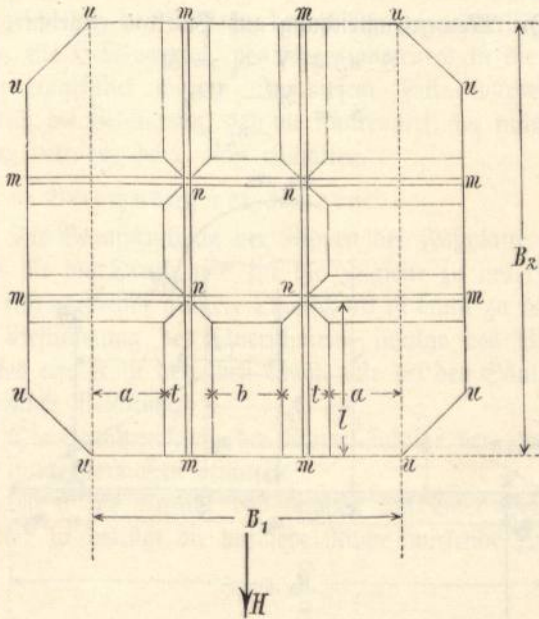
§ 8.

Fußplatte und Fundament der Stützen bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte oder einseitige Lasten.

Hierher gehören die im § 6 besprochenen Fälle, sowie einseitig belastete Säulen, bei welchen das durch die einseitige Belastung entstehende Moment nicht durch die von der Decken- beziehungsweise Fußbodenkonstruktion ausgeübte horizontale Gegenwirkung aufgehoben wird (vergl. S. 67). Da bei derartigen Konstruktionen Gußeisen am zweckmäßigsten ausgeschlossen wird, so betrachten wir in nachfolgendem nur schmiedeeiserne Säulen und Platten.

Hierbei ist eine rechteckige Form der Fußplatte mit abgestumpften Ecken die zweckmäßigste. Ebenso wird der Einfachheit halber ein rechteckiger Säulenquerschnitt vorausgesetzt. Etwa abweichende Beispiele können unter Berücksichtigung der veränderten Rippenanordnung leicht in gleicher Weise behandelt werden. — In Fig. 127 stelle n den Säulenquerschnitt, n - m die acht Rippen, u die Fußplatte dar (vergl. auch Taf. 28, Fig. 4).

Fig. 127.



a) Abmessungen der Grundplatte:

Als Unterlage dient Klinkermauerwerk in Cementmörtel. Der größte zulässige Druck der Platte auf das Mauerwerk ist demnach = 15 kg für das qcm. Es wird behufs Vereinfachung nur der rechteckige Teil der Platte von der Grundfläche B_1 - B_2 in Rechnung gezogen und die übrig bleibende Fläche nicht berücksichtigt. Die Plattenstärke δ berechnet sich dann nach Gleichung (17) zu

$$\delta = \frac{b}{10} \dots \dots \dots (22)$$

Ferner folgt der größte zulässige Abstand a des Plattenrandes von der Kante des Anschlußwinkels der Rippe n - m aus:

$$\frac{15a^2}{2} = \frac{800 \cdot \delta^2}{6}$$

und hieraus $a = 4,2 \delta \dots \dots \dots (23)$

Mithin

$$B_1 = b + 2(a + t)$$

und wenn für a und δ der Wert aus Gleichung (22) und (23) eingesetzt wird:

$$B_1 = 1,84b + 2t \dots \dots \dots (24)$$

Man wählt δ in Schmiedeeisen nicht gern stärker wie 2,5 cm, weil die Herstellung stärkerer Bleche ungewöhnlich ist. Ergibt sich daher b größer als $2,5 \cdot 10 = 25$ cm, so müssen zwischen den Rippen Querrippen angeordnet werden, deren Abmessungen nach §. 74 zu bestimmen sind. Da übrigens der Druck der Platte nur an der Kante 15 beträgt, nach der Mitte hin aber abnimmt, so kann man auch mit hinreichender Sicherheit $\delta = 2,5$ cm annehmen, wenn b bis 30 cm groß ist.

Nachdem somit die in Rechnung zu ziehende Breite B_1 der Grundplatte bestimmt ist, folgt die Länge B_2 nach Gleichung (6), §. 33 aus

$$k = \frac{V}{f} + \frac{M}{W}$$

Hierin ist k die zulässige Kantenpressung = 15 kg für den qcm, V der Stützendruck, M das Moment = $M \cdot h$ bei Winddruck, oder $P \cdot e$ bei einseitiger Belastung, ferner f die in Rechnung zu ziehende Fläche der Grundplatte = $B_1 \cdot B_2$ in qcm; W das Widerstandsmoment dieser Fläche

$$= \frac{B_1 B_2^2}{6}$$

Mithin wird:

$$15 = \frac{V}{B_1 B_2} + \frac{6M}{B_1 B_2^2}$$

Aus dieser Gleichung folgt:

$$B_2 = \frac{V}{30 B_1} + \sqrt{\left(\frac{V}{30 B_1}\right)^2 + \frac{M}{2,5 B_1}} \dots (25)$$

Berechnung der Verankerung:

Es ergibt sich nun die größte Pressung zwischen Platte und Stein in der einen Plattenkante u - u zu

$$k_d = \frac{V}{B_1 B_2} + \frac{6M}{B_1 B_2^2} \dots \dots \dots (26)$$

die kleinste Pressung an der gegenüberliegenden Kante

$$k_z = \frac{V}{B_1 B_2} - \frac{6M}{B_1 B_2^2} \dots \dots \dots (27)$$

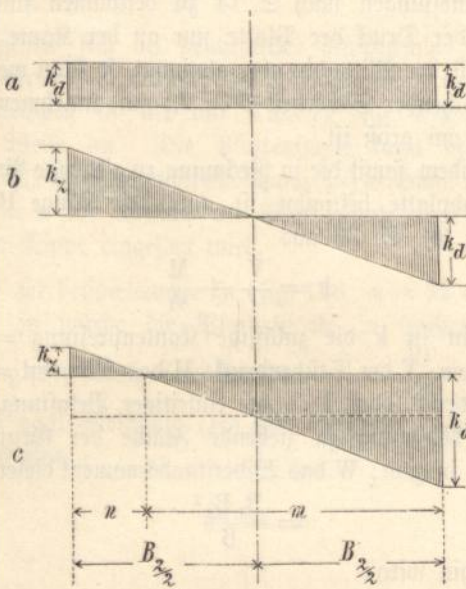
Ist demnach

$$\frac{6M}{B_1 B_2^2} > \frac{V}{B_1 B_2}$$

so wird die Fuge zwischen Platte und Stein auf Zug beansprucht. Da nun aber die Zementfuge keine Zugbeanspruchung aushalten soll, so muß die Zugkraft von einer Verankerung der Platte mit dem gemauerten Fundamente aufgenommen werden. Um die Stärke, Tiefe und den Angriffspunkt dieser Verankerung bestimmen zu können, ist die Kenntnis der Größe und Verteilung der zwischen Platte und Stein wirkenden Kräfte notwendig. Die Beanspruchung der Fuge durch die zentrisch wirkende Kraft V läßt sich darstellen durch die aus Fig. 128 a ersichtliche Druckfigur. Die

Höhe des Rechteckes ist gleich der Beanspruchung für das gem zu machen. Die aus dem Momente M entstehenden Beanspruchungen lassen sich durch die in Fig. 128 b dargestellte Druckfigur veranschaulichen. Setzt man beide Druckfiguren

Fig. 128.



zusammen, so erhält man die Druckfigur der Fig. 128 c. Das Δnk_z stellt die Zug-, das Δmk_d die Druckwirkung dar. Nun folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke

$$\frac{k_z}{n} = \frac{k_d}{m}$$

$$m + n = B_2.$$

Mithin

$$n = \frac{k_z B_2}{k_z + k_d} \quad (28)$$

Ferner ist die auf einen Plattenstreifen von 1 cm Breite wirkende Gesamtzugspannung

$$s = 1 \cdot \frac{k_z \cdot n}{2}$$

und die auf die Plattenbreite B_1 wirkende Spannung

$$S = B_1 \frac{k_z \cdot n}{2} \quad (29)$$

Ebenso ergibt sich die Druckspannung

$$D = B_1 \frac{k_d \cdot m}{2} \quad (30)$$

Der Angriffspunkt der Zugkraft S liegt im Schwerpunkte des Dreieckes nk_z , mithin im Abstände $\frac{n}{3}$ von der Kante (Fig. 129).

Wird in diesem Abstände der Zugsanker angebracht, so hat er genau die Kraft S auszuhalten. Es ist jedoch

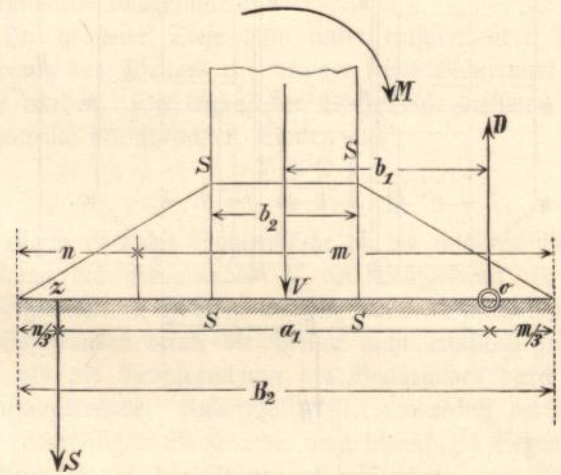
zulässig, den Anker beliebig nach der Kante zu und darüber hinaus zu verschieben, da dann sowohl S als auch die Druckspannung D geringer wird. Würde man dagegen den Anker nach der Plattenmitte zu verschieben, so würde die Kantenpressung k_d vergrößert, was nicht zulässig ist. Es ergibt sich letzteres aus folgender Betrachtung. Nehmen wir zunächst an, der Zugsanker wirke genau im Schwerpunkte des Zugdreieckes, dann lassen sich sämtliche auf die Platte wirkenden äußeren Kräfte, welche im Gleichgewichte sein müssen, nach Fig. 129 darstellen.

Die Momentengleichung auf Punkt o ergibt:

$$S \cdot a_1 + V \cdot b_1 = M$$

$$S = \frac{M - V b_1}{a_1} \quad (31)$$

Fig. 129.



Mithin wird S mit wachsendem a (Verschiebung nach außen) kleiner, mit abnehmendem a größer. Ebenso muß D mit S gleichfalls kleiner und größer werden, da die Summe der Vertikalkräfte $S + V - D = 0$ sein muß und V seinen Wert nicht ändert.

Es muß demnach a_1 mindestens $= B_2 - \frac{m + n}{3}$ sein,

soß die Druckspannung D nicht über das zulässige Maß wachsen. Hierbei ist zu beachten, daß n am kleinsten wird, wenn V am größten, die Säule also voll belastet ist, während S am größten ausfällt, wenn für V nur das Eigengewicht eingesetzt wird.

Befindet sich der Anker außerhalb des Punktes z im Abstände $r > (a_1 - b_1)$ von der Säulenachse, so wird $a_1 = r + b_1$ und

$$S = \frac{M - V b_1}{r + b_1} \quad (32)$$

worin

$$b_1 = \frac{B_2}{2} - \frac{m}{3} = B_2 \frac{3k_z + k_d}{S(k_z + k_d)} \quad (33)$$

Für M ist bei Winddruck H. h, bei exzentrischer Belastung P. e, sowie für V || P einzusetzen.

Streng genommen könnte bei Bestimmung von S nach Gleichung (32) der Drehpunkt o etwas nach rechts verschoben werden, weil mit Vergrößerung von a₁ und Verkleinerung von V die Kantenpressung abnimmt. Alsdann würde man für S einen etwas kleineren Wert erhalten. Für die praktische Anwendung genügt jedoch die gegebene Berechnungsweise vollständig.

Falsch würde es dagegen sein, wenn, wie dies gewöhnlich geschieht, der Abstand der beiden gegenüberliegenden Anker als Hebelsarm a₁ des Gegenmomentes in die Rechnung eingeführt würde. In diesem Falle würde man nämlich die Bedingung, daß die Kantenpressung nicht über 15 kg betragen darf, nicht einhalten.

b) Berechnung der Rippen:

Die Beanspruchung der Rippen der Fußplatte ist sowohl für die Druck- wie für die Zugseite zu untersuchen. Der sich ergebende größere Querschnitt ist dann zu wählen. Die Bestimmung des Querschnittes infolge des Plattendruckes erfolgt in derselben Weise, wie bei den Säulen mit zentrischer Belastung.

Die Beanspruchung der Rippen infolge der Zuganker wird folgendermaßen ermittelt:

Ist n die Anzahl der Rippen auf einer Seite der Platte, so beträgt die auf jede Rippe wirkende Zugkraft

$$S_1 = \frac{S}{n}.$$

Ist alsdann e der Abstand des Ankers von dem Säulenschaft, dann ist:

$$\frac{S_1 e}{M} = \frac{900}{k} \cdot \frac{\delta h^2}{W}$$

worin δ die Stärke, h die Höhe der Rippe in cm. Wird die Stärke δ angenommen (gewöhnlich = 1,5 cm), so folgt

$$h = \frac{1}{12,25} \sqrt{S_1 \cdot \frac{e}{\delta}} \dots (34)$$

und unter Berücksichtigung der Nietlöcher die wirkliche Höhe nach Gleichung (20)

$$h_1 = 1,2 h.$$

c) Niete zwischen Rippe und Säulenschaft:

Von Wirkung zur Übertragung der Kräfte zwischen Säulenschaft und Rippen sind nur die Niete in den senkrechten Winkelflanschen. Denkt man sich in der Scheerebene S-S der Niete die Rippe vom Säulenschaft gelöst, so sind in dieser Fläche zur Wiederherstellung des Gleichgewichtes die Gegenkräfte V und M anzubringen (Fig. 129).

In jeder der beiden Scheerflächen wirkt $\frac{V}{2}$ und $\frac{M}{b_2}$, wo

b₂ der Abstand der breiten Scheerflächen (Breite des Säulenschaftes).

Demgemäß ist die von den Nieten zu übertragende Kraft

$$\text{auf der Druckseite } P = \frac{V}{2} + \frac{M}{b_2} \dots (35)$$

$$\text{auf der Zugseite } P = \frac{V}{2} - \frac{M}{b_2} \dots (36)$$

Die Nietzahl berechnet sich dann nach Gleichung (1) Seite 42, da die Nieten einschneitig sind.

d) Berechnung des Fundamentpfeilers:

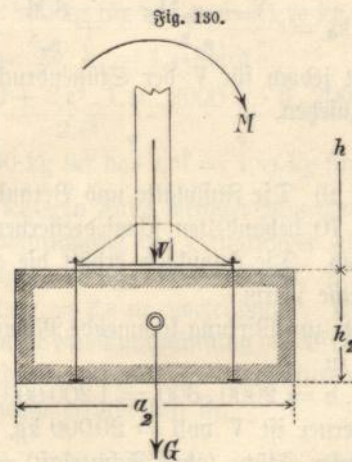
Die Tiefe der Verankerung hängt von den Abmessungen des Fundamentmauerwerkes ab. Die Verankerung muß so weit in das Mauerwerk hineinreichen, als noch Zugbeanspruchungen in dem Pfeilerquerschnitt auftreten. Für den Pfeilerquerschnitt, in welchem die Zugspannung gerade 0 wird, gilt die Gleichung

$$k_z = \frac{M}{W} - \frac{P}{f} = 0,$$

oder

$$\frac{P}{f} = \frac{M}{W}.$$

Nun setzt sich die Last P zusammen aus dem Stützen- drucke V und dem Pfeilergewichte G (Fig. 130).



Demnach:

$$\frac{V + G}{f} = \frac{M}{W}.$$

Nehmen wir einen quadratischen Querschnitt von der Seitenlänge a an, so wird

$$f = a^2, W = \frac{a^3}{6}, G = a^2 h_1 \gamma,$$

worin γ = dem Gewichte von 1 cbm Mauerwerk (bei Ziegelsteinmauerwerk 1,6 t, bei Bruchstein 2,0–2,5 t). Diese Werte eingesetzt folgt:

$$V + a^2 h_2 \gamma = \frac{6M}{a^2} \dots (37)$$

Hierin ist bei Beanspruchung durch Horizontalkräfte für $M = H(h + h_2)$ einzusetzen. Dann wird die Tiefe des Ankers

$$h_2 = \frac{6Hh - a_2 V}{a_2^3 \gamma - 6H} \dots (38)$$

Bei exzentrischer Belastung ist für $M = P \cdot e$ einzusetzen, alsdann wird

$$h_2 = \frac{6Pe - a_2 V}{a_2^3 \gamma} \dots (39)$$

Man kann nun entweder für h_2 oder für a_2 eine Annahme machen und hiernach die andere Unbekannte berechnen. Damit jedoch eine gleichmäßige Druckverteilung eintritt, wähle man h_2 nicht kleiner als $\frac{a_2}{2}$. Für V ist der Stützdruck bei unbelasteter Säule einzusetzen. Es ist hierbei zulässig, das Fundament nach oben durch angemessene Abtreppungen zu verjüngen, falls das Fundament mit Erde erfüllt wird, da das Gewicht der Erde, zusammen mit dem seitlichen Erddrucke, gleich der Wirkung des Mauergewichtes gesetzt werden kann.

Schließlich ist noch zu untersuchen, ob die Kantendruckverteilung in der Fundamentsohle nicht das zulässige Maß der Beanspruchung des Baugrundes übersteigt, was eintreten kann, wenn h_2 im Verhältnis zu a_2 sehr groß gewählt wird. Die Größe dieses Druckes ergibt sich aus

$$k_a = \frac{V + a_2^2 h_2 \gamma}{a_2^2} + \frac{6M}{a_2^3} \dots (40)$$

Hierbei ist jedoch für V der Stützdruck bei voller Belastung einzusetzen.

* * *

Beispiel 9) Die Fußplatte und Verankerung der in Beispiel 5, S. 70 behandelten schmiedeeisernen Säule soll berechnet werden. Die Fußplatte erhält die aus Taf. 28, Fig. 4 ersichtliche Form.

Das größte zur Wirkung kommende Moment ist anderweit berechnet zu

$$M = H \cdot h = 2000 \cdot 600 = 1\,200\,000 \text{ kg/cm.}$$

Ferner ist V voll = 20000 kg,

V bei unbelasteter Stütze (ohne Schneelast) = 15000 kg.

Berechnung der Platte:

Plattenstärke δ nach Gleichung (22) = $\frac{b}{10}$. Die

größte Säulenausdehnung beträgt 35 cm, die Breite der Anschlußwinkel der Rippen = 5 cm, demnach

$$b = 35 - 2 \cdot 5 = 25 \text{ cm,}$$

$$\delta = \frac{25}{10} = 2\frac{1}{2} \text{ cm.}$$

Die Breite des Rippenflansches beträgt $f = 2.5 + 2.4 = 12.4$ cm, somit die in Rechnung zu ziehende Plattenbreite nach Gleichung (24) $B_1 = 1.84 \cdot 25 + 2 \cdot 12.4 = 70.8$, dafür rund 71 cm.

Plattenlänge nach Gleichung (25):

$$B_2 = \frac{20000}{30 \cdot 71} + \sqrt{\left(\frac{20000}{30 \cdot 71}\right)^2 + \frac{1200000}{2.5 \cdot 71}} = 9.4 + 82.5 = 91.9, \text{ dafür } 92 \text{ cm.}$$

Berechnung der Anker:

Es beträgt nunmehr die größte Druckspannung nach Gleichung (26)

$$k_a = \frac{20000}{71 \cdot 92} + \frac{6 \cdot 1200000}{71 \cdot 92^2} = 15 \text{ kg.}$$

Ferner die größte Zugspannung nach Gleichung (27)

$$k_z = 11.94 - 3.06 = \text{rund } 8.9 \text{ kg.}$$

Der größte Abstand, in welchem der Anker von der Kante entfernt angeordnet werden darf, ohne daß die Druckspannung den Wert von 15 kg übersteigt, beträgt $= \frac{n}{3}$, und zwar ist nach Gleichung (28)

$$n = \frac{8.9 \cdot 92}{8.9 + 15} = 34.2 \text{ cm.}$$

Demnach der größte Ankerabstand $= \frac{34.2}{3} = 11.4$ cm.

In diesem Falle würde die Ankeranzugspannung nach Gleichung (29) betragen:

$$S = 71 \cdot \frac{8.9 \cdot 34.2}{2} = 10800 \text{ kg.}$$

Dies ist jedoch nur richtig bei vollbelasteter Säule. Die Zugspannung wird größer bei unbelasteter Säule, und zwar ist dann nach Gleichung (31):

$$S = \frac{M - V \cdot b_1}{a_1}$$

$$M = 1200000; \quad V = 15000$$

$$a_1 = B_2 - \frac{m + n}{3} = B_2 - \frac{B_2}{3} = \frac{2}{3} B_2 = 61.3$$

$$b_1 = \frac{B_2}{2} - \frac{m}{3} = \frac{92}{2} - \frac{57.8}{3} = 26.7,$$

$$\text{da } m = B_2 - n = 92 - 34.2 = 57.8;$$

mithin

$$S_{\max} = \frac{1200000 - 15000 \cdot 26.7}{61.3} = 13050 \text{ kg.}$$

Wir legen den Anker außerhalb der Platte im Abstände $r = \frac{92}{2} + 3 = 49$ cm von der Säulenmitte entfernt. Dann wird nach Gleichung (32)

$$S_{\max} = \frac{1200000 - 15000 b_1}{49 + b_1}$$

b_1 ist nach obigem = 26.7, mithin

$$S_{\max} = \frac{1200000 - 15000 \cdot 26.7}{49 + 26.7} = 10600 \text{ kg.}$$

Die Stärke der Anker ergibt sich bei Anwendung nur eines Ankers auf jeder Seite nach Gleichung (12), S. 49.

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{10600}{900}} = 5,14 \text{ cm.}$$

Berechnung der Rippen:

a) Für die Druckseite:

Wir wählen die Rippenstärke $\delta = 1,5 \text{ cm}$, dann ist nach Gleichung (19), S. 72 die theoretische Rippenhöhe

$$h = \alpha l \sqrt{c.}$$

Nach der zugehörigen Tabelle ist für Minkermauerwerk bei $1,5 \text{ cm}$ Rippenstärke $\alpha = 0,19$.

Ferner ist aus der Zeichnung l (Rippenlänge) = 25 cm , c (Rippenabstand) = $36,5 \text{ cm}$.

Demnach

$$h = 0,19 \cdot 25 \sqrt{36,5} = 29 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (20) die wirkliche Rippenhöhe mit Rücksicht auf Rietschwächung

$$h_1 = 1,2 \cdot 29 = 35 \text{ cm.}$$

b) Für die Zugseite:

Nach Gleichung (34) wird:

$$h = \frac{1}{12,25} \sqrt{\frac{S_1 \cdot 49}{1,5}}$$

und da

$$S_1 = \frac{10600}{2} = 5300 \text{ kg}$$

$$h = 34, \text{ ferner } h_1 = 1,2 \cdot 34 = 41 \text{ cm.}$$

Letzteres Maß ist mithin anzuwenden.

Zur Übertragung des Ankerzuges auf die beiden Rippen dienen zwei über die Rippenstempel gestreckte \square -Eisen, welche die Anker Mutter mittels Unterlagsplatte tragen. Die \square -Eisen sind als Träger auf zwei Stützen anzusehen, demnach das erforderliche Widerstandsmoment nach Kapitel 5, § 6:

$$W = \frac{S l}{4 \cdot 900}$$

$$S = 10600; l = 37,4,$$

mithin

$$W = \frac{10600 \cdot 37,4}{4 \cdot 900} = 110.$$

Die beiden gewählten \square -Eisen Nr. 12 besitzen ein Widerstandsmoment von $2 \cdot 60,7 = 121,4$, genügen demnach.

Rietverbindung:

Nach Gleichung (35) ist die von den Rietflächen der in den senkrechten Rippenflanschen sitzenden Riete aufzunehmende Kraft

$$P = \frac{V}{2} + \frac{M}{h_2} = \frac{20}{2} + \frac{1200}{35} = \text{rund } 44 \text{ Tonnen,}$$

demnach die Rietzahl nach Gleichung (1) S. 42

$$n_1 = \frac{1,6 \cdot 44}{2^2} = 18, \text{ wenn der Rietdurchmesser} = 2 \text{ cm.}$$

In jedem der vier Flansche sitzen fünf Riete, im ganzen sind also 20 Riete vorhanden.

Berechnung des Fundamentpfeilers:

Nach Gleichung (38) ist:

$$h_2 = \frac{6 H h - a_2 V}{a_2^3 \gamma - 6 H'}$$

Hierin ist zu setzen:

$$\gamma \text{ für Bruchstein} = 2000 \text{ kg;}$$

$$H = 2000; h = 6,0; V = 15000,$$

mithin

$$h_2 = \frac{6 \cdot 2000 \cdot 6,0 - 15000 \cdot a_2}{a_2^3 \cdot 2000 - 6 \cdot 2000}$$

Wählen wir die Seitenlänge a_2 der Fundamentgrundfläche = $2,5 \text{ m}$, so folgt $h_2 = 1,8 \text{ m}$,

für $a_2 = 2,6$ folgt

$$h_2 = 1,44 \text{ m.}$$

Kantenpressung nach Gleichung (40)

$$k_a = \frac{20000 + 2,5^2 \cdot 1,8 \cdot 2000}{2,5^2} + \frac{6 \cdot 2000 (6,0 + 1,8)}{2,5^2}$$

$$= 12800 \text{ kg für das } qm = 1,28 \text{ kg f. d. } qcm.$$

Für $a_2 = 2,6$, $h_2 = 1,44$ wird

$$k_a = \frac{20000 + 2,6^2 \cdot 1,44 \cdot 2000}{2,6^2} + \frac{6 \cdot 2000 (6,0 + 1,44)}{2,6^2}$$

$$= 10900 \text{ kg für das } qm = 1,09 \text{ kg für das } qcm.$$

Da im letzteren Falle weniger Mauerwerk erforderlich wird, die Beanspruchung des Baugrundes günstiger ist und die Bedingung $h_2 > a_2/2$ noch zutrifft, so ist die Wahl der Seitenlänge = $2,6 \text{ m}$ vorteilhafter, wenn nicht die Raumverhältnisse eine Einschränkung des Pfeilerquerschnittes verlangen und eine größere Fundamenttiefe aus besonderen Gründen ohnehin erforderlich ist.

§ 9.

Lagerung der Träger auf den Stützen.

Bei der Lagerung der Träger auf eisernen Stützen ist zu beachten, daß:

- 1) Der Träger eine hinreichende Lagerfläche findet,
- 2) die vertikale Stellung des Trägersteges gesichert ist,
- 3) eine gute Übertragung des Trägerdruckes auf den Säulenschaft stattfindet,
- 4) einseitige Belastung der Säule, namentlich bei gußeisernen Säulen, thunlichst vermieden wird.

Bereits in den §§ 2 und 3 wurden Beispiele einer zweckmäßigen Gestaltung des Trägerlagers bei guß- und schmiedeeisernen Säulen vorgeführt. Es handelt sich nunmehr darum, die Formen und Abmessungen, welche den Lagern zu geben sind, zu bestimmen.

Bei den auf dem oberen Ende der Säulen gelagerten Trägern bietet eine für die Praxis genügend genaue zentrische Lagerung keine Schwierigkeit. Gute Beispiele hierfür zeigen: Taf. 16 und 19. Erheblich schwieriger ist die Lagerung der Träger auf solchen Stützen, welche durch mehrere Stockwerke hindurchgehen.

Bei den gußeisernen Säulen werden hierbei die Träger fast stets auf konsolartigen Vorsprüngen gelagert, welche an die Säule angegossen werden. Für die Übertragung des Trägerdruckes ist nur eine geringe Berührungsfläche zwischen Träger und Säulenlager erforderlich. Ist t die Flanschbreite des Trägers, so ist eine Lagerfläche von 1 cm Breite im Stande, bei Gußeisen einen Lagerdruck von $\frac{t}{2}$ Tonnen zu übertragen. Für einen Lagerdruck von 20 Tonnen würde demnach bei einer Flanschbreite des Trägers $t = 12$ cm zur Druckübertragung bei Gußeisen bereits eine Berührungsfläche von $\frac{2 \cdot 20}{12} = 3,3$ cm Breite genügen.

Bei einem seitlichen Anschluß der Träger an die Säulen würde es mithin im Interesse einer möglichst zentrischen Belastung am besten sein, den Konsolvorsprung zur Aufnahme des Trägers nicht breiter als 2 bzw. 3 cm zu gestalten, wenn nicht praktische Bedenken dagegen sprächen. Ein so knappes Auflager würde nur dann möglich sein, wenn die unveränderte Lage des Trägers und der Säule in Wirklichkeit gewahrt bliebe. Dies ist jedoch nicht der Fall. Schon die Durchbiegung des Trägers bewirkt eine Veränderung der Länge, mehr noch Temperaturänderungen und geringe Bewegungen in den Fundamenten der Gebäude. Es muß daher zwischen der eigentlichen Druckfläche und dem Trägerende ein Spielraum verbleiben, welcher nach praktischen Erfahrungen auf mindestens 10 cm zu bemessen ist.

Da weder die Oberfläche der gegossenen Konsolen, noch die Unterfläche der Trägerflanschen vollkommen eben ist, so empfiehlt es sich, das eigentliche Trägerlager durch eine auf der Vorderkante der Konsole etwas vorragende Leiste von 4 bis 5 cm Breite zu bilden. (Vergl. Taf. 7, Fig. 1 c, 2 c.)

Gewalzte Träger werden unmittelbar auf diese Leiste gelagert. Bei genieteten Trägern wird zweckmäßig eine schmiedeeiserne 15 bis 20 cm starke Lagerplatte mit versenkten Nieten an der Unterfläche des Trägerflansches befestigt, da der Flansch der Winkelisen zu schwach ist, um

eine gleichmäßige Druckverteilung zu gewährleisten, auch die Unterfläche bei genieteten Trägern nicht eben genug ausfällt.

Den Übergang zwischen Konsolplatte und Schaft bildet in der Regel eine mit dem Steg radial zur Säule angeordnete Rippe. Ist δ die Stärke, h die Höhe der Rippe (Fig. 131), so ergibt sich unter Vernachlässigung der Konsolplatte

$$\frac{Pl}{M} = \frac{250}{k} \frac{\delta h^2}{W}$$

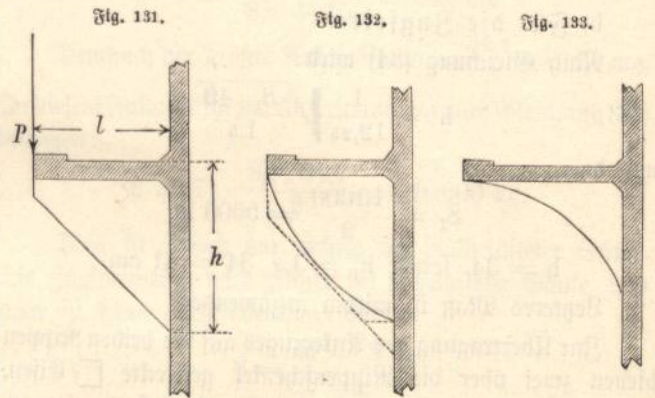
oder

$$h = \frac{1}{6,5} \sqrt{\frac{Pl}{\delta}} \dots \dots \dots (41)$$

wobei P in kg, l und δ in cm einzusetzen ist, um h in cm zu erhalten.

Für die gebräuchlichen Werte $\delta = 2,5$ cm, $l = 10$ cm wird

$$h = \frac{1}{3,25} \sqrt{P} \dots \dots \dots (42)$$



Da das Moment in geradem Verhältnis mit wachsendem l , das Widerstandsmoment in quadratischem Verhältnis mit h zunimmt, so ergibt sich, wenn h für verschiedene Abstände von der Vorderkante der Konsole berechnet wird, die aus Fig. 132 ersichtliche theoretische Form der Rippe. Statt dessen kann man selbstredend auch irgend eine diese Form umhüllende andere Linie (z. B. die in Fig. 132 punktierte) wählen. Zu verwerfen ist dagegen die noch vielfach gebräuchliche Rippenform nach Fig. 133.

Die Rippe übt am oberen Ende eine Zug-, am unteren eine Druckwirkung gegen den Säulenschaft aus. Hierdurch entstehen in dem letzteren Ringspannungen, welche eine Verstärkung des Säulenschaftes (etwa um $\frac{1}{4}$) auf die ganze Rippenhöhe empfehlenswert erscheinen lassen.

Die auf Taf. 12 dargestellte abweichende Form der Konsole gewährt eine gute Druckverteilung, bereitet aber bei der Ausbildung des Kapitales in ästhetischer Hinsicht Schwierigkeiten.

In denjenigen Fällen, in welchen die Träger seitlich mittels Winkellaschen an gußeiserne Säulen angegeschlossen werden (vergl. Taf. 4, Fig. 3), was im allgemeinen nicht zu empfehlen und nur bei kleinen Lagerdrücken zulässig ist, erfolgt die Stärkenbestimmung in gleicher Weise, wie bei schmiedeeisernen Säulen.

Bei den schmiedeeisernen Stützen werden die Träger fast stets unmittelbar durch Niete oder Schrauben mit den Stützen verbunden. Erfolgt hierbei der Anschluß mittels Winkellaschen nach Taf. 12, Fig. 2 b, so empfiehlt es sich, bei großen Trägern in dem Stege des Trägers längliche Löcher anzubringen und den Steg mit den Winkellaschen zu verschrauben, um eine geringe Bewegung des Trägers gegen die Säule zu gestatten und eine Beanspruchung der Niete zwischen Anschlußwinkel und Säule auf Zug (vergl. S. 41) zu vermeiden. Wird der Steg

seitlich an der Säule nach Taf. 13, Fig. 1 d, oder auch nach Taf. 12, Fig. 3 b befestigt, so ist eine derartige Rücksichtnahme in der Regel nur bei besonders langen Unterzügen zur Ermöglichung der Temperaturdehnung erforderlich.

Die Berechnung der Nietstärke und Nietzahl hat nach den im Kapitel 3, S. 42 vorgeführten Regeln zu erfolgen. Läßt sich im Stege des Trägers die erforderliche Nietzahl nicht unterbringen, so muß man entweder den Steg nach Taf. 3, Fig. 5 verstärken, oder eine Nietvermehrung durch unter den Trägerflansch fassende Konsolewinkel (Taf. 13, Fig. 2 d) zu erreichen suchen.

Die senkrechte Lage des Trägersteges ist bei den Anschlüssen an schmiedeeiserne Säulen mittels Winkellaschen ohne weiteres gesichert; die bei gußeisernen Säulen zu diesem Zwecke zu treffenden Anordnungen wurden bereits in § 2, Seite 58 und 59, besprochen.

Fünftes Kapitel.

Träger mit vollem Steg.

§ 1.

Material und Querschnittsform.

Die Träger mit vollem Steg kommen bei Hochbauten am häufigsten in Anwendung. Sie unterscheiden sich dadurch, daß ein beliebiger Querschnitt rechtwinklich zur Achse eine zusammenhängende Fläche bildet, von den Trägern mit durchbrochenem Steg, welche gewöhnlich Fachwerk-Gitter- oder gegliederte Träger genannt und im 6. Kapitel behandelt werden.

Als Material für die Träger mit vollem Steg eignet sich vorzugsweise Holz und Schmiedeeisen. Mit einfachen Holzbalken lassen sich bei den gewöhnlich vorkommenden Belastungen nur Lichtweiten bis zu etwa 5,0 m überspannen. Bei größeren Weiten werden zusammengesetzte Holzbalken (verzahnte und verdübelte Träger) notwendig, welchen jedoch stets schmiedeeiserne Träger vorzuziehen sind. In der Regel sind letztere auch nicht teurer als derartige zusammengesetzte Holzträger gleicher Tragfähigkeit. Aber auch den einfachen Holzbalken sind schmiedeeiserne Träger vorzuziehen, wenn, wie bei Wandbalken und Balkenlagen, die Fäulnis (Schwamm-Bildung) und die Feuer-sicherheit in Frage kommt. Dies wird um so häufiger der Fall sein, je mehr die Güte der Bauhölzer sich verschlechtert, die Holzpreise steigen und die Eisenpreise sinken.

Gegenwärtig ist der Preisunterschied bereits so gering, daß er bei allen bedeutenderen Bauwerken gegenüber den mittels eiserner Träger zu erreichenden Vorteilen nicht mehr in Frage kommen sollte.

Guß-eisen wird heutzutage zu Trägern überhaupt nicht mehr verwendet. Ganz abgesehen davon, daß sich das Gußeisen, wegen seiner ungleichen Materialbeschaffenheit, schlecht zu Trägern eignet, kommt bei den gegenwärtigen Preisen ein Gußeisenträger gleicher Tragfähigkeit etwa doppelt so teuer zu stehen als ein entsprechender schmiedeeiserner Träger. Wir schließen daher gußeiserne Träger gänzlich von der Betrachtung aus.

Die zweckmäßigste Querschnittsform für Holzbalken ist ein Rechteck, dessen Höhe etwa $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ der Breite. Wollte man hier in ähnlicher Weise, wie bei dem eisernen I-Träger den mittleren Teil schwächen, so würde sich die damit verbundene Arbeit nicht bezahlt machen. Anders verhält es sich mit dem Eisen, welchem beim Walzen ebenfugot die eine wie die andere Form gegeben werden kann. Außerdem ist es nicht vorteilhaft, zu starke Eisenteile auszuwalzen, weil dann das Material nicht so gut verarbeitet wird.

Nach Kap. 2, S. 32, werden die mittleren Teile eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes hauptsächlich durch Schubspannungen, die äußeren Teile durch Biegungs-spannungen beansprucht. Da letztere bedeutend größer sind als die Schubspannungen, so ist demnach auch der Querschnitt in der Mitte dünn, oben und unten stark zu halten. Diese Bedingung zusammen mit der für das Walzen zweckmäßigsten Stärk-Abmessung läßt den I- und C-Querschnitt als die geeignetste Trägerform erscheinen.

Der mittlere Teil des Trägers heißt Steg oder Blechwand, die äußeren Teile heißen Flanschen oder Gurtungen.

§ 2.

Gewalzte Träger.

Unter gewalzten Trägern versteht man solche Träger, welche aus einem Stück gewalzt sind. Träger, welche aus mehreren gewalzten Stücken zusammengenietet werden, heißen genietete Träger (Blechträger, Gitter- und Fachwerkträger). — Die gewalzten Träger finden bei allen Spannweiten und Belastungen Verwendung, bei welchen das erforderliche Widerstandsmoment den Wert von etwa 2800 (cm³) nicht übersteigt, beziehungsweise die Trägerhöhe bei I-Trägern nicht größer wird als 50 cm. Neuerdings werden von einigen Werken auch I-Träger von 55 cm Höhe und einem Widerstandsmoment von

3600 hergestellt. Da genietete Träger bei gleichem Gewicht etwa doppelt so teuer sind als gewalzte, so wird man erst dann zur Verwendung genieteteter Träger greifen, wenn keine passenden Walzträger vorhanden sind.

Von den in den Tabellen 11—19 verzeichneten Normalprofilen eignet sich zu Trägern, wenn keine Beschränkungen vorliegen, am besten das I-Eisen. Sind jedoch an den Flanschen andere Konstruktionsteile durch Nieten zu befestigen, so sind mitunter \square oder zwei zusammengesetzte \square -Eisen vorzuziehen, da die breiten dünnen Flanschen des \square -Profils zum Durchbohren geeigneter sind als die schmalen dicken Flanschen des I-Eisens. Die I-Eisen finden daher hauptsächlich bei Balkenlagen, die \square -Eisen bei Dachstühlen Verwendung. Liegen Verhältnisse vor, welche eine besondere Trägerform wünschenswert erscheinen lassen, so kann man selbstredend auch jedes beliebige andere Profil als Träger verwenden, man hat dann nur zu prüfen, ob die Materialvergeudung durch die erzielten anderweiten Vorteile aufgewogen wird.

In früherer Zeit wurden zu Trägern häufig alte Eisenbahnschienen verwendet. Seit der Preis der gewalzten Träger erheblich geringer geworden, hat diese Verwendung bedeutend abgenommen; aus Gewohnheit findet sie jedoch noch immer hier und da statt. Da die Eisenbahnverwaltungen Eisenbahnschienen nur dann veräußern, wenn der Kopf ganz oder teilweise zerstört ist, so ist die Tragfähigkeit eine äußerst unsichere und wird man das Widerstandsmoment von 13 cm hohen Schienen nicht höher als etwa zu 40 (cm³) annehmen dürfen. Nun kostet das Meter alte Eisenbahnschiene etwa 2 Mark, während für denselben Preis ein I-Träger Nr. 13 zu haben ist, dessen Widerstandsmoment 67,8 beträgt. Zieht man noch in Betracht, daß das Profil der Eisenbahnschienen für Verbindungen mit anderen Konstruktionsteilen fast gar nicht geeignet ist, so wird deren Anwendung nur in seltenen Fällen zweckmäßig sein.

Bei Anwendung der I-Eisen zu Trägern ist zu beachten, daß der gedrückte obere Flansch genügend gegen seitliches Ausknicken gesichert wird. Beispielsweise ist für I Nr. 30 die Flanschbreite 12,5, die Flanschdicke 1,62 cm, mithin der Flächeninhalt des Flansches = 20,3 qcm und das Trägheitsmoment des Flansches, bezogen auf die Stegachse, $J = \frac{1,62 \cdot 12,5^3}{12} = 264$. Bei einer durchschnittlichen Pressung von 800 kg/qcm liefert Gleichung 8, S. 34

$264 = 2,5 \cdot P^2$ und da $P = 20,3 \cdot 0,8 = 16,24$ t, so ergibt sich die größte zulässige freie Länge des Flansches zu

$$l = \sqrt{\frac{264}{2,5 \cdot 16,24}} = 2,54 \text{ m.}$$

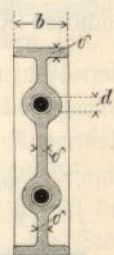
Es müssen also mindestens in Abständen von 2,5 m Querverbindungen vorhanden sein, welche eine seitliche Bewegung des oberen Flansches verhindern.

In der Regel wird dieser Bedingung teils durch aufliegende oder anschließende Seitenträger, teils durch Ausmauerung zwischen zwei benachbarten Trägern, teils durch auflastende Mauern genügt, es können jedoch auch Fälle vorkommen, wo dies nicht der Fall ist, wie beispielsweise bei Unterzügen mit untergehängten Deckenbalken. Den besten Schutz gegen Ausknicken erzielt man alsdann durch Anwendung zweier oder mehrerer nebeneinanderliegender Träger, welche durch Querverbindungen verkuppelt werden. Solche gekuppelte Träger finden überhaupt Anwendung, wenn ein einziger Träger bei gegebener Konstruktionshöhe nicht ausreicht, oder wenn eine genügend breite Unterlage für auflastende Wände und dergl. geschaffen werden soll. Sie haben dann außer der Verhütung seitlicher Ausknickung noch den Zweck, eine gleichmäßige Inanspruchnahme der einzelnen Träger durch die Auflast herbeizuführen. Die einfachste Art, derartige Träger zu kuppeln, besteht in der Anwendung von Bolzen, welche alle 2 bis 2,5 m sämtliche Träger verbinden unter gleichzeitiger Einlage geeigneter Futterstücke zwischen die einzelnen Träger.

Am vollkommensten erfüllen hierbei ihre Aufgabe besonders gegossene Füllstücke nach Taf. 19, Fig. 4a—c und Textfigur 134, welchen zweckmäßig folgende Abmessungen gegeben werden:

$$\begin{aligned} \delta &= 0,6 + \frac{h}{50} \\ b &= 3,0 + \frac{h}{8} \\ d &= 1,2 + \frac{h}{30} \end{aligned} \left\{ \begin{array}{l} h = \text{Trägerhöhe,} \\ \text{ist in cm einzusetzen} \\ \text{um } \delta, b, d \text{ (Fig. 134)} \\ \text{in cm zu erhalten.} \end{array} \right.$$

Fig. 134.



Anzahl der Schraubenbolzen:

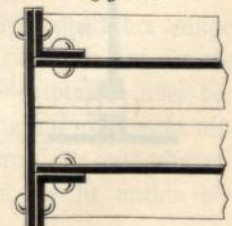
bei I-Trägern Nr. 8—17 = 1

" " " " 18—55 = 2

in einem Abstände von 0,4 h.

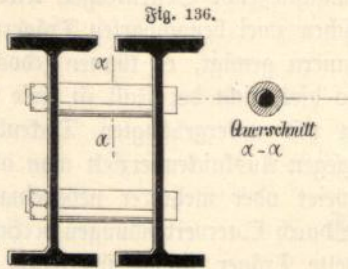
Wo die Beschaffung derartiger Gußfüllstücke mit Schwierigkeiten verknüpft ist, bietet den besten Ersatz ein Füllstück aus Eichenholz, dessen Kanten der Abrundung zwischen Steg und Flansch entsprechend gebrochen werden. Um einen sicheren Anschluß zu gewährleisten, empfiehlt es sich außerdem, die Seitenflächen etwas auszuhöhlen.

Fig. 135.



An den Auflagern kann man bei zwei gekuppelten Trägern statt der Bolzen und Futterstücke auch eine Querverbindung nach Fig. 135 anwenden, wobei die Winkel mit dem Steg vor Aufbringung der Endplatte verbunden werden müssen.

Die Verbindung gekuppelter Träger mit Stehbolzen (Fig. 136), wie sie vielfach üblich ist, kann nicht empfohlen werden, weil sie keine gleichmäßige Beanspruchung der Träger gewährleistet.

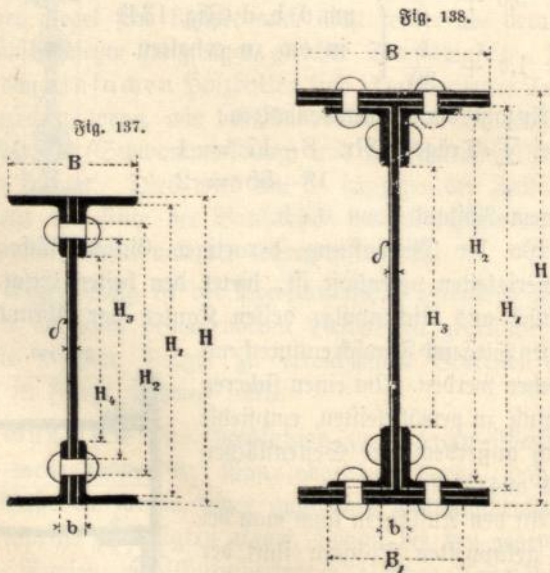


Liegen die Träger so weit auseinander, daß die Anwendung von Füllstücken nicht mehr genügende Sicherheit gegen ungleichmäßige Inanspruchnahme bietet, so sind aus Blechen und Winkeln zusammengenietete Querversteifungen anzuwenden.

§ 3.

Genietete Träger.

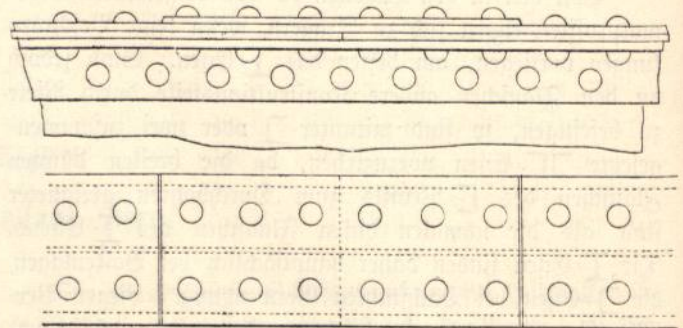
Die genieteten Träger mit vollem Steg werden aus Blechen und Winkleisen zusammengesetzt. Der Steg wird durch ein senkrecht Blech, die Gurtungen (Flanschen) werden durch Winkleisen gebildet, deren senkrechte Schenkel mit dem Steg durch Niete verbunden werden (Fig. 137). Nach Bedarf werden die Gurtungen durch aufgenietete Flacheisen (Kopfplatten) verstärkt, welche mit den wagrechten



Winkelschenkeln vernietet werden (Fig. 138). Die wagrechten und die senkrechten Niete werden gegeneinander versetzt angeordnet (Fig. 139), damit eine Schwächung des

Querschnittes durch mehr als zwei Nietlöcher in jedem Gurt vermieden wird. Der Abstand zweier gegeneinander versetzter Niete sollte jedoch hierbei horizontal gemessen nicht

Fig. 139.

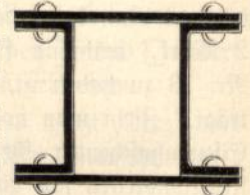


weniger als das $2-2\frac{1}{2}$ fache des Nietdurchmessers betragen.

Der Berechnung des Widerstandsmomentes ist der am meisten durch Nietlöcher geschwächte Querschnitt zu Grunde zu legen. Sind Kopfplatten vorhanden, so fällt das Widerstandsmoment des durch die senkrechten Niete geschwächten Querschnittes am kleinsten aus; fehlen die Kopfplatten, so sind die Widerstandsmomente der durch wagrechte Nietlöcher geschwächten Querschnitte in der Regel, wenn auch nicht wesentlich, kleiner.

Ist die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe so gering, daß man mit einem Blechträger mit drei Gurtplatten nicht mehr ausreicht, oder ist aus anderen Gründen eine größere Flanschbreite wünschenswert, so ordnet man statt einer, zwei Blechwände in einem Abstand von 15 bis 25 cm an. Ein solcher Träger, welcher Kastenträger genannt wird, ist auf Taf. 19 dargestellt. Statt der Blechwände und der Winkel kann man auch bei kleineren Trägerhöhen \square -Eisen verwenden (Fig. 140).

Fig. 140.



Alle an den Blechwänden sitzenden Niete, ebenso die etwa in den Gurtungen vorhandenen mittleren Niete (α in Fig. 3a, Taf. 19) müssen vor dem Zusammennieten der Gurtplatten und der Winkleisen geschlagen werden, da sie sich später nicht mehr anbringen lassen. — Im übrigen gelten für den Kastenträger dieselben Regeln, wie für den einfachen Blechträger.

Bei der Wahl der Abmessungen der einzelnen Träger-teile sind folgende Regeln zu beachten:

a) Die Blechwand.

Die Stärke δ wähle man etwa $\frac{1}{100}$ der Steghöhe, jedoch nicht unter 7 mm, in der Regel 10 mm. Die

Höhe H der Blechwand richtet sich in erster Linie nach dem zur Verfügung stehenden Raum, im übrigen ist eine Höhe von $\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{15}$ der Spannweite bei Hochbauten als zweckmäßig zu bezeichnen.

Größere Blechhöhen als 1,2 m sind zu vermeiden. Ist eine größere Höhe erforderlich, so ist in der Regel die Verwendung eines Fachwerkträgers vorteilhafter. Letzterer empfiehlt sich auch bereits bei geringeren Trägerhöhen, wenn es auf leichteres Aussehen, Lichtdurchlässigkeit und dergl. ankommt.

An den Auflagern und an den Stellen des Trägers, an welchen größere Einzellasten (anschließende Nebenträger, Stützen u. a.) wirken, ist die Blechwand durch senkrechte \perp - oder \perp -Eisen zu versteifen. Bei gleichmäßig verteilter Last, wie sie beispielsweise bei Unterstützung von Wänden vorkommt, ist eine Versteifung der niedrigen bis etwa 50 cm hohen Träger nur über dem Auflager, nicht aber in der Mitte erforderlich. Bei höheren Trägern bringe man auch in der Mitte in Abständen von 1,3 m abwechselnd auf der einen und anderen Seite der Blechwand zur Versteifung je ein Winkleisen Nr. $6\frac{1}{2}$ — $7\frac{1}{2}$ an.

Bei den Kastenträgern werden die Versteifungseisen gewöhnlich an der Außenseite der Blechwand angebracht (Taf. 19, Fig. 3a), sie können aber auch innen angeordnet werden (\perp -Eisen am Auflager Taf. 19, Fig. 2b).

Ist die Blechwand nicht höher als 80 cm, so kann man noch Flachseisen (sogenannte Universaleisen, vergl. S. 6), welche in 8 m Normallänge, auf besondere Bestellung aber auch bis zu 14 m Länge gegen entsprechenden Preiszuschlag gewalzt werden, verwenden. Bei solchen Trägern wird es daher immer möglich sein, die Blechwand in einem Stück ohne Stoß herzustellen. Ist die Blechwand dagegen höher als 80 cm, so müssen auf Rand beschrittene Bleche, welche nur in Längen von 4—5 m gewalzt werden, Verwendung finden. Als dann muß bei größerer Trägerlänge die Blechwand gestoßen werden, wobei nach folgenden Regeln zu verfahren ist:

Es genügt, nur den zwischen den Winkleisen befindlichen Teil des Stoßes durch doppelte Laschenbleche zu decken (vergl. Taf. 20, Fig. 2a—b), deren Stärke etwa $\frac{2}{3}$ der Stärke des zu stoßenden Bleches, mindestens aber 7 mm betragen soll. Auf beiden Seiten des Stoßes sind je zwei Nietreihen anzuordnen. Entfernung der Nietmitten vom Stoß und vom Laschenrand $1,5d$ — $2d$ (wenn d die Nietstärke), Entfernung der Nietmitten voneinander $6d$ — $8d$. Am besten wird der Stoß an einer Stelle angeordnet, an welcher sich senkrechte Versteifungseisen für Trägeranschlüsse befinden; es dienen dann die Versteifungseisen zur Verstärkung der Stoßstelle, während die Laschenbleche gleichzeitig als Füllbleche für die Versteifungseisen benutzt werden.

Beim Kastenträger wird in gleicher Weise verfahren, nur werden hier die inneren Stoßlaschen auf die ganze Höhe des Steges durchgeführt. (Taf. 20, Fig. 1a—c.)

b) Winkleisen.

Die Winkleisen werden mit Nieten an dem Steg befestigt, deren Stärke d etwa gleich der doppelten Stärke des Winkleisens zu wählen ist, jedoch soll die Nietstärke nicht mehr als etwa $\frac{1}{3}$ der inneren Schenkellänge betragen. Für eine Winkelstärke von 7 mm würden somit 14 mm starke Niete zu verwenden sein, wobei die innere Schenkellänge mindestens $3 \cdot 14 = 42$ mm betragen sollte. Hier nach sind in diesem Falle die \perp Nr. 5 der Tabelle 13 und Nr. $5\frac{7}{8}$ und $5\frac{10}{16}$ der Tabelle 14 die kleinsten verwendbaren Winkleisen. Bei einer Winkelstärke von 10 mm beträgt $d = 20$ mm und die kleinste innere Schenkellänge 60 mm, mithin sind alsdann Nr. 7 der Tabelle 13 und $8\frac{10}{16}$ der Tabelle 14 die kleinsten verwendbaren Winkel. Allenfalls kann man bei 10 mm Nietstärke auch noch Winkel mit 55 mm innerer, 65 mm äußerer Schenkellänge, also Nr. $6\frac{1}{2}$ der Tabelle 13, $6\frac{1}{2}\frac{10}{16}$ der Tabelle 14 verwenden.

Die Entfernung der Nietmitten voneinander wähle man in der Nähe des Auflagers $= 5d$, im mittleren Teil des Trägers $= 6d$. An den Stößen kann man die Niete, um an Länge der Stoßlasche zu sparen, näher aneinander rücken, jedoch höchstens bis zu einem Abstand von $4d$. Ungleichschenklige Winkleisen sind in solchen Fällen zweckmäßig, in welchen bei geringer Höhe die Verwendung thunlichst breiter Gurtplatten ermöglicht werden soll. — Die Winkleisen werden wie die Universaleisen in Normallängen von 8 m, auf Bestellung aber bis zu 14 m gewalzt. Stöße lassen sich daher fast immer vermeiden. Andernfalls ist der Stoß nach dem im dritten Kapitel, S. 46 Gesagten zu behandeln. Es empfiehlt sich, die beiden Winkel derselben Gurtung an gleicher Stelle zu stoßen, die Stöße der oberen und unteren Gurtung kann man sowohl in einem und demselben Querschnitt oder auch gegeneinander versetzt anordnen.

c) Gurtplatten (Kopfplatten).

Die kleinste Breite der Gurtplatten ist gleich der Länge der beiden wagrechten Winkelschenkel zuzüglich der Stärke der Blechwand. Der Überstand der Gurtplatten über die Winkleisen wird beiderseits zweckmäßig auf nicht mehr als das Dreifache der Stärke δ_1 einer Gurtplatte ausgedehnt. Ist a die Länge eines Winkelschenkels, so ist mithin die kleinste Gurtplattenbreite

$$b_0 = 2a + \delta$$

die größte Plattenbreite

$$b_1 = 2a + \delta + 6\delta_1.$$

Die Stärke jeder Gurtplatte ist mindestens = 7 mm, höchstens = 14 mm, aber nicht um mehr als etwa 2 mm von der Winkelstärke abweichend, anzunehmen. Die Gesamtstärke der Winkel und sämtlicher Gurtplatten darf nicht mehr als das $2\frac{1}{2}$ -fache des Nietdurchmessers betragen, auch sind mehr als drei Gurtplatten übereinander zu vermeiden. Die Nietstärke ist die gleiche wie bei den Winkelleisen, die Niete sind gegen die wagrechte Niete zu versetzen, so daß in einen Trägerquerschnitt nicht mehr als vier senkrechte oder zwei wagrechte Nietlöcher fallen.

Während die Blechwand und die Winkelleisen auf die ganze Länge des Trägers durchgehen, brauchen die Kopfplatten nur so weit geführt zu werden, als die Größe des Angriffsmomentes es erfordert. (Vergl. § 10 dieses Kapitels.) Hiernach ist die Länge der Kopfplatten stets kürzer als die der Winkelleisen, es werden daher Stöße dieser Platten bei den Blechträgern der Hochbauausführungen fast noch weniger vorkommen als bei den Winkeln. Der Vollständigkeit halber mögen aber auch die bei derartigen Stößen zu beachtenden Regeln kurz angeführt werden.

Man unterscheidet offene und verdeckte Plattenstöße. Ein offener Stoß ist vorhanden, wenn die zu stoßende Platte auf einer Seite frei liegt. In diesem Falle wird der Stoß durch eine einseitige Lasche von gleicher Breite und Stärke, wie die zu stoßende Platte gedeckt. (Taf. 20, Fig. 4a—b.)

In Taf. 20, Fig. 4 ist der Querschnitt der Gurtplatte = $(25 - 2 \cdot 2,4) 1,2 = 24,2$ qcm und die dementsprechende Normalkraft, wenn $k = 0,8$ t für das qcm

$$P = 24,2 \cdot 800 = 19360 \text{ kg oder } 19,4 \text{ t.}$$

Die Nietstärke ist 24 mm und die Tragfähigkeit dieses Niertes bei einschrittiger Beanspruchung nach Tabelle 29 = 3,60 t. Mithin Nietzahl

$$n = \frac{19,4}{3,6} = 6$$

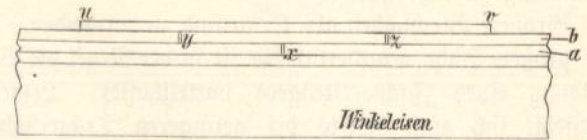
auf jeder Seite des Stoßes. (Statt dessen gewählt acht Niete.)

Bei dem auf Taf. 20, Fig. 5a—b dargestellten verdeckten Stoß kann die Decklasche nicht unmittelbar auf die zu stoßende Platte gelegt werden. In diesem Falle ist die Decklasche doppelt so lang und die Nietzahl doppelt so groß zu machen, als bei dem offenen Stoß. Es ergibt sich dies aus folgender Betrachtung:

Der Stoß liege bei x (Fig. 141). Denkt man sich zunächst die Platte b weg, so ergibt sich ein offener Stoß, der in oben beschriebener Weise durch die Stoßplatte y-z gedeckt wird. Bringt man nun die Platte b wieder an, so muß sie auf der Strecke y-z unterbrochen werden; in y und z entstehen mithin (gedachte) Stöße dieser Kopfplatte, welche durch die Platte u-v gedeckt werden müssen. Dem-

nach ist u-v doppelt so lang wie y-z. Das Material der Deckplatte u-v wird am besten ausgenutzt, wenn man

Fig. 141.



die Stöße der Platte b so anordnet, daß sie mit Punkt y oder z zusammenfallen, dann deckt die Lasche u-v sowohl den Stoß x der Kopfplatte a, als den Stoß y oder z der Kopfplatte b.

§ 4.

Allgemeines über die Berechnung der Träger.

Für die Berechnungen der Träger werden folgende Bezeichnungen gewählt:

l = freie Trägerlänge (Stützweite, Trägerlänge zwischen zwei benachbarten Stützpunkten).

P und Q = Einzellasten.

g, p und q = Gleichförmig verteilte Last f. d. m Träger.

A, B, C . . . = Stützdrucke (Auflagerdrucke, Auflagerkräfte, Reaktionen), d. i. Gegenwirkung, welche eine Unterstützung leisten muß, damit das Gleichgewicht gewahrt bleibt.

M = Moment (Angriffsmoment, Biegemoment, Drehmoment, Moment der äußeren Kräfte), d. i. die Drehwirkung der äußeren Kräfte (Lasten und Stützdrucke) auf einen beliebigen, rechtwinklich zum Träger geführten Schnitt. Die Drehwirkung wird ausgedrückt durch die Summe der Produkte aus den auf den Träger wirkenden Kräften und ihren rechtwinklichen Abständen von dem in Frage kommenden Trägerquerschnitt. Für das Gleichgewicht muß die Summe der Drehwirkungen der links vom Querschnitte wirkenden Kräfte ebenso groß wie die Summe der Drehwirkungen der rechts vom Querschnitte wirkenden Kräfte sein. Nach Herstellung des Gleichgewichtes ist es also gleichgültig, ob man das Moment für die links oder die rechts vom Querschnitt liegenden Kräfte bildet.

W = Widerstandsmoment, d. i. Gegenleistung des Trägerquerschnittes gegenüber dem Moment M bei einer Inanspruchnahme von 1 auf die Flächeneinheit. Hieraus folgt ohne weiteres, daß, wenn

$$M \leq k W$$

sein muß.

Der Gang der Berechnung ist folgender:

1. Feststellung der ständigen Last (Eigengewicht der Konstruktion) und der Nutzlast (wechselnde Inanspruchnahme der Konstruktion durch bewegliche Lasten).
2. Ermittlung der Stützdrucke, bei statisch bestimmten Systemen nach den Gleichgewichtsbedingungen, bei statisch unbestimmten unter Zuhilfenahme der Gesetze über die Formänderung.
3. Ermittlung der Bruchstelle, für welche das Moment aus allen für den Fall denkbaren Belastungen den größten Wert annimmt. Nach S. 22 befindet sich die Bruchstelle da, wo die Querkraft Null wird.
4. Berechnung des Angriffs- und Widerstandsmomentes für die Bruchstelle.

Nach der Art der Unterstützung unterscheidet man folgende Trägerarten:

1. Freitragender ist ein an einem Ende (in der Regel durch Einmauerung) eingespannter, mit dem anderen Ende frei schwebender Träger. (Vergl. Nr. 1 und 2 der nachstehenden Tabelle und § 5.)
2. Träger auf zwei Stützen, welche sich beide unter den Trägerenden befinden. (Vergl. Nr. 3 bis 10 der Tabelle und § 6.)
3. Träger auf zwei Stützen mit einem oder zwei überhängenden Enden. (Vergl. § 7.)

4. Kraggelenkträger über drei und mehr Stützen, welcher dadurch entsteht, daß der Abstand der Enden zweier Träger der Gattung 3 durch einen Träger der Gattung 2 überdeckt wird. (Vergl. § 8.)
5. Kontinuierlicher Träger ununterbrochen über drei und mehr Stützen fortlaufend. (Vergl. § 9.)
6. Der eingemauerte Träger, und zwar entweder mit beiden Enden oder mit einem Ende, während das andere in gewöhnlicher Weise unterstützt ist. (Vergl. Nr. 11–14 der Tabelle.)

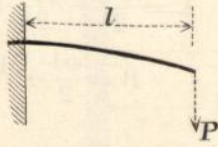
Die Trägerarten 1, 2, 3 und 4 sind statisch bestimmt, die Trägerarten 5 und 6 statisch unbestimmt.

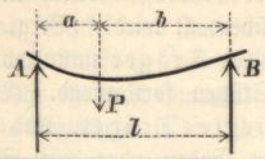
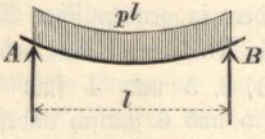
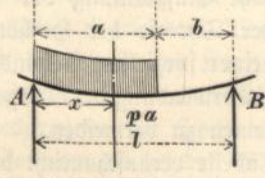
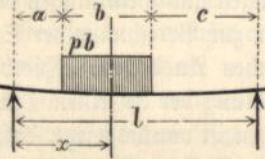
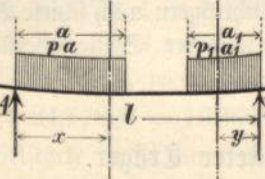
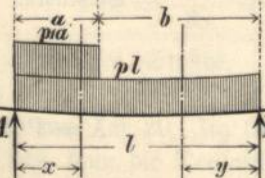
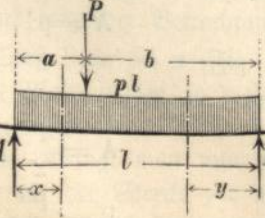
Da eine unbewegliche Einspannung der Träger bei Gattung 6 im Sinne der Theorie bei Hochbauten nicht vorkommt, so wird von einer speziellen Behandlung dieser Trägerart abgesehen; die Verwendung der Trägergattung 5 ist gleichfalls im allgemeinen zu vermeiden.

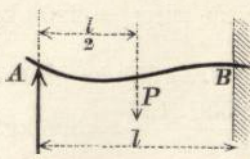
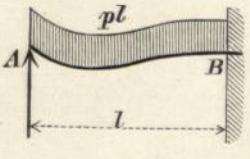
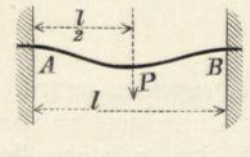
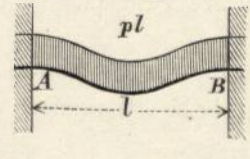
Die nachfolgende Tabelle veranschaulicht die häufiger vorkommenden Anwendungen und Belastungen von Trägern und giebt die zugehörigen, zur Berechnung der Stützdrucke und Momente erforderlichen Ausdrücke. Hierbei, wie bei der ausführlichen Behandlung der einzelnen Trägerarten in den folgenden Paragraphen ist vorausgesetzt, daß die Lasten senkrecht (rechtwinklich zur Trägerachse) und in der durch die Symmetrieachse des Trägerquerschnittes gelegten Ebene wirken. Bei Deckenträgern trifft diese Voraussetzung fast stets zu, während bei Dachträgern auch schiefe Belastungen vorkommen, welche an anderer Stelle Berücksichtigung finden werden.

Biegemomente und Stützdrucke verschiedenartig belasteter Träger.

Nr. 1–10 statisch bestimmte, Nr. 11–14 statisch unbestimmte Träger.

Nr.	Belastungsweise	Größtes Biegemoment (im Bruchquerschnitt)	Lage des Bruchquerschnittes	Stützdruck
1.		$M = P \cdot l$	An der Einmauerungsstelle	$A = P$
2.		$M = \frac{p l^2}{2}$ $p = \text{Last für das Meter}$ Träger	An der Einmauerungsstelle	$A = p l$
3.		$M = \frac{P l}{4}$	In der Mitte des Trägers	$A = \frac{P}{2}$ $B = \frac{P}{2}$

Nr.	Belastungsweise	Größtes Biegemoment (im Bruchquerschnitt)	Lage des Bruchquerschnittes	Stützendruck
4.		$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{l}$	Im Angriffspunkte von P	$A = \frac{P \cdot b}{l}$ $B = \frac{P \cdot a}{l}$
5.		$M = \frac{pl^2}{8}$	In der Mitte des Trägers	$A = \frac{pl}{2}$ $B = \frac{pl}{2}$
6.		$M = \frac{A^2}{2p}$ $= \frac{pa^2}{2l^2} \left(b + \frac{a}{2}\right)^2$	$x = \frac{A}{p}$ $= \frac{a}{l} \left(b + \frac{a}{2}\right)$	$A = \frac{pa}{l} \left(\frac{b+a}{2}\right)$ $B = \frac{p \cdot a^2}{2l}$
7.		$M = A \left(a + \frac{A}{2p}\right)$	$x = \frac{A}{pb} + a$ $= \frac{2c+b}{2l} + a$	$A = \frac{pb(2c+b)}{2l}$ $B = \frac{pb(2a+b)}{2l}$
8.		<p> Ist $A < pa$, so wird $M = \frac{A^2}{2p}$ </p> <p> Ist $A > pa$, so wird $M = \frac{B^2}{2p_1}$ </p> <p> Ist $a = a_1$ und $p = p_1$, so wird $M = \frac{pa^2}{2}$ </p>	$x = \frac{A}{p}$ $y = \frac{B}{p_1}$ $x = y = \frac{l}{2}$	$A = \frac{pa(2l-a) + p_1 a_1^2}{2l}$ $B = \frac{p_1 a_1(2l-a_1) + pa^2}{2l}$
9.		<p> Ist $B \geq pb$, so wird $M = \frac{A^2}{2(p+p_1)}$ </p> <p> Ist $B \leq pb$, so wird $M = \frac{B^2}{2p}$ </p>	$x = \frac{A}{p+p_1}$ $y = \frac{B}{p}$	$A = \frac{pl}{2} + \frac{p_1 a}{2l} (2l-a)$ $B = \frac{pl}{2} + \frac{p_1 a^2}{2l}$
10.		<p> Ist $B < pb$, so wird $M = \frac{B^2}{2p}$ </p> <p> Ist $B > pb$, so wird $M = \frac{A^2}{2p}$ </p> <p> Ist $a = \frac{l}{2}$, so wird $M = \frac{l}{8} (pl + 2P)$ </p>	$y = \frac{B}{p}$ $x = \frac{A}{p}$ $x = y = \frac{l}{2}$	$A = \frac{pl}{2} + \frac{Pb}{l}$ $B = \frac{pl}{2} + \frac{Pa}{l}$

Nr.	Belastungsweise	Größtes Biegemoment (im Bruchquerschnitt)	Lage des Bruchquerschnittes	Stützendruck
11.		$M = \frac{3}{16} P \cdot l$	An der Einmauerungsstelle	$A = \frac{5}{16} P$ $B = \frac{11}{16} P$
12.		$M = \frac{p l^2}{8}$	An der Einmauerungsstelle	$A = \frac{3}{8} p l$ $B = \frac{5}{8} p l$
13.		$M = \frac{P l}{8}$	An der Einmauerungsstelle	$A = \frac{P}{2}$ $B = \frac{P}{2}$
14.		$M = \frac{p l^2}{12}$	An der Einmauerungsstelle	$A = \frac{p l}{2}$ $B = \frac{p l}{2}$

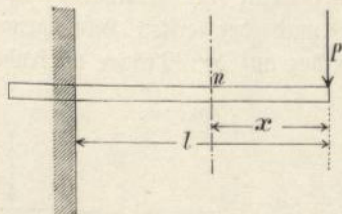
Bei gleicher Höhe der Stützpunkte A und B

§ 5.

Der Freitrag.

Der Freitrag dient zur Unterstützung ausgefrachter Bauteile, hauptsächlich der Erker und Altane.

Fig. 142.



a) Einzellasten (Fig. 142).

Das Biegemoment der Einzellast P für einen beliebigen Querschnitt n des Trägers ist:

$$M = P \cdot x \text{ (vergl. Kap. 2, § 7).}$$

Der am stärksten beanspruchte Querschnitt (Bruchquerschnitt), für welchen das Moment am größten wird, liegt mithin an der Einmauerungsstelle, und zwar in der Vorder-

kante derselben, da innerhalb der Mauer bereits die Auflagerdrücke dem Momente entgegenwirken. Für den Bruchquerschnitt ist also:

$$M = P \cdot l \dots \dots \dots (1)$$

Sind mehrere Einzellasten vorhanden (Fig. 143), so ist das Moment des Bruchquerschnittes:

$$M = P_1 \cdot a_1 + P_2 \cdot a_2 + P_3 \cdot a_3 \text{ u. f. f. } \dots (2)$$

Fig. 143.

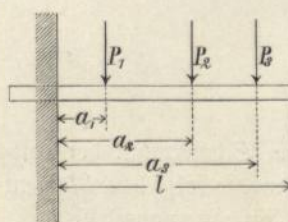
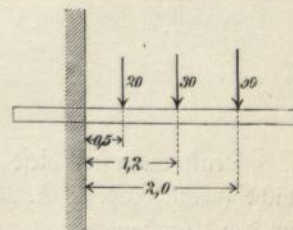


Fig. 144.



Das erforderliche Widerstandsmoment des Querschnittes ist nach Gleichung (3), S. 28, $W = \frac{M}{k}$, worin k die zulässige Beanspruchung der Flächeneinheit des Querschnittes.

In den Querschnittstabellen des Anhanges ist W stets auf cm als Einheit bezogen. Man beachte, daß, um W auf cm bezogen zu erhalten, entweder:

$$M \text{ in kgcm, } k \text{ in kg für das qcm,}$$

$$\text{oder } M \text{ in kgm, } k \text{ in kg für das qmm}$$

einzusetzen ist. Am bequemsten für die Rechnung ist das zweite Verfahren, welches für die Folge in der Regel angewendet werden wird. Hierbei wird, wenn nichts besonderes bemerkt ist, die zulässige Beanspruchung k Schmiedeeisens

$$k = 800 \text{ kg f. d. qcm} = 8 \text{ kg f. d. qmm} \text{ angenommen.}$$

Beispiele:

1) Es sei $P = 500 \text{ kg}$, $l = 1,0 \text{ m}$, dann ist

$$M = Pl = 500 \cdot 100 = 50000 \text{ kgcm} = 500 \cdot 1,0 = 500 \text{ kgm,}$$

$$W \text{ (in cm}^3\text{)} = \frac{M}{k} = \frac{50000}{800} = \frac{500}{8} = 62,5.$$

2) Für die in Fig. 144 dargestellte Belastung ist

$$W = \frac{50 \cdot 2,0 + 30 \cdot 1,2 + 20 \cdot 0,5}{8} = 18,25.$$

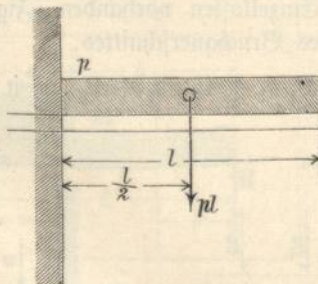
Man könnte selbstverständlich ebensogut für jede Last das Moment besonders berechnen und die Momente alsdann zusammenzählen, also

$$W = \frac{50 \cdot 2,0}{8} + \frac{30 \cdot 1,2}{8} + \frac{20 \cdot 0,5}{8} = 18,25.$$

b) Stetige Belastung.¹⁾

Ist die Last gleichmäßig auf den ganzen Träger verteilt, Fig. 145, und beträgt dieselbe = $p \text{ kg}$ für das m Trägerlänge, so ist die Gesamtlast = pl .

Fig. 145.



Denkt man sich diese Last im Schwerpunkt der Lastfläche (vergl. Kap. 2, S. 23) wirkend, so folgt das Moment für den Bruchquerschnitt an der Einmauerungsstelle

$$M = pl \frac{l}{2} = \frac{pl^2}{2} \dots \dots \dots (3)$$

1) Bei den gewöhnlich vorkommenden einfachen Trägeranordnungen pflegt man die ständige und bewegliche Last zusammen zu fassen.

Beispiele:

3) Ein Balkonträger von 1,2 m Länge werde durch eine 1,0 m hohe, 0,25 m starke Sandsteinbrüstung belastet
1 cbm Sandstein wiegt = 2200 kg,
mithin

$$p = 1,0 \cdot 0,25 \cdot 2200 = 550 \text{ kg für das m,}$$

$$M = \frac{pl^2}{2} = \frac{550 \cdot 1,2^2}{2} = 396 \text{ kgm,}$$

Fig. 146.

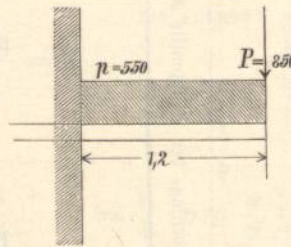
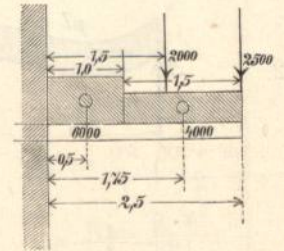


Fig. 147.



4) Der Träger werde außerdem am freien Ende durch den Auflagerdruck eines Querträgers = 850 kg belastet (Fig. 146). Das durch diese zusätzliche Belastung entstehende Angriffsmoment des Bruchquerschnittes ist nach Gleichung (1):

$$M = 850 \cdot 1,2 = 1020 \text{ kgm.}$$

Mithin beträgt das für beide Belastungen erforderliche Angriffsmoment:

$$M = 396 + 1020 = 1416 \text{ kgm.}$$

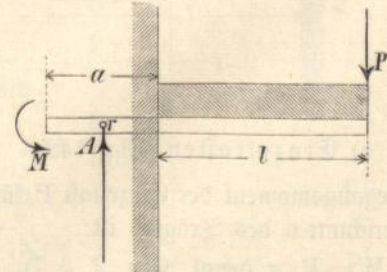
5) Ein ausgekrachter Träger habe die aus Fig. 147 ersichtliche Belastung zu tragen. Es ist:

$$M = \frac{6000 \cdot 1,0^2}{2} + 4000 \cdot 1,5 \cdot 1,75 + 2000 \cdot 1,5 + 2500 \cdot 2,5 = 22750 \text{ kgm.}$$

c) Tiefe der Einmauerung. (Fig. 148.)

Der in der Mitte des Auflagers wirkende Stützendruck A muß nach der ersten Gleichgewichtsbedingung (S. 15) gleich der auf den Träger wirkenden Gesamtlast

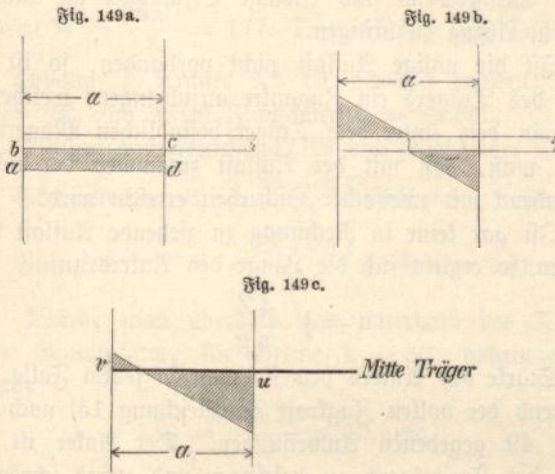
Fig. 148.



sein. Um der zweiten Gleichgewichtsbedingung (Summe der Momente = 0) zu genügen, muß die Einmauerung im Stande sein, ein Moment, das sogenannte Einspannungs-

moment auszuhalten, welches gleich sein muß dem Angriffsmoment, M der äußeren Kräfte. Das Moment ist auf den Punkt r (Fig. 148), dessen Lage zunächst noch unbekannt, zu berechnen und wird daher für die Einzellast $= P \left(1 + \frac{a}{2}\right)$, für gleichförmig verteilte Last $= \frac{Pl}{2} (1 + a)$.

Durch den Auflagerdruck A wird auf das Mauerwerk ein gleichmäßig verteilter Druck, durch das Einspannungsmoment M auf die dem Träger zugekehrte Mauerhälfte Druck, auf die andere Hälfte Zug ausgeübt. Der von A ausgeübte Druck läßt sich darstellen durch das schraffierte Rechteck $a-b-c-d$ (Fig. 149a), die vom Moment herührende Beanspruchung durch die beiden schraffierten Dreiecke in Fig. 149b. Setzt man beide Beanspruchungen zusammen, so entsteht die in Fig. 149c dargestellte Druckfigur.



Die in den Mauerkanten wirkenden größten Pressungen sind für den hier vorliegenden Fall zusammengesetzter Normal- und Biegezugfestigkeit nach Gleichung (6), S. 33:

$$\text{bei } u \parallel k_1 = \frac{A}{f} + \frac{M}{W} \quad (4)$$

$$\text{bei } v \parallel k_2 = \frac{A}{f} - \frac{M}{W} \quad (5)$$

und da f für den im Grundriß rechteckigen Mauerquerschnitt von der Breite b und der Tiefe $a = a \cdot b$, ferner

$$W = \frac{b a^2}{6},$$

so wird

$$k_1 = \frac{1}{a b} \left(A + \frac{6 M}{a} \right) \quad (6)$$

$$k_2 = \frac{1}{a b} \left(A - \frac{6 M}{a} \right) \quad (7)$$

Gewöhnlich ist die Einmauerungstiefe $a =$ Mauerstärke gegeben, es handelt sich dann um Bestimmung der Breite b ,

welche dem Trägerflansch durch unter- bez. aufgelegte Unterlagsplatten (c_1, c_2 in Fig. 150) zu geben ist. Alsdann ist für k_1 und k_2 die zulässige Pressung k des Mauerwerkes einzusetzen. Nennen wir b_1 und b_2 die Breite der unteren und oberen Unterlagsplatte, so wird demnach

$$b_1 = \frac{1}{a k} \left(\frac{6 M}{a} + A \right) \quad (8)$$

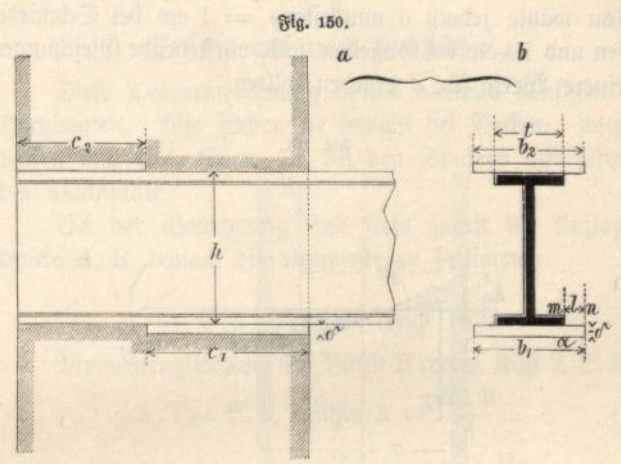
$$b_2 = \frac{1}{a k} \left(\frac{6 M}{a} - A \right) \quad (9)$$

Die Länge c_1 und c_2 der Unterlagsplatten folgt aus:

$$c_1 + c_2 = a \quad (10)$$

und

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{k_1}{k_2} = \frac{\frac{6 M}{a} + A}{\frac{6 M}{a} - A} = \frac{6 M + a A}{6 M - a A} \quad (11)$$



Die Dicke der Unterlagsplatten ist folgendermaßen zu ermitteln:

Es sei t die Breite des Trägerflansches (Fig. 150 b), dann läßt sich das über den Flansch hinausreichende Stück $m-n$ der Unterlagsplatte als ein Freitragler mit der gleichförmigen Belastung $= k$ ansehen. Mithin beträgt das erforderliche Widerstandsmoment bei α

$$W = \frac{k l^2}{2 \cdot k_2}$$

($k_4 =$ Festigkeit der Eisenplatte $= 800$ kg für das qcm bei Schmiedeeisen, 250 kg bei Gußeisen.)

Es ist $l = \frac{b-t}{2}$,

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} \quad (\delta = \text{Dicke der Platte}),$$

mithin:

$$\frac{k \left(\frac{b-t}{2} \right)^2}{2} = k_4 \frac{\delta^2}{6}$$

und hieraus:

$$\delta = \frac{b-t}{1,16} \sqrt{\frac{k}{k_4}} \quad (12)$$

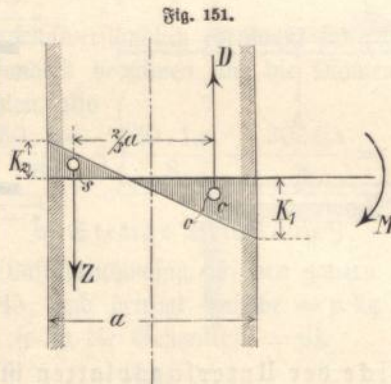
k ist bei gewöhnlichem Mauerwerk = 8
 " " " Klinkermauerwerk in Cement = 15
 " " " Sandstein = 20
 " " " Granit = 30

kg für das
qcm

zu setzen. Hiernach nimmt δ für verschiedene Materialien die in folgender Tabelle angegebenen abgerundeten Werte an:

	Ziegelmauer	Klinker- mauer	Sandstein	Granit
Schmiedeeisen δ_1	$\frac{b-t}{11}$	$\frac{b-t}{9}$	$\frac{b-t}{7}$	$\frac{b-t}{6}$
Guß Eisen δ_2	$\frac{b-t}{6,5}$	$\frac{b-t}{4,5}$	$\frac{b-t}{4}$	$\frac{b-t}{3}$

Man wähle jedoch δ mindestens = 1 cm bei Schmiedeeisen und 1,5 cm bei Gußeisen, falls vorstehende Gleichungen kleinere Werte für δ ergeben sollten.



Die auf die linke Mauerseite wirkende Zugkraft (Fig. 151) muß entweder durch auflastendes Mauerwerk oder durch eine Verankerung aufgenommen werden. Man kann sich die Zugkraft, ebenso wie die Druckkraft ersetzt denken durch eine im Schwerpunkt der dreieckigen Druckfiguren (Fig. 151) wirkende Kraft Z und D . Die im Gleichgewicht befindlichen, auf das System wirkenden äußeren Kräfte sind alsdann das Moment M und die Kräfte Z und D . Für den Angriffspunkt o von D als Drehpunkt ist:

$$Z \cdot \frac{2}{3} a = M;$$

hieraus

$$Z = \frac{3M}{2a} \quad (13)$$

Streng genommen, müßte nun für M das auf Punkt o bezogene Moment der äußeren Kräfte eingesetzt werden, nicht das nach obigem auf die Mitte der Einmauerung

berechnete Moment. Da aber beide Werte wenig voneinander verschieden sind, außerdem die Spannung Z sich bei dem auf die Mauermitte bezogenen größeren Moment als ein größerer Wert ergibt, so ist es zur Vereinfachung der Rechnung zulässig, für M dieses letztere Moment einzusetzen.

Von dem auflastenden Mauerwerk kann man erfahrungsmäßig als zur Wirkung kommend einen vom Punkt s ausgehenden Keil, dessen Seite mit der Lotrechten einen Winkel von etwa $26\frac{1}{2}^\circ$ bildet, ansetzen. Ist dann h die über dem Träger befindliche Mauerhöhe, a die Mauerstärke, g das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk, so muß annähernd die einem Ausbrechen des Trägers entgegenwirkende Last bei doppelter Sicherheit:

$$Q = \frac{a g h^2}{2} \geq 2 Z$$

sein. Selbstredend sind etwaige Öffnungen im Mauerwerk in Abzug zu bringen.

Ist die nötige Auflast nicht vorhanden, so ist am Ende des Trägers ein Zuganker anzubringen, welcher so viel von dem unter dem Träger befindlichen Mauerwerk fassen muß, daß mit der Auflast zusammen der nötige Gegendruck mit zweifacher Sicherheit erreicht wird.

Ist gar keine in Rechnung zu ziehende Auflast vorhanden, so ergibt sich die Länge des Ankers zu

$$h = \sqrt{\frac{4Z}{a g}} \quad (14)$$

Die Stärke des Ankers bemesse man in jedem Falle entsprechend der vollen Zugkraft Z (Gleichung 13) nach den Seite 49 gegebenen Anweisungen. Der Anker ist am Ende des Freitragers zu befestigen und etwas schräg zu führen, so daß das untere Ankerende in der Mitte der Mauer sich befindet. Zum Schutz gegen Rost ist das Eisenwerk dicht mit Zementmörtel zu bewerfen. Am besten ist es jedoch, eine derartige Konstruktion mit Rücksicht darauf, daß sich die Beschaffenheit des Ankers einer späteren Prüfung vollständig entzieht, ganz zu vermeiden. Man bediene sich daher in solchen Fällen lieber der im § 7 angegebenen Hilfsmittel.

Beispiele:

6) Für den auf Seite 90 im 4. Beispiel behandelten Fall ist der Auflagerdruck $A = 1,2 \cdot 550 + 850 = 1510$ kg. Die Mauerstärke (= Einmauerungstiefe) betrage = 64 cm.

Das Spannungsmoment auf die Mitte der Mauer bezogen ist demnach

$$M_1 = 550 \cdot 1,2 (0,6 + 0,32) + 850 (1,2 + 0,32) = 1899 \text{ kg} = 189900 \text{ kgcm.}$$

Mithin nach Gleichung (8)

$$b_1 = \frac{1}{64 k} \left(\frac{6 \cdot 189900}{64} + 510 \right).$$

k ist bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk = 8 kg für das qcm zu setzen; demnach:

$$b_1 = \text{rund } 38 \text{ cm,}$$

$$b_2 = \frac{1}{64k} \left(\frac{6 \cdot 189900}{64} - 1510 \right) = 32 \text{ cm.}$$

Tiefe der Platte: $c_1 + c_2 = 64$ (nach Gleichung 10).

Nach Gleichung (11):

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{6 \cdot 189900 + 64 \cdot 1510}{6 \cdot 189900 - 64 \cdot 1510} = 1,18$$

$$c_1 = 1,18 \cdot c_2$$

$$1,18 c_2 + c_2 = 64,$$

mithin:

$$c_2 = \frac{64}{2,18} = \text{rund } 29 \text{ cm,}$$

$$c_1 = 64 - 29 = 35 \text{ cm.}$$

Das erforderliche Widerstandsmoment des Trägers beträgt $W = \frac{1416}{8} = 177$. Demnach muß nach Tabelle 11 im Anhang I- Träger Nr. 19 gewählt werden, dessen $W = 185$ und dessen Flanschbreite = 8,6 cm.

Mithin nach Gleichung (12) und zugehöriger Tabelle:

bei Schmiedeeisen $\delta_1 = \frac{38 - 8,6}{11} = 2,67 \text{ cm,}$ dafür 3 cm,

bei Gußeisen $\delta_2 = \frac{38 - 8,6}{6,5} = 4,52 \text{ cm,}$ dafür 4,5 cm.

Würde man oberhalb und unterhalb des Trägers eine Granitplatte, für welche $k = 30$, anbringen, so würde:

$$b_1 = \frac{38 \cdot 8}{30} = 10,1 \text{ cm,}$$

$$b_2 = \frac{32 \cdot 8}{30} = 8,6 \text{ cm,}$$

$$\delta_1 = \frac{10,1 - 8,6}{6} = 0,25 \text{ cm.}$$

Die obere Platte würde mithin ganz fehlen können, die untere Platte müßte man aus praktischen Rücksichten etwas größer annehmen, etwa

$$b = 15 \text{ cm und } \delta = 1 \text{ cm.}$$

Für Klinkermauerwerk in Zementmörtel würde:

$$b_1 = \frac{38 \cdot 8}{15} = 20,3 \text{ cm,}$$

$$b_2 = \frac{32 \cdot 8}{15} = 17,1 \text{ cm,}$$

$$\delta_1 = \frac{20,3 - 8,6}{8} = 1,46 \text{ cm,}$$
 hierfür 1,5 cm,

$$\delta_2 = \frac{20,3 - 8,6}{4,5} = 2,6 \text{ cm,}$$
 hierfür 3 cm.

Diese Abmessungen sind zweckmäßig, es ist deshalb einer Einmauerung in Klinkern im vorliegenden Falle der Vorzug zu geben.

Der aufwärts wirkende Lagerdruck beträgt (nach Gleichung 13):

$$Z = \frac{3 \cdot 189900}{2 \cdot 64} = 4450 \text{ kg.}$$

Demnach erforderliche Mauerhöhe (volles Mauerwerk) über dem Träger nach Gleichung (14), wenn g für Ziegelmauerwerk = 1600 kg für das cbm:

$$h = \sqrt{\frac{4 \cdot 4450}{0,64 \cdot 1600}} = \text{rund } 4,2 \text{ m.}$$

Ebenso groß würde die Länge des Ankers sein müssen, wenn keine Auflast vorhanden. Durchmesser des Ankers nach Gleichung (13) S. 49:

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{4450}{800}} = 3,62, \text{ dafür } 4 \text{ cm.}$$

§ 6.

Träger auf zwei Endstützen.

Diese Trägeranordnung ist die weitaus häufigste bei Hochbauten. Wir finden sie sowohl bei Decken-, Wandbalken und Unterzügen, als bei den Sparren und Pfetten der Dachstühle.

Bei der Berechnung sind stets zuerst die Auflagerdrucke A, B , danach die Momente zu bestimmen.

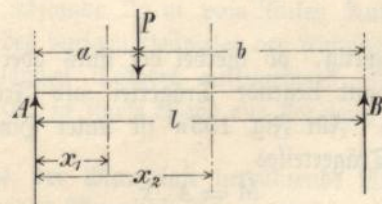
a) Einzellasten (Fig. 152).

Momentengleichung auf Punkt B (vergl. Kap. 2, S. 23):

$$A \cdot l = P \cdot b, \text{ mithin } A = \frac{P \cdot b}{l} \quad (15)$$

$$B = P - A = \frac{P}{l} (l - b) = \frac{P a}{l} \quad (16)$$

Fig. 152.



Für $b = 0$ wird $A = 0, B = P$.

Für $a = b = \frac{l}{2}$ (Einzellast in der Mitte) wird

$$A = B = \frac{P}{2} \quad (17)$$

Für eine beliebige Stelle im Abstand x von A wird das Moment $M_x = A \cdot x$, sofern die betreffende Stelle zwischen A und B liegt. Liegt die Stelle zwischen P und B, so ist

$$M_x = A \cdot x - P(x - a).$$

Der Bruchquerschnitt liegt im Angriffspunkt von P, weil hier die Querkraft V das Vorzeichen wechselt (vergl. Kap. 2, S. 22). Es ist nämlich zwischen A und P

$$V = A = \frac{Pa}{l},$$

also positiv, zwischen P und B ist

$$V = A - P = P\left(\frac{b}{l} - 1\right),$$

also negativ, da $\frac{b}{l} < 1$.

Das größte Moment ist mithin:

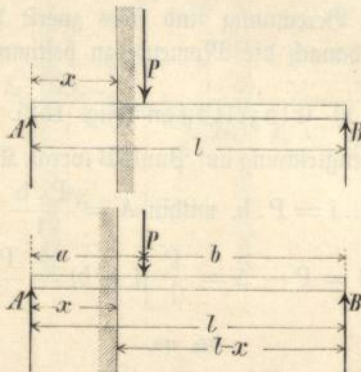
$$M = A \cdot a = B \cdot b \dots \dots \dots (18)$$

Für $a = b = \frac{l}{2}$ (Einzellast in der Mitte) wird

$$M = \frac{Pl}{4} \dots \dots \dots (19)$$

Für Anfänger empfiehlt es sich, den Träger an der Stelle eingemauert zu denken, für welche das Moment ermittelt werden soll (Fig. 153). Man hat dann das Moment wie bei dem Freitragler zu berechnen, und zwar

Fig. 153 a und b.



ist es gleichgültig, ob hierbei der links oder der rechts vom Querschnitt liegende Trägerteil als Freitragler angesehen wird. Für Fig. 153a ist unter Hinwegdenkung des rechten Trägerteiles

$$M = A \cdot x.$$

Für Fig. 153b ist M desselben Querschnittes unter Hinwegdenkung des linken Trägerteiles

$$M = B(l - x) - P(a - x).$$

Beide Ausdrücke sind gleich, da $B = P - A$.

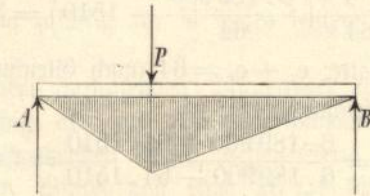
Für $x = 0$ wird $M = 0$; für $x = a$ wird

$$M = Aa = B(l - a) = Bb.$$

Trägt man die Momente für die einzelnen Trägerquerschnitte als Ordinaten in den betreffenden Stellen auf, so ist die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten auf der Strecke A - P und P - B je eine gerade Linie

(Fig. 154). Es folgt dies auch ohne weiteres, wenn man nach Kap. 2, S. 21 das Seilpolygon für die betreffende Belastung zeichnet.

Fig. 154.

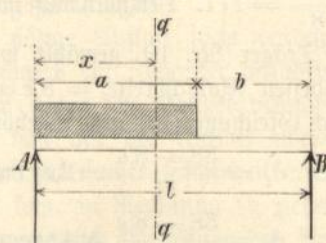


b) Stetige Belastung.

Für die in Fig. 155 dargestellte Belastung ist die Momentengleichung auf Drehpunkt B

$$Al = pa\left(b + \frac{a}{2}\right),$$

Fig. 155.



indem man sich die gleichförmig verteilte Last pa im Schwerpunkt wirkend denkt. Demnach ist

$$A = \frac{pa}{l}\left(b + \frac{a}{2}\right) \dots \dots \dots (20)$$

Ferner ist

$$B = pa - A \dots \dots \dots (21)$$

Für $a = b = \frac{l}{2}$ wird

$$A = \frac{3}{8}pl \text{ und } B = \frac{1}{8}pl \dots \dots \dots (22)$$

Für $a = l, b = 0$ wird

$$A = B = \frac{pl}{2} \dots \dots \dots (23)$$

Für den Bruchquerschnitt q - q muß $V = 0$ werden, mithin:

$$A - px = 0 \text{ oder } B - p(a - x) = 0.$$

Hieraus

$$x = \frac{A}{p} = \frac{a}{l}\left(b + \frac{a}{2}\right) \dots \dots \dots (24)$$

Das Moment für den Bruchquerschnitt wird demnach:

$$M = A \cdot x - \frac{px^2}{2} = \frac{A^2}{2p} = \frac{pa^2}{2l^2}\left(b + \frac{a}{2}\right)^2 \dots \dots \dots (25)$$

Für $a = l$ und $b = 0$ wird $x = \frac{l}{2}$ und

$$M = \frac{pl^2}{8} \dots \dots \dots (26)$$

Trägt man in letzterem Falle (volle gleichmäßig verteilte Last) die für die einzelnen Stellen berechneten Momente

$$M = Ax - \frac{px^2}{2} = \frac{px}{2}(l-x)$$

als Ordinaten auf (Fig. 156), so ist die Kurve, welche die Endpunkte verbindet, eine Parabel.

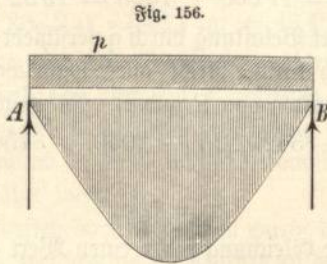


Fig. 156.

Anfängern ist zu empfehlen, sich auch in einfacheren Belastungsfällen der im 2. Kap., S. 21 erörterten graphischen Bestimmung der Momente zu bedienen, da hierdurch ein besserer Überblick gewonnen und die bei der Rechnung leichter unterlaufenden Fehler vermieden werden. (Vergl. auch weiter unten Beispiel 10.)

* * *

Bei Berechnung der Stützdrucke und Momente wird für l gewöhnlich die Lichtweite zwischen den Auflagern eingesetzt. Dies Verfahren hat den Vorzug großer Bequemlichkeit, da die Lichtmaße meist unmittelbar aus der Zeichnung abgelesen werden können. Es entspricht jedoch nicht der Wirklichkeit, da die Mitte des Auflagerdruckes stets um einen gewissen Abstand von der Mauerflucht zurückliegen muß, damit eine gleichmäßige Druckverteilung auf der Unterlage erzielt wird. Genau genommen ist also statt der Lichtweite die Entfernung der Lagermitten voneinander einzusetzen. Diese letztere Entfernung wird Stützweite oder freie Länge des Trägers genannt. Eine brauchbare Erfahrungsformel zur Bestimmung der Stützweite l_1 aus der Lichtweite l ist:

$$l_1 = 0,1 + 1,4 l \dots \dots \dots (27)$$

Hierin ist l in m einzusetzen, um l_1 gleichfalls in m zu erhalten.

Bei kleineren Spannweiten, etwa bis zu 6 m, genügt es zur Vereinfachung der Rechnung die Lichtweite mit einem Zuschlag von 30 cm einzusetzen,¹⁾ bei größeren Trägern berechne man dagegen die Stützweite nach Gleichung (27).

1) Die Baupolizeibehörden begnügen sich in der Regel mit Einsetzung der Lichtweite in den statischen Berechnungen ohne Zuschlag, da die zulässige Beanspruchung des Materiales mit Rücksicht auf derartige Vernachlässigungen bereits in den Baupolizeiordnungen niedriger, als sonst üblich, festgesetzt zu werden pflegt.

Für verschiedene Lichtweiten ergeben sich hieraus die zu machenden Zuschläge z genau zu:

l = 3	4	5	6	7	8	9	10	11	12 m
z = 0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50	0,54	0,58 „

Beispiele: 1)

7) Taf. 17, Fig. 4. Die eisernen Balken einer steinernen Decke liegen 1,25 m voneinander entfernt und haben eine Lichtweite von 5,0 m, eine Stützweite von 5,15 m. Die Last ist gleichförmig verteilt und besteht aus dem Eigengewicht der Decke und der Träger = 350 kg für das qm und der Nutzlast (Waren), welche zu 400 kg für das qm angenommen wird. Mithin Gesamtlast = 350 + 400 = 750 kg für das qm.

Es beträgt nun p für das m Träger:

$$p = 750 \cdot 1,25 = 940 \text{ kg.}$$

Demnach das Moment für den in der Mitte des Trägers befindlichen Bruchquerschnitt nach Gleichung (26):

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{940 \cdot 5,15^2}{8} = 3120 \text{ kgm.}$$

8) Die Träger des Beispiels 5 liegen mit dem einen Ende auf Mauerwerk, mit dem anderen auf einem eisernen Unterzug auf, dessen Stützweite = 8,95 m. Derselbe trägt außerdem die gleich langen Deckenträger des anstoßenden Deckenfeldes.

Genau genommen, müßten die Auflagerdrucke der einzelnen Träger als Einzellasten in die Rechnung eingeführt werden. Man erhält jedoch ein angenähertes und praktisch genügendes Ergebnis, wenn man die Belastung als gleichförmig verteilt ansieht. Es ist nun für den Unterzug

$$p = 750 \cdot 5,0 = 3750 \text{ kg,}$$

$$M = \frac{pl^2}{8} = \frac{3750 \cdot 8,95^2}{8} = 37600 \text{ kgm.}$$

9) Im Abstände 2,7 m vom linken Auflager habe der Unterzug des vorigen Beispiels den Auflagerdruck eines 5,0 (5,15) m langen Trägers aufzunehmen, welcher eine 3,91 m hohe, 0,25 m starke Wand aus porösen Ziegelfsteinen unterstützt.

Der aus der Mauerlast herrührende Auflagerdruck beträgt, wenn das Mauergergewicht = 1200 kg für das cbm angenommen wird:

$$P = \frac{3,91 \cdot 0,25 \cdot 1200 \cdot 5,0}{2} = 2930 \text{ kg.}$$

Die Belastungen ergeben sich demnach wie in Fig. 157 gezeichnet.

Zunächst sind die Stützdrucke zu bestimmen. Es ist $A + B = 8,95 \cdot 3750 + 2930 = 36530 \text{ kg.}$

1) Die nachfolgenden Ausrechnungen sind mit dem Rechenchieber vorgenommen und ergeben daher nur abgerundete Werte, welche jedoch praktisch vollständig genügen.

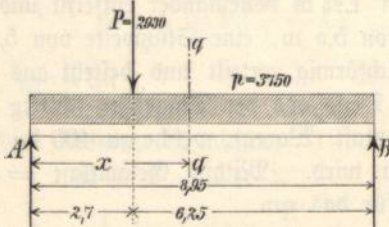
Ferner für B als Drehpunkt

$$A \cdot 8,95 = \frac{3750 \cdot 8,95^2}{2} + 2930 \cdot 6,25.$$

$$A = 18600 \text{ kg}$$

$$B = 36530 - 18600 = 17930 \text{ kg}$$

Fig. 157.



Lage des Bruchquerschnittes:

Für die gleichmäßige Belastung liegt der Bruchquerschnitt in der Trägermitte, für die Einzellast im Angriffspunkt von P. Der Bruchquerschnitt für beide Lasten muß mithin zwischen dem Angriffspunkt von P und der Trägermitte liegen.

Bezeichnen wir den unbekanntem Abstand des Bruchquerschnittes q-q von A mit x, so ist, da V für den Bruchquerdurchschnitt 0 werden muß:

$$A - 3750 \cdot x - P = 0$$

oder:

$$18600 - 3750 x - 2930 = 0.$$

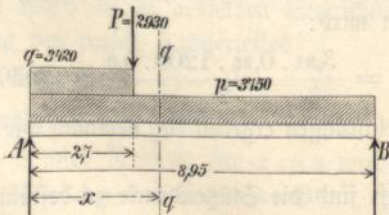
Hieraus folgt $x = 4,18 \text{ m}$.

Das Moment des Bruchquerschnittes ist demnach:

$$M = \overbrace{18600}^A \cdot \overbrace{4,18}^x - \overbrace{2930}^P (\overbrace{4,18}^x - \overbrace{2,70}^P) - \frac{\overbrace{3750}^P \cdot \overbrace{4,18^2}^{x^2}}{2} = 40500 \text{ kgm}.$$

10) Der Unterzug habe außerdem eine Wand auf 2,7 m Länge vom linken Auflager ab zu tragen. Die Wand sei 7,12 m hoch, 0,4 m stark. Sie verursacht eine gleichmäßig verteilte Last $q = 7,12 \cdot 0,4 \cdot 1200 = 3420 \text{ kg}$ für das m. Der Träger ist mithin nach Fig. 158 belastet (vergl. auch Taf. 17, Fig. 1).

Fig. 158.



Zu den unter Beispiel 7 ermittelten Auflagerkräften A und B kommen die durch die neue Last q bewirkten Drucke hinzu. Nennen wir letztere A_1 und B_1 , so ist:

$$A_1 \cdot 8,95 = 3420 \cdot 2,7 \left(8,95 - \frac{2,7}{2} \right)$$

$$A_1 = 7850 \text{ kg}$$

$$B_1 = 3420 \cdot 2,7 - 7850 = 1390 \text{ kg}.$$

Mithin ergeben sich die Gesamtlagerdrucke zu

$$A = 18600 + 7850 = 26450 \text{ kg}$$

$$B = 17930 + 1390 = 19320 \text{ „}$$

Infolge der Belastung durch q verschiebt sich der Bruchquerschnitt nach links, bleibt aber wahrscheinlich zwischen den Angriffspunkten von P und B. Es ist daher wie oben:

$$26450 - 3420 \cdot 2,7 - 2930 - 3750 x = 0.$$

Hieraus:

$$x = 3,82.$$

Würde die Gleichung für x einen Wert $< 2,7$ geliefert haben, so würde dies bedeuten, daß der Bruchquerschnitt nicht zwischen P und B, sondern zwischen A und P, oder im Angriffspunkt von P liegt.

Im ersten Fall würde:

$$\underbrace{26450}_A - \underbrace{3420}_q y - \underbrace{2930}_P y = 0, \text{ hieraus } y = 3,69;$$

im zweiten Fall:

$$V \text{ links von P} = 26450 - 3420 \cdot 2,7 = +17216$$

$$V \text{ rechts „ P} = 17216 - 2930 = +14286.$$

Da $y > 2,7$ und V im Angriffspunkt von P das Vorzeichen nicht wechselt, so besagt dies, daß im vorliegenden Falle der Bruchquerschnitt zwischen P und B liegt, wie oben vorausgesetzt.

Nunmehr ist das Moment für $x = 3,82$:

$$M = \overbrace{26450}^A \cdot \overbrace{3,82}^x - \overbrace{3420}^q \cdot 2,7 \left(\overbrace{3,82}^x - \overbrace{2,7}^P \right) -$$

$$\frac{\overbrace{3750}^P \cdot \overbrace{3,82^2}^{x^2}}{2} - \overbrace{2930}^P \left(\overbrace{3,82}^x - \overbrace{2,7}^P \right) = 47600 \text{ kgm}.$$

Auf Taf. 17 ist das vorliegende Beispiel graphisch behandelt worden.

Die aus Fig. 1 ersichtlichen Lasten sind der Reihe nach in dem Kräfteplan Fig. 2 aneinandergetragen (vergl. Kap. 2, S. 21), wobei ein Maßstab von $1 \text{ cm} = 4 \text{ t}$ zu Grunde gelegt wurde.

Die Lage des Poles o kann beliebig angenommen werden, mit Rücksicht auf die bequemere Berechnung der Momente wurde jedoch für den Polabstand o-r eine runde Zahl $= 20 \text{ t} = 5 \text{ cm}$ gewählt. Demnächst wurde in der Kap. 2, S. 18 beschriebenen Weise das SeilpolYGON in Fig. 1 gezeichnet. Die Ordinaten y (nach dem Längenmaßstab gemessen) multipliziert mit dem Polabstand o-r (nach dem Kräftemaßstab gemessen) ergeben nach Gleichung (1), S. 22 das Moment für diejenige Stelle des Trägers, welcher der Ordinate y entspricht. y ist 0 an den Auflagern

und nimmt den größten Wert im Abstand = 3,95 m¹⁾ vom linken Auflager an. Hier befindet sich also der Bruchquerschnitt. Das Moment daselbst ist:

$$M = H \cdot y$$

$$H = 0,8 = 20 \text{ t.}$$

y wird = 2,42 m abgegriffen, mithin

$$M = 20 \cdot 2,42 = 48,4 \text{ tm} = 48400 \text{ kgm.}$$

Je größer man die Maßstäbe wählt, desto genauer kann selbstredend das Moment abgegriffen werden, für die praktischen Zwecke ist es jedoch vollständig genügend, wenn der Längenmaßstab 1 : 100, der Kräftemaßstab zu 1 cm = 4000 kg gewählt wird.

In den vorstehenden Beispielen wurde das Eigengewicht der Unterzüge, welches im Verhältnis zu den Lasten gering ist, vernachlässigt. Will man daselbe berücksichtigen, so hat man zur Last p einen dem Trägergewicht entsprechenden Zuschlag zu machen oder das Moment hierfür besonders zu berechnen und dem aus der Belastung hinzuzuzählen.

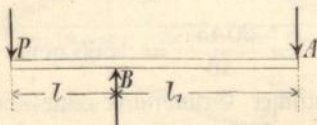
§ 7.

Träger mit überhängenden Enden.

a) Einseitig überhängende Träger.

Wird bei dem Freitragler das Moment so groß, daß die Mauerstärke zu seiner Aufnahme nicht ausreicht, so pflegt man den Träger über die Mauer hinaus bis zur nächsten Wand zu verlängern. Es entsteht dann bei Belastung durch eine Einzellast die in Fig. 159 skizzierte Belastungsweise.

Fig. 159.



In diesem Fall ergibt sich die Stützkraft A abwärts wirkend und zwar ist, wenn B als Drehpunkt gewählt wird:

$$Al_1 = Pl \text{ und hieraus } A = P \frac{l}{l_1} \dots (28)$$

$$B = A + P \dots (29)$$

Der Bruchquerschnitt liegt im Angriffspunkt von B, mithin:

$$M = P \cdot l = Al_1 \dots (30)$$

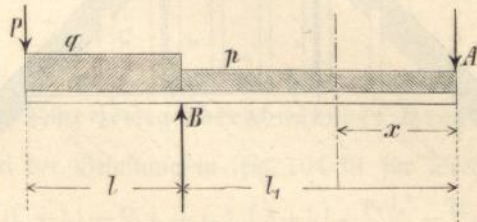
Gewöhnlich hat der Träger noch gleichförmig verteilte Last aufzunehmen. In diesem Falle ist für Drehpunkt B (Fig. 160):

$$Al_1 + \frac{pl_1^2}{2} = Pl + \frac{ql^2}{2}$$

$$A = P \frac{l}{l_1} + \frac{ql^2}{2l_1} - \frac{pl_1}{2}$$

$$A = \frac{1}{l_1} \left(P + \frac{ql}{2} \right) - \frac{pl_1}{2} \dots (31)$$

Fig. 160.



Ist $\frac{1}{l_1} \left(P + \frac{ql}{2} \right) > \frac{pl_1}{2}$, so ist der Stützendruck A abwärts, im anderen Falle aufwärts gerichtet. Für $\frac{1}{l_1} \left(P + \frac{ql}{2} \right) = \frac{pl_1}{2}$ wird A = 0.

Sobald A in derselben Richtung wirkt, wie P und q, oder sobald A = 0 ist, liegt der Bruchquerschnitt im Angriffspunkt von B.

Ist dagegen A entgegengesetzt P und q gerichtet, so gibt es zwei Bruchquerschnitte, den einen im Angriffspunkt von B, den andern auf der Strecke A-B. Die Lage des letzteren bestimmt sich aus:

$$A - px = 0.$$

Hieraus:

$$x = \frac{A}{p} \dots (32)$$

Das diesem Bruchquerschnitt entsprechende Moment ist:

$$M = Ax - \frac{px^2}{2} = \frac{A^2}{2p} \dots (33)$$

Das dem Bruchquerschnitt im Angriffspunkt von B entsprechende Moment ist:

$$M = Pl + \frac{ql^2}{2} = A \cdot l_1 + \frac{pl_1^2}{2} \dots (34)$$

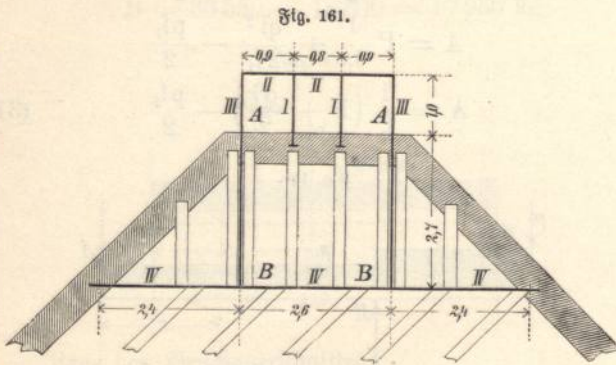
Das größte von beiden Momenten ist der Querschnittsbestimmung zu Grunde zu legen.

Beispiele: Berechnung des auf Taf. 18 dargestellten Erkers.

11) Ein durch drei Geschosse von zusammen 11,5 m Höhe durchgehender Erker soll von den Trägern III, III (Fig. 161 und 162) unterstützt werden. Letztere lagern in Punkt A auf der Mauer, in Punkt B auf dem Unterzug IV. Der überhängende Teil P-A wird belastet durch

1) Der Unterschied gegenüber dem berechneten Wert von x erklärt sich aus dem Umstand, daß bei der Berechnung die Lasten gleichmäßig verteilt angenommen sind, während hier die Auflagerdrucke der Deckenträger der Wirklichkeit entsprechend als Einzellasten behandelt wurden.

den Auflagerdruck P des Trägers II, die halbe Last des äußeren Deckenfeldes (Beton) und durch das auflastende Mauerwerk. Der Teil A-B ist unbelastet, da die Balken parallel III laufen und auf Träger IV auflagern.



Träger I:

Last der Betondecke einschließlich Nutzlast = 500 kg für das qm, mithin $p = 500 \frac{0,8 + 0,9}{2} = 425$ kg.

Stützweite = 1,1 m.

$$M_{\max} = \frac{425 \cdot 1,1^2}{8} = \text{rund } 64,8 \text{ kgm.}$$

$$\text{Auflagerdruck} = \frac{1,1 \cdot 425}{2} = 230 \text{ kg.}$$

Träger II:

Angriffsmoment infolge der Auflagerdrucke der Träger I

$$M_1 = 230 \cdot 0,9 = \text{rund } 206 \text{ kgm.}$$

Mit Rücksicht auf die vorspringenden Säulen und Gesimse wird die auflastende Wand mit einer durchschnittlichen Stärke von 0,30 m voll ohne Abzug der Fenster durchgerechnet. Gewicht von 1 cbm Mauerwerk = 1600 kg. Die Höhe der Wand einschließlich oberer Balkonbrüstung betrage 13 m, außerdem ruht auf der vorderen Wand die halbe Last der drei oberen Fußboden, mithin:

$$p = 0,30 \cdot 13,0 \cdot 1600 + 3 \cdot \frac{500 \cdot 1,0}{2} = 6990 \text{ kg.}$$

Dieser Last entspricht:

$$M_2 = \frac{6990 \cdot 2,6^2}{8} = \text{rund } 5904.$$

Mithin:

$$M = M_1 + M_2 = 206 + 5904 = 6110 \text{ kgm.}$$

$$\text{Auflagerdruck } P = 230 + \frac{6990 \cdot 2,6}{2} = 9317 \text{ kg.}$$

Träger III (Fig. 162):

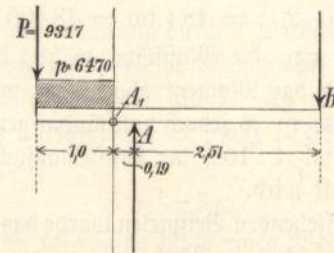
Die Belastung p durch die Wand ist die gleiche wie bei Träger II, nur die Deckenlast der oberen Geschosse kommt in Fortfall, dafür ist die Last der halben Endkappe des

untersten Fußbodens in Rechnung zu ziehen. Es wird daher

$$p = 0,3 \cdot 13,0 \cdot 1600 + 500 \cdot \frac{0,9}{2} = 6470 \text{ kg.}$$

Die so ermittelten Belastungen sind in Fig. 162 dargestellt.

Fig. 162.



Für die Berechnung des Auflagerdruckes in B ist die Kenntnis der Lage des Stützpunktes A Vorbedingung.

Nach der ersten Gleichgewichtsbedingung muß $B + 9317 + 6470 \cdot 1,0 = A$ sein.

Nimmt man zunächst näherungsweise A_1 als Stützpunkt an, so ist für diesen als Drehpunkt

$$B \cdot 2,7 = 9317 \cdot 1,0 + \frac{6470 \cdot 1,0^2}{2}.$$

Hieraus

$$B = 4650 \text{ kg}$$

und näherungsweise $A = 4650 + 9317 + 6470 \cdot 1,0 = 20437$ kg.

Zur Druckverteilung wird ein Unterlagstein aus Granit mit quadratischer Grundfläche gewählt, dessen Größe so zu bestimmen ist, daß das unterliegende Mauerwerk (Klinkermauerwerk in Zement) nur mit 15 kg f. d. qcm belastet wird. Mithin ergibt sich die Grundfläche des Steines:

$$f = \frac{20437}{15} = 1365 \text{ qcm}$$

und bei quadratischer Grundfläche eine Seitenlänge des Steines:

$$a = \sqrt{1365} = \text{rund } 37 \text{ cm.}$$

Hierfür wird $a = 38$ cm gewählt.

Da der Stützpunkt A in der Mitte dieser Fläche liegen muß, wenn eine gleichmäßige Druckverteilung stattfinden soll, so ergibt sich die Länge PA zu $1,0 + \frac{0,38}{2} = 1,19$ m

und die Länge AB zu $2,7 - 0,19 = 2,51$ m.

Nunmehr kann B genau ermittelt werden.

Es ist für Drehpunkt A:

$$B \cdot 2,51 = 9317 \cdot 1,19 + 6470 \cdot 1,0 \cdot 0,69.$$

Hieraus

$$B = 6200 \text{ kg}$$

und

$$A = 6200 + 9317 + 6470 \cdot 1,0 = 21990 \text{ kg.}$$

Die wirkliche Pressung des Mauerwerks ergibt sich nun zu

$$\frac{21990}{38 \cdot 38} = 15,2 \text{ kg,}$$

was noch zugelassen werden möge.

Das größte Moment des Trägers III liegt bei A und beträgt:

$$M = B \cdot 2,51 = 6200 \cdot 2,51 = 15600 \text{ kgm.}$$

Träger IV (Fig. 163):

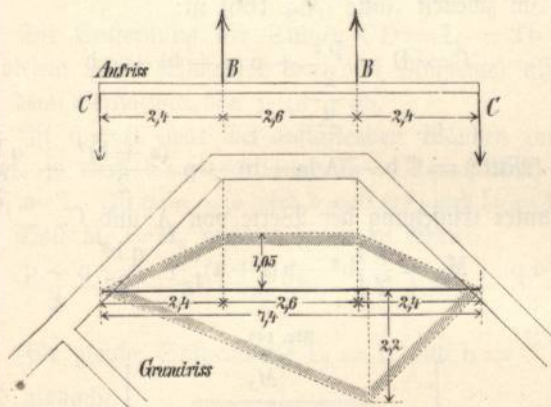
Auf Träger IV wirken die nach oben gerichteten Auflagerdrücke der Träger III in den Punkten BB (Fig. 163 a) und zwar ist $B = 6200 \text{ kg}$ (siehe oben).

Ferner lastet auf dem Träger IV die im Grundriß (Fig. 163 b) schraffierte Deckenfläche.

Da die Beanspruchung des Trägers günstiger wird, je geringer diese Deckenlast, so darf nur das Eigengewicht der Decke, nicht die Nutzlast in Rechnung gezogen werden. Wird das mit Sicherheit zur Wirkung kommende Eigengewicht der Decke zu 250 kg f. d. qm angenommen, so ergibt sich die Gesamtlast der Decke auf Träger IV zu

$$\left(\frac{7,4 \cdot 2,2}{2} + \frac{7,4 + 2,6}{2} \cdot 1,05 \right) 250 = 3350 \text{ kg.}$$

Fig. 163 a und b.



Behufs Vereinfachung der Rechnung wird angenommen, diese Last sei gleichmäßig über den Träger IV verteilt, dann ist:

$$p = \frac{3350}{7,4} = 453 \text{ kg f. d. m}$$

$$\text{Auflagerdruck C} = 6200 - \frac{453 \cdot 7,4}{2} = 4530 \text{ kg (abwärts gerichtet).}$$

Das größte Moment liegt im Angriffspunkt von B, da hier die Querkraft das Vorzeichen wechselt.

Es ist nämlich:

$$V \text{ links von B} = 4530 + 453 \cdot 2,4 = + 5620$$

$$\text{rechts „ „} = 4530 + 453 \cdot 2,4 - 6200 = - 580.$$

Ein zweiter Bruchquerschnitt liegt in der Mitte des Trägers, da hier die Querkraft Null.

Das Moment im Punkt B beträgt

$$M_B = 4530 \cdot 2,4 + \frac{453 \cdot 2,4^2}{2} = 12180 \text{ kgm,}$$

das Moment in der Mitte des Trägers

$$M_m = 4530 \cdot 3,7 + \frac{453 \cdot 3,7^2}{2} - 6200 \cdot 1,3 = 11800 \text{ kgm.}$$

Mithin ist M_B das größere Moment.

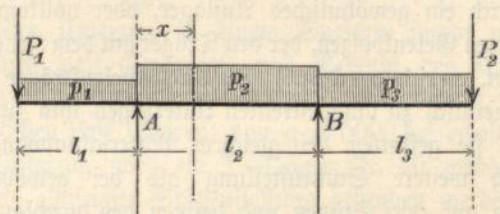
* * *

b) Zweiseitig überhängender Träger.

Bei der Belastung in Fig. 164 ist für Drehpunkt B

$$A = \frac{P_1(l_1 + l_2) - P_2 l_2 + P_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + l_2 \right) + \frac{P_2 l_2^2}{2} - \frac{P_3 l_3^2}{2}}{l_2} \quad (35)$$

Fig. 164.



ebenso für Drehpunkt A

$$B = \frac{P_2(l_2 + l_3) - P_1 l_1 + P_3 l_3 \left(\frac{l_3}{2} + l_2 \right) + \frac{P_2 l_2^2}{2} - \frac{P_1 l_1^2}{2}}{l_2} \quad (36)$$

Moment über A

$$M_A = P_1 l_1 + \frac{P_1 l_1^2}{2} \dots \dots \dots (37)$$

Moment über B

$$M_B = P_2 l_3 + \frac{P_3 l_3^2}{2} \dots \dots \dots (38)$$

Bruchquerschnitt zwischen A und B

$$A - P_1 - p_1 l_1 - p_2 x = 0$$

$$x = \frac{A - P_1 - p_1 l_1}{p_2} \dots \dots \dots (39)$$

Moment für diesen Querschnitt

$$M_x = A x - \left\{ P_1(l_1 + x) + p_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + x \right) + \frac{p_2 x^2}{2} \right\} \quad (40)$$

Fällt M_x negativ aus, so werden ebenso wie bei M_A und M_B die oberen Fasen des Querschnitts gezogen, die unteren gedrückt.

In diesem Fall ist übrigens M_x stets kleiner oder höchstens gleich dem größten Moment über A oder B und kommt daher nicht in Betracht.

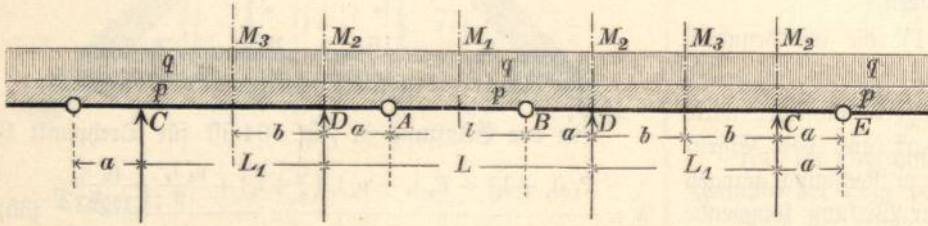
§ 8.

Krag-Gelenkträger.

(Gerber'scher Balken).

Wird der Abstand l zwischen den benachbarten Enden zweier der zuletzt besprochenen Träger durch einen gewöhnlichen Träger auf zwei Stützen überdeckt, so entsteht ein Krag-Gelenkträger. Ein solcher Träger ist statisch bestimmt, sobald durch entsprechende Auflagerung in den Punkten A B (Fig. 165) dafür gesorgt ist, daß jeder Trägerteil sich un-

Fig. 165.



abhängig von dem benachbarten durchbiegen kann. Es kann dies durch ein gewöhnliches Auflager, oder vollkommener, durch einen Gelenkbolzen, der den Träger mit dem Kragträger verbindet, erreicht werden.¹⁾ Die Krag-Gelenkträger eignen sich namentlich zu langgestreckten Unterzügen und zu Dachpfetten, sie gestatten bei gleichem Materialaufwand eine erheblich weitere Stützenstellung als bei gewöhnlichen Trägern auf zwei Stützen und besitzen den durchlaufenden Trägern ohne Gelenk gegenüber den Vorteil, statisch bestimmbar zu sein, wodurch sie von kleinen Schwankungen in der Höhenlage der Stützen unabhängig werden. Ein Nachteil der Träger ist die geringe Seitensteifigkeit am Gelenk und die mit der Anfertigung des Trägers oder des Gelenkes verbundene Mehrarbeit. Der erste Nachteil fällt bei Hochbauten nicht sonderlich ins Gewicht, der letztere verschwindet, sobald es sich um größere Mengen handelt. Es verdienen daher diese Träger namentlich bei Unterzügen und Dachpfetten eine ausgedehntere Anwendung, als sie bisher gefunden haben.

Die Berechnung ist dieselbe wie bei dem zweiseitig überhängenden Träger, indem an Stelle der Lasten P (Fig. 164) die Stützendrücke A, B des eingelegten Trägers (Fig. 165) treten.

Wir betrachten nur den (fast stets vorliegenden) Fall gleichförmig verteilter Belastung durch Eigengewicht und Nutzlast. Das Eigengewicht p sei für jeden Trägerteil gleich groß, die Nutzlast q dagegen so aufgebracht, daß sie die jeweils ungünstigste Beanspruchung des Trägers hervorruft.

Ferner seien die überhängenden Enden a gleich lang.

1) Näheres hierüber siehe § 12.

Der eingehängte Träger AB wird am meisten in Anspruch genommen, wenn er durch Eigengewicht und Nutzlast voll belastet wird, dann ist:

$$A = B = \frac{(p + q) l}{2} \quad (41)$$

$$M_1 = (p + q) \frac{l^2}{8} \quad (42)$$

Bei dem Trägerteil $BDCE$ liegt ein größtes Moment M_2 über den Stützen C und D , ein zweites M_3 in der Mitte des Trägers. Das erste M_2 erreicht seinen Größtwert bei voller Belastung des Teiles DAB und ist von der Belastung des Teiles $C-D$ unabhängig, das zweite M_3 erreicht seinen Größtwert, wenn die Teile CD belastet, die übrigen Träger-teile unbelastet sind.

Im ersteren Falle (Fig. 165) ist:

$$M_2 = A a + (p + q) \frac{a^2}{2} = \frac{p + q}{2} (a l + a^2) \quad (43)$$

Im zweiten Falle (Fig. 166) ist:

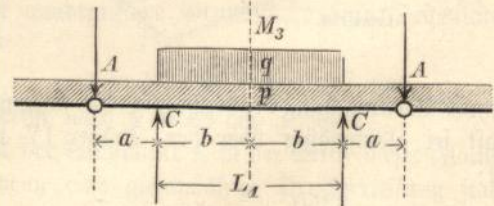
$$C = D = \frac{p l}{2} + p(a + b) + q b \quad (44)$$

$$M_3 \text{ (Mitte)} = C b - A(a + b) - p \frac{(a + b)^2}{2} - \frac{q b^2}{2}$$

und unter Einsetzung der Werte von A und C .

$$M_3 = \frac{p}{2} (b^2 - a(l + a)) + \frac{q b^2}{2} \quad (45)$$

Fig. 166.



Bei gleichen Trägerquerschnitten wird der geringste Materialaufwand offenbar dann eintreten, wenn die Momente M_1, M_2 und M_3 absolut genommen, gleich groß sind.

Für $M_1 = M_2$ erhält man:

$$(p + q) \frac{l^2}{8} = \frac{p + q}{2} (a l + a^2)$$

und nach Auflösung dieser Gleichung

$$a = 0,207 l \quad (46)$$

Sollen also die Momente M_2 und M_1 gleich groß werden, so muß die Stützweite $a = 0,207 l$ gewählt werden. Die Stützenentfernung im Gelenkteil wird dann

$$L = 1,414 l \quad (47)$$

Soll $M_1 = M_3$ werden, so ist:

$$(p + q) \frac{l^2}{8} = \frac{p}{2} \left\{ b^2 - a(l + a) \right\} + \frac{q b^2}{2}$$

zu setzen, woraus folgt:

$$\frac{p}{2} \left\{ b^2 - \left(a + \frac{l}{2} \right)^2 \right\} = \frac{q}{8} (l^2 - 4b^2)$$

Hieraus

$$q = \frac{4p \left\{ b^2 - \left(a + \frac{l}{2} \right)^2 \right\}}{l^2 - 4b^2} \quad (48)$$

Sollen die Stützweiten $L_1 = L_2$ werden, so wird $b = a + \frac{l}{2}$ und nach Einsetzung dieses Wertes in Gleichung (48)

$$q = 0.$$

Für $q = 0$ ist mithin stets bei gleicher Stützweite $M_1 = M_3$, und zwar unabhängig von der Auslegerweite a .

Soll $M_3 = M_1 = M_2$ werden, so ist in Gleichung 48 $a = 0,207 l$ einzusetzen, woraus folgt:

$$b = l \sqrt{\frac{0,50 p + 0,25 q}{p + q}} \quad (49)$$

Die Entfernung der Stützen $CD = L_1 = 2b$ hängt in diesem Falle (Gleichheit der drei Momente) also nur von dem Verhältnis von p zu q ab.

Ist $q = 0$ (was bei auflastenden Wänden zutreffen kann), so wird $b = 0,707 l$ und $L_1 = 1,414 l$ oder ebenso groß wie L . Ist $p = q$, so wird $b = 0,612 l$ und $L_1 = 1,224 l$.

Soll $M_2 = M_3$ werden, so ist zu setzen:

$$\frac{p + q}{2} (a l + a^2) = \frac{p}{2} \left\{ b^2 - a(l + a) \right\} + \frac{q b^2}{2}$$

Für gleiche Stützweite $L_1 = L$ und $b = \frac{2a + l}{2}$ wird alsdann

$$a = \frac{l}{2} \left\{ \sqrt{\frac{2p + q}{p}} - 1 \right\} \quad (50)$$

a wird $= 0,207 l$ und damit $M_1 = M_2 = M_3$, wenn $q = 0$, was mit obigem übereinstimmt, wonach sich für $q = 0$ und $M_1 = M_2 = M_3$ gleiche Stützweite ergab.

In der Regel wird jedoch q größer sein als 0 und dann ist es nicht möglich, bei gleich großen Größtmomenten gleiche Stützenentfernung zu erzielen. Man wird dann am besten a aus Gleichung (50) bestimmen, so daß also $M_2 = M_3$ wird und für den eingehängten Träger einen abweichenden, dem Werte M_1 entsprechenden Querschnitt wählen.

Von Wichtigkeit für die Berechnung der Stütze ist noch der größte und der kleinste Stützdruck (letzterer

dann, wenn er negativ wird und demnach eine Verankerung erfordert).

Der größte Stützdruck entsteht bei voller Belastung der an die Stütze beiderseits angrenzenden Felder L und L_1 , während die übrigen Felder unbelastet sind.

Alsdann ist:

$$C_{\max} = \frac{l \frac{p + q}{2} (a + L_1) + \frac{(p + q)(a + L_1)^2}{2} - \frac{p l}{2} a - \frac{p a^2}{2}}{L_1} \\ = \frac{(p + q)(L_1 + a)(L_1 + a + l) - p(a l + a^2)}{2 L_1} \quad (51)$$

Der kleinste Stützdruck entsteht bei voller Belastung von L im übernächsten Feld und im übrigen unbelastetem Träger, alsdann ist:

$$C_{\min} = \frac{p(L_1 + a)(L_1 + a + l) - (p + q)(a l + a^2)}{2 L_1} \quad (52)$$

Ergibt sich für C_{\min} ein negativer Wert, dann ist der Stützdruck nach oben gerichtet und der Träger zu verankern, falls er nicht entsprechende Auflast hat.

Beispiel (12).

Der Unterzug in einem Speicher werde mit einer ständigen Last (Deckenlast und Gewicht des Unterzuges) von $p = 3000 \text{ kg f. d. m}$ (30 kg f. d. cm) und mit einer veränderlichen Last (Waren) von $q = 5000 \text{ kg}$ belastet. Für den Unterzug wird ein I-Träger Nr. 40 gewählt. Es soll die günstigste Stützenstellung gefunden werden.

Für den eingehängten Träger ist nach Gleichung (42):

$$M_1 = \frac{(p + q) l^2}{8} = k W$$

W für I Nr. 40 (nach Tabelle 11) $= 1472$, $k = 800 \text{ kg/qcm}$,

$$\text{mithin} \quad \frac{(30 + 50) l^2}{8} = 800 \cdot 1472$$

und hieraus $l = 344 \text{ cm}$ oder $3,4 \text{ m}$.

$$L \text{ nach Gleichung (47)} = 1,414 l = \text{rund } 4,8 \text{ m.}$$

$$L_1 = 2b = 2 \cdot 3,4 \sqrt{\frac{0,50 \cdot 3000 + 0,25 \cdot 5000}{3000 + 5000}} \\ = 3,98 \text{ m oder rund } 4,0 \text{ m Gleichung (49).}$$

Die größten Momente sind in diesem Falle sämtlich gleich, und zwar:

$$M_1 \text{ nach Gleichung (42)} \\ = 8000 \frac{3,4^2}{8} = 11560 \text{ kgm,}$$

$$M_2 \text{ nach Gleichung (43)} \\ = \frac{8000}{2} (0,7 \cdot 3,4 + 0,7^2) = 11480 \text{ kgm,}$$

$$M^3 \text{ nach Gleichung (45)} \\ = \frac{3000}{2} \left\{ 2,0^2 - 0,7(3,4 + 0,7) \right\} + \frac{5000 \cdot 2,0^2}{2} \\ = 11695 \text{ kgm.}$$

Die geringen Unterschiede rühren von der Abrundung der Werte 1 und a her.

Würden statt der Gelenkträger gewöhnliche Träger auf zwei Stützen gewählt, so müßte die Stützenentfernung 3,4 m betragen. Umgekehrt würde die Stützenentfernung von durchschnittlich 4,4 m in diesem Falle ein Widerstandsmoment des Unterzugs von 2420 cm³ erfordern, dem I-Träger Nr. 50 entspricht, dessen Gewicht das 1½fache des Trägers Nr. 40 beträgt. Dieser Gewichtsersparnis sind die Mehrkosten für das Gelenk gegenüberzustellen, um Entscheidung für die eine oder andere Anordnung treffen zu können.

Wünscht man bei vorstehendem Beispiel die Stützenentfernung überall gleich groß zu haben, so muß der Kragträger ein entsprechend stärkeres Profil erhalten. Zur Berechnung ist alsdann Gleichung (50) zu benutzen.

Soll beispielsweise $L = 1 + 2a = L_1 = 5,0$ m sein, so ergibt sich die Länge der Auskrantung aus Gleichung (50) zu

$$a = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{2 \cdot \frac{3000 + 5000}{3000}} - 1 \right\} = 0,457 \text{ l}$$

und da $1 + 2a = 5,0$, ergibt sich $l = 2,62$, $a = 1,19$ m.

Nunmehr wird M_2 nach Gleichung (43)

$$= \frac{3000 + 5000}{2} (1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2) = \text{rund } 18200 \text{ kgm}$$

und das erforderliche $W_2 = \frac{18160}{8} = 2270 \text{ cm}^3$.

M_3 ergibt sich nach Gleichung (45)

$$= \frac{3000}{2} \left\{ 2,5^2 - 1,19 (2,62 + 1,19) \right\} + \frac{5000 \cdot 2,5^2}{2} \\ = 18200 \text{ kg}$$

also ebenso groß wie M_2 .

Das größte Moment des eingehängten Trägers ist alsdann nach Gleichung (42), da $l = 2,62$ m

$$M_1 = (3000 + 5000) \frac{2,62^2}{8} = 6865 \text{ kgm}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment

$$W_1 = \frac{6865}{8} = 858$$

mithin genügt hier I-Träger Nr. 34, während für den Kragträger ($W_2 = W_3 = 2270$) I-Träger Nr. 47½ erforderlich ist.

Diese Anordnung ist die günstigste mit Rücksicht auf Materialverbrauch, sofern gleiche Stützenweite verlangt wird.

Der größte Stützendruck ergibt sich in diesem Falle nach Gleichung (51) zu

$$C_{\max} = \frac{8000(5+1,19)(5+1,19+2,62) - 3000(1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2)}{2 \cdot 5,0} \\ = \text{rund } 42300 \text{ kg,}$$

der kleinste Stützendruck nach Gleichung (52) zu

$$C_{\min} = \frac{3000(5+1,19)(5+1,19+2,62) - 8000(1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2)}{2 \cdot 5,0} \\ = 12700 \text{ kg.}$$

Da dies ein positiver Wert, so ist keine Verankerung des Trägers auf der Stütze erforderlich.

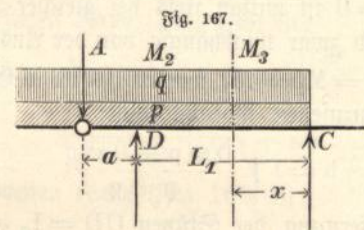
Für den über der Stütze gestützten Träger würde der größte Stützendruck betragen

$$C_{\max} = (3000 + 5000) \cdot 5 = 40000 \text{ kg,}$$

also etwa 5% weniger als beim Kraggelenkträger.

Für die Einteilung der Endfelder gibt es die in Fig. 167 und 168 dargestellten Möglichkeiten. Hierbei ergeben sich für die Endträger Beanspruchungen, welche von denen der Mittelfelder abweichen. Befindet sich ein einseitiger Kragträger im Endfeld, wie bei Fig. 167, so wird

$$M_2 = \frac{p+q}{2} (al + a^2) \text{ wie bei den mittleren Feldern.}$$



Der kleinste Stützendruck im Endlager

$$C_{\min} = \frac{pL_1^2 - (p+q)(al + a^2)}{2L_1} \quad (53)$$

Für M_3 ergibt sich die Bruchstelle x aus

$$C_{\max} - (p+q)x = 0$$

Hieraus

$$x = \frac{C_{\max}}{p+q}$$

$$M_3 = C_{\max} \cdot x - (p+q) \frac{x^2}{2} = \frac{C_{\max}^2}{2(p+q)} \quad (54)$$

Hierin ist zu setzen:

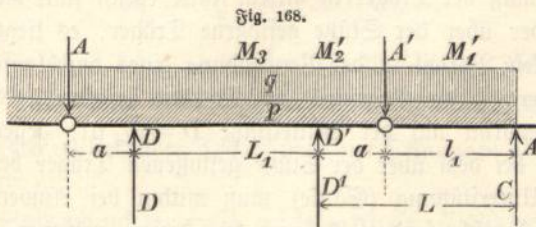
$$C_{\max} = \frac{(p+q)L_1^2 - p(al + a^2)}{2L_1} \quad (55)$$

Der Stützendruck D wird, wenn das Endfeld und die mittleren Felder gleiche Stützweite besitzen, größer als bei den mittleren Stützen und zwar

$$D_{\max} = \frac{\frac{1}{2}(p+q) \left\{ (L_1 + a)^2 + l(L_1 + a) \right\}}{L_1} \\ = \frac{p+q}{2L_1} (L_1 + a) \left\{ L_1 + a + l \right\} \quad (56)$$

Es wird deshalb, wenn andere Gründe nicht dagegen sprechen, vorteilhaft sein, die Feldweite des Endfeldes kleiner zu wählen, als die übrigen Feldweiten.

Wenn am Ende ein eingehängter Träger verwendet wird (Fig. 168), so wird bei gleicher Stützweite dessen Länge $l_1 = L - a$ gegenüber der Länge $L - 2a = l$ in den Mittelfeldern. Bei Berechnung von M'_1 und M'_2 ist



daher in den Gleichungen (42) und (43) l_1 statt l einzusetzen. Für den größten Stützendruck ist ferner

$$D'_{\max} = \frac{(p+q)(L_1+a)(L_1+a+l_1) - p(a+l+a^2)}{2L_1} \quad (57)$$

Für obiges Beispiel (12) wird, wenn die gleiche Öffnungsweite von 5,0 m auch für das Endfeld beibehalten und ein Kragträger im letzten Felde nach Fig. 167 angeordnet wird:

$$M_2 = \frac{3000 + 5000}{2} (1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2) = 18200 \text{ kgm}$$

wie früher.

$$C_{\min} \text{ nach Gleichung (53)} = \frac{3000 \cdot 5,0^2 - 8000 (1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2)}{2 \cdot 5,0} = 3870 \text{ kg}$$

positiv, also keine Verankerung nötig.

$$C_{\max} \text{ nach Gleichung (55)} = \frac{8000 \cdot 5,0^2 - 3000 (1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2)}{2 \cdot 5,0} = 18640 \text{ kg}$$

$$M_3 \text{ nach Gleichung (54)} = \frac{18640^2}{2 \cdot 8000} = 21750 \text{ kgm.}$$

$W = \frac{21750}{8} = \text{rund } 2720$, mithin I -Träger Nr. 50 erforderlich, während für die Mittelfelder I -Träger Nr. 47 $\frac{1}{2}$ ausreichend war.

Der größte Stützendruck im Endfeld wird nach Gleichung (56)

$$D_{\max} = \frac{8000}{2} (5,0 + 1,19) (5,0 + 1,19 + 2,62) = 43600 \text{ kg}$$

gegenüber 42300 bei den mittleren Stützen.

Endigt der Kraggelenkträger mit einem eingehängten Träger nach Fig. 168, dann wird dessen Länge

$$l_1 = 5,0 - 1,19 = 3,81 \text{ m}$$

und

$$M_1 = \frac{8000 \cdot 3,81^2}{8} = 14516 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{14516}{8} = 1815, \text{ es ist also hier } \text{I}$$
-Träger Nr. 45,

gegenüber I -Träger Nr. 34 in den Mittelfeldern zu verwenden.

Das größte Moment über der Stütze D' ergibt sich nach Gleichung 43 zu

$$M'_2 = \frac{8000}{2} (1,19 \cdot 3,81 + 1,19^2) = 23800$$

gegenüber $M_2 = 18200$ über den übrigen Stützen. Es muß daher bei dieser Anordnung auch der letzte Kragträger stärker gemacht werden, als die Kragträger der übrigen Felder.

Der größte Druck der dem Endlager zunächst liegenden Stütze D' ist nach Gleichung (57):

$$D'_{\max} = \frac{8000 (5,0 + 1,19) (5,0 + 1,19 + 3,81) - 3000 (1,19 \cdot 2,62 + 1,19^2)}{2 \cdot 5,0} = 48160 \text{ kg}$$

und dieser Druck ist noch größer, als bei Anordnung eines Kragträgers im Endfeld. Er beträgt etwa $\frac{6}{5}$ des Stützdruckes, welcher bei Anwendung über den Stützen gestoßener Träger entstehen würde.

Da somit bei der Anordnung des Endfeldes nach Fig. 168 sowohl der letzte eingehängte Träger, als der letzte Kragträger und die letzte Stütze stärker ausfallen, wie bei der Anordnung nach Fig. 167, so ist die letztere, wenn keine anderen Gründe vorliegen, vorzuziehen. Sprechen jedoch die örtlichen Verhältnisse für eine Anordnung nach Fig. 168, so empfiehlt es sich die Feldweite des Endfeldes kleiner als die übrigen Feldweiten anzunehmen und zwar um so viel, daß die Länge des eingehängten Trägers $l_1 = l$ wird. Dann ergeben sich für M'_1 , M'_2 und D' dieselben Werte, wie in den mittleren Feldern.

§ 9.

Durchlaufende (kontinuierliche) Träger.

Werden bei der vorbeprochenen Trägeranordnung die Gelenke weggelassen, sodaß der Träger ohne Stoß über sämtlichen Stützen hinläuft, so entsteht ein durchlaufender (kontinuierlicher) Träger. Ein solcher Träger ist statisch unbestimmt, da sich die Stützendrücke nicht nach den Gleichgewichtsgesetzen allein bestimmen lassen. Die Ermittlung erfolgt unter Zuhilfenahme der Durchbiegungsgesetze (elastische Linie), ist aber insofern für die Praxis wenig brauchbar, als die geringste Änderung in der Höhenlage der Stützen eine nicht unbedeutende Änderung des Ergebnisses herbeiführt.¹⁾ Da eine vollständig sichere Stützlage bei Hochbauten fast

1) Man hat diese Nachteile durch Anbringung von Nachstellvorrichtungen an den Mittelstützen zu vermeiden gesucht. Wenn eine solche Maßnahme auch bei Brückenbauten, die einer sorgfältigen Ausführung und einer ständigen Überwachung unterliegen, zweckdienlich sein kann, so wird die Vorrichtung bei Hochbauten wahrscheinlich überhaupt nicht, oder doch erst dann, wenn sich bedeutendere Senkungen

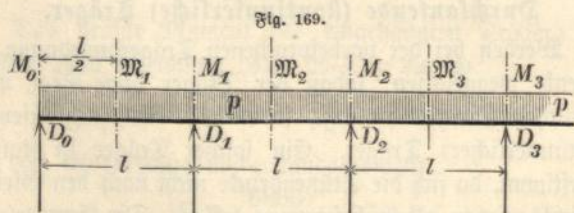
niemals gewährleistet werden kann, so erscheint es rätlich, die Träger so zu berechnen, als ob sie aus einzelnen frei auf zwei Stützen liegenden Trägerstücken beständen. Schwächere Träger (etwa bis I Nr. 25) kann man trotzdem (einen sicheren Baugrund vorausgesetzt) unbedenklich über den Stützen durchlaufen lassen, während stärkere Träger besser so über den Stützen gestossen werden, daß jedes Stück sich frei durchbiegen kann.

Im ersteren Falle ist indes zu beachten, daß der Druck auf die Mittelstütze bei durchlaufenden Balken größer wird als bei gestossenen Balken, was eine größere Belastung der unterstützenden Säule oder des unterstützenden Unterzuges (Trägers) bedingt.

M ist stets kleiner als M und kommt daher nicht in Betracht. M ist am größten bei zwei Öffnungen über der Mittelstütze und beträgt $\frac{1}{8} p l^2$, also ebensoviel als das Mittelmoment bei dem Träger auf zwei Stützen. Demnach muß der Träger in diesem Falle ebenso stark werden, als der über der Stütze gestossene Träger, es liegt also hier kein Vorteil in der Verwendung eines durchlaufenden Trägers. Im Gegenteil ein Nachteil insofern, als der Stützendruck auf der Mittelstütze $D = \frac{5}{4} p l$, gegenüber $\frac{1}{4} p l$ bei dem über der Stütze gestossenen Träger beträgt. Die Unterstützung (Säule) muß mithin bei Anwendung eines durchlaufenden Trägers für diesen größeren Druck berechnet werden. Bildet ein Unterzug an Stelle der

		Anzahl der Öffnungen													
		2	3	4			2	3	4			2	3	4	
$D_0 =$	$\frac{3}{8}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{11}{28}$	}	$p l$	M_0	0	0	0	}	$p l^2$	M_1	$\frac{1}{14}$	$\frac{2}{25}$	$\frac{1}{13}$
$D_1 =$	$\frac{5}{4}$	$\frac{11}{10}$	$\frac{8}{7}$			M_1	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{3}{28}$			M_2	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{2}{55}$
$D_2 =$	$\frac{3}{8}$	$\frac{11}{10}$	$\frac{13}{14}$			M_2	0	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{14}$			M_3	—	$\frac{2}{25}$	$\frac{2}{55}$
$D_3 =$	—	$\frac{2}{5}$	$\frac{8}{7}$			M_3	—	0	$\frac{3}{28}$			M_4	—	—	$\frac{1}{13}$
$D_4 =$	—	—	$\frac{11}{28}$			M_4	—	—	0						

Bei der geringen Verwendung, welche die Theorie der durchlaufenden Träger bei Hochbauten finden kann, begnügen wir uns mit der Mitteilung der wichtigsten Ergebnisse dieser Theorie. In vorstehender Tabelle sind zunächst die Werte für Momente- und Stützendrucke unter der Annahme angegeben, daß die Träger gleichmäßig mit p f. d. m belastet sind und daß sich die Stützen in gleichen Abständen, die Stützpunkte in gleicher Höhe befinden.



Hierbei bezeichnet D den Stützendruck, M das Moment über der Stütze, M das Moment in der Mitte der Öffnung (Fig. 169).

bereits bemerkbar gemacht haben, in Gebrauch genommen werden. Dann sind aber bei den durchlaufenden Trägern längst die zulässigen Senkungsgrenzen überschritten. Eine solche Vorrichtung könnte daher allenfalls nur bei unsicherem Baugrund, bei dem erheblichere Stützensenkungen zu befürchten sind, empfohlen werden, sie hat aber dann nicht den Zweck, die Anwendung durchlaufender Träger zu ermöglichen, da letztere im Falle unsicherer Grundes von vornherein auszuschließen sind.

Säule die Unterstützung, so nimmt zwar infolge der Durchbiegung des Unterzuges der Stützendruck ab. Diese Abnahme ist aber nicht genügend groß, um daraufhin die vermehrte Belastung des Unterzuges vernachlässigen zu können.¹⁾

1) Senkt sich nämlich die Mittelstütze eines über zwei gleichweiten Öffnungen durchlaufenden Trägers gegen die in einer Höhe liegenden Endauflager um ein geringes Maß, so wird das Moment über der Stütze und gleichzeitig der Stützendruck kleiner. Die günstigste Beanspruchung des durchlaufenden Trägers tritt bei einer Senkung der Mittelstütze ein, für welche $M_1 = M_2$ wird und zwar ist dies der Fall, wenn die Senkung $D_1 = \frac{7}{528} \frac{p l^4}{E J}$ beträgt. Alsdann ist:

$$- M^1 = M^2 = \frac{15}{176} p l^2$$

gegenüber $\frac{22}{176} p l^2$ bei gleicher Höhenlage der drei Stützen. Mit dem geringeren Moment kann man indes nicht rechnen, weil eine so genaue Einstellung der Höhenlage der Stützen gegeneinander praktisch nicht ausführbar ist.

Der Stützendruck beträgt bei obiger Senkung noch $\frac{103}{88} p l$, ist also immer noch erheblich größer als bei dem Träger auf zwei Stützen. Soll die Mittelstütze nur mit $p l$ belastet werden, so müßte die Senkung betragen

$$\delta_1 = \frac{1}{24} \frac{p l^4}{E J}$$

Beispiel (13): Es sei $p = 4000 \text{ kg/m} = 40 \text{ kg/cm}$, $l = 5,0 \text{ m}$, dann ist bei zwei Öffnungen und gleicher Höhenlage der Stützen

$$M_1 = \frac{pl^2}{8} = 1250000.$$

Stützendruck $D_0 = D_3 = \frac{3}{8} pl = \frac{3}{8} \cdot 40 \cdot 500 = 7500 \text{ kg}$
 „ Mittelstütze $D_1 = \frac{5}{4} pl = \frac{5}{4} \cdot 40 \cdot 500 = 25000 \text{ „}$

Wird vorstehender Träger über vier Öffnungen geführt, so wird

$$\begin{aligned} \text{Stützendruck } D_0 = D_4 &= \frac{11}{28} pl = 7880 \text{ kg} \\ \text{„ } D_1 = D_3 &= \frac{8}{7} pl = 22820 \text{ „} \\ \text{„ } D_2 &= \frac{13}{14} pl = 18600 \text{ „} \end{aligned}$$

Größtes Moment über den Stützen D_1 und D_3

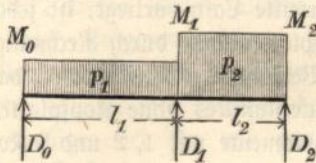
$$M_1 = M_3 = \frac{3}{28} pl^2 = \frac{3}{28} \cdot 40 \cdot 500^2 = 10700 \text{ kgm.}$$

* * *

Für den Fall, daß die Öffnungen und die Belastungen ungleich groß sind, ergibt sich bei gleicher Höhenlage der Stützpunkte

a) Bei zwei Öffnungen (Fig. 170)

Fig. 170.



$$M_0 = M_2 = 0$$

$$M_1 = \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{8(l_1 + l_2)}$$

$$D_0 = \frac{p_1 l_1}{2} - \frac{M_1}{l_1}$$

Da diese Durchbiegung bereits etwa dreimal so groß ist als die Durchbiegung bei dem Träger auf zwei Stützen (vergl. Fußnote auf S. 107), so folgt, daß auch bei Unterzügen mit dem höheren Stützendruck von $\frac{5}{4} pl$ zu rechnen ist, sofern durchlaufende Träger darüber angeordnet werden.

Bei einer weiteren Senkung der Mittelstütze (etwa infolge schlechten Baugrundes) wird schließlich der Stützendruck Null und zwar tritt dieser Fall ein bei einer Senkung $\delta_1 = \frac{5 pl^4}{24 EJ}$. Das Moment be-

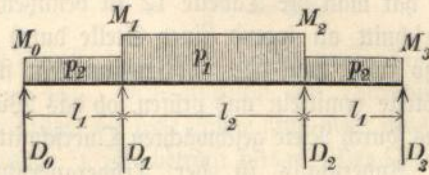
trägt dann $M_1 = \frac{pl^2}{2}$, ist mithin viermal so groß, als das der Querschnittbestimmung zu Grunde liegende Moment und ebenso groß, wie das eines Trägers auf zwei Stützen von der Länge $2l$.

$$D_1 = \frac{p_1 l_1}{2} + \frac{p_2 l_2}{2} + M_1 \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2}$$

$$D_2 = \frac{p_2 l_2}{2} - \frac{M_1}{l_2}$$

b) Bei drei Öffnungen (Fig. 171), (mit der Einschränkung, daß die Lichtweiten und Belastungen der Endöffnungen gleich groß sind).

Fig. 171.



$$M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = M_2 = \frac{p_1 l_1^3 + p_2 l_2^3}{4(2l_1 + 3l_2)}$$

$$D_0 = D_3 = \frac{p_1 l_1}{2} - \frac{M_1}{l_1}$$

$$D_1 = D_2 = \frac{p_1 l_1}{2} + \frac{p_2 l_2}{2} + \frac{M_1}{l_1}$$

§ 10.

Querschnittsbestimmung.

Nachdem das größte Biegemoment eines Trägers ermittelt worden ist, ergibt sich das Widerstandsmoment, welches der Trägerquerschnitt mindestens besitzen muß, nach Gleichung (3), S. 28 zu:

$$W = \frac{M}{k}$$

k ist die zulässige Spannungsbeanspruchung des Materiales auf Zug und Druck. Ihre Größe ist mit Rücksicht auf die Güte des Materiales und die Anforderungen, welche man an die Sicherheit der Konstruktion stellt, festzusetzen.

In manchen Städten ist der Wert von k polizeilich festgesetzt (Tabelle 7 im Anhang). Alsdann darf man selbstredend über diesen Wert nicht hinausgehen. Im übrigen sind hinsichtlich der zulässigen Spannungsbeanspruchung die Angaben der Tabellen 6 und 8 im Anhang zu empfehlen.

Bei den nachfolgenden Berechnungen von Deckenträgern werden wir meist den Wert $k = 800 \text{ kg}$ bei Walzträgern, $k = 900 \text{ kg}$ bei genieteten Konstruktionen anwenden. Der

Unterschied ist dadurch begründet, daß die gewalzten I-Träger in der Regel aus weniger zuverlässigem Material bestehen als die Blech- und Profileisen der genieteten Träger.

Ergibt sich das Widerstandsmoment nicht größer als 3600, so findet man den entsprechenden gewalzten I-Träger, indem man in Spalte 8 der Tabelle 11 den nächst höheren Wert des Widerstandsmomentes aufsucht. Der zugehörige Träger besitzt die erforderliche Tragfähigkeit. Werden statt des I-Trägers \square oder $\square\square$ -Eisen verwendet, so hat man die Tabelle 12 zu benutzen. Ist der Trägerquerschnitt an irgend einer Stelle durch Niete geschwächt, so muß man das Biegemoment für die betreffende Stelle ermitteln und prüfen, ob das Widerstandsmoment des durch Niete geschwächten Querschnittes hierfür ausreicht. Andernfalls ist der Trägerquerschnitt nach dem geschwächten Querschnitt zu bestimmen. Man braucht hierbei jedoch nur die etwa im Flansch vorkommenden Nietlöcher zu berücksichtigen, Nietlöcher im Steg haben so geringen Einfluß auf die Größe des Widerstandsmomentes, daß sie in der Regel vernachlässigt werden können. Wegen Berechnung des Nietabzuges vergl. Kap. 2, S. 36 bis 39.

Übersteigt das Widerstandsmoment den Wert von 3600, so muß ein genieteter Träger und zwar je nach der verfügbaren Höhe ein Blech- oder Kastenträger verwendet werden. Man hat hierbei einen beliebigen Querschnitt anzunehmen, zu prüfen, ob der Querschnitt das erforderliche Widerstandsmoment besitzt und nach Bedarf den Querschnitt zu schwächen, oder zu verstärken. Zur schnelleren Auffindung eines passenden Querschnittes dienen die Tabellen 40 bis 44 im Anhang.¹⁾ Unter Umständen kann die Anwendung eines genieteten Trägers vorteilhafter erscheinen, als die eines gewalzten I-Trägers schweren Kalibers. Dies ist namentlich dann der Fall, wenn bestimmte Maße eingehalten werden sollen, welche der gewalzte Träger nicht besitzt, oder wenn ein Anschluß an andere Konstruktionsteile bei einem genieteten Träger leichter zu erreichen ist. Bei einem Vergleich der Gewichte hat man indes zubeberücksichtigen, daß genietete Träger in der Regel etwa doppelt so teuer als gleich schwere Walzträger sind.

Bei den genieteten Trägern würde eine unnötige Materialverschwendung entstehen, wollte man die für den Bruchquerschnitt als nötig befundenen Kopfplatten gleichmäßig bis zu den Auflagern durchführen. Sie brauchen nur bis zu der Stelle des Trägers zu reichen, an welcher

der Querschnitt ohne Kopfplatte genügend groß ist, um das an dieser Stelle noch vorhandene Biegemoment aufzunehmen.

Über diese Stelle führe man jedoch die Kopfplatte noch um einen Nietabstand = 12 cm hinweg, damit die erforderliche Kraftübertragung durch ein Nietpaar bereits vor dem theoretischen Ende der Kopfplatte bewirkt wird.

Mit Ausnahme der ganz einfachen Belastungsfälle findet man das Ende der Kopfplatte am besten graphisch, indem man die Kurve der erforderlichen Widerstandsmomente mit Hilfe des Seilpolygons aufzeichnet und die verschiedenen Widerstandsmomente des Querschnittes ohne und mit 1 bzw. 2 Kopfplatten einträgt. Das theoretische Ende der Kopfplatte liegt jedesmal an dem Schnittpunkt beider Momentenlinien.

Auf Taf. 17 sind in Fig. 3 die für die einzelnen Querschnitte erforderlichen Widerstandsmomente aufgetragen. Die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten ist die Momentenkurve $A\alpha\beta\gamma\delta\gamma\beta\alpha B$. Trägt man die Werte von W_0, W_1, W_2 des gewählten Querschnittes als Ordinaten auf und zieht durch die Endpunkte die parallelen Linien $a-a, b-b \dots$ so bezeichnen die Schnittpunkte $\alpha, \beta \dots$ diejenigen Stellen, an welchen das Widerstandsmoment des Querschnittes ohne Kopfplatte gerade noch ausreicht.

In den Fällen, in welchen nur eine gleichmäßig über den Träger verteilte Last vorliegt, ist jedoch die Bestimmung der Kopfplattenlänge durch Rechnung einfacher, als das graphische Verfahren. Bezeichnet W_0 das Widerstandsmoment des Querschnittes ohne Kopfplatte, W_1, W_2, W_3 die Widerstandsmomente mit 1, 2 und 3 Kopfplatten, so ist

$$W_0 = \frac{M_0}{k}$$

$$W_1 = \frac{M_1}{k} \text{ u. f. f.}$$

Das Moment für eine beliebige Stelle im Abstand x vom Trägerende ist

$$M_x = \frac{pl}{2} x - \frac{px^2}{2} = kW.$$

Hieraus folgt:

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{1800 W}{p}}$$

(Wenn k für genietete Träger = 900 gesetzt wird.)

Für die Rechnung bequemer ist:

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{18 W}{p}} \quad (58)$$

Hierin ist l in m, p in kg f. d. m, W bezogen auf cm einzusetzen. Man erhält dann x in m.

1) Von ausführlicheren Tabellen ist zu empfehlen: „Dr. H. Zimmermann, Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Träger. Berlin, Ernst & Korn.“

Setzt man in Gleichung (58) für W der Reihe nach W_0, W_1, W_2 ein, so erhält man den entsprechenden Abstand des Endes der Kopfplatte von dem Auflager. Die theoretische Plattenlänge ergibt sich dann zu

$$L = l - 2x$$

und die praktische Plattenlänge zu

$$L = l + 0,24 - 2x \quad (59)$$

worin l und x in m einzusetzen sind. — — —

(Beispiel siehe weiter unten.)

* * *

Bei allen Trägern, welche stark wechselnden und nicht stoßfreien Belastungen unterworfen sind, also in erster Linie bei den Deckenträgern, darf die Querschnittshöhe nicht zu niedrig bemessen werden, wenn anders nachteilige Schwankungen vermieden werden sollen. Je geringer die Trägerhöhe, desto größer ist nämlich die Durchbiegung¹⁾ bei gleicher Belastung und gleicher Materialanstrengung. Beispielsweise vermag ein I-Träger Nr. 28 die gleiche Belastung, wie zwei nebeneinander gelegte I-Träger Nr. 22 zu tragen, die Durchbiegung beträgt aber bei letzteren, gleiche Belastung und Spannweite vorausgesetzt, etwa $\frac{5}{4}$ der bei Träger, Nr. 28 eintretenden Durchbiegung. Starke Durchbiegungen verursachen aber fühlbare Schwankungen und diese sind nicht nur unangenehm bei dem Betreten solcher Decken, sondern beanspruchen auch das Trägermaterial in höherem Maße. Besonders fühlbar machen sich derartige Schwankungen, wenn Beton- oder Steinkappen zwischen den Trägern eingespammt sind, weniger bei den mit gewöhnlicher Holzstakung gefüllten Deckenfeldern und am wenigsten bei flachen Steinfüllungen ohne Wölbschub (flache Betondecken, Kleinfache Deckenfüllung u. s. w.). Dem entsprechend wähle man die Trägerhöhe bei Decken nicht unter $\frac{1}{20}$ bis höchstens $\frac{1}{25}$ der Spannweite und vermehre gegebenen Falles lieber den Abstand der Träger von einander, wenn bei den angegebenen Verhältnissen, das Material des Trägers nicht

1) Es beträgt für den Träger auf zwei Stützen die Durchbiegung

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

und wenn für $J = M \cdot \frac{h}{2 \cdot k} = \frac{p l^2}{8} \cdot \frac{h}{2 k}$ eingeführt wird,

$$\delta = \frac{80 k l^2}{384 E h}$$

Für $E = 2\,000\,000$, $k = 800$ wird $\delta = \frac{l^2}{12\,000 h}$

und ferner für $h = \frac{1}{20}$, $\delta = \frac{1}{600}$

" " " $h = \frac{1}{25} = \frac{1}{480}$

voll ausgenutzt werden sollte. — Bei weniger wechselnder Belastung, wie sie bei Dächern stattfindet, kann man mit der Querschnittshöhe unbedenklich bis auf $\frac{1}{40}$, bei untergeordneteren Trägern auch bis auf $\frac{1}{50}$ der Trägerlänge herabgehen.

* * *

Beispiele:

14) In Beispiel 7, S. 95 betrug das größte Angriffsmoment = 3120 kgm. Mithin erforderliches Widerstandsmoment für einen gewalzten Träger

$$W = \frac{3120}{8} = 390.$$

Nach Tabelle 11 genügt hierfür ein I-Träger Nr. 26, dessen $W = 441$. Mit Rücksicht auf Durchbiegung darf bei diesem Träger die freie Länge nicht mehr als $0,26 \cdot 20 = 5,2$ m betragen.¹⁾ Sie beträgt $5,15$ m. Der Querschnitt genügt mithin auch der Forderung bezüglich der Durchbiegung.

Würde aber beispielsweise die Deckenlast nur 500 kg anstatt 750 kg betragen, so würde diese ein Widerstandsmoment von nur $\frac{390 \cdot 500}{750} = 260$ erfordern, für welches

Träger Nr. 22 genügen würde. Mit Rücksicht auf die Durchbiegung muß jedoch auch hier Träger Nr. 26 gewählt werden, da $20 \cdot 0,22$ nur eine freie Länge von $4,4$ m ergibt.

In der Verwendung von I Nr. 26 liegt mithin in letzterem Falle eine Materialverschwendung, welche nur dadurch zu beseitigen ist, daß der Trägerabstand größer gewählt wird. Der dem Widerstandsmoment 441 entsprechende Trägerabstand x folgt aus der Grundgleichung

$$M = k \cdot W.$$

Hierin ist $M = \frac{p l^2}{8} = \frac{500 \cdot x^2}{8}$, da $p = x \cdot 500$,

ferner ist $k = 8,0$, $W = 441$, $l = 5,15$ einzusetzen.

Demnach:

$$\frac{500 \cdot x \cdot 5,15^2}{8} = 8 \cdot 441.$$

Hieraus

$$x = 2,15.$$

Man muß demnach die Träger in Abständen von $2,15$ m anordnen, wenn man bei einer freien Länge von $5,15$ m und einer Last von 500 kg f. d. qm ohne Eisenverschwendung eine zu große Durchbiegung vermeiden will. Zu untersuchen bleibt jedoch in jedem Falle, ob sich diese Balkenentfernung durchführen läßt, ohne daß andere Nachteile (Vermehrung des Eigengewichtes, Verteuerung der Zwischenkonstruktionen) eintreten, welche die Ersparnis wieder aufheben.

Im Falle die ursprüngliche Balkenentfernung von $1,25$ m beibehalten werden soll, würde man anstatt I Nr. 26 vor-

1) Außersten Falles auch $0,26 \cdot 25 = 6,5$ m.

teilhafter \square Nr. 26 dessen $W = 371$ anwenden. Es wiegt nämlich \square Nr. 26 = 41,6 kg, \square Nr. 26 nur = 37,7 kg. Da jedoch \square -Eisen gewöhnlich im Preise etwas höher stehen, als \square -Eisen, der Gewichtsunterschied außerdem nur gering ist, so wird sich die Verwendung von \square und \square -Eisen ziemlich gleich bleiben.

15) Eine Wand von 3,0 m Höhe, 0,50 m Stärke soll auf eine freie Länge von 8,0 m durch Träger unterstützt werden. Es ist

$$W = \frac{3,0 \cdot 0,5 \cdot 1600 \cdot 8,0^2}{8 \cdot 8} = 2400.$$

Damit die erforderliche Breite für Auflagerung der Wand auf den Trägerflanschen gewonnen wird, sind mehrere Träger nebeneinander zu verlegen, welche zusammen das Widerstandsmoment 2400 besitzen müssen.

Die geringste mit Rücksicht auf Durchbiegung zulässige Trägerhöhe ist $\frac{8}{20} = 0,40$ m. \square -Träger Nr. 40 besitzt ein Widerstandsmoment von 1459. Mithin beträgt die größte Anzahl der nebeneinander zu verlegenden Träger

$$= \frac{2400}{1459} = 2,$$

wenn Balzträger verwendet werden sollen. Die geringste Materialverschwendung würde bei Anwendung nur eines genieteten Trägers eintreten, da jeder der beiden Träger Nr. 40 ein Widerstandsmoment von 1459 besitzt, während nur $W = 1200$ notwendig ist. Der entstehende Vorteil wird durch den höheren Preis der genieteten Träger jedoch wieder aufgehoben.

16) Das größte Angriffsmoment des 8,95 m langen Unterzuges (Beispiel 8, S. 95) betrug 37 600 kgm mithin erforderliches Widerstandsmoment für den genieteten Träger

$$W = \frac{37\,600}{9} = 4180$$

Bei unbeschränkter Trägerhöhe würde ein genieteter Träger von etwa $\frac{7,5}{12} = 60$ cm Höhe geeignet sein. Ein passender Träger wäre demnach Nr. 62 der Tabelle 42 mit drei Gurtplatten, dessen $W_3 = 4247$. Es reicht jedoch auch bereits Träger Nr. 60, dessen $W_3 = 4081$, wenn die Gurtplatten entsprechend verbreitert werden.

Der Zuschlag für 1 cm Gurtplatte bei drei Platten von je 1 cm beträgt nach Spalte 15 = 180,55 mithin die erforderliche Verbreiterung der Gurtplatten, um $W = 4180$ zu erhalten:

$$b = \frac{4180 - 4081}{180,55} = 0,6 \text{ cm,}$$

mithin beträgt bei Verwendung des Trägers Nr. 60 die erforderliche Plattenbreite $17 + 0,6 = 17,6$ cm.

Bei Verwendung von nur zwei Gurtplatten würde sich bei Träger Nr. 60 die Verbreiterung zu

$$b = \frac{4180 - 3350}{120,17} = 6,9 \text{ cm}$$

ergehen.

Da jedoch nach S. 85 der Überstand der Gurtplatte nicht größer als höchstens gleich dem dreifachen der Plattenstärke zu bemessen ist, so ist dieser Querschnitt nicht brauchbar. Man muß dann entweder einen höheren Träger wählen, oder bei gleicher Höhe größere Winkelleisen verwenden.

Erscheinen zwei oder mehrere Querschnitte für den vorliegenden Zweck gleich geeignet, so giebt das Gewicht den Ausschlag. Man sei jedoch hierbei nicht zu ängstlich, da die Ersparnis von einigen kg oft nicht den Mehraufwand an Zeit und Mühe ausgleicht.

Halten wir an dem zuerst ermittelten Querschnitt mit drei Gurtplatten fest, so folgt die Plattenlänge nach S. 106 aus Gleichung (58) und (59).

Es ist:

$$l = 8,95 \text{ m}$$

$$p = 3750 \text{ kg f. d. m}$$

$$W_0 = 1879$$

$$W_1 = 2626$$

$$W_2 = 3350$$

Tabelle 42, Spalte 2, 5, 7¹⁾

mithin

$$x_0 = \frac{8,95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,95}{2}\right)^2 - \frac{18 \cdot 1879}{3750}} = 1,15.$$

$$L_1 = 8,95 + 0,24 - 2 \cdot 1,15 = 6,89.$$

Ebenso folgt

$$x_1 = \frac{8,95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,95}{2}\right)^2 - \frac{18 \cdot 2626}{3750}} = 1,75$$

$$L_2 = 8,95 + 0,24 - 2 \cdot 1,75 = 5,69$$

$$x_2 = \frac{8,95}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,95}{2}\right)^2 - \frac{18 \cdot 3350}{3750}} = 2,50$$

$$L_3 = 8,95 + 0,24 - 2 \cdot 2,50 = 4,19.$$

Auf Taf. 17 Fig. 3 ist die Länge der Kopfplatte für dieses Beispiel graphisch ermittelt worden. Vergl. S. 106.

Ist die Konstruktionshöhe sehr beschränkt, so wird man, um eine möglichst geringe Trägerhöhe zu erzielen, einen Kastenträger mit drei Gurtplatten wählen. Bei einer Konstruktionshöhe von beispielsweise 46 cm und bei Verwendung dreier Gurtplatten ist Kastenträger Nr. 40 der Tabelle 42 passend, für welchen bei einer Plattenbreite von 27 cm

$$W_3 = 3936.$$

1) Unter Vernachlässigung der unbedeutenden Verbreiterung der Gurtplatten.

Erforderlich ist $W = 4180$ mithin ist eine Verbreiterung der Gurtplatten vorzunehmen. Nach Spalte 15 beträgt der Zuwachs des Widerstandsmomentes bei 1 cm Gurtplattenbreite = 120,78.

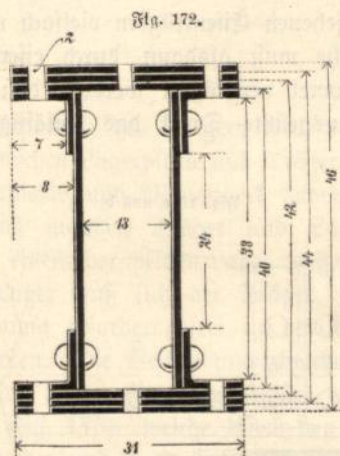
Mithin Verbreiterung der Platten

$$= \frac{4180 - 3936}{120,78} = 2,0 \text{ cm}$$

und ganze Plattenbreite mit Rücksicht auf das nunmehr in der Mitte anzuordnende Niet

$$= 27 + 2,0 + 2 = 31 \text{ cm.}$$

Hiernach ergibt sich der in Fig. 172 dargestellte Querschnitt des Trägers. Die Plattenlänge wird in gleicher Weise wie bei dem vorigen Querschnitt ermittelt.



17) Das größte Angriffsmoment des Trägers in Beispiel 10, S. 96, betrug im Abstand von 3,82 m vom linken Auflager = 47 600 kgm. Erforderliches Wider-

standsmoment: $W = \frac{47600}{9} = \text{rund } 5300$. Mit Rücksicht auf die Auflagerung der 0,4 m breiten Mauer und die seitliche Steifigkeit, sowie eine möglichst geringe Konstruktionshöhe empfiehlt sich die Anwendung mehrerer gekuppelter Walzträger oder eines genieteten Kastenträgers. Im ersten Falle genügen zwei I-Träger Nr. 50, deren $W = 2 \cdot 2750 = 5500$.

Bei Wahl eines Kastenträgers ergibt sich der auf Taf. 19, Fig. 3e dargestellte Querschnitt als ausreichend. Nach Tab. 42 ist für Träger Nr. 44

$$W'_0 = 1487$$

$$W_1 = 2491$$

$$W_2 = 3446$$

$$W_3 = 4413$$

Mithin sind die Gurtplatten so zu verbreitern, daß W_3 mindestens 5300 wird. Verbreiterung

$$b = \frac{5300 - 4413}{132,72} = 6,8 \text{ cm}$$

und demnach mit Rücksicht auf ein drittes Nietloch die Plattenbreite = $27 + 7 + 2 = 36 \text{ cm}$.

18) Abmessungen der im Beispiel 11, S. 97 berechneten Erkerträger. (Dargestellt auf Taf. 18.)

$$\text{Träger I. } W = \frac{64,8}{8} = 8,1 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

Gewählt wurden I-Eisen Nr. 10 mit $W = 34,1$. Ein kleineres Profil war mit Rücksicht auf das Einbringen der 10 cm starken Betondecke praktisch nicht anwendbar.

$$\text{Träger II. } W = \frac{6110}{8} = 764.$$

Da an den Träger das Sandsteingesims und die Deckenträger angehängt werden mußten, so erschien, um eine Beanspruchung der Anschlußniete auf Zug zu vermeiden, ein aus zwei C-Eisen bestehender Querschnitt zweckmäßig. Zwischen den beiden Stegen verbleibt ein 1 cm breiter Zwischenraum für die Anschlußbleche. Das Auflager wird gleichfalls durch ein Futterblech versteift.

Gewählt wurden zwei C-Eisen Nr. 26, deren $W = 2 \cdot 371 = 742$ als genügend angesehen wurde, obgleich die Beanspruchung k etwas größer wird als 8, nämlich

$$k = \frac{6110}{742} = 8,25 \text{ kg/qcm.}$$

Träger III.

Das unter diesen Trägern befindliche Gesims wird durch Sandsteinkonsolen gestützt und braucht somit nicht an den Trägern aufgehängt zu werden. Der Querschnitt wird hier durch die Forderung bedingt, daß der Träger weder nach oben noch nach unten aus der Zwischendecke hervortreten soll.

Die Balkenhöhe beträgt 25 cm. Sie wird, um eine brauchbare Querschnittsform zu erhalten, im vorderen Raume durch untergeschraubte 6 cm starke Latten auf 31 cm verstärkt. Die größte zulässige Trägerhöhe beträgt somit = 31 cm. Das erforderliche größte Widerstandsmoment beträgt $\frac{15600}{9} = 1740$.

Mit Rücksicht darauf, daß eine thunlichste Beschränkung der Flanschbreite wegen Anbringung des Sandsteingesimses erwünscht schien, wurde von der Wahl eines Kastenträgers Abstand genommen und der aus Fig. 173 ersichtliche Querschnitt gewählt.

Mit Abzug der Nietlöcher ergibt sich:

$$J_0 = \frac{14,2 \cdot 26^3 - 2 \cdot 5,6 \cdot 23,2^3}{12} = \text{rund } 9120,$$

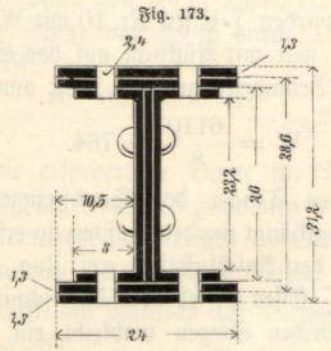
$$W_0 = \frac{9120}{13} = 700,$$

$$J_1 = J_0 + \frac{24 - 2 \cdot 2,4}{12} (28,6^3 - 26^3) = \text{rund } 18430,$$

$$W_1 = \frac{18430}{14,3} = 1290,$$

$$J_2 = J_0 + \frac{19,2}{12} (31,2^3 - 26^3) = 29600,$$

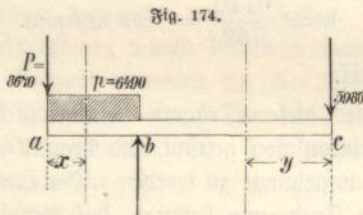
$$W_2 = \frac{29600}{15,6} = \text{rund } 1900.$$



Plattenlänge.

Entfernung x vom freien Ende a (Fig. 174):

$$M = 8670 \cdot x + \frac{6490x^2}{2} = 8 \cdot W.$$



Hieraus

$$x = -1,34 + \sqrt{1,34^2 + \frac{W}{400}}$$

Für $W = 700$ wird $x_0 = 0,54$

" $W = 1290$ " $x_1 = 0,90$.

Praktische Länge der Platten von Auflagermitte nach dem freien Ende gemessen:

$$L_1 = 1,19 + 0,12 - x_0 = 0,77 \text{ m,}$$

$$L_2 = 1,19 + 0,12 - x_1 = 0,41 \text{ m.}$$

Entfernung y vom Trägerende c .

$$M = 5980 \cdot y = 8 \cdot W,$$

$$y_0 = \frac{8 \cdot 700}{5980} = 0,94,$$

$$y_1 = \frac{8 \cdot 1290}{5980} = 1,73.$$

Praktische Länge der Platten von Auflagermitte b nach c zu gemessen:

$$l_1 = 2,51 + 0,12 - 0,94 = 1,69 \text{ m,}$$

$$l_2 = 2,51 + 0,12 - 1,73 = 0,90 \text{ m.}$$

In ganz gleicher Weise sind die Abmessungen des Trägers IV zu bestimmen.

§ 11.

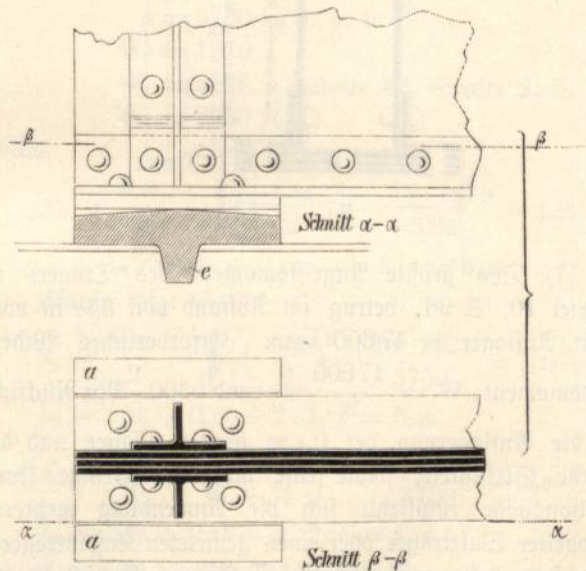
Lagerung der Träger auf dem Mauerwerk. 1)

Eine sachgemäße Lagerung der Träger und Stützen auf der Unterlage ist erstes Erfordernis für die Haltbarkeit eines Bauwerks. Die in sorgfältigster Weise durchgeführte Ermittlung der Trägerabmessungen ist ohne jeden Wert, wenn die Auflager nicht genau mit derselben Sorgfalt und mit denselben Sicherheitsannahmen ausgeführt werden.

1. Unterlagsplatten an den Auflagern.

Während die hölzernen Balken eine hinreichende Breite besitzen, um ohne weiteres auf dem Mauerwerk gelagert werden zu können, ist dies bei den mit nur schmalen Flanschen versehenen Eisenträgern vielfach nicht der Fall. Die Lagerfläche muß alsdann durch eiserne Unterlagsplatten um soviel vergrößert werden, daß der auf das Mauerwerk ausgeübte Druck das zulässige Maß nicht überschreitet.

Fig. 174 a und b.

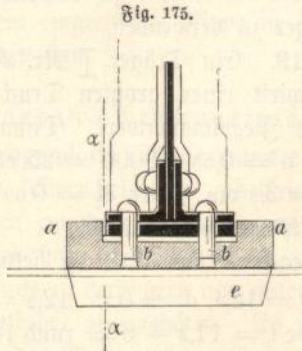


Bei den gewalzten Trägern genügen hierfür, wenn die Träger seitlich vermauert werden, glatte Platten von quadratischem oder rechteckigem Querschnitte.

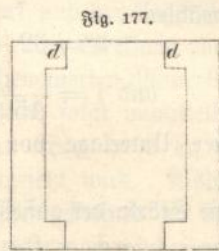
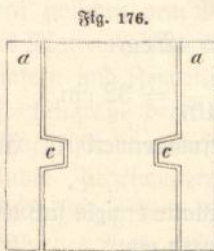
Genietetete Träger können nicht in gleicher Weise seitlich eingemauert werden, da alsdann die Versteifungswinkel am Auflager eine Verschiebung infolge der Wärme-

1) Über Lagerung der Träger auf eisernen Stützen siehe Kap. 4, S. 79–81; über Lagerung der Träger auf eisernen Trägern siehe Kap. 3, S. 47; über Einpannung der Freitragler im Mauerwerk siehe § 5 dieses Kapitels; über Gelenklager beim Krallengenträger siehe § 12 dieses Kapitels.

ausdehnung nicht gestatten würden.¹⁾ Die Platten der genieteten und der aus irgend einem Grunde seitlich nicht vermauerten gewalzten Träger müssen daher an den Seiten erhöhte Leisten (a-a in Fig. 174 b und 176) erhalten, welche eine seitliche Verschiebung der Träger verhindern.



Die Längenverschiebung des Trägers wird durch eine feste Verbindung zwischen Lagerplatte und Träger einerseits und zwischen Lagerplatte und Mauerwerk andererseits verhütet. Die Verbindung zwischen Träger und Lagerplatte darf jedoch nur an einem der beiden Lager vorhanden sein, auf dem anderen Lager muß sich der Träger, soweit es die Wärmeausdehnung erfordert, frei in der Längsrichtung verschieben können. Die Verbindung zwischen Lagerplatte und Träger am festen Auflager erfolgt entweder durch Stifte (bb in Fig. 175), welche durch den Trägerflansch durchgesteckt werden und in ein in die Lagerplatte gebohrtes Loch greifen, oder durch Vorsprünge (cc Fig. 176), oder Leisten (dd Fig. 177), welche an die Lagerplatte angegossen

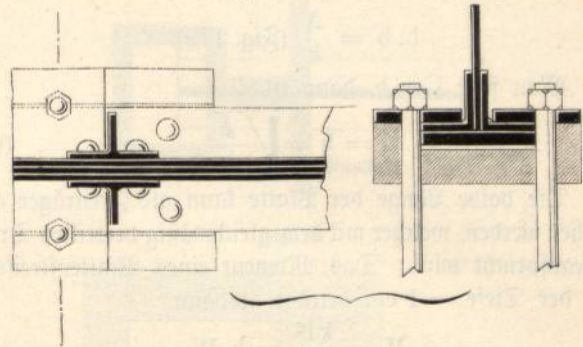


sind. Die Verbindung zwischen Lagerplatte und Mauerwerk erfolgt am einfachsten durch Rippen (e Fig. 174 a), welche an die Lagerplatte angegossen sind und in eingearbeitete Vertiefungen des Mauerwerks eingreifen. Letztere werden nach Verlegung der Lagerplatte mit Zement vergossen. Nur wenn ein Abheben des Trägers vom Lager zu

1) Bei Innenräumen ist für nicht sehr lange Träger die Temperaturschwankung von so geringem Einfluß, daß die entstehenden Bewegungen vom Mauerwerk aufgenommen werden können. Mit Rücksicht auf Brände ist dagegen eine Verschieblichkeit des einen Auflagers ausnahmslos bei allen Trägern zu empfehlen, bei langen Trägern aber unbedingt zu fordern.

befürchten ist, kommen statt, oder außer den vorgenannten Befestigungsmitteln noch Ankerschrauben, oder Steinschrauben in Anwendung, welche dann sowohl Lagerplatte, als Trägerflansch fassen müssen (Fig. 178).

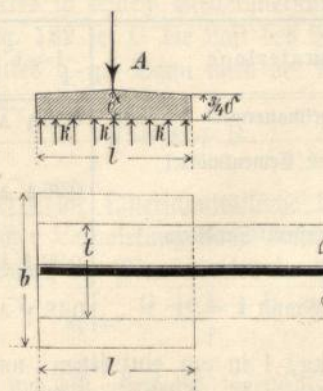
Fig. 178a und b.



Man wendet die festen Lager nur bei Trägern von erheblicherer Spannweite (etwa 6 m und darüber) an, bei kleineren Spannweiten genügt es, den Träger an einer Seite fest zu hintermauern. Ebenso genügt in vielen Fällen die Einmauerung zur Sicherung der Lage der Lagerplatte, alsdann können die vorherbeschriebenen Verbindungsarten zwischen Lagerplatte und Unterlage auch entbehrt werden.

Infolge der Durchbiegung der Träger tritt bei ebenen Unterlagsplatten ein stärkerer Druck an der Kante der Unterlagsplatten auf. Aus diesem Grunde müssen solche Platten größer angenommen werden, als es die Rechnung ergibt, auch müssen die Platten mit der vorderen Kante um 3—5 cm von der Vorderflucht der Mauer zurückgerückt werden. Bei größeren gegossenen Platten giebt man der Lagerfläche eine nach oben gekrümmte Form (Fig. 174 a und 179 a), wodurch eine stets gleichmäßige Druckverteilung

Fig. 179 a und b.



erzielt wird. Bei den genieteten Trägern müssen, um ein Verbiegen der wagrechten Winkelansätze zu verhüten, diese durch eine mit versenkten Nieten befestigte schmiedeeiserne

Unterlagsplatte von 1½—2½ cm Dicke verstärkt werden. (Fig. 174a.)

2. Abmessungen der Lagerplatten.

Ist k der zulässige Druck auf die Unterlage f. d. qcm. A der Auflagerdruck in kg, so muß sein:

$$l \cdot b = \frac{A}{k} \text{ (Fig. 179).}$$

Man setze $l = b$, dann ist

$$l = b = \sqrt{\frac{A}{k}} \dots \dots \dots (60)$$

Die halbe Länge der Platte kann als Freitragler angesehen werden, welcher mit dem gleichmäßig verteilten Druck k beansprucht wird. Das Moment eines Plattenstreifens von der Tiefe = 1 cm beträgt alsdann

$$M = \frac{k l^2}{8} = k_1 W.$$

k_1 ist die zulässige Zugfestigkeit der Platte, welche für Gußeisen = 250, für Schmiedeeisen = 750 kg f. d. qcm anzunehmen ist. Ferner beträgt

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} = \frac{\delta^2}{6};$$

mithin bei gußeisernen Platten:

$$\frac{k l^2}{8} = \frac{250}{6} \delta_1^2, \text{ hieraus } \delta_1 = \frac{1}{18} \sqrt{k} \dots (61)$$

bei schmiedeeisernen Platten:

$$\frac{k l^2}{8} = \frac{750}{6} \delta_2^2, \text{ hieraus } \delta_2 = \frac{1}{32} \sqrt{k} \dots (62)$$

Für verschiedene Steinunterlagen ist anzunehmen:

k bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk	8 kg
" " Klinkermauerwerk in Zementmörtel	15 "
" " festem Sandstein	20 "
" " gutem Granit	30 "

Demnach ergaben sich folgende abgerundete Ausdrücke für die Abmessungen der Lagerplatten.

Steinunterlage	$l = b$	δ_1	δ_2
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk $k = 8,0$	$0,35 \sqrt{A}$	0,151	0,091
Klinkermauerwerk in Zementmörtel $k = 15,0$	$0,26 \sqrt{A}$	0,211	0,121
Auflagerstein aus festem Sandstein $k = 20,0$	$0,22 \sqrt{A}$	0,241	0,141
Auflagerstein aus Granit $k = 30$	$0,18 \sqrt{A}$	0,301	0,171

A ist in kg, l in cm einzusetzen, um l , b , δ_1 , δ_2 in cm zu erhalten. $l = b$ ist mindestens = $t + 6$ bei glatten; $t + 10$ bei geformten Lagerplatten; δ_1 mindestens = 1,0, δ_2 mindestens = 1,5 cm anzunehmen, falls obige Formeln kleinere Werte liefern sollten.

Ebenso sind die Formeln nur anwendbar, so lange die Stärken δ_1 nicht über 7 cm, δ_2 nicht über 2½ cm sich ergeben, was bei Auflagerdrücken bis etwa zu 20 t der Fall ist. Bei Trägern mit vollem Steg kommen in der Regel höhere Lagerdrücke nicht vor. In Ausnahmefällen hat man die im Kap. 6 zu besprechenden Auflager für Fachwerkträger zu verwenden.

Beispiel 19. Ein Träger I Nr. 26 mit 11,3 cm Flanschbreite bewirkt einen größten Druck $A = 5000$ kg auf gewöhnliches Ziegelmauerwerk. Dann ist

$$l = b = 0,35 \sqrt{5000} = 25 \text{ cm,}$$

$$\delta_1 = 0,15 \cdot 25 = 3,8 \text{ cm, oder } \delta_2 = 0,09 \cdot 25 = 2,3 \text{ cm.}$$

Sämtliche Werte sind brauchbar.

Würde dagegen A nur 1200 kg betragen, so würde $l = 0,35 \sqrt{1200} = 12,2$, $\delta_1 = 0,15 \cdot 12,2 = 1,9$ cm folgen; statt dessen würde $l = 11,3 + 6 =$ rund 18 cm zu wählen sein, während der Wert von δ_1 brauchbar wäre.

Bei Kastenträgern oder mehreren nebeneinander liegenden Trägern sind quadratische Platten vielfach nicht zweckmäßig.

Alsdann wähle man die Breite b der Platte um 10 cm größer als die gesamte Flanschbreite t des Kastenträgers oder der sämtlichen auf gemeinsamem Lager ruhenden Einzelträger. Dann ist $b = t + 10$ und $l \cdot b = \frac{A}{k}$ woraus nach Einsetzung des Wertes für t

$$l = \frac{A}{t + 10} \text{ folgt.}$$

Die Stärke δ wird wie bei den quadratischen Platten ermittelt.

Beispiel 20. Die Flanschbreite eines Kastenträgers betrage 32 cm, der Auflagerdruck $A = 20000$ kg. Dann ist zu wählen

$$b = 32 + 10 = 42 \text{ cm}$$

$$\text{und } l = \frac{20000}{15(32 + 10)} = 32 \text{ cm,}$$

bei einer Unterlage von Klinkermauerwerk in Zementmörtel.

Die Stärke der gußeisernen Platte ergibt sich dann zu $\delta_1 = 0,21 \cdot 32 = 6,7$ cm.

Nachdem die Abmessungen der Lagerplatten festgestellt sind, ergibt sich die Gesamtlänge eines Trägers, wenn zu der freien Länge (S. 95) die Länge der Lagerplatte hinzugezählt wird.

Es ist jedoch durchaus nicht immer erforderlich, den Träger bis an das Ende der Lagerplatte fortzuführen. Bei großen Lagerplatten würde dies zu einer nicht unerheblichen Materialverschwendung führen. In solchen Fällen ist die auf Taf. 25, Fig. 3 und 4 dargestellte Form des Lagers zweckmäßig. Der Träger ruht hier nur auf dem mittleren Teil der Platte auf, welche nach den Ranten hin abgedacht ist.

Eine Verschiebung des Trägers wird durch aufgegossene Leisten verhindert. Bei dem beweglichen Lager ist genügender Spielraum zwischen der Trägerplatte und der Leiste des Lagers vorzusehen. Die dargestellte Verankerung des Lagers scheint in diesem Falle zwecklos, eine Verschiebung der Lagerplatte würde durch eine angegossene, in den Lagerstein eingreifende Rippe in einfacherer Weise verhindert worden sein.

3. Zwischenlage zwischen Lagerplatte und Stein.

Zwischen Lagerplatte und gemauerter Unterlage bringt man bei großen, schwer belasteten und Erschütterungen ausgesetzten Trägern zweckmäßig eine 6 mm starke Bleiplatte ein. Das Blei hat die Eigenschaft, seine Form bei wechselndem Drucke zu verändern und unter höherem Drucke eine höhere Festigkeit anzunehmen. Es paßt sich demzufolge die Form des Bleilagers den Auflagerdrücken an und gewährleistet eine stets gleichmäßige Beanspruchung der Unterlage. Bei ruhenden Konstruktionen genügt eine Zementfuge von etwa 1 cm Stärke zwischen Platte und Mauerwerk. Hierbei wird die Lagerplatte auf kleinen eisernen Keilen in die richtige Lage gebracht und dann die zwischen Platte und Mauerwerk verbleibende Fuge mit Zement ausgegossen. Kleinere Lagerplatten werden in ein Bett von Zementmörtel verlegt.

4. Auflagersteine.

Es ist wünschenswert, die Stützweite und dementsprechend die Lagerplatte möglichst klein zu halten, damit an Material, sowohl des Trägers, als der Lagerplatte gespart wird. Zu diesem Zwecke schiebt man bei schweren Trägern zwischen dem Mauerwerk und der Lagerplatte ein besseres Material, also entweder einen Werkstein oder einen in Klinkern und Zementmörtel gemauerten Mauerblock ein. Die Flächengröße der Auflagersteine folgt unmittelbar aus Gleichung (60), wenn für k der Wert = 8 kg für gewöhnliches Ziegelmauerwerk eingesetzt wird. Alsdann ist die Seitenlänge des quadratischen Steines = $0,35 \sqrt{A}$. Die Höhe des Auflagersteines mache man mindestens gleich der halben Breite.

5. Einmauerung der Träger.

Die gewalzten Träger können seitlich vollständig vermauert werden, vor den Köpfen der Träger muß jedoch für die Wärmeausdehnung ein Spielraum verbleiben, welcher mit Rücksicht auf Feuersbrünste im ganzen wenigstens für jedes m der Trägerlänge = 1 cm betragen sollte.¹⁾ Ist der Kopf eines 6 m langen Trägers daher

am einen Ende fest vermauert, so muß hinter dem andern Kopf ein Spielraum von 6 cm gelassen werden (Fig. 180).

Die genieteten Träger müssen mit Rücksicht auf die Versteigungswinkel am beweglichen Auflager auch seitlich

Fig. 180.

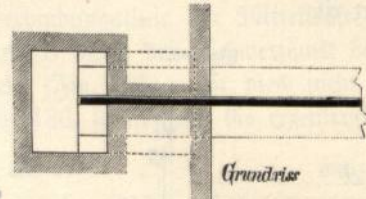
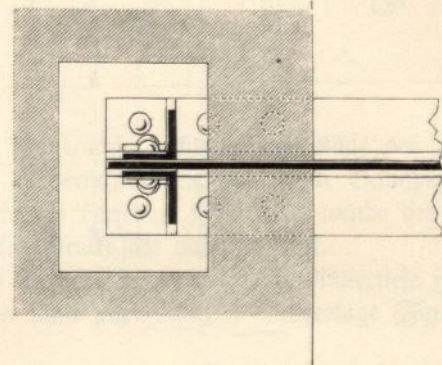


Fig. 181.



von Mauerwerk frei gehalten werden. Ist es nicht angingig, die hierfür erforderliche Nische sichtbar zu lassen, so lege man die Versteigungswinkel möglichst an das Ende des Trägers, spare hier einen entsprechenden Hohlraum aus und schließe diesen in der Vorderflucht mit einer etwa $\frac{1}{2}$ Stein starker Vermauerung (Fig. 181).

6. Abmessungen der Mauerpfeiler.

Bei der Lagerung von Trägern auf Mauerpfeilern ist darauf zu achten, daß die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerkes in keinem Pfeilerquerschnitt überschritten wird. In Fig. 182 sei G die Last des Pfeilers oberhalb des Querschnittes $q-q$. Dann wird der letztere mit einer Gesamtlast von:

$$G + A + B$$

gepreßt.

Ist ferner f die Querschnittsfläche des Pfeilers, so ist bei zentrischer Lastwirkung nach Gleichung (2), S. 27 die Beanspruchung des Mauerwerkes im Querschnitt $q-q$:

$$k_1 = \frac{G + A + B}{f} \quad (63)$$

kurzen Trägern und den gewöhnlich innerhalb der Gebäude vorkommenden Temperaturunterschieden ist dies unbedenklich, bei längeren Trägern und mit Rücksicht auf die bei Feuer entstehenden großen Längenbewegungen, sollte man jedoch stets auf genügenden Spielraum des Trägers im Lager bedacht sein.

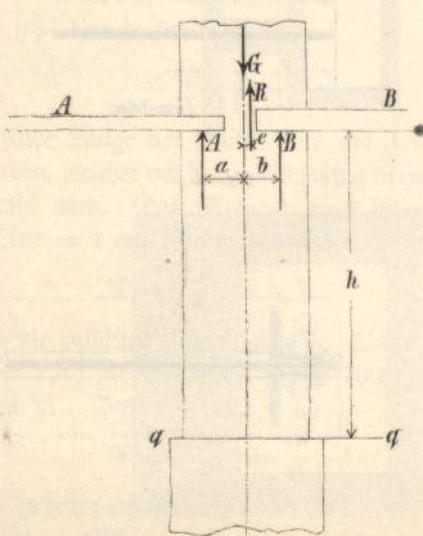
1) Gewöhnlich wird diese Regel nicht beachtet, sondern die Träger werden an beiden Enden fest eingemauert. Alsdann müssen die Mauern die Längenbewegungen der Träger mitmachen. Bei

Ist beispielsweise $G = 50 \text{ t}$, $A = B = 20 \text{ t}$, so muß mindestens

$$f = \frac{2 \cdot 20000 + 50000}{80000} = 1,13 \text{ qm}$$

betragen, wenn der Pfeiler in gewöhnlichem Ziegelmauerwerk ausgeführt ist.

Fig. 182.



Für Klinkermauerwerk in Zementmörtel ist $k = 15 \text{ kg f. d. qcm} = 150000 \text{ f. d. qm}$.

Hierfür würde

$$f = \frac{90000}{150000} = 0,6 \text{ qm.}$$

Vorstehende Rechnung ist nur richtig, wenn der Druck zentrisch wirkt, d. h. wenn die Mittelkraft sämtlicher Lasten mit der Schwerlinie des Pfeilers zusammenfällt. Um dies bei ungleichen Lagerdrücken A und B zu erreichen, können die Lagermitten entsprechend unsymmetrisch zur Schwerlinie des Pfeilers angeordnet werden. Nennen wir a und b den Abstand der Lagermitten A und B von der Pfeilermitte, so muß alsdann

$$A \cdot a = B \cdot b \text{ sein.}$$

Ist beispielsweise $A = 20 \text{ t}$, $B = 30 \text{ t}$, und ist a entsprechend den Abmessungen des Lagers und des Pfeilers $= 0,5 \text{ m}$, so muß der Abstand der Mitte des Lagers B von der Pfeilermitte

$$b = \frac{20 \cdot 0,5}{30} = 0,33 \text{ m}$$

werden. Mit Rücksicht auf den Einfluß wechselnder Belastungen wird man jedoch in der Regel die einseitige Lastwirkung berücksichtigen müssen.

Es sei nun allgemein A , B , a und b beliebig verschieden, und es schneide die Mittelkraft $R = A + B$ den Pfeilerquerschnitt im Abstand e vom Schwerpunkt. Dann ist

$$A(a + e) = B(b - e)$$

und hieraus:

$$e = \frac{Bb - Aa}{B + A} \dots \dots \dots (63)$$

falls der Ausschlag e auf der B -Seite liegt. Andernfalls ist

$$e = \frac{Aa + Bb}{A + B}$$

Ferner ist nach Gleichung (6), S. 33

$$k_a = \frac{A + B}{f} + \frac{(A + B)e}{W} \dots \dots \dots (65)$$

$$k_z = \frac{A + B}{f} - \frac{(A + B)e}{W} \dots \dots \dots (66)$$

Für einen rechteckigen Pfeilerquerschnitt von der Breite b und der Tiefe t ist

$$W = \frac{t \cdot b^2}{6}$$

Für beliebige andere Querschnitte ist zunächst das Trägheitsmoment J , danach W zu ermitteln.

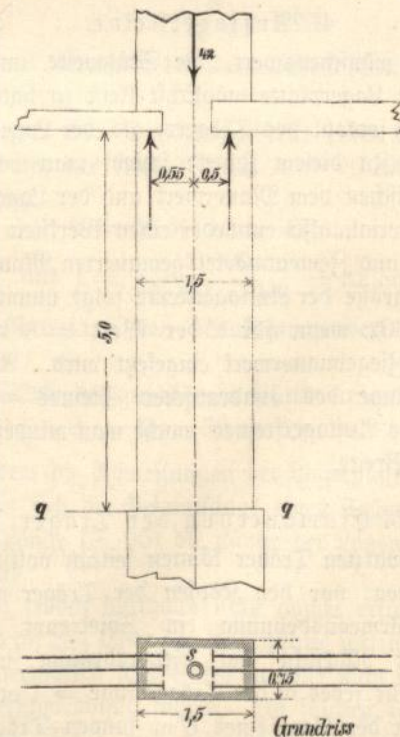
Ist k_1 die aus dem Pfeilergewicht herrührende zentrische Pressung, so muß nunmehr

$$k_a + k_1 \leq k \text{ (zulässige Pressung des Mauerwerkes)}$$

$$k_1 + k_z \geq 0 \text{ sein.}$$

Andernfalls ist der Pfeilerquerschnitt angemessen zu vergrößern.

Fig. 183.



Beispiel:

21) Ein im Erdgeschoß befindlicher Pfeiler von $1,5 \cdot 0,75 \text{ m}$ Grundfläche (Fig. 183) wird auf jeder Seite

durch die Auflagerung von je drei die Frontmauer und die Balkenlagen tragenden Unterzügen mit den Auflagerdrücken $3 \cdot 20 = 60 \text{ t}$ und $3 \cdot 15 = 45 \text{ t}$ belastet. Die Entfernungen der Lagermitten von den Pfeilermitten betragen $0,50$ und $0,55 \text{ m}$; die Haltbarkeit des über dem Fundamentabsatz $5,0 \text{ m}$ hohen Pfeilers soll untersucht werden.

Zunächst wird durch das zentrisch wirkende Pfeilergewicht G eine gleichmäßige Pressung auf den Querschnitt $q-q$ ausgeübt. Es ist

$$G = 42 \text{ t.}$$

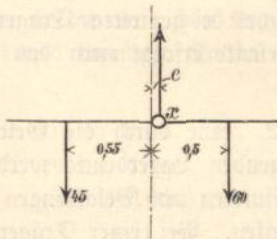
Mithin die hierdurch hervorgerufene Beanspruchung

$$k_1 = \frac{42000}{150 \cdot 75} = 3,74 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Der Abstand e (Fig. 184) der Mittelkraft der beiden Auflagerdrücke ergibt sich nach Gleichung (63) zu:

$$e = \frac{60 \cdot 0,5 - 45 \cdot 0,55}{60 + 45} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm.}$$

Fig. 184.



Nun ist das Widerstandsmoment des rechteckigen Pfeilerquerschnittes

$$W = \frac{75 \cdot 150^2}{6} = 281000$$

und nach Gleichung (65)

$$k_a = \frac{105000}{11250} + \frac{105000 \cdot 5}{281000} = 9,34 + 1,87 = 11,21 \text{ kg.}$$

k_2 kommt im vorliegenden Falle nicht in Betracht.

Mithin beträgt der größte Druck in der Kante des Querschnittes $q-q$

$$k_1 + k_a = 3,74 + 11,21 = 14,95 \text{ kg.}$$

Der Pfeiler muß demnach in Klankern mit Cement ausgeführt werden.

Soll der Baugrund mit nur 3 kg f. d. qcm belastet werden, so muß das Pfeilerfundament angemessen verbreitert werden. Die dann erforderliche Grundfläche folgt aus:

$$f = \frac{P}{k} = \frac{42000 + 105000 + G}{3}$$

Für G ist das Gewicht des Fundamentmauerwerkes einzusetzen. Ist der Ausschlag e erheblicher, als in vor-

stehendem Beispiel, dann muß auch für das Fundament die Kantenpressung besonders ermittelt werden. (Vergl. auch Kap. 4, § 8.)

* * *

Die vorigen Betrachtungen haben zur Voraussetzung, daß die Verbindungslinie der Mittelkräfte der Auflagerdrücke A und B durch den Schwerpunkt des Pfeilerquerschnittes geht (Fig. 185). Ist dies nicht der Fall, wie z. B. bei Fig. 186, so ist auch die exzentrische Wirkung für

Fig. 185.

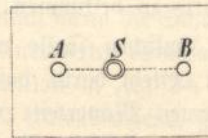
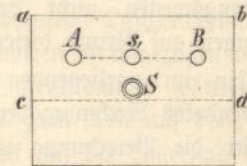


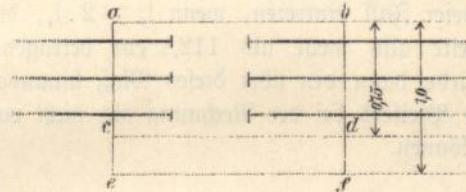
Fig. 186.



die zur Trägerachse rechtwinkelige Achse des Pfeilerquerschnittes zu berücksichtigen, die größte Beanspruchung entsteht dann in derjenige Pfeilerseite, welche der Mittelkraft der Auflagerdrücke am nächsten liegt.

Bei Beispiel 21 betrage die Mauertiefe statt $0,75 \text{ m}$ $1,0 \text{ m}$ bei sonst unveränderter Trägerlage (Fig. 187).

Fig. 187.



Dann ist

$$G = \frac{42 \cdot 1,0}{0,75} = 56 \text{ t.}$$

$$f = 150 \cdot 100 = 15000 \text{ qcm}$$

$$k_1 = \frac{56000}{15000} = 3,74 \text{ (wie oben)}$$

Pressung in der Ecke b

$$k_b = \frac{A+B}{15000} + \frac{5(A+B)}{W_1} + \frac{(A+B) \left(\frac{100-75}{2} \right)}{W_2}$$

$$A+B = 60000 + 45000 = 105000 \text{ kg}$$

$$W_1 = \frac{100 \cdot 150^2}{6} = 375000 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{150 \cdot 100^2}{6} = 250000 \text{ „}$$

$$k_b = \frac{105000}{15000} + \frac{105000 \cdot 5}{375000} + \frac{105000 \cdot 12,5}{250000}$$

$$= 6,68 + 1,4 + 5,25 = 13,33 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Gesamtdruck in Ecke } b = k_1 + k_b = 3,74 + 13,33 = 17,07 \text{ kg.}$$

Für Klinker in Cementmörtel ist dieser Druck zu groß, der Pfeiler muß demnach verstärkt, oder die Unsymmetrie des Trägerlagers beseitigt werden. Man ersieht hieraus wie nachteilig im allgemeinen alle einseitigen Belastungen wirken, denn bei vorstehendem Beispiel hatte sogar eine unsymmetrische Belastung, welche lediglich durch eine Verstärkung des Pfeilers hervorgerufen wurde, eine höhere Inanspruchnahme, allerdings nur an einer Ecke, zur Folge. Da Mauerwerk nicht gleichmäßig elastisch ist, so gelten allerdings die Gesetze der Elastizitätstheorie hierfür nur innerhalb gewisser Grenzen, so lange aber zuverlässigere Rechnungsweisen nicht vorliegen, wird man die Abmessungen auf Grund dieser Theorie zu bestimmen haben.

Ein im vorliegenden und ähnlichen Falle vielfach angewendetes Rechnungsverfahren besteht darin, daß man die für die Berechnung unbequemen Mauerteile einfach als nicht vorhanden ansieht. Ein solches Verfahren erscheint angesichts der thatächlich im Mauerwerke (namentlich bei Anwendung guten Mörtels) vorhandenen Elastizität nicht richtig, dagegen erscheint es zulässig, die außerhalb des Kernes (vergl. S. 33) liegenden Mauerteile, für welche die Berechnung Zugspannungen ergeben würden, bei der Berechnung als nicht vorhanden zu betrachten.

Sieht man bei vorstehendem Beispiel von der aus dem Pfeilergewicht herrührenden Druckspannung ab, so würde dieser Fall eintreten, wenn $l_2 > 2 \cdot l_1$, die ganze Pfeilerbreite also mehr als 112,5 cm betragen würde. Man würde dann den über dieses Maß hinausgehenden Teil des Pfeilers bei der Rechnung als nicht vorhanden ansehen können.

§ 12.

Gelenklager.

Bislang wurden Kraggelenkträger fast nur bei Dachpfetten, selten bei Unterzügen angewendet.

Für die Ausbildung des Gelenkes bei Dachpfetten bieten Taf. 32, Fig. 5 und Taf. 33, Fig. 3—6 Beispiele. In der Regel genügt hierbei eine doppelte Verlaschung, wobei die Laschen mit dem Kragträger fest vernietet, mit dem eingehängten Träger verschraubt werden. Für die Schrauben werden hierbei im Trägersteg längliche Löcher zur Ermöglichung der Durchbiegung und Temperaturverschiebung angebracht. Werden die Pfetten schief beansprucht (vergl. hierüber S. 31 und Kap. 12, § 4), so muß das Gelenk in zwei aufeinander rechtwinklichen Ebenen wirksam sein. Ein Beispiel hierfür bietet Fig. 6, Taf. 33 von der Bahnsteighalle in Frankfurt a. M. — Taf. 32, Fig. 5 zeigt die Anordnung des Gelenklagers bei hölzernen Dachpfetten. (Halle des Schlesiſchen Bahnhofes, Berlin.)

An den hölzernen Kragträgern ist hierbei ein eiserner Schuh angeschraubt, welcher das Auflager für den eingehängten Träger bildet. Das Lager für letzteren ist etwas kurz, auch würde eine Befestigung des eingehängten Trägers an dem Schuh mit einem Schraubenbolzen und länglichem Loch zur größeren Sicherheit der Konstruktion beitragen.

Bei Unterzügen ist die Übertragung der mitunter sehr erheblichen Auflagerkräfte weniger einfach. In jedem Falle müssen zunächst die Trägerstege der beiden zusammenzuhängenden Träger an den Enden durch beiderseitige Laschenbleche verstärkt werden, damit sie genügende Quersteifigkeit erhalten und der Stauchdruck für die Bolzen und Riete nicht zu groß wird. Alsdann werden die beiden Gelenklaschen mit dem Auslegerträger fest vernietet, während sich der verstärkte Steg des einzuhängenden Trägers zwischen die überstehenden Gelenklaschen schiebt und mit diesen durch einen Bolzen verbunden wird. Mit Rücksicht auf die Temperaturänderung ist das Bolzenloch etwas länglich zu gestalten. Taf. 21, Fig. 3a—c und Fig. 2b stellt ein derartiges Gelenk bei gewalzten I-Trägern, Fig. 2a—b ein solches bei genieteten Trägern dar. Die Berechnung dieser Gelenke erfolgt nach den im Kap. 3 § 9 gegebenen Regeln.

Beispiel 22. Die durch die Gelenke bei Unterzügen zu übertragenden Lagerdrucke werden bei den gebräuchlichen Abmessungen und Belastungen zwischen 8 und 12 Tonnen schwanken. Bei einer Trägerlänge von 6 m und 12 Tonnen Auflagerdruck beträgt die gleichmäßig verteilte Last $\frac{24}{6} = 4$ Tonnen f. d. m und diese Belastung erfordert einen I-Träger Nr. 47 $\frac{1}{2}$. Die Dicke des Gelenkbolzens ergibt sich alsdann nach Gleichung (15) S. 51 zu

$$d = \sqrt{P} = \sqrt{12} = 3,5 \text{ cm, dafür besser } 4 \text{ cm.}$$

Mit Rücksicht auf Stauchdruck muß nach Gleichung (16) S. 51 die Blechstärke betragen

$$\delta = \frac{4P}{3d} = \frac{4 \cdot 12}{3 \cdot 4} = 4,0 \text{ cm.}$$

Die Stegstärke des Trägers Nr. 47 $\frac{1}{2}$ beträgt 1,71 cm, sie ist also durch zwei Laschenbleche von je $\frac{4,0 - 1,7}{2} = 1,2$ cm Dicke zu verstärken. Diese Laschenbleche müssen nach Gleichung 2 und 3 S. 42 mit mindestens

$$n_2 = \frac{0,8 P}{d^2} = \frac{0,8 \cdot 12}{2,4^2} = 2 \text{ Rieten von } 2,4 \text{ cm Durchmesser}$$

$$n_3 = \frac{0,8 P}{d \delta} = \frac{0,8 \cdot 12}{2,4 \cdot 1,7} = 3 \text{ " " " " " "}$$

mithin also mit mindestens drei symmetrisch zum Bolzenloch sitzenden Rieten am Trägersteg befestigt werden. Hierfür besser vier Rieten, deren Köpfe versenkt werden müssen, so-

weit sie von den Gabelblechen der Gelenkfaschen überdeckt werden. Die Stärke der beiden Gabelbleche ist zu je $\frac{4,0}{2} = 2,0$ cm zu bemessen; sie sind mit mindestens drei Nieten, die Laschenbleche ebenfalls mit mindestens drei Nieten an dem Trägersteg des übertragenden Trägers zu befestigen. Im ganzen werden hier also sechs Nieten erforderlich, wofür besser acht gewählt werden.

Zur Sicherheit möge noch die Haltbarkeit der Laschenbleche auf Abscheeren geprüft werden. Die Scheerkraft beträgt $P = 12$ Tonnen die Scheerfläche der beiden Bleche am Stoß

$$4 \cdot 40 = 160 \text{ qcm,}$$

mithin Scheerbeanspruchung

$$= \frac{12000}{160} = 75 \text{ kg/qcm,}$$

während 600 kg/qcm zulässig sind, es besteht somit keine Gefahr für das Abscheeren der Laschenbleche.

Bei besonders schweren Unterzügen fallen Gelenk Konstruktionen der vorbeschriebenen Art zu unbeholfen aus. In diesen Fällen pflegt man den Tragträger konsolartig zu verlängern und auf dem Konsol den eingehängten

Träger zu lagern, Taf. 21, Fig. 1a rechts und Fig. 1c, oder man bildet die Lagerfläche durch Ausklinkung beider Träger, Taf. 21, Fig. 3a—c und 4a—b.

Bei Taf. 21, Fig. 3a—c ist außer der Ausklinkung noch ein Gelenk angeordnet, welches alsdann weniger zur Kraftübertragung, als zur Wahrung des sicheren Eingriffes beider Träger dient. In Fig. 4a—b ist diese Sicherung durch beiderseitige Gußstücke, welche durch Schraubenbolzen mit den Trägerstegen verbunden sind, erreicht. Die gelenkartige Beweglichkeit des eingehängten Trägers wird hierbei durch längliche Löcher im Steg dieses Trägers ermöglicht. Es leuchtet indes ein, daß eine derartige Laschenverbindung, namentlich wenn die Schraubenbolzen fest angezogen werden, mehr einer festen Einspannung gleichkommt, während die Konstruktion in Fig. 3a—c als zum Teil auf der Festigkeit des Gelenkbolzens, zum Teil auf der Lagerung in der Ausklinkung beruhend, gleichfalls weniger zu empfehlen ist. Es erscheint daher am zweckmäßigsten, entweder (und zwar bei leichteren Trägern) eine reine Gelenk Konstruktion nach Taf. 21, Fig. 2a—b, oder (bei schwereren Trägern) eine reine Konsol Konstruktion nach Taf. 21, Fig. 1a rechts und 1c zu wählen.

Sechstes Kapitel.

Fachwerkträger.

§ 1.

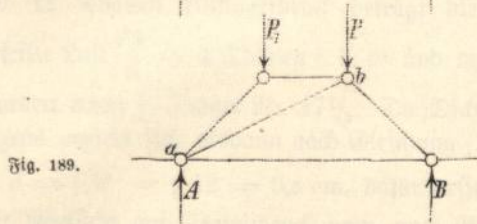
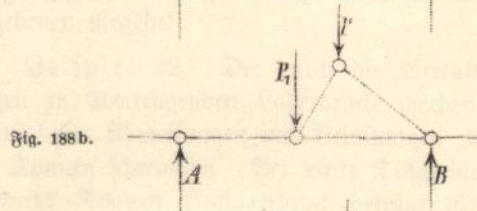
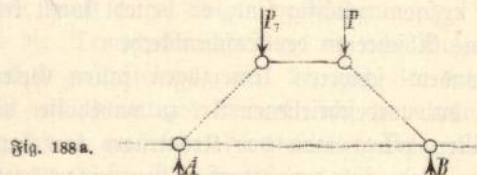
Begriff des Fachwerks.

Unter Fachwerk verstehen wir jedes System von Stäben, deren Endpunkte durch Gelenke miteinander verbunden sind. Die Gelenkpunkte führen die Bezeichnung *St* oder Knotenpunkte. Liegen sämtliche Stäbe des Systems und die angreifenden äußeren Kräfte in einer und derselben Ebene, so bilden sie ein ebenes Fachwerk, im andern Falle ein Raumbachwerk. Die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden ebenen Fachwerke sind die Fachwerkträger, welche vornehmlich bei Decken- und Dachkonstruktionen Verwendung finden, daneben kommen in vereinzelt Fällen auch Fachwerkstützen vor. Der Unterschied zwischen Fachwerkträger und Stütze besteht jedoch nur in bezug auf Anordnung und Lage des Konstruktionsteils, während in rechnerischer und konstruktiver Hinsicht die Stützen ebenso zu behandeln sind, wie die Träger.

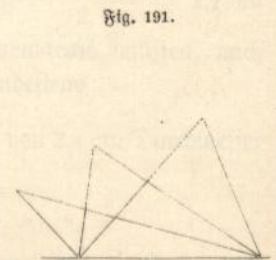
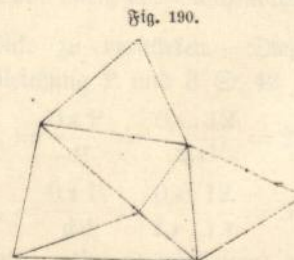
Von den bei Hochbauten vorkommenden Raumbachwerken ist vornehmlich das freitragende Zelt- und das Kuppeldach zu nennen.

Ein Fachwerk befindet sich im Gleichgewicht (Ruhezustand), wenn sowohl die auf dasselbe wirkenden äußeren Kräfte (Lasten und Auflagerdrucke), als auch die in den Stäben wirkenden inneren Spannungen je unter sich im Gleichgewicht sind (vergl. Kap. 2). Ein Fachwerk ist ferner standfest, wenn eine Änderung in der Größe und Richtung der äußeren Kräfte keine Verschiebung der Fachwerkstäbe gegeneinander, sondern nur eine Änderung der Stabspannungen bewirkt. Beispielsweise ist das in Fig. 188 a dargestellte Fachwerk nicht standfest, da das Gleichgewicht nur dann vorhanden ist, wenn die beiden Lasten P und P_1 genau gleich groß sind. Tritt die geringste Veränderung in der Größe von P gegen P_1 ein, so wird das System seine Gestalt verändern und die in Fig. 188 b dargestellte Lage einnehmen, vorausgesetzt daß die Unterlage A-B fest

ist. Das System wird erst standfest, wenn nach Fig. 188 eine Strebe a-b angeordnet wird.



Es leuchtet demnach ein, daß nur diejenigen Fachwerke ohne weiteres standfest sind, welche aus aneinander gereihten Dreiecken bestehen. Hierbei können die Dreiecke ebensowohl nach Fig. 190 aneinander gereiht, oder nach Fig. 191 ineinander geschachtelt sein.



Die einfachste Form eines ebenen Fachwerks ist somit das Dreieck, für welches die Bezeichnung „einfaches

„Hängewerk“ gebräuchlich ist. Wirkt in Punkt *b* des Dreiecks *a-b-c* Fig. 192 eine Last *P* und ist das Dreieck in den Punkten *a* und *c* unterstützt, so beträgt der Gegen-
druck in *a* nach dem Hebelgesetz für Drehpunkt *c*

$$A \cdot l = P \cdot n, \text{ hieraus } A = \frac{P \cdot n}{l}.$$

Ebenso

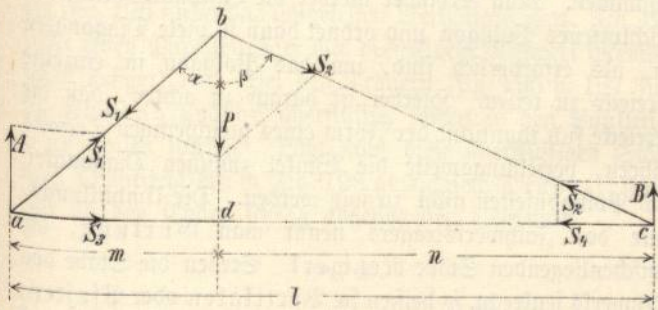
$$B = \frac{P \cdot m}{l}.$$

Ferner

$$A + B = P.$$

Die Kraft *P* muß zunächst von den Streben *a-b* und *b-c* aufgenommen werden, ist also in diesen Richtungen in die Seitenkräfte *S*₁ und *S*₂ zu zerlegen. *S*₁ wird gleich *S*₂, wenn der Winkel $\alpha = \beta$, das Dreieck mithin gleichschenkelig ist. Damit innerhalb der Stäbe *a-b*, *b-c* Gleichgewicht besteht, müssen an den Auflagerpunkten *a* und *c* die gleichen

Fig. 192.

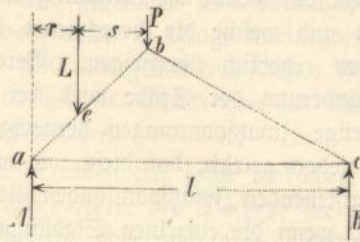


Kräfte *S*₁ und *S*₂ entgegengesetzt wirken. Sie werden dadurch erzeugt, daß die Auflagerdrücke *A* und *B* in die Seitenkräfte *S*₁-*S*₃ und *S*₂-*S*₄ zerlegt werden. Die Kraft *S*₃ muß gleich *S*₄ werden, wenn die äußeren Kräfte *PAB* im Gleichgewicht sind, was hier der Fall, da *A* und *B* nach den Gleichgewichtsgesetzen bestimmt wurden. Die Kraft *S*₃ = *S*₄ wird von dem Stab *a-c* aufgenommen. Demnach werden die Streben *a-b* und *b-c* durch die Kräfte *S*₁, *S*₂ auf Druck, das Zugband *a-c* durch die Kraft *S*₃ auf Zug beansprucht. Fehlt das Zugband *a-c*, so muß der Schub *S*₃ durch feste Widerlager aufgenommen werden. In diesem Falle führt die Konstruktion die Bezeichnung „einfaches Sprengwerk“.

Vielfach wirkt die Last *P* nicht im Scheitelpunkt *b*, sondern im Punkt *d*, oder zum Teil in Punkt *b* und *d*. Letzteres ist beispielsweise der Fall, wenn im Punkt *b* die Firstpfette eines Daches, im Punkt *d* ein Deckenunterzug aufliegt. Alsdann muß die Last des letzteren durch das Hängeband *b-d* auf Punkt *b* übertragen werden. Das Hängeband hat dann eine Zugspannung zu erleiden, welche gleich ist der im Punkt *d* wirkenden Last.

Wirkt außer den in den Eck- oder Knotenpunkten angreifenden Kräften eine Last *L* etwa im Punkt *e* Fig. 193, so ist diese Last zunächst durch die Strebe *a-b* nach den Punkten *a* und *b* zu übertragen. Die Strebe *a-b* wirkt

Fig. 193.



dann als Träger auf zwei Endstützen und wird auf Biegung beansprucht. Die auf die Punkte *a* und *b* entfallenden Anteile von *L* ergeben sich nach dem Hebelgesetz in bekannter Weise zu:

$$a = \frac{L \cdot s}{r + s} \quad b = \frac{L \cdot r}{r + s}.$$

Die Kraft *b* ist dann der Last *P*, die Kraft *a* dem Stützendruck *A* hinzuzuzählen, worauf die Ermittlung der Fachwerkspannungen wie oben erfolgt, indem statt $P \parallel P + b$, statt $A \parallel A + a$ gesetzt wird. Die Strebe *a-b* wird demnach in diesem Falle sowohl auf Biegung, als auf Druck beansprucht. Hieraus folgt:

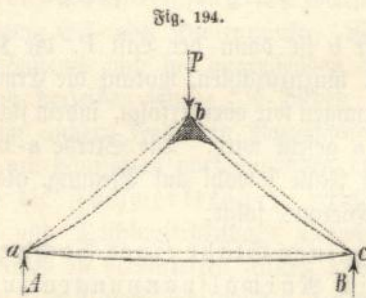
Die einzelnen Stäbe eines Fachwerks haben ausschließlich Normalspannungen zu erleiden, wenn die äußeren Kräfte in den Knotenpunkten angreifen, sie werden dagegen außerdem auf Biegung beansprucht, wenn einzelne Kräfte außerhalb der Knotenpunkte auf die Stäbe wirken.

Denkt man sich in Fig. 192 das Zugband *a-c* beseitigt, so würde unter der Einwirkung der Last *P* das Stabsystem platt gedrückt werden, falls keine Widerlager vorhanden sind, welche den Schub aufnehmen. Es setzt dies jedoch voraus, daß in Punkt *b* tatsächlich ein Gelenk vorhanden ist, welches einer Beanspruchung auf Biegung keinen Widerstand entgegensetzt. In Wirklichkeit werden jedoch nur in seltenen Fällen die Knotenpunkte als Gelenke ausgebildet, da derartige Anordnungen mit Schwierigkeiten und Kosten verknüpft sind, die Stäbe werden vielmehr gewöhnlich in den Knotenpunkt fest vernietet.¹⁾ Es würden somit bei Wegnahme des Zugbandes *a-c* in Fig. 192 die Stäbe *a-b*, *b-c* erst dann zusammenklappen, nachdem der Widerstand, welchen die feste Verbindung in *b* einer Drehung entgegensetzt, überwunden, die Verbindung also zerstört ist. Es

1) Vergl. auch Kap. 3, § 9.

geht hieraus hervor, daß einerseits die gebräuchliche Vernietung der Knotenpunkte bei Eintritt nicht vorausgesehener ungünstiger Umstände gegenüber den Gelenkkonstruktionen erhöhte Sicherheit bietet, daß aber andererseits bei nicht völlig regelrechter Ausführung in den Stäben Spannungen entstehen können, auf welche die Rechnung keine Rücksicht genommen hat und welche die berechneten Spannungen unter Umständen erheblich übersteigen. Bereits die elastische Längenänderung der Stäbe wird bei mangelnden Gelenken derartige Zusatzspannungen hervorbringen. Die Erfahrung hat jedoch gelehrt, daß diese, wie auch die durch Temperatur entstehenden Zusatzspannungen als unschädlich anzusehen sind, wenn die einzelnen Stablängen innerhalb gebräuchlicher Grenzen bleiben.

Anders steht es jedoch mit den Spannungsänderungen, welche durch ein fehlerhaftes Zusammenpassen der einzelnen Stäbe entstehen. Man denke sich z. B. die Stäbe a-b und b-c des Hängewerks Fig. 194 in Punkt b fest vernietet,



während das Zugband a-c länger als erforderlich gelocht ist. Nach Aufbringen der Konstruktion wird das Zugband zunächst schlaff hängen und die ganze Last des Eigengewichts von den Stäben a-b-c und dem festen Knotenpunkt b aufgenommen werden müssen, wodurch bereits erhebliche Biegespannungen entstehen. Mit Aufbringen der Last werden sich diese Spannungen solange steigern, bis mit der wachsenden Dehnung der Stäbe die Punkte a und c eine solche Entfernung erhalten haben, daß das Zugband a-c zur Wirkung kommt. Hierbei können jedoch bei sehr mangelhafter Ausführung die Stäbe a-b-c und der Knotenpunkt b bereits nachteilige Verbiegungen, oder gar Risse davongetragen haben.

Bei allen Fachwerkkonstruktionen ist daher auf ein genaues Ablängen der einzelnen Stäbe und auf das genaue Vorzeichnen der Nietlöcher die größte Sorgfalt zu verwenden. Inwieweit durch die Wahl der Stabquerschnitte und durch Nachstellvorrichtungen zur Verminderung der erwähnten Übelstände beigetragen werden kann, wird später gezeigt werden.

§ 2.

Formen der Fachwerkträger.

Bei großen Trägerhöhen wird die Verwendung genieteteter Blechträger zu kostspielig. Außerdem kann es auch bei geringeren Trägerhöhen zur Vermeidung schweren Aussehens, oder zur Vermehrung des Licht- und Luftzutritts erwünscht sein, die Blechwand zu beseitigen. In diesen Fällen wird letztere durch ein Stabnetzwerk ersetzt. Man erhält so den Fachwerkträger, welcher bei engmaschigem Stabwerk auch Gitterträger genannt wird. Das engmaschige Stabwerk bildete früher die Regel, als das Wesen des Fachwerkes theoretisch noch nicht klargestellt war. Heutzutage ist das einfache Stabwerk dem Gitterwerk vorzuziehen.

Die Form eines Fachwerkträgers richtet sich in erster Linie nach dem zur Verfügung stehenden Raum (Konstruktionshöhe) und nach der Lage der Lastpunkte. Wenn irgend zugänglich, legt man die Knotenpunkte mit den Lastpunkten zusammen. Man verbindet hierbei die Lastpunkte durch ein geschlossenes Polygon und ordnet dann so viele Diagonalen an, als erforderlich sind, um das Polygon in einzelne Dreiecke zu teilen. Hierbei ist darauf zu achten, daß die Dreiecke sich thunlichst der Form eines gleichseitigen Dreiecks nähern, beziehungsweise die Winkel zwischen Diagonalen und Polygonseiten nicht zu spitz werden. Die Umhüllungsline des Fachwerkträgers nennt man Gurtung, die zwischenliegenden Stäbe Netzwerk. Stehen die Stäbe des Netzwerks senkrecht, so heißen sie Vertikalen oder Pfosten, im übrigen schlechtweg Diagonalen, oder Streben.

Bei den Dachbindern verbindet in der Regel die obere Gurtung des Fachwerkträgers die einzelnen Dachpfetten und folgt daher im allgemeinen der Form des Daches; die untere Gurtung kann beliebig geformt sein, falls sie nicht etwa wie bei den Beispielen auf Taf. 24—27 eine Decke zu tragen hat. In diesem Falle verbindet sie in der Regel die Lastpunkte der Decke und folgt dementsprechend der Deckenform. In manchen Fällen hat man auch die Decke an die Knotenpunkte der beliebig geformten unteren Gurtung angehängt.

Die Stabspannungen werden um so kleiner, je größer die Pfeilhöhe des Trägers im Verhältnis zur Spannweite ist; je größer aber die Pfeilhöhe, desto länger werden die Stäbe, so daß einer bestimmten Pfeilhöhe der geringste Materialverbrauch entspricht. In der Regel wird die Trägerhöhe durch äußere Umstände festgelegt sein, aber auch wo dies nicht der Fall, haben theoretische Untersuchungen über die günstigste Trägerform wenig praktischen Wert.

Die am meisten gebräuchlichen Trägerformen sind folgende:

Die Fig. 195—197 stellen den Parallelträger in drei verschiedenen Anordnungen des Netzwerkes dar. Ober- und Untergurt laufen hierbei parallel. Bei Fig. 195 erleiden die Diagonalen Druck, die Vertikalen Zugspannung,

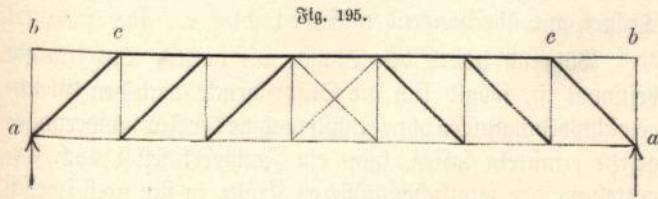
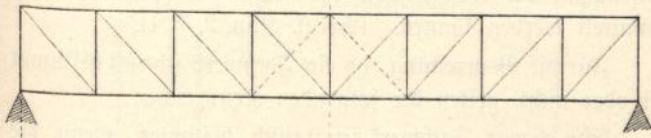


Fig. 196.



bei Fig. 196 findet das umgekehrte Verhältnis statt. Fig. 197 stellt einen Parallelträger mit dreieckigem Netzwerk (Nevillescher Träger) dar. Bei den Trägern Fig. 195 u. 197 sind die Stäbe ab und bc überflüssig, sofern in den Punkten b keine Lasten wirken. Läßt man diese überflüssigen Stäbe weg, so entsteht der in Fig. 198 gezeichnete Trapezträger mit an den Enden schräg abgebogenen Obergurt.

Fig. 197.

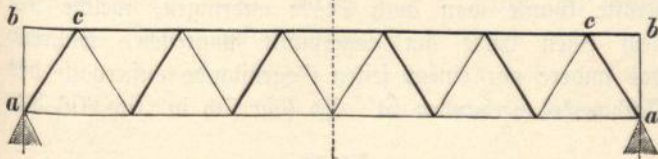
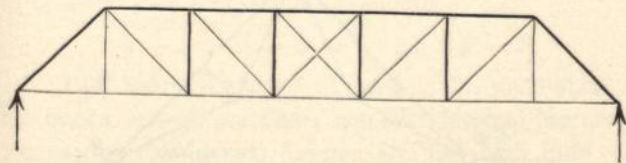
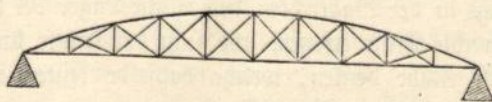


Fig. 198.



Bei dem in Fig. 199 dargestellten Parabelträger ist die obere Gurtung nach einer Parabel geformt. Bei

Fig. 199.



gleichförmig verteilter Last erhält hierbei das Netzwerk keine Spannung. Da aber eine völlig und stets gleichförmig verteilte Last in Wirklichkeit nicht vorkommt, so ist das

Netzwerk doch nicht zu entbehren, auch dürfen die Abmessungen der Stäbe nicht unter einem bestimmten praktisch zulässigen Maß angenommen werden. Rechnet man hierzu noch die schwierigere Ausführung der gebogenen Gurtung und der Lagerpunkte, so kommt der Vorteil einer geringen Materialersparnis gegenüber dem einfachen Parallelträger für die bei Hochbauten in Frage kommenden Spannweiten in Wegfall. Wir übergehen aus diesem Grunde auch die zahlreichen übrigen im Brückenbau zur Anwendung kommenden Trägerformen.

Bei den Dachbindern folgt die obere Gurtung fast ausnahmslos der Form des Daches, die untere Gurtung ist meist wagerecht oder nach oben gekrümmt. Bei sehr flachen Dächern kommen auch behufs Erzielung einer günstigeren Trägerhöhe Krümmungen der unteren Gurtung nach unten vor, welche aber des unschönen Aussehens halber bei sichtbaren Konstruktionen thunlichst vermieden werden sollten.

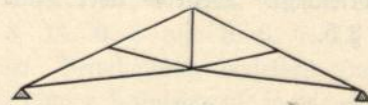
Bei Dächern von 6—10 m Spannweite mit nur einer Firstpfette bildet ein einfaches Dreieck die Trägerform.

Eine weitere Teilung durch Netzwerk ist nicht erforderlich, doch ist die untere Zugstange aufzuhängen, um Durchbiegung durch Eigengewicht zu vermeiden. Bei Satteldächern mit größerer Spannweite und größerer Pfettenzahl haben sich die folgenden drei Formen des Fachwerkes eingebürgert:

1) Der deutsche Dachstuhl, Fig. 200.

Die Netzwerkstäbe laufen sämtlich in einem Punkte des Untergurts zusammen. Diese Trägerform ist selten und nur bei Dächern mit einer Mittelpfette gebräuchlich.

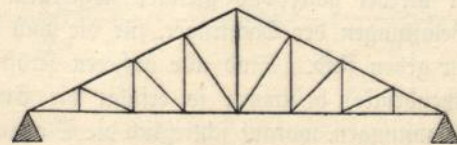
Fig. 200.



2) Der englische Dachstuhl, Fig. 201.

Ober- und Untergurt sind durch einfaches Stabwerk verbunden. Mehr als zwei Netzstäbe treffen gewöhnlich in keinem Knotenpunkt zusammen.

Fig. 201.



3) Der französische Dachstuhl (Poloceau-Dach) entsteht durch Einschachtelung mehrerer Hängewerke. Fig. 202 stellt den Dachstuhl bei Zweiteilung, Fig. 203

bei Dreiteilung, Fig. 204 bei Vier- und Fig. 205 bei Fünfteilung dar. Die Trägerform der Fig. 202 u. 203 heißt einfacher, diejenige der Fig. 204, 205 zusammengesetzter

Fig. 202.

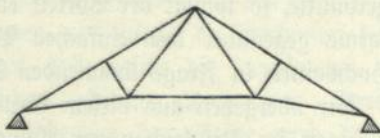


Fig. 203.

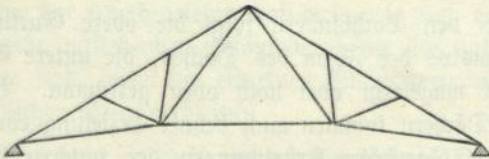


Fig. 204.

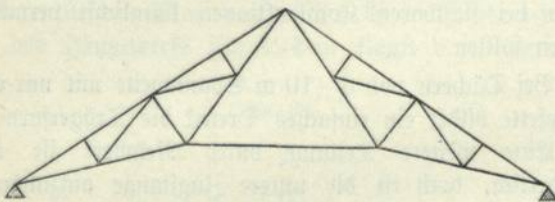
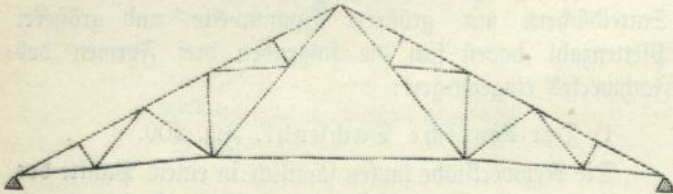


Fig. 205.



französischer Dachstuhl. Bei mehr als Fünfteilung des Sparrens ist die Verwendung des französischen Dachstuhles nicht mehr vorteilhaft. Weiteres über Dachbinder findet sich Kap. 12, § 5.

§ 3.

Allgemeines über die Berechnung der Fachwerkträger.

Bei Berechnung der Fachwerkträger werden zunächst, wie bei den Trägern mit vollem Stege, die Belastungen festgestellt und die Stützendrucke ermittelt. Das Verfahren ist hierbei ganz das gleiche, abgesehen von den schiefen Belastungen der Dachträger, für die noch besondere Regeln zu geben sind. Sind alle äußeren Kräfte (Lasten und Stützendrucke) bestimmt, so erfolgt die Ermittlung der Stabspannungen, worauf schließlich die Stabquerprofile nach den Regeln für Zug, Druck und Knicken festzulegen sind.

Die Art der Unterstützung kann bei den Fachwerkträgern ebenso wie bei den Vollstegträgern eine verschiedene

sein; man kann sowohl Freitragler, Träger auf zwei Stützen, Träger mit überhängenden Enden, Kraggelenkträger und durchlaufende Träger in Fachwerk ausbilden. Zur Anwendung kommen jedoch fast ausschließlich Träger auf zwei Stützen, in selteneren Fällen (bei Dächern) Freitragler und Träger mit überhängenden Enden.

Während jedoch der Träger mit vollem Steg statisch bestimmt ist, sobald sich die Stützendrucke nach den Gleichgewichtsbedingungen ohne Zuhilfenahme der Formänderungsgesetze ermitteln lassen, kann ein Fachwerk selbst nach Ermittlung der sämtlichen äußeren Kräfte in sich noch statisch unbestimmt sein, sodaß die Stabspannungen nur unter Zuhilfenahme der Gesetze von der elastischen Formänderung ermittelt werden können. (Vergl. Kap. 2, § 1).

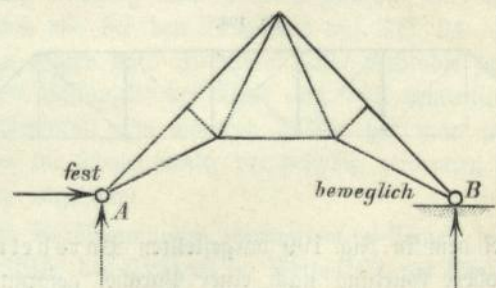
Für die Beurteilung, ob ein Fachwerk statisch bestimmt ist oder nicht, gelten die folgenden Kennzeichen:

Ein ebenes Fachwerk ist statisch bestimmt, wenn die Anzahl s der Stäbe und die Anzahl a der Auflagerbedingungen zusammen gleich ist der doppelten Zahl k der Knotenpunkte, wenn also

$$s + a = 2k \dots \dots \dots (1)$$

Die Zahl der Auflagerbedingungen ist hierbei für ein festes Lager = 2, für ein bewegliches Lager = 1 zu setzen, was aus der Erwägung folgt, daß ein festes Lager stets durch zwei beliebig gerichtete Kräfte, ein (in einer Linie) bewegliches Lager durch eine rechtwinklich zu der Bewegungslinie des Lagers gerichtete Kraft ersetzt werden kann. Statt der Kräfte könnte man auch Stäbe anbringen, welche mit dem einen Ende am Lagerpunkt angreifen, während das andere mit einem festen Gegenstande außerhalb des Fachwerkes verbunden ist. So läßt sich in Fig. 206 das

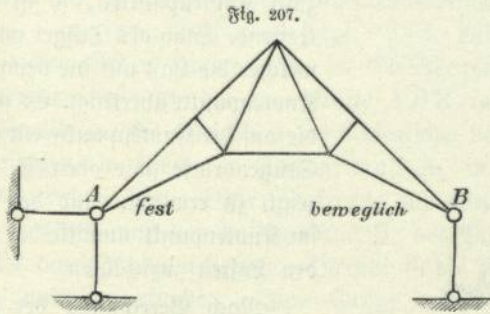
Fig. 206.



festste Lager bei A durch eine lotrechte und wagrechte Seitenkraft, das in der Wagrechten bewegliche Lager bei B durch eine lotrechte Kraft ersetzen, und statt der Kräfte kann man sich auch Stäbe denken, welche dasselbe leisten wie die betreffenden Lager. (Fig. 207.)

Ist $s + a < 2k$, so ist das Fachwerk zwar statisch bestimmt, aber nicht standfester, ist $s + a > 2k$, so ist das Fachwerk statisch unbestimmt, und zwar sagt man, wenn

$s + a = 2k + 1$, das Fachwerk ist einfach, wenn $s + a = 2k + n$, das Fachwerk ist n -fach statisch unbestimmt. Hierbei ist zu beachten, daß statisch bestimmte und statisch unbestimmte Fachwerke noch nicht ohne weiteres auch standsicher sind, die Bedingung $s + a < 2k$ befagt lediglich, daß ein solches Fachwerk niemals standsicher ist, aber nicht, daß jedes Fachwerk standsicher, bei dem $s + a \geq k$.



Die Untersuchung, ob ein Fachwerk standsicher ist oder nicht, hat daher immer noch zu geschehen, nachdem die statische Bestimmtheit oder Unbestimmtheit nachgewiesen ist. Es ist dies namentlich von Wichtigkeit für die Beurteilung der Standsicherheit der Raumschwererke, während sich die Standsicherheit der ebenen Fachwerke gewöhnlich ohne weiteres erkennen läßt.

Das in Fig. 188, S. 118, dargestellte Hängewerk besitzt zwei bewegliche Lager, mithin $a = 2$, ferner vier Stäbe und vier Knotenpunkte. Somit ist

$$a + s = 2 + 4 = 6 \text{ und } 2k = 8$$

es ist also $a + s < 2k$ und somit das Fachwerk nicht standsicher.

Wird, wie bei Fig. 189, der Stab ab eingezogen, so ist $a = 2$, $s = 5$ und $k = 4$, mithin

$$a + s = 2 + 5 = 7 \text{ und } 2k = 8.$$

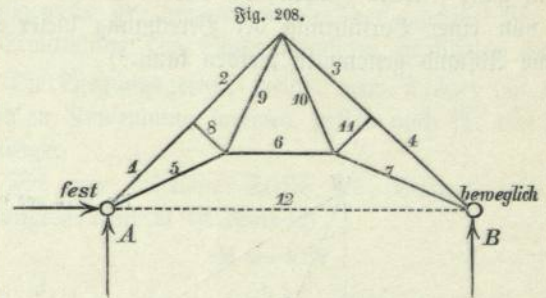
Auch dieses Fachwerk ist noch nicht standsicher, da die beiden beweglichen Lager eine Verschiebung des ganzen Fachwerkes (bei schiefen äußeren Kräften) nach links oder rechts nicht verhindern, die Standsicherheit tritt erst ein, wenn bei A oder B ein festes Lager angeordnet wird. Mithin ist $a = 3$ und $a + s = 3 + 5 = 8$, also ebenso groß wie $2k$. Mithin ist das Fachwerk nunmehr nicht nur standsicher, sondern auch statisch bestimmt.

Für das in Fig. 208 dargestellte Fachwerk ist die Anzahl der Auflagerbedingungen $a = 3$ (ein festes und ein bewegliches Lager), die Anzahl der Stäbe $s = 11$ und die Anzahl der Knotenpunkte $k = 7$, demnach

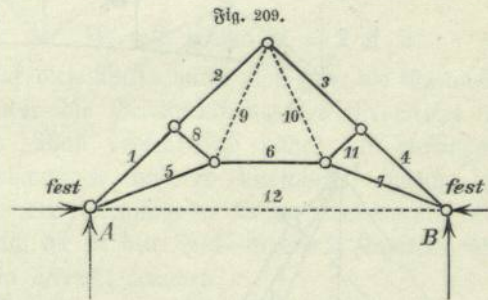
$$a + s = 3 + 11 = 14 \text{ und } 2k = 14,$$

mithin ist das Fachwerk statisch bestimmt.

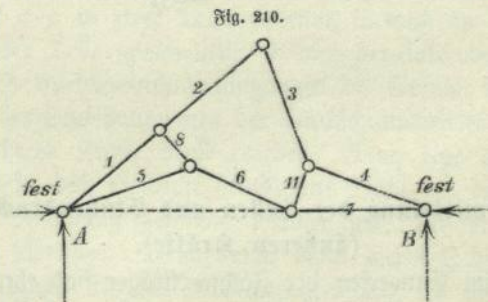
Wird zwischen den Auflagern ein weiterer Stab 12 eingefügt, so wird das Fachwerk einfach statisch unbestimmt, da $a + s = 3 + 12 = 15 = 2k + 1$.



Wird außerdem das bewegliche Lager in ein festes verwandelt, so wird $a + s = 13$ und es entsteht ein zweifach unbestimmtes Fachwerk. Beseitigt man bei letzterem Fachwerk die beiden Stäbe 9 und 10 (Fig. 209), so verringert sich die Stabzahl um zwei, während a und k unverändert bleiben. Das Fachwerk ist alsdann zwar



wieder statisch bestimmt, aber nicht standsicher, was leicht einzusehen ist, wenn man sich die Knotenpunkte als Scharniere vorstellt und beachtet, daß die beiden von den Stäben 2, 3, 11, 6, 8 und 5, 6, 7, 12 umschlossenen Vierecke unter Beibehaltung derselben Stablängen ihre Form ändern können, beispielsweise so wie es Fig. 210 zeigt.



Die Ermittlung der Stützdrücke und Stabspannungen der unbestimmten Fachwerke ist sehr umständlich und zeitraubend, sie stützt sich außerdem auf Voraussetzungen hinsichtlich der Art der Unterstüzung, welche bei Hochbauten

in der Regel nicht mit der für die Genauigkeit der Berechnung erforderlichen Sicherheit gewährleistet werden können. Man wird daher statisch unbestimmte Fachwerke nur in ganz seltenen Fällen mit Vorteil anwenden, weshalb von einer Vorführung der Berechnung dieser Stabsysteme Abstand genommen werden kann.¹⁾

drucke müssen sich im Gleichgewicht befinden. Erst nachdem die äußeren Kräfte (Lasten und Stützendrucke) vollständig bestimmt sind, kann zur Ermittlung der Spannungen in den Stäben geschritten werden.

Die Lasten werden bei den Fachwerkträgern gewöhnlich von den in den Knotenpunkten aufliegenden Deckenträgern und Dachpfetten gebildet. Ruht dagegen ein Lastträger zwischen zwei Knotenpunkten, so ist der betreffende Stab als Träger anzusehen, welcher die Last auf die benachbarten Knotenpunkte überträgt. Es sind dann die auf die Knotenpunkte entfallenden Stützendrucke (wie oben S. 119 gezeigt) zu ermitteln und den übrigen im Knotenpunkt unmittelbar wirkenden Lasten zuzuzählen.

Nach Berechnung der auf die Knotenpunkte eines Fachwerks entfallenden Lastenteile erfolgt die Bestimmung der Stützendrucke, wenn die Kräfte sämtlich parallel gerichtet sind, in gleicher Weise, wie bei den Trägern mit vollem Steg, also entweder durch Rechnung unter Aufstellung der Momentengleichung (vergl. S. 23), oder auf graphischem Wege durch Zeichnen des Kräfte- und Seilpolygons (vergl. S. 21).

In allen Fällen, in welchen beliebig schieb gerichtete Lasten vorkommen — dies ist der Fall bei gekrümmten Dachflächen, welche durch Winddruck beansprucht werden —, ist die graphische Behandlung vorzuziehen. Letztere erfolgt nach den im Kap. 2 gegebenen Regeln, deren Anwendung auf vorliegenden Fall aus den im § 11 vorgeführten Beispielen, sowie aus nachfolgenden Betrachtungen hervorgeht:

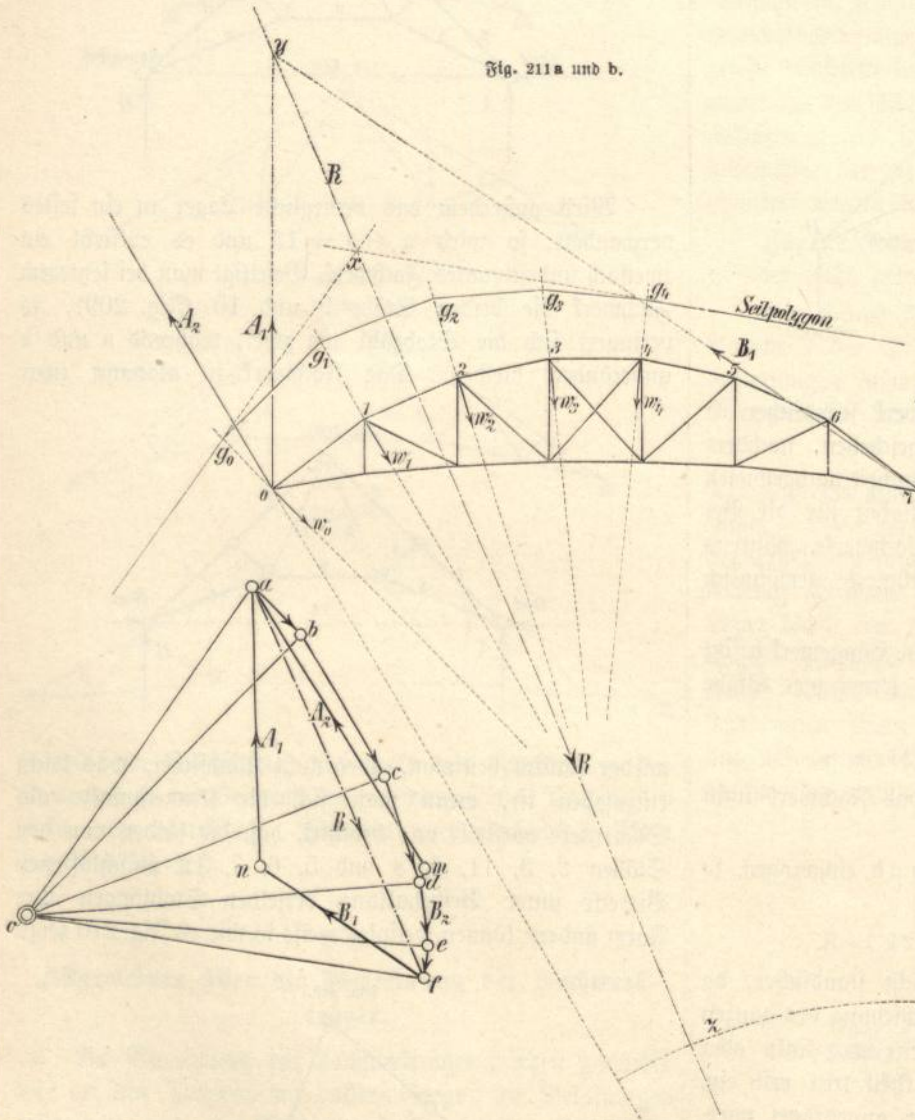


Fig. 211 a und b.

§ 4.

Ermittlung der Lasten und Stützendrucke (äußeren Kräfte).

Beim Entwerfen der Fachwerkträger sind ebenso wie bei allen anderen Konstruktionen zunächst die Lasten, demnächst die Stützendrucke zu ermitteln. Lasten und Stützen-

Während bei den lotrechten Belastungen auch die Stützendrucke lotrecht gerichtet sind, müssen letztere bei schieb gerichteten Kräften im allgemeinen gleichfalls schieb gerichtet sein. Gewöhnlich pflegt das eine Auflager fest, das andere mit Rücksicht auf Temperaturverschiebung beweglich hergestellt zu werden; in diesem Falle kann das bewegliche Auflager, wenn von der Reibung abgesehen wird, nur senkrechten Gegendruck leisten, es muß daher der dem Winddruck entsprechende Horizontalschub allein

1) Für eingehende Studien über diesen Gegenstand verweisen wir auf: Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Band II. Leipzig 1892.

von dem festen Lager aufgenommen werden. Es seien in Fig. 211^a w_0, w_1 u. s. w. die auf die Knotenpunkte eines sichelförmigen Fachwertragers entfallenden Windlasten, welche in dem Kräfteplan $abcd$ Fig. 211^b der Größe und Richtung nach aneinander gereiht sind. Wir wählen den beliebigen Pol o und zeichnen die Seillinie $g_0 g_1 \dots g_4$ zwischen den Kraftrichtungen in Fig. 211^a. Der Schnittpunkt x der äußersten Seiten der Seillinie ist der Durchgangspunkt der Mittelkraft R sämtlicher Winddrucke, deren Größe $a-f$ aus dem Kräfteplan folgt. Diese Mittelkraft muß mit den beiden Lagerdrucken im Gleichgewicht sein, wozu gehört, daß sich die drei Kräfte ABR in einem Punkt schneiden. Ist nun bei O das bewegliche, bei 7 das feste Auflager, so kann der Auflagerdruck A_1 in O nur senkrecht gerichtet sein. Diese Senkrechte schneidet R im Punkt y , mithin muß der Auflagerdruck B_1 des Punktes 7 gleichfalls durch y hindurchgehen. Hiermit ist die Richtung von A_1 und B_1 gefunden. Ihre Größe ermittelt man durch Zerlegen von R im Kräfteplan nach den Richtungen $A_1 B_1$. Man erhält $an = A_1$; $nf = B_1$.

Befindet sich das bewegliche Lager in Punkt 7 , so ergibt sich der (außerhalb der Zeichnung liegende) Schnittpunkt z zwischen R und der Senkrechten B_2 als Durchgangspunkt des schiefen Lagerdruckes A_2 in Punkt O . Die Linien fm und ma im Kräfteplan geben die Größe der Lagerdrucke B_2 und A_2 .

Im allgemeinen ist es für die Beanspruchung der Konstruktion ungünstiger, wenn der Wind von der Seite des festen Auflagers her wirkt. Nur bei sehr steilen Dächern können im entgegengesetzten Falle einzelne Stäbe des Fachwertragers höher beansprucht werden. Die im § 11 ausgeführten Beispiele geben einen Anhalt, in welchen Fällen man sich mit der ersteren Untersuchung begnügen kann und in welchen auch die Zeichnung des Kräfteplans für die zweite Belastungsart erforderlich wird.

Die schiefe Auflagerkraft im festen Lager läßt sich in eine Vertikalkraft V und eine Horizontalkraft H zerlegen. Während erstere ohne weiteres von dem stützenden Mauerwerk aufgenommen wird, ist dies bezüglich des Horizontalschubes nicht immer der Fall. Von der Anzahl und Entfernung der dem Fachwerträger parallel laufenden Quervande des Gebäudes und der Anordnung des Windverbandes in der Dachfläche, sowie schließlich von der Größe des Horizontalschubes wird es abhängen, ob eine Mauer besonderer Verstärkungen zur Aufnahme des Windschubes bedarf, oder nicht. (Vergl. hierüber Kap. 12, § 6.) Der Horizontalschub ergibt sich selbstredend um so geringer, je flacher die Dachneigung ist und kann bei Dächern, deren Pfeilhöhe weniger als $\frac{1}{6}$ der Spannweite beträgt, unter gewöhnlichen Verhältnissen ganz außer acht bleiben.

§ 5.

Ermittelung der Stabspannungen (inneren Kräfte).

Nachdem durch Ermittlung der Stuzendrucke das Gleichgewicht der äußeren Kräfte herbeigeführt ist, kann zur Ermittlung der Stabspannungen geschritten werden.

Die Biegungsgesetze, welche beim Träger mit voller Wand in Anwendung kommen, gelten auch für den Fachwerträger.

Für eine beliebige Stelle des Trägers mit dem Biegemoment M ist demnach

$$M = kW$$

$$W = \frac{J}{h/2} \quad \left| \quad J = 2i + 2 \left(\frac{h}{2}\right)^2 \text{ nach Gleichung (11), S. 36,} \right.$$

worin i das Trägheitsmoment des Gurtquerschnitts bezogen auf die Schwerpunktsachse, f die Fläche des Gurtquerschnitts bedeutet. Hierbei kann i , als im Verhältnis zu h sehr klein, vernachlässigt werden, so daß

$$J = \frac{fh}{2},$$

mithin

$$W = f \cdot h \text{ und } M = k \cdot f \cdot h.$$

Auf diese Weise würde man zwar die Gurtquerschnitte, nicht aber die Beanspruchung des Netzwerkes ermitteln können. Man bedient sich daher zur Bestimmung der Stabspannungen anderer Verfahren, welche auf den Gesetzen der Zerlegung der Kräfte beruhen, und bei welchen wesentlich die in den §§ 4—6 des 2. Kapitels entwickelten Sätze in betracht kommen.

Wir führen von diesen Verfahren nur die beiden gebräuchlichsten, die Momentenmethode und die Methode der Kräftepläne (Polygonalmethode) vor, welche auch nach ihren Urhebern Ritter'sche ¹⁾, beziehungsweise Cremona'sche Methode benannt zu werden pflegen.

a. Die Momentenmethode (Ritter'sches Verfahren).

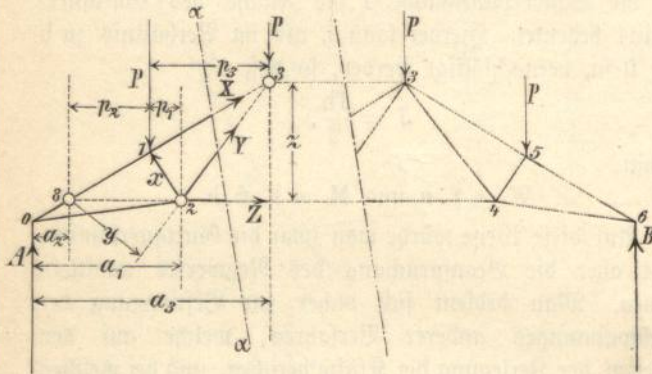
Denkt man sich das Fachwerk (Fig. 212) durch einen Schnitt $a-a$ in zwei Teile getrennt, so muß an dem abgetrennten Teile (gleichgültig ob dies der linke oder rechte) nach den Gleichgewichtsbedingungen die Summe der Momente der Stabspannungen der durchschnittenen Stäbe und der äußeren Kräfte Null ergeben. Man lege nun den Schnitt so, daß sämtliche unbekannte Stäbe bis auf einen, dessen Spannung bestimmt werden soll, sich in einem Punkte schneiden. Wählt man dann diesen Schnittpunkt als Nullpunkt für die Momentengleichung, so bleiben in der Gleichung nur die äußeren Kräfte und die unbekannte Stabkraft stehen, so daß durch Auflösung der Gleichung die letztere leicht gefunden werden kann. Die Hebelsarme

1) Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen von Dr. A. Ritter. Hannover 1880.

der Kräfte werden hierbei am einfachsten aus der Zeichnung abgegriffen, können aber selbstredend auch aus den geometrischen Beziehungen des Fachwerkes durch Rechnung gefunden werden. Man nimmt ferner die unbekannte Stabkraft vorläufig als Zugspannung an; ergibt sich dann eine negative Zahl, so wird der Stab nicht gezogen, sondern gedrückt.

Beispiel. Der Schnitt $\alpha\text{-}\alpha$ in Fig. 212 trifft die Stäbe 1-3, 2-3 und 2-4. Zur Bestimmung der Kraft X im Stab 1-3 wird der Knotenpunkt 2, zur Bestimmung der Kraft Y Knotenpunkt 8 und zur Bestimmung von Z Knotenpunkt 3 als Drehpunkt angenommen.

Fig. 212.



Dann lautet die Momentengleichung für Drehpunkt 2:

$$X \cdot x + A \cdot a_1 - P \cdot p_1 = 0.$$

Hieraus

$$X = \frac{P p_1 - A a_1}{x}.$$

Es sei

$$P = 2000, A = 3000, p_1 = 1,0, a_1 = 4,0, x = 2,0.$$

Dann wird

$$X = \frac{2000 \cdot 1,0 - 3000 \cdot 4,0}{2,0} = -5000$$

mithin Druckspannung.

Bestimmung von Y , Drehpunkt 8:

$$A \cdot a_2 + P \cdot p_2 - Y \cdot y = 0$$

$$Y = \frac{A a_2 + P p_2}{y}$$

mithin Y stets positiv = Zugspannung.

Bestimmung von Z , Drehpunkt 3:

$$A \cdot a_3 - P \cdot p_3 - Z \cdot z = 0$$

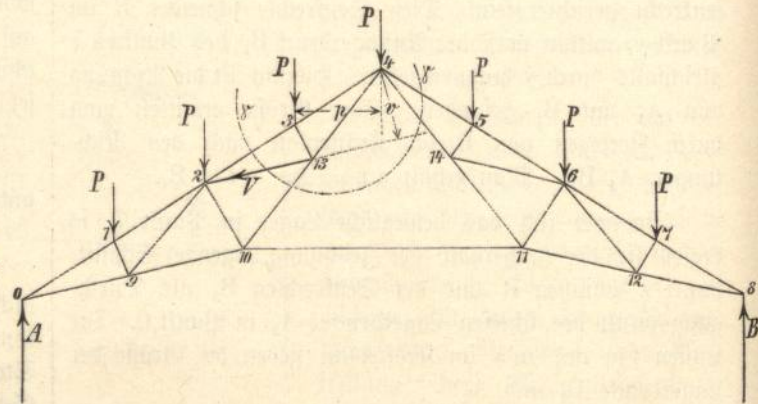
$$Z = \frac{A a_3 - P p_3}{z} = \text{positiv, oder Zugspannung, da}$$

$$A a_3 > P p_3.$$

Die Schnitte können sowohl so gelegt werden, daß das Fachwerk in zwei Teile getrennt wird (Fig. 212), oder auch so, daß durch den Schnitt $\gamma\text{-}\gamma$ ein Teil des Fachwerkes herausgeschnitten wird (Fig. 213). Läßt sich bei verwickelteren Figuren des Fachwerkes ein Stab nur erreichen, wenn mehr als drei Stäbe geschnitten werden, so suche man den Schnitt so zu legen, daß die übrigen geschnittenen Stäbe in einem Punkte zusammenlaufen, welchen man zunächst als Drehpunkt wählt. In Fig. 213 findet man auf diese Weise Spannung V für Drehpunkt 4:

$$V \cdot v - P \cdot p = 0 \text{ und } V = \frac{P \cdot p}{v} \text{ (Zug).}$$

Fig. 213.



b. Methode der Kräftepläne (Polygonal- oder Cremona'sche Methode).

Dieses Verfahren beruht auf der Anschauung, daß die an einem Knotenpunkte wirkenden inneren und äußeren Kräfte im Gleichgewichte sein müssen, wenn die äußeren Kräfte und damit das ganze System vorher ins Gleichgewicht gesetzt worden sind. Für jeden Knotenpunkt müssen sich somit die äußeren Kräfte und die Stabspannungen zu einem geschlossenen Kräftepolygon zusammensetzen lassen. Sind daher an einem Knotenpunkte die Kräfte und Spannungen bis auf zwei bekannt, so kann man die beiden Unbekannten leicht durch Schluß des Kräftepolygons mittels parallel zu den unbekanntem Stäben zu ziehenden Linien finden.

Da zwei benachbarte Knotenpunkte stets einen gemeinschaftlichen Stab besitzen, so lassen sich die Kräftepolygone der einzelnen Knotenpunkte so aneinander reihen, daß sie eine geschlossene Figur, den Kräfteplan, bilden, in welchem jede äußere Kraft und jede Stabkraft nur einmal vorkommt. Um letzteres zu erreichen, muß man sich jedoch bei der Zeichnung einer bestimmten Reihenfolge bedienen, welche am besten an einem bestimmten Falle erläutert wird.

Fig. 214 a stellt ein unregelmäßiges ebenes Fachwerk dar, an welchem die im Gleichgewicht befindlichen Kräfte P_0 bis P_6 in den Knotenpunkten 0, 1, 3, 5, 6 angreifen; die Knotenpunkte 2, 4 sind unbelastet. In dem Kräfteplan a b c d e a (Doppellinien in Fig. 214 b) sind die äußeren Kräfte zu einem geschlossenen Polygon der Reihe nach aneinander getragen. Wir beginnen die Zeichnung des Kräfteplans mit dem Punkt 0 (Fig. 214 a). Denkt man sich

Fig. 214 a.

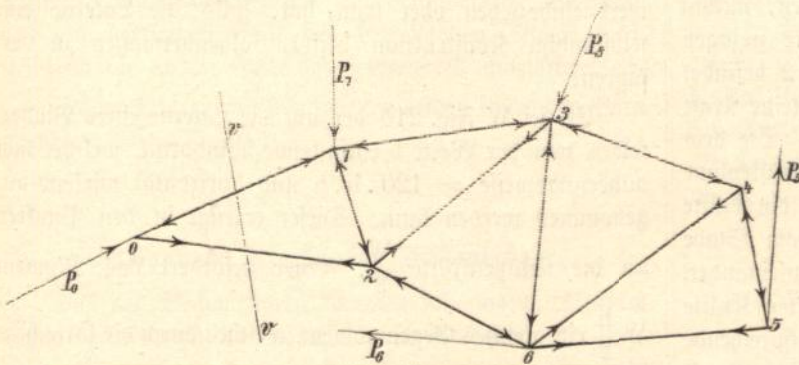
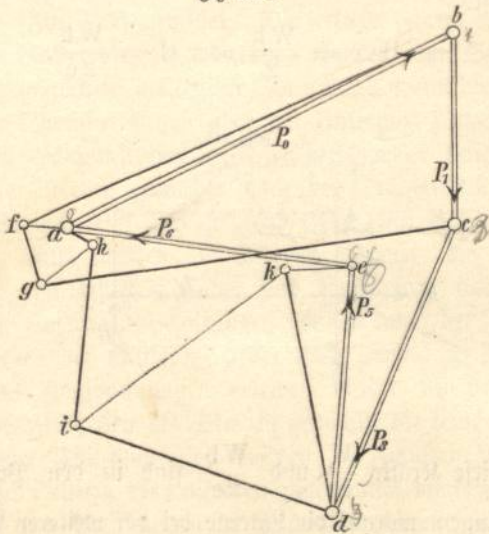


Fig. 214 b.



diesen durch einen Schnitt v-v von dem übrigen System losgelöst, so kann das Gleichgewicht nur dadurch wieder hergestellt werden, daß die in den Stäben vor dem Schnitt thätig gewesenen Spannungen als äußere Kräfte an der Schnittfläche angebracht werden. Es greifen somit an dem Punkt 0 die bekannte äußere Kraft P_0 und die unbekanntes Stabkräfte 0-1 und 0-2 an, welche sich, da Gleichgewicht vorhanden sein muß, zu einem geschlossenen Kräftepolygon zusammensetzen lassen müssen.

Zieht man demnach durch die Eckpunkte a, b von P_0 im Kräfteplan (Fig. 214 b) parallele Linien zu den Stäben 0-1 und 0-2, so stellen die Linien b-f und f-a die Stab-

spannungen 0-1 und 0-2 dar. Sind die äußeren Kräfte im Kräftepolygon von links nach rechts (im Sinne der Drehung eines Uhrzeigers) aufgetragen, so hat man dieselbe Reihenfolge auch bei den Stabspannungen einzuhalten, um einem zusammenhängenden Kräfteplan zu erzielen. Es ist demnach beim Zeichnen des Kräftepolygons für Punkt 0 mit der bekannten Kraft P_0 zu beginnen, demnächst die Stabkraft 0-1 und zum Schluß die Stabkraft 0-2 anzutragen. Trägt man hierbei die Richtungen, in welchen bei dieser Reihenfolge die Linien im Kräfteplane gezogen werden, als Pfeile in den zugehörigen Stäben des Fachwerkes (Fig. 214 a) an, so wird der Stab gedrückt, wenn der Pfeil gegen den betreffenden Knotenpunkt gerichtet ist; dagegen gezogen, wenn der Pfeil von diesem Punkte abzeigt. So ist die Stabspannung 0-1 gegen den Punkt 0 hin, die Stabspannung 0-2 vom Punkt 0 weg gerichtet, demnach erleidet Stab 0-1 Druckspannung, Stab 0-2 Zugspannung.

Wir wenden uns nunmehr zu Punkt 1.

Hier sind bekannt die Stabspannung 0-1 und die äußere Kraft P_1 , unbekannt die Stabspannungen 1-3, 1-2.

Die Reihenfolge der Kräfte ist mit der am weitesten nach links befindlichen bekannten Kraft 0-1 beginnend: 0-1, P_1 , 1-3, 1-2, diesen entsprechen die parallelen Spannungen im Kräfteplan: f-b, b-c, c-g, g-f.

Die Reihenfolge der Kräfte und Spannungen für die übrigen Knotenpunkte ergibt sich zu:

Knotenpunkt 2	{ 0-2, 1-2, 2-3, 2-6
	{ a-f, f-g, g-h, h-a
" 3	{ 2-3, 1-3, P_3 , 3-4, 3-6
" "	{ h-g, g-c, c-d, d-i, i-h
" 4	{ 3-4, 4-5, 4-6
" "	{ i-d, d-k, k-i
" 5	{ 4-5, P_5 , 5-6
" "	{ k-d, d-e, e-k
" 6	{ 2-6, 3-6, 4-6, 5-6, P_6
" "	{ a-h, h-i, i-k, k-e, e-a

Wenn die Zeichnung richtig ist, so muß der Kräfteplan eine geschlossene Figur bilden. Je genauer die Zeichnung ausgeführt ist, desto genauer wird auch der Schluß erreicht werden. Kleine Unterschiede sind für die praktische Verwendung ohne Bedeutung. Große Unterschiede lassen auf Fehler in der Zeichnung oder in der Ermittlung der Auflagerkräfte schließen.

Selbstredend kann man auch die äußeren Kräfte von rechts nach links auftragen, nur hat man dann auch den Kräfteplan in demselben Sinne zu zeichnen.

Es empfiehlt sich, einige bestimmte Fälle zeichnerisch durchzuarbeiten, alsdann wird man am schnellsten Klarheit

über das besprochene Verfahren erlangen, welches in der praktischen Ausübung viel einfacher ist, als es bei der beschreibenden Erklärung den Anschein hat. Zur leichteren Auffindung von Fehlern diene hierbei die Betrachtung, daß die parallel zu den Gurtstäben laufenden Strahlen im Kräfteplan stets von den Punkten ausgehen, in welchen die an den Endpunkten des betreffenden Stabes wirkenden äußeren Kräfte zusammenstoßen. So befinden sich in den Endpunkten des Stabes 0-1 die Kräfte P_0 und P_1 . Sie treffen im Punkte b des Kräfteplanes zusammen, mithin muß die Stabspannung b-f vom Punkte b aus gezogen werden. Im linken Endpunkte des Stabes 0-2 befindet sich die Kraft P_0 , am rechten Endpunkte greift keine Kraft an, dafür ist die nächstfolgende P_6 zu nehmen. Die dem Stabe 0-2 entsprechende Spannung a-f im Kräfteplane muß daher im Punkte a angreifen, da in diesem die Kräfte P_0 und P_6 zusammenstoßen. Dasselbe gilt vom Stabe 2-6 (a-h). Folgen somit mehrere Gurtstäbe aufeinander, ohne daß in den zwischenliegenden Knotenpunkten Kräfte angreifen, so müssen sämtliche diesen Stäben entsprechende Spannungsstrahlen im Kräfteplane durch denselben Punkt des Polygons der äußeren Kräfte gehen. Die Rutzanwendung dieser Regel wird aus den Beispielen 2 und 3 im § 11 noch deutlicher werden.

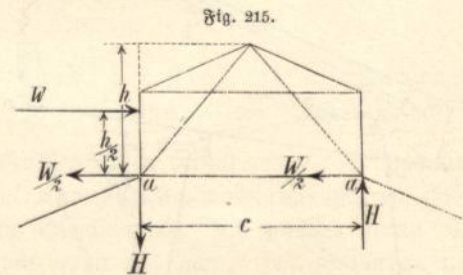
Die Methode der Kräftepläne läßt sich nur dann glatt durchführen, wenn in den aufeinanderfolgenden Knotenpunkten nicht mehr als zwei Stabspannungen unbekannt sind. Dies ist jedoch nicht immer der Fall. So sind in dem auf Taf. 22 dargestellten Beispiele eines zusammengesetzten französischen Dachstuhles die Kräftepolygone für die Knotenpunkte 0, I, IX zwar ohne weiteres zu zeichnen; die nächstfolgenden beiden Knotenpunkte II und X besitzen jedoch je drei Stäbe mit unbekanntem Spannungen. Man kann hier die Spannung des Stabes 11 entweder nach der Ritter'schen Methode bestimmen, indem man den Schnitt a-b legt und für Drehpunkt IV die Momentengleichung aufstellt oder man nimmt folgende Betrachtung zu Hilfe: Man sehe die Teile 0, I, IX, II und II, III, XI, IV als selbständige kleine Fachwerkträger an, welche in den Punkten 0, II, IV aufliegen. Dann erhält man einen einfachen französischen Dachstuhl, dessen Knotenpunkte 0, II, IV außer den früheren Lasten noch durch die Auflagerdrücke der kleinen Fachwerkträger belastet werden. Nunmehr hat man ein System mit nur je zwei unbekanntem Stäben an jedem Knotenpunkte und kann demnach die Spannung 15 leicht mit Hilfe des Kräfteplanes bestimmen. — Ein anderer derartiger Fall liegt bei dem auf Taf. 23 dargestellten Beispiele vor. Ist man hier bis zu den Knotenpunkten a_6 und b_6 vorgerückt, so trifft man auf mehr als zwei unbekanntem Stäbe. Man bricht hier zunächst den Kräfteplan ab und ermittelt gesondert die Spannungen

für Knotenpunkt a_6 , in welchem nur eine äußere Kraft und zwei unbekanntem Stabkräfte angreifen. Alsdann sind auch in Punkt a_7 nur zwei unbekanntem Stäbe vorhanden und nachdem diese bestimmt, ist auch die Zahl der unbekanntem Stäbe in Punkt a_6 auf zwei verringert, worauf mit Zeichnen des Kräfteplanes fortgefahren werden kann. (Vergl. auch § 11, Beispiel 3.)

Besitzt das Dach eine Laterne, so kann man diese entweder, wie bei dem Beispiele auf Taf. 23, in das Fachwerk einbeziehen oder man hat, falls die Laterne eine selbständige Konstruktion besitzt, folgendermaßen zu verfahren:

Es sei W Fig. 215 der auf die Laterne eines Binderfeldes von der Weite b entfallende Winddruck, welcher hier näherungsweise $= 120 \cdot b \cdot h$ und horizontal wirkend angenommen werden kann. Dieser erzeugt in den Punkten aa die Stützenkräfte $\frac{W}{2}$, ferner erfordert das Moment $W \frac{h}{2}$ ein gleiches Gegenmoment, welches durch die lotrechten Kräfte H in den Punkten a geleistet werden kann, und zwar ist

$$H \cdot c = \frac{W h}{2} \text{ oder } H = \frac{W h}{2c}.$$



Diese Kräfte $\frac{W}{2}$ und $\frac{W h}{2c}$ sind in den Punkten a anzubringen, worauf die Laterne bei der weiteren Behandlung außer acht gelassen werden kann. — Die Lotrechten Belastungen der Laterne durch Eigengewicht und Schneelast sind ohne weiteres in den Punkten a anzusetzen.

* * *

Die Momentenmethode wendet man vorteilhaft in den Fällen an, in welchen es sich nur um die Spannung eines beliebig herausgegriffenen Stabes bei einer bestimmten Belastung handelt, sowie in den Fällen, in welchen die geometrische Figur des Fachwerkes so einfach ist, daß nur wenige Gleichungen zur Bestimmung sämtlicher Spannungen ausreichen.

Die Methode der Krastepplane ist namentlich dann zu empfehlen, wenn die Spannungen sämtlicher Fachwerkstäbe bei einer bestimmten Belastung ermittelt werden sollen, und wenn die geometrische Figur des Fachwerkes nicht zu den ganz einfachen gehört.

Die Spannungen der Stäbe sind nicht in allen Fällen bei voller Belastung am gröſsten, nur die Gurtungen haben bei voller Belastung auch die gröſsten Spannungen zu erleiden. Bei den Netzwerfstaben entsteht die größte Beanspruchung dann, wenn die veränderliche Belastung nur auf der einen Seite des betreffenden Stabes wirkt, während die andere Seite des Fachwerkes unbelastet bleibt.

Näheres hieruber enthalten die beiden folgenden Paragraphen.

§ 6.

Besondere Regeln für Deckenträger.

Bei den Deckenträgern kommen fast ausschließlich lotrechte Belastungen bei parallelen Tragergurten in Frage. Das Netzwerk wird entweder durch aneinandergereihte rechtwinkliche (Fig. 195, 196 und 198) oder gleichschenklige Dreiecke (Fig. 197) gebildet. Die erstere Form empfiehlt sich im Falle die zu tragenden Balken am Steg des Trägers angreifen, die letztere Form dann, wenn die Balken auf dem Obergurt liegen oder am Untergurt hängen. Bei dem aus rechtwinklichen Dreiecken bestehenden Träger kann man die Streben entweder nach der Trägermitte fallend (Fig. 196 und 198) oder steigend (Fig. 195) anordnen, im ersteren Falle werden die Streben gezogen, die Pfosten gedrückt, im letzteren findet das umgekehrte statt. Bei gewissen einseitigen Belastungen können indes bei Fig. 196 die Streben der mittleren Felder auch Druck-, bei Fig. 195 und 198 Zugspannungen erleiden. Sind bei der Form Fig. 196 Flacheisen als Streben gewählt, die keine Steifigkeit gegen Druckspannung besitzen, so müssen in diesen mittleren Feldern Gegenstreben angeordnet werden, welche nur bei den Belastungen in Thätigkeit treten, welche in der Hauptstrebe Druckspannungen erzeugen würden. Streng genommen ist eine derartige Konstruktion statisch unbestimmt, es ist deshalb zweifellos vorzuziehen, von der Verwendung solcher Gegenstreben ganz abzusehen und die einfachen Diagonaltabe mit so steifen Querschnitten zu versehen, daß sie sowohl Druck- als Zugspannungen aufzunehmen vermögen. (Vergl. auch § 8.)

Bei dem Träger mit gleichschenkligen Dreiecken werden die Streben abwechselnd gezogen und gedrückt. Sämtliche Streben, sowohl die gezogenen als die gedrückten erhalten auch hier zweckmäßig einen steifen Querschnitt.

Ist bei den besprochenen Trägerarten die Belastung der Knotenpunkte und die Feldweite durchweg gleich, so

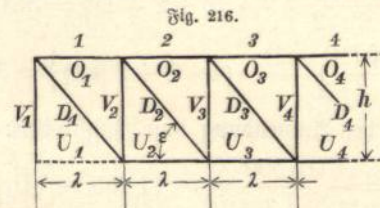
lassen sich einfache Formeln für die Ermittlung der Stabspannungen aufstellen. Hierbei bezeichne λ die Feldweite, h die Trägerhöhe, p die ständige, q die bewegliche Knotenlast, m die Anzahl der Felder, ε den Neigungswinkel der Streben gegen die Wagrechte.

1. Parallelträger mit rechtwinklichen Dreiecken.

(Fig. 216 und 217.)

a) Gurtspannungen.

Die Gurtspannungen werden stets am gröſsten bei voller Belastung, wenn also jeder Knotenpunkt mit $p + q$ belastet ist. Die Stäbe des Obergurtes erleiden stets Druck-, die des Untergurtes stets Zugspannungen. Auf die Größe der Gurtspannungen ist es ohne Einfluß, ob die Last auf die Knotenpunkte des Ober- oder Untergurtes wirkt oder ob sie in beliebiger Höhe an den Pfosten angreift.



Nach der Ritter'schen Methode (S. 125) ergibt sich für den Träger mit Zugstreben (Fig. 216) die Spannung für ein beliebiges Feld n des Obergurtes

$$O_n = - \frac{M_n}{h} \dots \dots \dots (2)$$

desgl. des Untergurtes

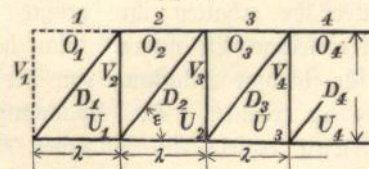
$$U_n = + \frac{M_{n-1}}{h} \dots \dots \dots (3)$$

für die Träger mit Druckstreben (Fig. 217)

$$O_n = - \frac{M_{n-1}}{h} \dots \dots \dots (4)$$

$$U_n = + \frac{M_n}{h} \dots \dots \dots (5)$$

Fig. 217.



Hierin ist einzuführen die Größe des Momentes mit $M_0 = 0$

$$M_1 = A \lambda = \lambda (p + q) \frac{m-1}{2}$$

$$M_2 = A \cdot 2 \lambda - (p + q) \lambda = \lambda (p + q) \left\{ \frac{2(m-1)}{2} - 1 \right\}$$

$$M_3 = A \cdot 3 \lambda - (p + q) (2 \lambda + \lambda) = \lambda (p + q) \left\{ \frac{3(m-1)}{2} - (2 + 1) \right\}$$

$$M_n = A \cdot n \lambda - \lambda(p+q)(n-1+n-2+n-3+\dots+1) \\ = \lambda(p+q) \left\{ \frac{n(n-1)}{2} - (n-1+n-2+n-3+\dots+1) \right\}$$

wobei $A = B = (p+q) \frac{m-1}{2}$ einzuführen war.

Beispiel: Es sei $\lambda = h = 1,2$ m; $p+q = 2500$ kg; $m = 10$, dann ist:

$$\lambda(p+q) = 1,2 \cdot 2500 = 3000 \text{ kgm}$$

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = 3000 \frac{10-1}{2} = 13500 \text{ kgm,}$$

$$M_2 = 3000 \left\{ \frac{2(10-1)}{2} - 1 \right\} = 24000 \text{ kgm,}$$

$$M_3 = 3000 \left\{ \frac{3(10-1)}{2} - (2+1) \right\} = 31500 \text{ kgm,}$$

$$M_4 = 3000 \left\{ \frac{4(10-1)}{2} - (3+2+1) \right\} = 36000 \text{ kgm,}$$

$$M_5 = 3000 \left\{ \frac{5(10-1)}{2} - (4+3+2+1) \right\} = 37500 \text{ kgm}$$

und demnach bei Anwendung von Zugstreben:

$$O_1 = -\frac{M_1}{h} = -\frac{13500}{1,2} = -11250 \text{ kg.} \quad U_1 = \frac{M_0}{h} = 0$$

$$O_2 = -\frac{24000}{1,2} = -20000 \text{ kg.} \quad U_2 = -O_1 = +11250$$

$$O_3 = -\frac{31500}{1,2} = -26250 \text{ " } \quad U_3 = -O_2 = +20000$$

$$O_4 = -\frac{36000}{1,2} = -30000 \text{ " } \quad U_4 = -O_3 = +26250$$

$$O_5 = -\frac{37500}{1,2} = -31300 \text{ " } \quad U_5 = -O_4 = +30000$$

bei Anwendung von Druckstreben wird

$$O_1 = 0; O_2 = -11250; O_3 = -20000 \text{ u. s. f.}$$

$$U_1 = 11250; U_2 = 20000; U_3 = 26250 \text{ "}$$

b) Gitterspannungen.

Die Gitterstäbe erhalten ihre größte und kleinste Spannung bei einseitiger Belastung. Man hat daher die Untersuchung für ständige Belastung von der für bewegliche Belastung zu trennen. Die Spannung bei ständiger Belastung ergibt sich nach den Gesetzen der Kräftezerlegung (S. 16) allgemein für Gitterstäbe zu

$$D = \frac{Q}{\sin \varepsilon}$$

worin Q die Querkraft. (Vergl. Kap. 2, S. 22.)

Für die Pfosten ist $\varepsilon = 90^\circ$ und demnach $V = Q$.

Hierbei ist die Querkraft Q verschieden einzuführen, je nachdem die Last am Ober- oder Untergurt wirkt, während dies für die Streben gleichgültig ist. Für den Träger, mit gezogenen Streben ist:

$$\left. \begin{aligned} V_n &= -Q_n \text{ bei Belastung des} \\ &\text{Obergurts,} \\ V_n &= -Q_{n+1} \text{ bei Belastung} \\ &\text{des Untergurts,} \end{aligned} \right\} D_n = + \frac{Q_n}{\sin \varepsilon} \quad (6)$$

(Q_n = Querkraft im vorhergehenden, Q_{n+1} = Querkraft im nachfolgenden Feld.)

Für den Träger mit gedrückten Streben:

$$\left. \begin{aligned} V_n &= +Q_{n+1} \text{ bei belastetem} \\ &\text{Obergurt,} \\ V_n &= +Q_n \text{ bei belastetem} \\ &\text{Untergurt,} \end{aligned} \right\} D_n = - \frac{Q_n}{\sin \varepsilon} \quad (7)$$

Hierin ist einzuführen die Größe der Querkraft mit

$$Q_1 = A = p \frac{m-1}{2}$$

$$Q_2 = A - p = p \left(\frac{m-1}{2} - 1 \right)$$

$$Q_3 = A - 2p = p \left(\frac{m-1}{2} - 2 \right)$$

$$Q_n = A - np = p \left(\frac{m-1}{2} - n \right).$$

Für obiges Beispiel ist demnach, wenn $p = 1000$ kg

$$Q_1 = 1000 \frac{10-1}{2} = 4500$$

$$Q_2 = 1000 (4,5 - 1) = 3500$$

$$Q_3 = 2500$$

$$Q_4 = 1500$$

$$Q_5 = 500.$$

Es ergeben sich die Spannungen in den Streben bei dem Träger mit gezogenen Streben ebenso groß wie bei gedrückten Streben, sodaß nach Gleichung 6 und 7

$$D_1 = \pm \frac{Q_1}{\sin \varepsilon} = \pm \frac{4500}{0,707} = \pm 6370$$

$$D_2 = \pm \frac{3500}{0,707} = \pm 4950; \quad D_3 = \pm \frac{2500}{0,707} = \pm 3540$$

$$D_4 = \pm \frac{1500}{0,707} = \pm 2120; \quad D_5 = \pm \frac{500}{0,707} = \pm 707 \text{ kg.}$$

Für die Pfosten folgt

a) bei gezogenen Streben mit belastetem Obergurt, oder bei gedrückten Streben mit belastetem Untergurt nach Gleichung 6 und 7

$$V_1 = \mp Q_1 = \mp 4500; \quad V_2 = \mp 3500; \quad V_3 = \mp 2500; \\ V_4 = \mp 1500; \quad V_5 = \mp 500;$$

β) bei gezogenen Streben mit belastetem Untergurt, oder bei gedrückten Streben mit belastetem Obergurt nach Gleichung 6 und 7

$$V_1 = \mp Q_2 = \mp 3500; \quad V_2 = \mp 2500; \quad V_3 = \mp 1500; \\ V_4 = \mp 500; \quad V_5 = 0.$$

Die Endpfosten V_0 erhalten die Spannung 0, wenn das Lager sich an dem belasteten Gurt befindet. Andern-

falls haben sie den Auflagerdruck (Zug) Q_1 aufzunehmen zuzuglich einer etwa auf das Auflager wirkende Knotenbelastung.

Bei beweglicher Belastung entstehen die größten Zug- und Druckspannungen dann, wenn nur die auf einer Seite des betrachteten Stabes liegenden Knotenpunkte belastet, die ibrigen unbelastet sind. Der Stuzendruck der unbelasteten Seite eines Stabes im n^{ten} Feld ergibt sich dann zu:

$$A_n = q \left\{ \frac{[m-n] + [m-(n+1)] + [m-(n+2)] + \dots + 1}{m} \right\}$$

und da weitere Lasten auf diesen Trägerteil nicht wirken, ist auch $A_n = Q_n$. Für unser Beispiel ist $q = 1500 \text{ kg}$; $m = 10$, und es ergibt sich:

$$Q_1 = 1500 \left\{ \frac{9+8+7+6+5+4+3+2+1}{10} \right\} = 6750 \text{ kg}$$

$$Q_2 = \frac{1500}{10} (8+7+6+5+4+3+2+1) = 5400$$

$$Q_3 = 150 (7+6+5+4+3+2+1) = 4200$$

$$Q_4 = 150 (6+5+4+3+2+1) = 3150$$

$$Q_5 = 150 (5+4+3+2+1) = 2250$$

$$Q_6 = 150 (4+3+2+1) = 1500$$

$$Q_7 = 150 (3+2+1) = 900$$

$$Q_8 = 150 (2+1) = 456$$

$$Q_9 = 150$$

$$Q_{10} = 0$$

und es folgt für gezogene Streben nach Gleichung (6)

$$D_1 = \frac{6750}{0,707} = 9550; D_2 = \frac{5400}{0,707} = 7640; D_3 = 5950;$$

$$D_4 = 4460; D_5 = 3180; D_6 = -2120; D_7 = -1270;$$

$$D_8 = -637; D_9 = -212; D_{10} = 0.$$

Setzt man diese Zahlen mit denen für ständige Belastung zusammen, so ergibt sich

	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5
Ständige Last	+6370	+4950	+3540	+2120	+707
Bewegliche Last	+9550	+7640	5950	4460	3180
Größter Zug	+15920	+12590	+9490	+6580	+3887 kg

	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5
Ständige Last	+6370	+4950	+3540	+2120	+707
Bewegliche Last	0	-212	-637	-1270	-2120
Kleinster Zug	+6370	+4738	+2903	+850	-
Größter Druck	-	-	-	-	-1413

Demnach ist nur in den beiden Mittelfeldern je eine Gegenstrebe für 1413 kg größte Zugspannung erforderlich, sofern die Streben nicht steife Querschnitte erhalten.

Für gedruckte Streben ergeben sich dieselben Werte wie für die gezogenen, also: $D_1 = -15920$; $D_2 = -12590$; $D_3 = -9490$; $D_4 = -6580$; $D_5 = -3887$.

Die größte Zugspannung braucht hier nicht ermittelt zu werden, da die für Druck konstruierten Streben stets auch für den geringeren Zug genügen.

Das Gleiche gilt von den Pfosten. Man erhält den Anteil aus beweglicher Last bei gezogenen Streben mit belastetem Obergurt, wie auch bei gedruckten Streben mit belastetem Untergurt nach Gleichung 6 und 7 zu

$$V_1 = \mp Q_1 = \mp 6750; V_2 = \mp 5400; V_3 = \mp 4200; V_4 = \mp 3150; V_5 = \mp 2250$$

und den Anteil bei gezogenen Streben mit belastetem Untergurt, oder gedruckten Streben mit belastetem Obergurt zu:

$$V_1 = \mp Q_2 = \mp 5400; V_2 = \mp 4200; V_3 = \mp 3150; V_4 = \mp 2250; V_5 = \mp 1500.$$

Werden diese Werte zu den S. 130 für ständige Belastung gefundenen hinzugezählt, so erhält man die größten Gesamtspannungen der Pfosten:

im ersten Falle zu

	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5
\mp	4500	3500	2500	1500	500
\mp	6750	5400	4200	3150	2250
\mp	11250	8900	6700	4650	2750

im zweiten Falle zu

	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5
\mp	3500	2500	1500	500	0
\mp	5400	4200	3150	2250	1500
\mp	8900	6700	4650	2750	1500

2. Parallelträger mit gleichschenkligen Dreiecken.

(Fig. 218 und 219.)

Man kann sich diesen Träger aus dem Parallelträger mit rechtwinklichen Dreiecken durch parallele Verschiebung der Gurtungen gegeneinander entstanden denken. Die allgemeinen unter 1 gegebenen Regeln treffen demnach auch hier zu.

a) Gurtspannungen.

Die Gurtspannungen ergeben sich sowohl bei belastetem Obergurt der Fig. 218, wie auch bei belastetem Untergurt der Fig. 219 nach dem Ritter'schen Verfahren aus:

$$O_n = \frac{M_n}{h}; U_n = \frac{M_n}{h} \cdot 1)$$

In beiden Fällen sind nur die geraden Knotenpunkte belastet und ergibt sich der Stuzendruck

$$A = (p + q) \frac{m-1}{4}$$

1) Bei Fig. 218 ist der Index n beim Obergurt stets ungerade, beim Untergurt gerade. Das Umgekehrte ist bei Fig. 219 der Fall.

ferner

$$M_0 = 0;$$

$$M_1 = \lambda A = \lambda(p+q) \frac{m-1}{4}$$

$$M_2 = 2\lambda A + \lambda(p+q) \frac{2(m-1)}{4}$$

$$M_3 = 3\lambda A - \lambda(p+q) = \lambda(p+q) \left\{ \frac{3(m-1)}{4} - 1 \right\}$$

$$M_4 = 4\lambda A - 2\lambda(p+q) = \lambda(p+q) \left\{ \frac{4(m-1)}{4} - 2 \right\}$$

$$M_5 = 5\lambda A - \lambda(p+q)(3+1) = \lambda(p+q) \left\{ \frac{5(m-1)}{4} - (3+1) \right\}$$

$$M_n = n\lambda A - \lambda(p+q)\{(n-2)+(n-4)\dots\} = \lambda(p+q) \left\{ \frac{n(m-1)}{4} - [(n-2)+(n-4)+\dots] \right\}$$

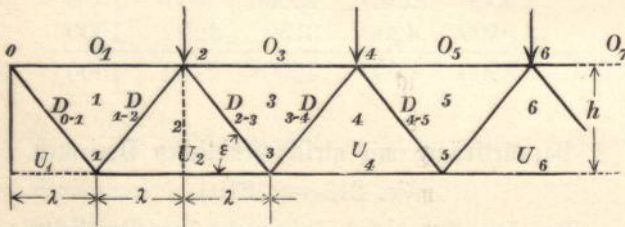
Beispiel: Es sei $m = 19$,¹⁾ $\lambda = 0,6$, $h = 1,0$, $p = 1000$ kg, $q = 1500$ kg.

Dann ist

$$M_9 = 0,6(1000+1500) \left\{ \frac{9(19-1)}{4} - (7+5+3+1) \right\} = 36750 \text{ kgm,}$$

$$M_{10} = 1500 \left\{ \frac{10(19-1)}{4} - (8+6+4+2) \right\} = 37500 \text{ kgm.}$$

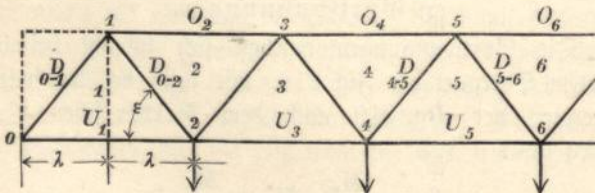
Fig. 218.



Für Fig. 218 ist:

$$O_9 = \frac{36750}{1,0} = 36750; U_{10} = 37500.$$

Fig. 219.



Für Fig. 219 ist:

$$O_{10} = 37500; U_9 = 36750.$$

Für die Belastungsart der Fig. 220 und 221 ist:

$$A = (p+q) \frac{m+1}{4}$$

1) m ist hier stets ungerade.

und

$$M_n = n\lambda A - \lambda(p+q)\{(n-1)+(n-3)+(n-5)+\dots\} = \lambda(p+q) \left\{ \frac{n(m+1)}{4} - [(n-1)+(n-3)+(n-5)+\dots] \right\}$$

Fig. 220.

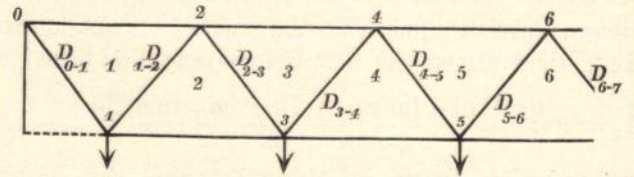
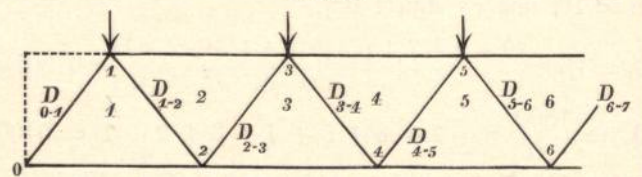


Fig. 221.



Für obiges Beispiel wird:

$$M_9 = 1500 \left\{ \frac{9(19+1)}{4} - [8+6+4+2] \right\} = 37500 \text{ kgm,}$$

$$M_{10} = 1500 \left\{ \frac{10(19+1)}{4} - [9+7+5+3+1] \right\} = 37500 \text{ kgm.}$$

Demnach $O_9 = O_{10} = U_9 = U_{10} = 37500$ kg.

b) Gitterspannungen.

Bei Belastung des Obergurts nach Fig. 218 erhalten die Streben 0-1, 2-3, 4-5 . . . Zug-, die Streben 1-2, 3-4, 5-6 . . . Druckspannungen, bei Belastung des Untergurts nach Fig. 219 ist das umgekehrte der Fall. Je zwei in einem unbelasteten Knoten zusammenstoßende Streben haben gleiche Spannungswerte bei entgegengesetztem Vorzeichen.

Bezeichnet n die Nummer des von beiden an einem unbelasteten Knoten zusammentreffenden Streben eingeschlossenen Feldes, dann ist

$$D_n = \pm \frac{Q_n}{\sin \varepsilon}.$$

Für ständige Last p ist bei Fig. 218 und 219:

$$Q_1 = A = p \frac{m-1}{4}$$

$$Q_3 = A - p$$

$$Q_5 = A - 2p$$

$$Q_n = A - \frac{n-1}{2} p \text{ für ungerade } n.$$

Bei Fig. 220 und 221:

$$Q_0 = A = p \frac{m+1}{4}$$

$$Q_2 = A - p$$

$$Q_4 = A - 2p$$

$$Q_6 = A - 3p$$

$$Q_n = A - \frac{n}{2} p \text{ für gerade } n$$

und für obiges Beispiel bei Belastung nach Fig. 218:

$$Q_1 = A = 1000 \frac{19-1}{4} = 4500$$

$$Q_3 = 4500 - 1000 = 3500$$

$$Q_5 = 2500$$

$$Q_7 = 1500$$

$$Q_9 = 500$$

$$D_{0-1} = + \frac{4500}{\sin \varepsilon^1} = + 5250; \quad D_{1-2} = - 5250$$

$$D_{2-3} = + \frac{3500}{0,857} = + 4080; \quad D_{3-4} = - 4080$$

$$D_{4-5} = + 2920; \quad D_{5-6} = - 2920$$

$$D_{6-7} = + 1750; \quad D_{7-8} = - 1750$$

$$D_{8-9} = + 584; \quad D_{9-10} = - 584$$

Für bewegliche Last nimmt Q andere Werte an und zwar ist bei Fig. 218 und 219:

$$Q_n = \frac{9}{m+1} \{ (m-n) + (m-[n+2]) + (m-[n+4]) + \dots \}$$

für ungerade n.

Bei Fig. 220 und 221:

$$Q_n = \frac{9}{m+1} \{ (m-n) + (m-[n+2]) + (m-[n+4]) + \dots \}$$

für gerade n.

Für unser Beispiel und die Belastungsart der Fig. 218 ergibt sich

$$Q_1 = \frac{1500}{19+1} (18+16+14+12+10+8+6+4+2) = 6750 \text{ kg,}$$

$$Q_3 = 75 (16+14+12+10+8+6+4+2) = 5400$$

u. f. f. und

$$D_{0-1} = + \frac{6750}{0,857} = + 7880; \quad D_{1-2} = - 7880$$

$$D_{2-3} = + 6300; \quad D_{3-4} = - 6300.$$

1) $\text{tg } \varepsilon = \frac{1,0}{0,6} = 0,667; \quad \sin \varepsilon = 0,857.$

§ 7.

Besondere Regeln für Dachträger.

Bei den Dachträgern bedient man sich zur Ermittlung der Stabspannungen am besten des Verfahrens der Kräftepläne. Hierbei sind vier Kräftepläne zu zeichnen, einer für ständige Last, einer für einseitige Schneelast und zwei für Belastung durch Wind (Wind von Seite des festen und von Seite des beweglichen Lagers). Die einseitige Schneelast wird voll auf die Hälfte des Trägers wirkend angenommen, während die andere Hälfte des Trägers unbelastet bleibt. Die Spannungen bei voller Schneelast erhält man bei symmetrischen Trägern durch Zusammenzählen der sich aus dem Kräfteplan für einseitige Schneelast für zwei gegenüberliegende gleiche Stäbe ergebenden Spannungen. Bei unsymmetrischen Trägern ist noch ein fünfter Kräfteplan für volle Schneebelastung zu zeichnen. Bei den Kräfteplänen für Winddruck wird der Wind einmal auf Seite des festen, das andere mal auf Seite des beweglichen Auflagers wirkend angenommen. Die aus den Kräfteplänen für ständige Last, volle Schneebelastung, einseitige Schneebelastung, links- und rechtsseitigen Winddruck gewonnenen Stabspannungen werden schließlich in einer Tabelle zusammengestellt, aus der sich die ungünstigsten Gesamtspannungen leicht ermitteln lassen. Bei den meisten Stäben, namentlich den Gurtstäben, ergibt sich die ungünstigste Spannung durch Zusammenzählen der Spannungen aus ständiger Last, voller Schneelast und Winddruck auf der Seite des festen Lagers, bei den Gitterstäben wird hin und wieder die einseitige Schneelast ungünstiger als volle Schneelast wirken, während der Winddruck auf der Seite des beweglichen Lagers in der Regel nur bei steilen Dächern und bei sichelförmigen Trägern von nennenswertem Einfluß ist.

Die gebräuchlichsten Trägerformen sind die des englischen und des französischen (Polonceau) Dachstuhles. Bei dem englischen Dachstuhl liegen die Knotenpunkte verhältnismäßig dicht bei einander, weshalb sich diese Trägerform namentlich für Pfettendächer eignet, der französische Dachstuhl hat größere Knotenentfernungen aufzuweisen und wird deshalb zweckmäßig bei Sparrendächern verwendet. Das Netzwerk beim englischen Träger besteht aus einfachen aneinander gereihten Dreiecken, die Knotenpunkte liegen sämtlich auf den Gurtungen, im übrigen ist die Form der Gurtungen und des Netzwerkes eine völlig ungebundene.

Der französische Dachbinder eignet sich dagegen nur für gerade Dachflächen, auch liegen bei den zusammengesetzten Trägerformen die Knotenpunkte nicht lediglich auf den Gurtungen, sondern teilweise auch auf den Gitterstäben (Punkt XI und XII, Taf. 22, Fig. 1). Hierdurch

wird die Berechnung der Stabspannungen etwas erschwert, doch ist die Lösung stets dadurch sicher zu erreichen, daß man vor dem Zeichnen des Kräfteplanes die Spannung des mittleren unteren Gurtstabes nach dem Ritter'schen Verfahren ermittelt.

Wegen der Ausführung des vorstehend entwickelten Berechnungsganges im einzelnen verweisen wir auf die im § 11 durchgerechneten Beispiele.

§ 8.

Bestimmung der Stabquerschnitte.

Hat man die in den Stäben auftretenden größten Spannungen S ermittelt, so ergibt sich der erforderliche Stabquerschnitt f bei gezogenen Stäben nach Gleichung (2), S. 27:

$$f = \frac{S}{k} \dots \dots \dots (8)$$

Hierin ist der für k zulässige Wert einzusetzen¹⁾, welcher im allgemeinen bei Dachträgern höher als bei Deckenträgern angenommen werden darf.

Bei gedrückten Stäben ist außerdem wie bei den Säulen das Ausknicken zu berücksichtigen. Nach Gleichung (8), S. 34 muß mit Bezug hierauf bei Schmiedeeisen das erforderliche Trägheitsmoment des Querschnittes

$$J \geq 2,5 S l^2 \dots \dots \dots (9)$$

sein. S ist in Tonnen, l in m einzusetzen, um J in cm zu erhalten. Für l setze man die Stablänge, zwischen den benachbarten Knotenpunkten gemessen, ein, jedoch hat dies zur Voraussetzung, daß diese Knotenpunkte gegen seitliche Bewegung in jeder Richtung geschützt sind. In der Ebene des Fachwerkträgers selbst ist diese Sicherheit stets vorhanden, in einer zweiten hierauf rechtwinklichen Ebene nur dann, wenn der Knotenpunkt gleichzeitig das Auflager für die Lastträger bildet und die zwischen den Lastträgern gespannte Decke oder in Ermangelung dieser eine besondere horizontale Fachwerkkonstruktion (Windverband) eine Längenverschiebung der Lastträger gegeneinander verhindert. (Vergl. Kap. 12.)

1) Wir geben hier lediglich die ältere und fast ausschließlich gebräuchliche Methode der Querschnittsbestimmung, da sich diese durch ihre Einfachheit vorteilhaft vor den neueren Formeln auszeichnet. Letztere stützen sich auf Versuche von Wöhler und Spangenberg, welche ergeben haben, daß durch Stöße, oder häufig wechselnde Beanspruchungen ein Stab leichter zerstört wird, als bei ruhender Belastung. Wenn schon bei Brückenbauten der praktische Wert dieser Berechnungsweise in Frage gezogen werden muß, so ist dies noch mehr der Fall bei den Hochbauten, bei denen stoßweise Belastungen nur höchst selten vorkommen. Sind tatsächliche Erschütterungen durch Maschinen u. a. vorhanden, so wähle man einfach k entsprechend niedriger (700 bis 800 kg f. d. qem). Bei den weitgehenden Annahmen, welche ohnehin bezüglich der Belastungen und der Festigkeit des Materiales gemacht werden müssen, ist dies Verfahren mindestens praktisch ausreichend.

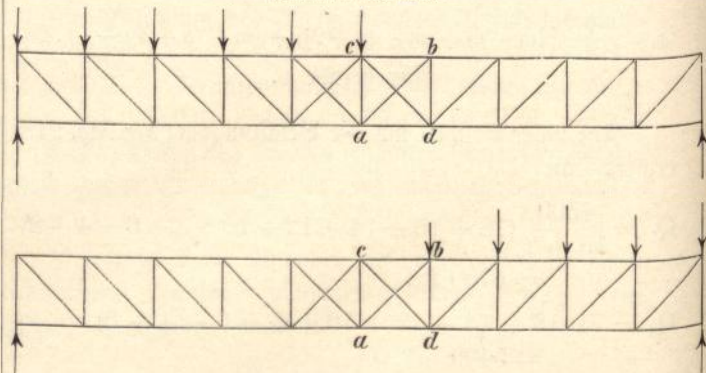
Ist dies nicht der Fall (wie z. B. bei den mittleren beiden Knotenpunkten des auf Taf. 24 dargestellten Trägers), so muß die Länge l zwischen denjenigen benachbarten Knotenpunkten gemessen werden, welche Lastpunkte sind. Es gilt dies jedoch nur von den Gurtstäben, da die Netzwerfstäbe nur in der Mitte, nicht aber an den Knotenpunkten ausknicken können.

Wenn irgend angängig, hat man daher die Auflager der Lastträger auf den Knotenpunkten der gedrückten Gurtung anzuordnen. Ist dies nicht möglich, so muß man die Gurtung entsprechend steif konstruieren, oder auch je zwei benachbarte Fachwerkträger durch einen Querverband so kuppeln, daß ein seitliches Ausknicken verhindert wird.

Die Querschnitte des gedrückten Gurtes sind so zu wählen, daß das Trägheitsmoment bei gleichem Materialverbrauch thunlichst groß wird, oder daß bei genügendem Trägheitsmoment gegen Knicken auch die Beanspruchung auf Druck möglichst nahe an den zulässigen Grenzwert für k herankommt.

Bei den gezogenen Stäben ist diese Rücksicht nicht maßgebend, hier können auch Querschnitte mit Flachisen und Rundstangen gewählt werden, welche einer Beanspruchung auf Knicken gar keinen Widerstand entgegensetzen. Derartige Stäbe können dann natürlich keinen Druck aushalten. Wird daher ein Stab des Netzwerkes für gewöhnlich auf Zug, bei besonders ungünstiger einseitiger Belastung jedoch in geringem Maße auf Druck beansprucht, so muß entweder ein Querschnitt gewählt werden, welcher die erforderliche Steifigkeit gegen Knicken

Fig. 222 a und 222 b.



nach Gleichung (9) besitzt, oder es müssen, falls Rund- oder Flachstäbe verwendet werden sollen, sogenannte Gegen-diagonalen angeordnet werden, welche dann in demselben Maße auf Zug beansprucht werden, in welchem die Hauptdiagonale auf Druck beansprucht würde, wenn keine Gegen-diagonale vorhanden wäre. So wird in Fig. 222 a bei linksseitiger Belastung die Diagonale $a-b$ auf Zug beansprucht, während bei der in Fig. 222 b gezeichneten

rechtsseitigen Belastung Druck eintritt. Bei Anordnung der Gegendiagonale c-d nimmt diese die Druckspannung als Zugspannung auf, während die Diagonale a-b unbeansprucht bleibt. Umgekehrt erhält die Gegendiagonale c-d keine Spannung, wenn a-b auf Zug beansprucht wird.

Bisher wurde gewöhnlich der Anordnung von flachen Gegendiagonalen der Vorzug vor steif konstruierten Diagonalen gegeben und zwar aus folgenden Gründen:

1) Nach den Wöhler'schen Versuchen wird die Festigkeit eines Stabes bei wechselnden Zug- und Druckspannungen in erheblicherem Maße beeinträchtigt, als wenn derselbe nur auf Zug beziehungsweise Druck beansprucht wird.

2) Bei gezogenen Stäben läßt sich eine volle Ausnutzung des Materiales erreichen, während bei gedrückten Stäben ein größerer Querschnitt mit Rückblick auf Knicken erforderlich ist.

3) Die Anordnung der Anschluniete läßt sich bei Flachstaben bequemer bewirken, während Rundstäbe den Vorteil besitzen, daß sie mit Schraubengewinde versehen und nachgezogen werden können.

Dem gegenüber steht indes der miliche Umstand, daß sich die Flacheisenstreben größerer Länge wegen ihrer geringen Steifigkeit niemals so in die Konstruktion einbringen lassen, daß sie gleichmäßig angespannt sind. Tritt demnach eine Belastung ein, bei welcher die fraglichen Stäbe stark auf Zug in Anspruch genommen werden, so müssen erst mehr oder weniger erhebliche Verschiebungen der Knotenpunkte und der anschließenden Stäbe vorausgehen, ehe die Flacheisenstreben voll angespannt werden. Hierdurch werden aber Spannungen erzeugt, welche die Stäbe weit höher beanspruchen können, als die Rechnung es ergab.

Man vermeidet daher neuerdings gezogene Flacheisenstabe überhaupt und ersetzt sie durch steife Winkelisen oder andere steife Querschnitte. Sind diese Querschnitte dann auch genügend steif zur Aufnahme der eventuell auftretenden Druckspannung, so sind Gegendiagonalen überhaupt entbehrlich.

Man sollte meinen, daß die früher vielfach angewendeten Rundstangen mit Spannschloffern von dem vorerwähnten Ubelstande der Flacheisen frei seien; dies würde auch zutreffen, wenn von Zeit zu Zeit ein Nachziehen der Spannschloffler stattfinden könnte. Auf eine derartige Bedienung der Eijonstruktionen wird man aber erfahrungsmäßig bei Hochbauten nicht zu rechnen haben, außerdem ist die Materialverschwendung bei Rundstangen, infolge der Ausbildung der Anschlugelenke und der Spannschloffler, noch größer als bei steifen Querschnitten, weshalb Rundstangen neuerdings nur bei ausnahmsweise langen Zugbändern (wie bei den Zugstangen der Bogenträger) Verwendung zu finden pflegen.

Es kann daher im allgemeinen empfohlen werden, die Fachwerke durchweg mit steifen Stäben zu versehen und nicht nachstellbare Flach- und Rundstangen so viel als möglich zu vermeiden.

* * *

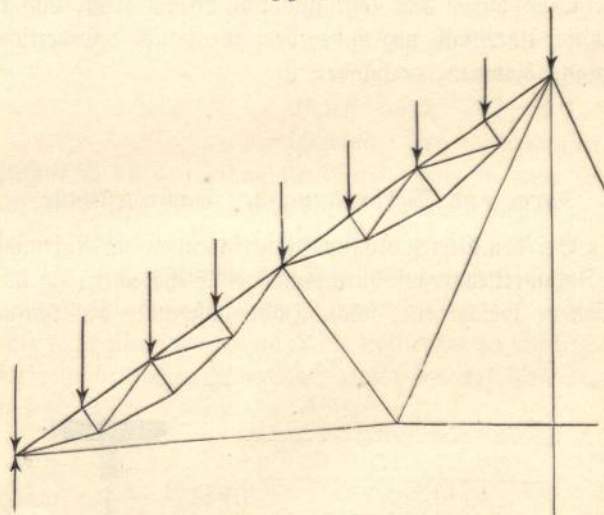
Dienen die Fachwerkstäbe zur Unterstützung von Lasten, welche zwischen den Knotenpunkten angreifen — ein Fall, der namentlich bei Pfettendächern häufig vorkommt — so werden die so belasteten Stäbe außer der aus dem Fachwerk herrührenden Normalspannung noch auf Biegung beansprucht. Der Stab ist dann zunächst als Träger anzusehen, welcher die Last auf die benachbarten Knotenpunkte (als Stützpunkte) zu übertragen hat. Ist das Moment M nach § 6, Kap. 5 bestimmt, so ergibt sich die aus der Biegung herrührende Spannung k_1 in der äußersten Faser bei vollwandigem Stabquerschnitt

$$k_1 = \frac{M}{W}.$$

Nennen wir die aus Fachwerk herrührende Spannung $k_2 = \frac{S}{f}$, so ist die Gesamtspannung

$$k = k_1 + k_2 = \frac{M}{W} + \frac{S}{f} \quad \dots \quad (10)$$

Fig. 223.



Bei großer Entfernung der Knotenpunkte kann man auch den auf Biegung beanspruchten Stab als Fachwerkträger ausbilden (Fig. 223). In diesem Falle erfolgt die Bestimmung der Fachwerkspannungen und Abmessungen dieses Nebentragers ganz selbständig und nur die obere Gurtung ist so zu verstärken, daß sie im stande ist, die Gesamtspannungen aus dem Haupt- und Nebenträger aufzunehmen.

* * *

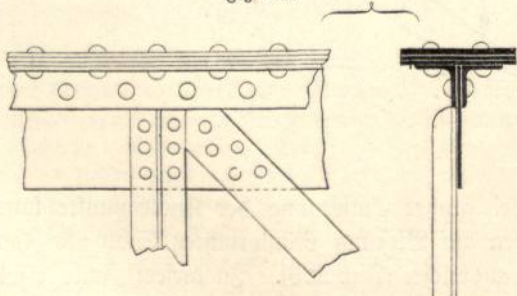
Die vorstehend angegebenen Regeln zur Bestimmung der Stabquerschnitte lassen sich bei der praktischen Ausführung nur innerhalb gewisser Grenzen anwenden. Man wird in der Regel den am meisten beanspruchten Stab der Gurtungen zuerst nach den eingangs gegebenen Gleichungen (8) und (9) thunlichst genau bestimmen. Hierbei ist jedoch schon darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Querschnittsform den äußeren Verhältnissen sich anpaßt, daß außerdem eine Verringerung des Querschnittes in den übrigen weniger beanspruchten Gurtstäben leicht auszuführen ist, ohne daß es nötig wird in den Gurtstäben die hauptsächlichsten Teile des Querschnittes an den Knotenpunkten zu stoßen. Wird sich nun schon bei dem am meisten beanspruchten Gurtstab aus diesen Gründen ein Mehraufwand an Material nicht vermeiden lassen, so ist dies naturgemäß bei den übrigen Gurtstäben noch mehr der Fall. Ebenso wird man bei den Stäben des Netzwerkes gewisse, durch die Nietung und andere Umstände gebotene geringste Abmessungen einhalten müssen, wenngleich rechnerisch geringere Abmessungen zulässig sein sollten. Hieraus folgt, daß es zwecklos ist, sich bei der Querschnittsbestimmung zu sehr auf Einzelheiten einzulassen. Namentlich genügt bei der Prüfung auf Knickicherheit in der Regel eine überschlägliche Berechnung des Trägheitsmoments, indem man unbequeme Teile des Querschnitts vernachlässigt, dafür den Nietabzug außer acht läßt und nur darauf sieht, daß ein gewisser Überschuß gegenüber dem theoretisch erforderlichen Trägheitsmoment vorhanden ist.

§ 9.

Form und Verbindung der Fachwerkstäbe.

Bei den älteren Konstruktionen wurden die Gurtungen der Fachwerkträger mit durchlaufenden Stehblechen (Fig. 224) versehen, welche eine solche Höhe außerhalb der übrigen

Fig. 224.

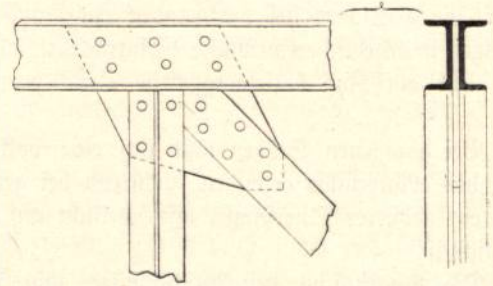


Bestandteile der Gurtungen besaßen, daß die nötigen Nieten für die Anschlußstäbe untergebracht werden konnten.

Bei den Gitterträgern, bei welchen die Entfernung der Knotenpunkte gering war und 1 bis 2 Nieten zum Anschluß der Stäbe genügten, war diese Konstruktion brauchbar;

bei dem reinen Fachwerk dagegen, bei welchem die Entfernung der Knotenpunkte verhältnismäßig groß und die Anschlußniete zahlreich sind, erweist sich das Stehblech als unzweckmäßig. Man ordnet daher hier besser in den einzelnen Knotenpunkten Bleche, die sogenannten Knotenplatten an, welche nur gerade so groß sind, daß sie die erforderliche Zahl der Anschlußniete aufnehmen können (Fig. 225).

Fig. 225.



Je nachdem man nun in jeder Gurtung 1 oder 2 Stehblech beziehungsweise Knotenbleche anordnet, erhält man ebenso wie bei den genieteten Trägern die einfache oder die Kastenform. Letztere ist bei solchen Trägern anzuwenden, welche im Verhältnis zur Spannweite und den Lasten eine geringe Höhe haben, außerdem bei Trägern, welche an sich eine große Seitensteifigkeit besitzen sollen. Die einfache Trägerform zeigen die auf Taf. 26 und 27, die Kastenform die auf Taf. 24 und 25 dargestellten Fachwerke.

Die Knotenplatten sind selbstredend stets so anzuordnen, daß ihre Schwerlinie mit der Kraftebene zusammenfällt, die Stäbe haben sich dann symmetrisch an diese anzuschließen.

* * *

Wir betrachten nunmehr die einzelnen Trägerteile:

a) Gezogene Gurtstäbe.

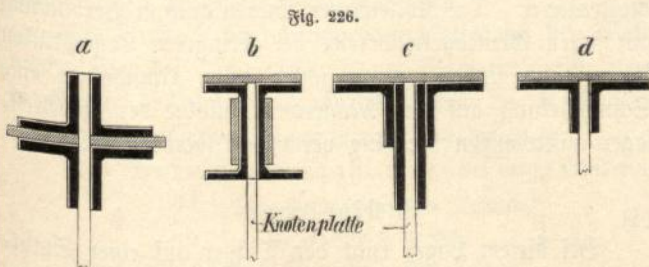
Bei kurzen Entfernungen der Knotenpunkte (etwa bis zu 2 m) und nicht sehr großen Beanspruchungen sind zwei Flachstäbe, welche beiderseits an die Knotenplatten anschließen, zweckmäßig. Bei der Querschnittsberechnung ist jedoch das Loch des Anschlußnietes in Abzug zu bringen (vergl. Kap. 3, S. 45). Bei größeren Entfernungen der Knotenpunkte, wie sie vielfach bei Dachbindern vorkommen, sind die Flachstabe nicht mehr geeignet, weil es nicht möglich ist, sie in der richtigen Spannung einzunieten und gleichmäßig zum Tragen zu bringen (vergl. S. 135). Auch bei großen Beanspruchungen empfiehlt sich die Verwendung von Flachstaben nicht mehr, da die einzelnen Stäbe dann sehr breit werden müssen, während mit Rücksicht auf gleichmäßige Kraftverteilung eine möglichst enge Gruppierung

des Querschnittes um die Schwerlinie angestrebt werden muß. In letzterer Beziehung würde sich Rund Eisen am besten für die gezogenen Stäbe eignen, wenn dem nicht der Mangel genügender Steifigkeit, und die umständlichere Befestigung an den Knotenplatten entgegenstände. Der erstgenannte Nachteil läßt sich durch Anbringung einer der im Kap. 3, S. 49 und 52 beschriebenen Nachschraubvorrichtungen beseitigen, während der letzte Übelstand um so gegenstandsloser wird, je länger der Stab und je geringer die Anzahl der Knotenpunkte ist. Es eignen sich daher Rundstangen mit Nachschraubvorrichtungen für alle gezogenen Stäbe größerer Länge, etwa von 10 m an. Bei Bemessung des Querschnittes ist hierbei auf die Schwächung durch das Schraubengewinde Rücksicht zu nehmen. (Vergl. hierüber S. 49). In allen Fällen, in welchen Flacheisen und Rundstangen nach dem vorhergehenden nicht wohl anwendbar sind, wählt man einen der für die gedrückte Gurtung passenden Querschnitte.

b. Gedrückte Gurtstäbe.

Hier ist sowohl auf die Beanspruchung des Querschnittes bei gleichmäßiger Druckverteilung, als auf genügende Steifigkeit gegen Knicken Rücksicht zu nehmen. In beiden Fällen empfiehlt es sich, die Nietlöcher nicht mit in Rechnung zu ziehen. Zwar wird vielfach bei der Berechnung auf Druck das Nietloch nicht abgezogen in der Annahme, daß der Nietbolzen das Loch vollständig dicht ausfüllt. Es erfordert dies jedoch eine ungemein sorgfältige Kontrolle der Ausführung, auch trifft die Annahme nicht mehr zu, wenn aus irgend einem Grunde statt der Niete Schrauben zur Anwendung kommen. Es kann daher nur empfohlen werden, die Nietlöcher bei den gedrückten Stäben ebenso, wie bei den gezogenen stets voll in Abzug zu bringen.

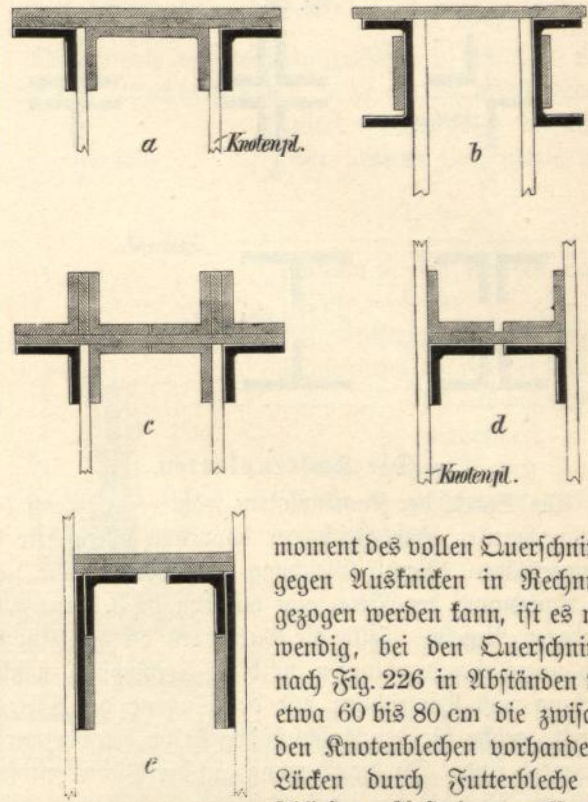
Für geringere Beanspruchungen eignen sich die in Fig. 226 dargestellten einfachen, für größere Beanspruchungen die in Fig. 227 dargestellten kastenförmigen Querschnitte.



Da die Beanspruchungen in den einzelnen Feldern verschieden sind, so ist es wesentlich, die Querschnitte durch aufgelegte Platten verstärken zu können. In welcher Weise dies möglich ist, zeigen die in den Fig. 226 und 227 schraffierten Teile. Hierbei ist, um exzentrischen Wirkungen vor-

zubeugen, darauf zu achten, daß die Schwerlinie des verstärkten Querschnittes thunlichst mit der des unverstärkten Querschnittes zusammenfällt. Damit ferner das Trägheits-

Fig. 227.



moment des vollen Querschnittes gegen Ausknicken in Rechnung gezogen werden kann, ist es notwendig, bei den Querschnitten nach Fig. 226 in Abständen von etwa 60 bis 80 cm die zwischen den Knotenblechen vorhandenen Lücken durch Futterbleche zu schließen. Außerdem müssen die

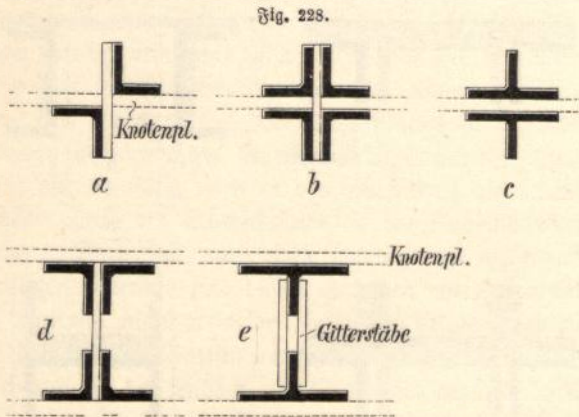
Stehbleche der kastenförmigen Gurte durch (in etwa 80 bis 100 cm Entfernung anzubringende) Verbindungsstege vor Ausbeulungen geschützt werden. (Siehe Taf. 25, Fig. 1.) Bei den Querschnitten der Fig. 227 d und e liegen die Knotenbleche außerhalb der Gurtung. Eine solche Anordnung ermöglicht den Anschluß der Lastträger an die Knotenplatte in beliebiger Höhenlage, wofür der auf Taf. 24 und 25 dargestellte Träger ein Beispiel bietet.

c. Gezogene Netzwerkstäbe.

Wie bereits in § 8 ausgeführt, verwende man thunlichst steife Querschnitte (Winkelleisen) und beschränke die Anwendung von Flacheisen auf kleinere Träger mit kurzen Stablängen. Sind in letzterem Falle die Beanspruchungen gering, so kann man bei flachen Gegendiagonalen, um eine Durchschneidung im Kreuzungspunkt zu vermeiden, ausnahmsweise von der zentrischen Anordnung absehen und sich mit einseitigem Anschluß an das Knotenblech begnügen. Andernfalls bewirke man die Kreuzung mit doppelter Verlaschung.

d. Gedrückte Netzwerkstäbe.

In der Regel genügen die Querschnitte Fig. 228 a und c, bei besonders hohen Beanspruchungen sind Querschnitte nach Fig. 228 b, d und e am Platze.



e. Die Knotenplatten.

Die Stärke der Knotenplatten wähle man gleich dem Nietdurchmesser oder gleich der doppelten Blechstärke der Netzwerkstäbe. (Vergl. Gleichung (4) S. 43.) Die Zahl und Anordnung der Niete folgt aus den im 3. Kap., § 6b gegebenen Regeln. Falls die Gurtungen an dem Knotenblech ungestoßen durchlaufen, wird die Verbindung zwischen Gurtung und Knotenblech mit der Summe der Nietzahl bewirkt, welche für den Anschluß der Stäbe des Netzwerkes notwendig sind. Ist die Gurtung auf der Platte gestoßen, so ist die Nietzahl für jeden Gurtstab in derselben Weise zu ermitteln wie für die Netzwerkstäbe. Die Entfernung der Stöße ergibt sich aus der Walzlänge der Profilleisen. (Vergl. Kap. 1, S. 6.) Ist die Gurtungslinie im Knotenpunkt geknickt (Taf. 25, Fig. 1, Knotenpunkt I), so sind die parallel zur Fachwerkebene laufenden Flacheisen der Gurtungen stets zu stoßen, während die Winkel- und, soweit möglich, auch die \square -Eisen dem Knick entsprechend gebogen werden. Man kann hierbei Winkelleisen und die kleineren \square -Profile warm bis zu einem Winkel von etwa 135° biegen, während die größeren \square -Eisen in der Ebene des Steges nur bis etwa 174° , in der dazu senkrechten Ebene bis 160° aufgebogen werden sollten. Zur Deckung des Flacheisenstoßes genügt in der Regel die Knotenplatte, doch ist es besser eine Decklasche aufzulegen.

Die Winkel- und \square -Eisen kann man auch zwischen zwei Knotenpunkten stoßen, in welchem Falle nach den S. 45 gegebenen Regeln zu verfahren ist. Werden diese Eisen jedoch im Knotenpunkt gestoßen, so genügt eine Decklasche auf den horizontalen Schenkeln, während der Stoß im vertikalen Schenkel genügend durch die Knotenplatte selbst gedeckt wird.

f. Nietung.

Man wähle den Nietdurchmesser d gleich dem Doppelten der mittleren Blechstärke. Da die Gurtungen vielfach größere Stärken haben, als das Netzwerk, so wird man zweckmäßig zwei Nietstärken festsetzen. Mehr als zwei verschiedene Nietstärken bei einer Konstruktion zu verwenden, empfiehlt sich nicht wegen der dadurch erschwerten Ausführung. Die Schenkelbreiten (außen gemessen) der zu verwendenden Profilleisen müssen mindestens $= 2d + 0,5$ (cm) betragen. Die Nietteilung mache man an den Knotenplatten $= 3\frac{1}{2}d$, zwischen den Knotenplatten in den gedrückten Stäben $= 6d$. In den gezogenen Stäben würden mit Rücksicht auf Festigkeit überhaupt keine Niete zwischen den Knotenpunkten erforderlich sein. Man bringt jedoch auch hier behufs leichterer Handhabung bei dem Zusammenbauen und zur Dichtung der Fugen gegen Rostbildung gewöhnlich eine beliebige Zahl von Hefnieten an. Die Niete sind thunlichst gegeneinander zu versetzen, damit die Querschnittschwächung möglichst gering ausfällt, doch müssen die versetzten Niete mindestens um $2\frac{1}{2}d$ voneinander abstehen. Im übrigen beachte man die über Nietungen im 3. Kapitel gegebenen Regeln.

§ 10.

Ripp- und Rollenlager.

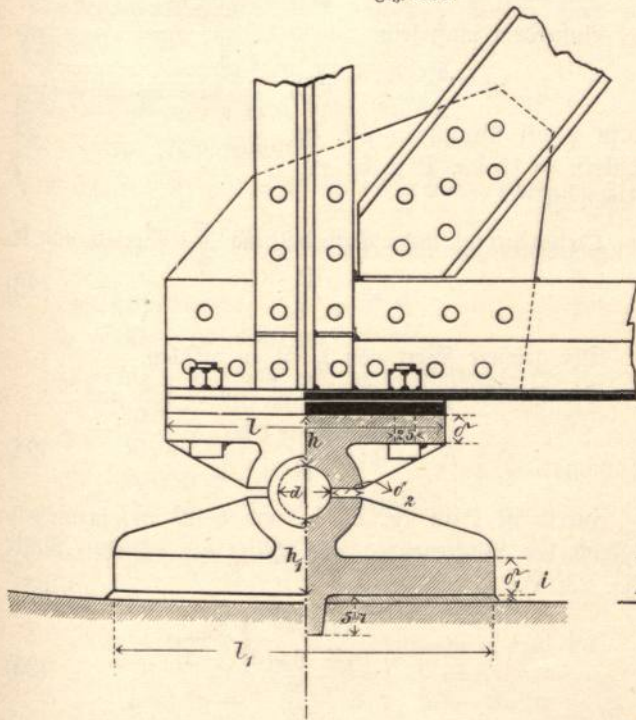
Die im 5. Kap., § 11 beschriebenen Lager sind auch bei den Fachwerkträgern verwendbar, wenn der Auflagerdruck nicht mehr, als etwa 20 Tonnen beträgt. Bei größeren Lagerdrücken eignen sich die einfachen Platten- und Gleitlager nicht mehr, da sich alsdann zu große Plattenstärken ergeben und die Reibung am Gleitlager so bedeutend wird, daß schädliche Beanspruchungen des Fachwerkträgers oder des Mauerwerks entstehen können. In diesen Fällen verwendet man zu den festen Auflagern die sogenannten Ripplager, zu den beweglichen Auflagern die Rollenlager. Die Rollenlager können auch in Verbindung mit festen Gleitlagern bereits bei geringeren Lagerdrücken Anwendung finden, wenn unter allen Umständen eine Schubwirkung auf das Mauerwerk infolge der im Gleitlager auftretenden Reibung vermieden werden soll.

a. Ripplager.

Bei diesem Lager ruht der Träger auf einer Stahlwalze, welche sich zwischen zwei gußeisernen Lagerkörpern befindet und deren seitliche Bewegung durch an die Walze angelegte Spurkränze (Fig. 229) oder durch Führungsleisten der Lagerkörper (Fig. 231) verhindert wird. Der obere Lagerkörper wird mit dem Träger verschraubt, während der untere Lagerkörper die eigentliche Lagerplatte

vorstellt. Die Stahlwalze ermöglicht die ungehinderte Durchbiegung des Trägers. Die Abmessungen der einzelnen Teile des Lagers sind von der Größe des Auflagerdruckes und von der Widerstandsfähigkeit der Unterlage abhängig. Hierbei sind die bei den Lagerplatten der Träger S. 112 und den Säulenfüßen S. 71 als maßgebend angeführten Grundsätze gleichfalls zu beachten. Wir geben nachfolgend die nach der Theorie und nach praktischen Erfahrungen zweckmäßig einzuhaltenden Abmessungen.

Fig. 229 a.



Durchmesser der vier Verbindungsschrauben zwischen dem oberen Lagerkörper und dem Trägerflansch = 2,5 cm.

Die Grundfläche f der unteren Lagerplatte ergibt sich bei Granit = $\frac{P}{30}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{gem, wenn} \\ P \text{ der Auf-} \end{array} \right.$ (13)
 bei Klinkermauerwerk = $\frac{P}{15}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{lagerdruck} \\ \text{in kg} \end{array} \right.$ (14)

Man wähle die Breite b_1 zwischen b und $b + 8$ cm bei Granit, zwischen b und $b + 11$ cm bei Klinkermauerwerk. Dann folgt die Länge der unteren Lagerplatte aus:

$$l_1 = \frac{f}{b_1} \quad (15)$$

Stärke δ_1 der unteren Lagerplatte = 5 cm,

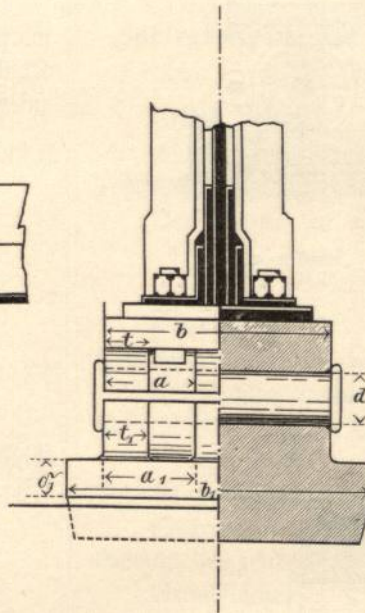
Entfernung a_1 der Rippen höchstens 20 cm bei Granit
 " 30 cm bei Klinkermauerwerk.

Breite t_1 der Rippen = $a/2$
 Höhe h_1 zwischen Lagerfläche und Zapfen:

$$h_1 = \begin{cases} 0,3 l_1 & \text{bei Granit (16)} \\ 0,2 l_1 & \text{bei Klinker-} \\ & \text{mauerwerk (17)} \end{cases}$$

Eine Verankerung der unteren Lagerplatte mit dem Mauerwerk ist überflüssig, eine Verschiebung der Lagerplatte wird wirksamer durch eine oder mehrere angegossene Rippen, welche in den Stein eingelassen werden, verhindert.

Fig. 229 b.



Zwischen den unteren Flanschen des Trägers (gewöhnlich Winkelleisen) und der oberen gußeisernen Lagerplatte ordne man zur Verteilung des Druckes eine 2 cm starke schmiedeeiserne Platte an, welche mit dem Trägerflansch mittels versenkter Niete verbunden wird.

Die Breite b der oberen Lagerplatte und der Walze mache man bei kastenförmigem Gurtquerschnitt gleich der Breite des unteren Trägerflansches, bei einfachem Gurtquerschnitt etwa 10 cm breiter als diesen.

Den Durchmesser der Stahlwalze bestimme man aus:

$$d = \frac{6P}{b} \quad \left(\begin{array}{l} P = \text{Auflagerdruck in Tonnen,} \\ b \text{ und } d \text{ in cm} \end{array} \right) \quad (11)$$

Man wähle jedoch d nicht unter 7 cm.

Länge l der oberen Lagerplatte = $d + 30$ cm (12)

Stärke $\delta = \delta_2$ " " = 4–5 cm

Höhe h " " = d

Entfernung a der Rippen " = höchstens 20 cm

Breite t " " = $a/2$

b. Rollenlager.

Hierbei wird ein Kipplager durch zwei oder mehrere gekuppelte Rollen unterstützt, welche sich auf einer Lagerplatte innerhalb gewisser Grenzen in der Längsrichtung des Trägers bewegen können. Eine seitliche Verschiebung der Rollen wird durch an die Rollen angegossene Spurränze (Fig. 230), oder durch seitlich an die Lagerplatte angegossene Leisten (Fig. 231) verhindert. Die Rollen werden wie die Kippwalzen aus Stahl gefertigt. Ist n die Anzahl, d_1 der Durchmesser, b die Länge der Rollen in cm, P der Auflagerdruck in Tonnen, so erhält man praktisch brauchbare Werte aus:

$$n b d_1 = 35 P \quad (18)$$

Man wähle hierbei d_1 zwischen 10 und 14 cm (bei kleinerem Durchmesser wird die Reibung zu groß), b gleich der Breite der Kipplagerwalze.

Die Abmessungen der oberen Kipp lagerplatte werden ebenso, wie bei dem festen Lager bestimmt. Die Abmessungen der unteren Platte des Kipp lagers (über den Rollen) sind folgendermaßen zu wählen:

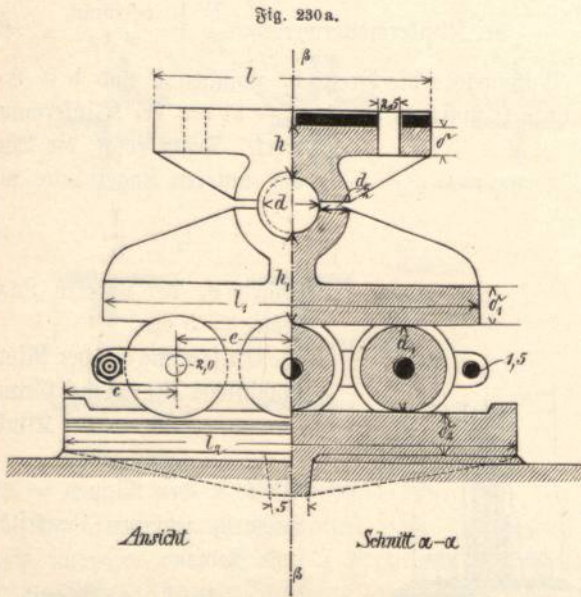
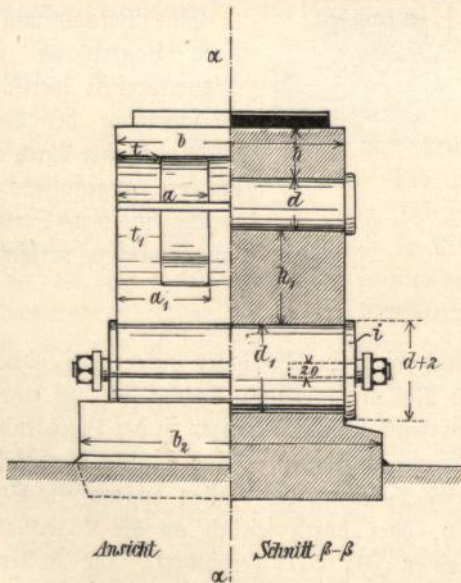


Fig. 230 b.



Ist e die Entfernung der Rollen von einander, so ist die Plattenlänge

$$l_1 \text{ (cm)} = n \cdot e + 4$$

zu nehmen.

e ist = $d_1 + 3$ cm zu bemessen, mithin

$$l_1 = n (d_1 + 3) + 4 \quad (19)$$

Die Stärke h_1 ergibt sich, wenn man den Auflagerdruck auf die untere Fläche gleichmäßig verteilt annimmt, zu:

$$h_1 = 1,7 \sqrt{\frac{P l_1}{b}} \quad \text{Hierin } P \text{ in t, } l_1 \text{ und } b = \text{cm} \quad (20)$$

Die übrigen Abmessungen der unteren Platte sind dieselben, wie die der oberen Platte.

Die Breite b_2 der Fußplatte ist = $b + 10$ cm zu wählen, die Länge l_2 mache man mindestens

$$l_2 = l_1 + 10 \text{ cm} \quad (21)$$

Außerdem muß sein

$$l_2 \cdot b_2 \geq \frac{P}{k} \quad (22)$$

worin k bei Granit = 30, bei Klinkern = 15 kg, P in kg einzusetzen ist.

Hieraus folgt unter Beibehaltung des Wertes von b_2

$$l_2 = \frac{P}{k \cdot b_2} \quad (23)$$

Der größere Wert von l_2 ist zu wählen.

Die Stärke δ_2 der Fußplatte ergibt sich aus:

$$\delta_2 = 0,11 c \sqrt{\frac{P}{b_2 \cdot l_2}} \quad (24)$$

Hierin ist P in kg, b_2 , h_2 und c in cm einzusetzen. Abstand des Plattenendes von Mitte der nächsten Rolle (Fig. 230 a).

$$c = \frac{l_2 - (n - 1) \frac{e}{2}}{2} \quad (25)$$

Beispiel. Der Auflagerdruck P betrage = 30 Tonnen, die Breite des Trägerflansches = 30 cm.

a. Festes Lager.

Walze und obere Platte:

$$b = 30, d = \frac{6 \cdot 30}{30} = 6 \text{ cm, nach Gleichung (11)}$$

dafür 7 cm.

$$l = d + 30 = 37 \text{ cm, nach Gleichung (12)}$$

$$\delta = 4 \text{ cm, } h = 7 \text{ cm, } a = 12 \text{ cm, } t = 6 \text{ cm.}$$

Untere Platte bei Granitunterlage:

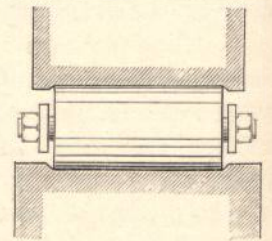
$$b_1 = b = 30 \text{ cm, } f = \frac{30000}{30} = 1000, \text{ n. Gleichung (13)}$$

$$l_1 = \frac{1000}{30} = \text{rund } 34 \text{ cm, nach Gleichung (15)}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm, } a_1 = 12 \text{ cm, } t_1 = 6 \text{ cm}$$

$$h_1 = 0,3 \cdot l_1 = 0,3 \cdot 34 = 10,2, \text{ rund } 11 \text{ cm, n. Gleichung (16)}$$

Fig. 231.



Untere Platte bei Klinkerunterlage:

$$b_1 = b + 10 = 40 \text{ cm, } f = \frac{30000}{15} = 2000$$

$$l_1 = \frac{2000}{40} = 50 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 5 \text{ cm, } a_1 = 12 \text{ cm, } t_1 = 6 \text{ cm}$$

$$h_1 = 0,2 \cdot l_1 = 10 \text{ cm.}$$

b. Bewegliches Lager.

Walze und obere Platte wie beim festen Lager.

Rollen: Für $n = 3$ und $b = 30 \text{ cm}$ wird nach Gleichung (18)

$$3 \cdot 30 \cdot d_1 = 35 \cdot 30.$$

Hieraus $d_1 = 11,6$, dafür 12 cm .

Untere Ripplagerplatte:

$$l_1 = 3(12 + 3) + 4 = 49 \text{ cm, dafür } 50 \text{ cm (Gleichung (19))}$$

$$h_1 = 1,7 \sqrt{\frac{30 \cdot 49}{30}} = 12 \text{ cm, nach Gleichung (20).}$$

Fußplatte:

$$b_2 = 30 + 10 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 50 + 10 = 60 \text{ cm, nach Gleichung (21)}$$

$$\left. \begin{aligned} l_2 &= \frac{30000}{30 \cdot 40} = 25 \text{ cm bei Granit} \\ l_2 &= \frac{30000}{15 \cdot 40} = 50 \text{ cm bei Klinkern} \end{aligned} \right\} n. \text{ Gleichung (22)}$$

mithin ist Klinkerunterlage genügend und $l_2 = 60 \text{ cm}$ zu wählen.

$$\delta_2 = 0,11 c \sqrt{\frac{30000}{40 \cdot 60}}, \text{ nach Gleichung (24)}$$

$$c = \frac{l_2 - (n-1)(d_1 + 3)}{2} = \frac{60 - 2 \cdot 15}{2} = 15, \text{ nach Gleichung (25)}$$

$$\delta_2 = 0,11 \cdot 15 \sqrt{\frac{30000}{40 \cdot 60}} = 5,84, \text{ dafür } 6 \text{ cm.}$$

Auf Taf. 25, Fig. 2 ist ein bewegliches Lager mit zwei Rollen dargestellt, bei welchem an Stelle des Ripp-lagers ein Gleitlager angeordnet ist. Die Breite der Gleit-lagerplatte ist $= t + 10 \text{ cm}$ ($t =$ Breite des Trägerflansches) zu bemessen, die Stärke ergibt sich aus Gleichung (60), S. 112, wenn für l die Entfernung der Rollenmitteln eingesetzt wird. Ein derartiges Lager ist einfacher und erfüllt dieselben Zwecke, wie das Ripplager, wenn die Oberfläche der Gleitlagerplatte stark nach oben gekrümmt ist und die Befestigungsschrauben zwischen oberer Lagerplatte und dem Träger eine genügende wälzende Bewegung zulassen. Nur in diesem Falle ist nämlich eine gleichmäßige Beanspruchung der Rollen zu erwarten.

Man kann das bewegliche Lager noch weiter vereinfachen, wenn man nur eine Rolle anwendet, welche gleichzeitig Rollen- und Ripp-lager in sich vereinigt. Ein derartiges Lager zeigt Fig. 1, Taf. 36. Die Anwendung dieser Konstruktion beschränkt sich auf Träger mit geringeren Lagerdrücken, bei welchen die Unterstüzung so wenig wagh-rechte Widerstandsfähigkeit besitzt, daß der beim Gleitlager durch Reibung auftretende Schub vermieden werden muß. Die Stärke der Lagerplatte ist hierbei in gleicher Weise wie bei dem Gleitlager zu bemessen. Die Dicke der Rolle folgt aus Gleichung (18), wenn n gleich 1 gesetzt wird.

§ 11.

Zahlenbeispiele für die statische Berechnung der Fachwerkträger.

Erstes Beispiel.

Berechnung des auf Taf. 24 und 25 dargestellten Fachwerkträgers.¹⁾

Der Träger hat die Decke und das Dach zu tragen.

a. Belastungsannahmen.

Eigengewicht.

Gewicht der mit rheinischen Schwemmsteinen gewölbten Decke einschließlich Deckenträgern = 100 kg f. d. qm Decke.

Gewicht des mittleren Oberlichtes in der Decke = 30 kg f. d. qm Decke.

Gewicht des Holzzementdaches einschließlich Pfetten und Sparren = 220 kg f. d. qm Grundfläche.

Gewicht des zelt-dachförmigen Oberlichtes = 60 kg f. d. qm Grundfläche.

Gewicht des Binders im ganzen = 4000 kg, für den

$$\text{Knotenpunkt} = \frac{4000}{16} = 250 \text{ kg.}$$

Zufällige Last.

Belastung des Daches durch Schnee = 75 kg f. d. qm Grundfläche.

Belastung des Daches durch Wind = $120 \cdot \sin(\alpha + 10) = 120 \cdot 0,22 = 27 \text{ kg f. d. qm}$ Dachfläche rechtwinklich zur letzteren. — Der Einfachheit halber wird der Winddruck lotrecht zur Dachfläche angenommen, ebenso wird auf die steilere Form der zelt-dachförmigen Oberlichter keine Rücksicht genommen, vielmehr Wind- und Schneelast gleichmäßig über die ganze Dachfläche verteilt gerechnet. Diese Annahme ist zulässig, da der Winddruck im Verhältnis zum Eigengewicht sehr gering ist und der Minderbetrag des Windes über den Oberlichtern durch den Mehrbetrag

1) Ausgeführt über den Wartesälen des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Halle a. S.

der Schneelast, welche bei der Steilheit der Oberlichter außer acht bleiben könnte, ausgeglichen wird. —

Belastung der Decke (mit Ausnahme des inneren Oberlichtes) durch Arbeiter = 50 kg f. d. qm.

Demnach ergeben sich bei der Binderentfernung von 8 m für die einzelnen Knotenpunkte die aus nachstehender Tabelle ersichtlichen Belastungen:

Lastanteil aus:	Knotenpunkt							Summen
	1	2	3	4	5	6	7	
Eigengewicht der Decke kg	—	—	—	1520	1500	750	—	3770
„ des mittleren Oberlichtes . . .	—	—	—	—	—	670	—	670
„ des Daches	4400	2380	—	—	—	—	—	6780
„ des äußeren Oberlichtes . . .	—	1890	—	—	—	—	—	1890
„ des Binders	250	250	250	250	250	250	250	1750
Summe der ständigen Last	4650	4520	250	1770	1750	1670	250	14 860
Belastung durch Schnee	1500	3180	—	—	—	—	—	4680
„ „ Wind	540	1140	—	—	—	—	—	1680
„ „ Arbeiter	—	—	—	760	750	380	—	1890
Summe der zufälligen Last	2040	4320	—	760	750	380	—	8250
Gesamtlast	6690	8840	250	2530	2500	2050	250	23 110

Die Lasten des Knotenpunktes 0 bringen, da sie lotrecht gerichtet sind, keine Einwirkung auf den Träger hervor und sind daher außer acht zu lassen. Die volle Belastung zeigt nebenstehende Fig. 232, die einseitige Belastung Fig. 233.

b. Ermittlung der Stützdrucke.

Bei voller Belastung sind die Stützdrucke gleich groß, demnach:

$$A = B = 23\,110 \text{ kg.}$$

Bei einseitiger Belastung erhalten wir aus der Momentengleichung für Drehpunkt B

$$A = \frac{6690 \cdot 14,92 + 8840 \cdot 12,22 + 250 \cdot 9,89 + 2530 \cdot 15,25 + 2500 \cdot 13,40 + 2050 \cdot 11,52 + 250 \cdot 9,66 + 250 \cdot 7,56 + 1670 \cdot 5,70 + 1750 \cdot 3,82 + 1770 \cdot 1,97 + 4650 \cdot 2,3 + 4520 \cdot 5,0 + 250 \cdot 7,33}{17,92 \text{ (ganze Spannweite)}}$$

Hieraus $A = 21\,200$

$$B = 23\,110 + 14\,860 - 21\,200 = 16\,770.$$

c. Spannungen der Gurtungen (nach Ritters Methode).

Die größten Gurtspannungen entstehen nur bei voller Belastung.

Stab 0-1.

Wir trennen den Knotenpunkt 0 mittels des Schnittes $\alpha-\alpha$ ab (Fig. 232), dann wirken auf den abgetrennten Teil die Auflagerkraft A und die unbekanntes Stabkräfte 0-1 und 0-4. Momentengleichung auf Drehpunkt 4

$$+ 23\,110 \cdot 1,97 + (0-1) 1,04 + (0-4) 0 = 0.$$

(Beide Momente von A und 0-1 drehen nach rechts um Punkt 4, werden mithin mit + angesetzt.)

Hieraus

$$(0-1) = - \frac{23\,110 \cdot 1,97}{1,04} = - 43\,800 \text{ kg, also Druck.}$$

Stab 0-4, Drehpunkt 1.

$$23\,110 \cdot 2,3 - (0-4) 1,71 = 0,$$

da das Moment von A nach rechts, das Moment von 0-4 nach links um Punkt 1 dreht. Demnach

$$(0-4) = \frac{23\,110 \cdot 2,3}{1,71} = + 31\,200 \text{ kg, also Zug.}$$

Stab 6-7, Schnitt $\delta-\delta$. Drehpunkt 3 (links).

$$+ 23\,110 \cdot 7,33 - 6690 \cdot 5,03 - 8840 \cdot 2,33 - 2530 \cdot 5,36 - 2500 \cdot 3,51 - 2050 \cdot 1,63 - (6-7) 1,26 = 0$$

$$\text{Spannung (6-7)} = + 71\,000, \text{ also Zug.}$$

Stab 3-3, Schnitt $\beta-\beta$. Drehpunkt 7 (rechts).

Die eine der beiden Gegendiagonalen hat man sich wegzudenken.

$$+ 23\,110 \cdot 9,43 - 6690 \cdot 7,13 - 8840 \cdot 4,43 - 250 \cdot 2,10 - 2530 \cdot 7,46 - 2500 \cdot 5,61 - 2050 \cdot 3,73 - 250 \cdot 1,87 + (3-3) 1,25 = 0.$$

$$\text{Hieraus Spannung (3-3)} = - 71\,600 \text{ kg, also Druck.}$$

Stab 7-7, Drehpunkt 3 (links).

$$+ 23\,110 \cdot 7,33 - 6690 \cdot 5,03 - 8840 \cdot 2,33 - 2530 \cdot 5,36 - 2500 \cdot 3,51 - 2050 \cdot 1,63 + 250 \cdot 0,23 - (7-7) 1,25 = 0$$

$$\text{Spannung (7-7)} = + 71\,600, \text{ also Zug.}$$

Die Druckspannung des Stabes 3-3 muß gleich der Zugspannung des Stabes 7-7 sein, da die Spannung der Diagonalen des Mittelfeldes bei gleichmäßiger Belastung 0 ist und demnach die Spannungen (3-3) und (7-7) die einzigen an dem System wirkenden Horizontalkräfte darstellen. —

In gleicher Weise bestimmen sich die Spannungen der ibrigen Gurtstäbe.

d. Spannungen des Netzwerkes.

Die Spannung eines Stabes erreicht dann den größten Wert, wenn nur der auf der einen Seite des Netzstabes

und der Querschnittsberechnung den ungünstigsten Wert zu Grunde zu legen.

Stab 1-4, Schnitt $\gamma\text{-}\gamma$ (Fig. 217), Drehpunkt x.

a) für volle Belastung:

$$+ 23110 \cdot 0,23 - (1-4) 1,65 = 0$$

$$\text{Spannung (1-4)} = + 3200 \text{ kg (Zug).}$$

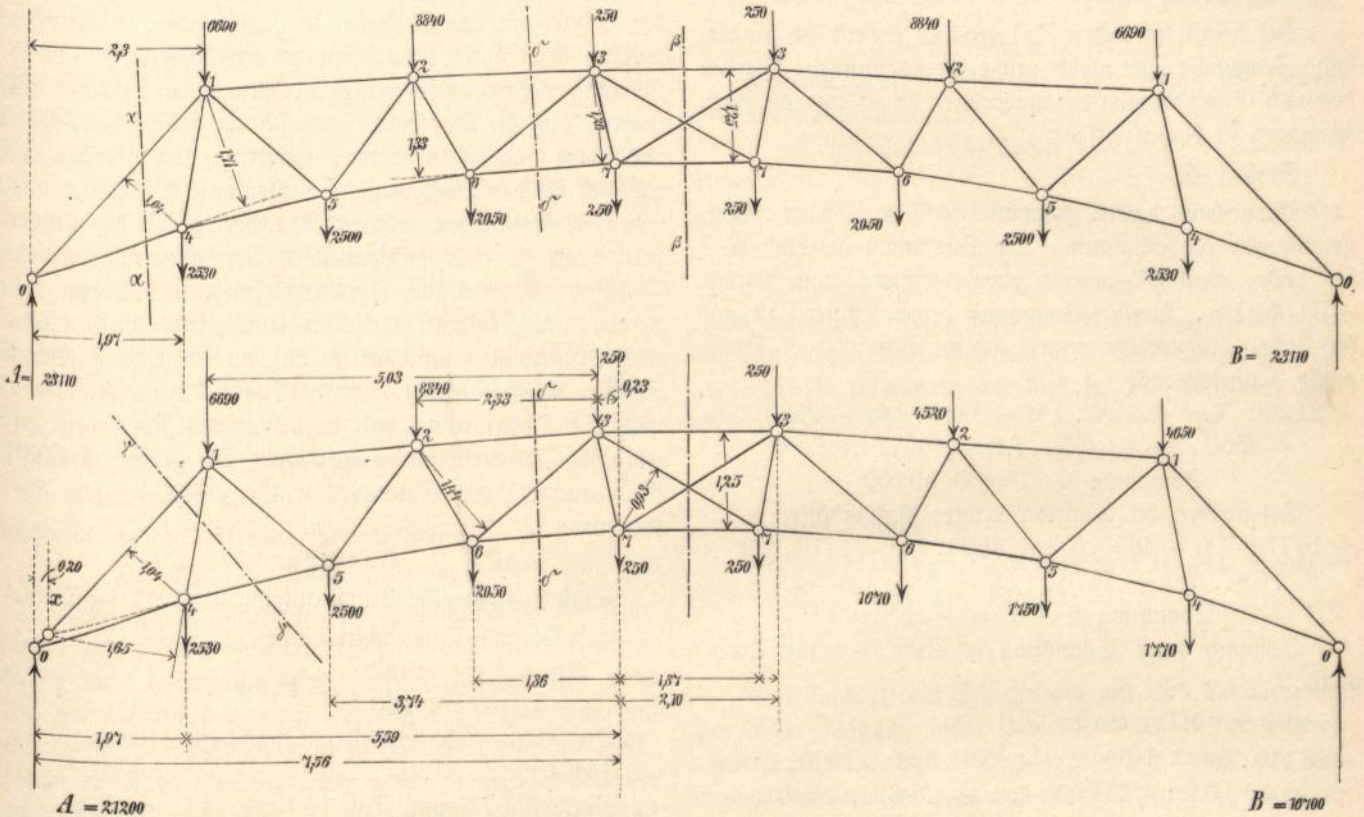
b) für linksseitige Belastung:

In diesem Falle ist wie oben berechnet $A = 21200$, mithin:

$$+ 21200 \cdot 0,20 - (1-4) 1,65 = 0$$

$$\text{Spannung (1-4)} = + 2570 \text{ kg (Zug).}$$

Fig. 232 und 233.



belegene Trägerteil belastet wird, während der andere unbelastet bleibt. Es würde dies für jeden Netzstab eine andere Belastung und damit eine neue Berechnung der Auflagedrucke bedingen. In vorliegenden und ähnlichen Beispielen genügt es jedoch, wenn für alle Netzstäbe die ganze eine Trägerhälfte belastet, die andere unbelastet angenommen wird. Man hat dann die Spannung des Netzstabes zu ermitteln:

- a) für volle Belastung,
- b) für linksseitige Halbbelastung,
- c) für rechtsseitige " "

c) für rechtsseitige Belastung:

$$A = 16770, \text{ mithin } + 16770 \cdot 0,20 - (1-4) 1,65 = 0$$

$$\text{Spannung (1-4)} = + 2030 \text{ kg (Zug).}$$

Der Querschnitt ist somit nach der bei voller Belastung eintretenden größten Zugspannung = 3200 kg zu bestimmen.

Stab 3-7 (Diagonale), Schnitt $\beta\text{-}\beta$.

Die Gurtungen laufen hier parallel, der Schnittpunkt liegt mithin im Unendlichen. In diesem, wie in den Fällen, in welchen der Schnittpunkt außerhalb der Zeichnung liegt,

bestimmt man erst einen der Gurtstäbe. — Bei voller Belastung war die Spannung (7-7) = — (3-3), demnach Spannung in Stab 3-7 = 0.

Bei einseitiger Belastung folgt die Spannung von 3—3 für Drehpunkt 7 (rechts) aus:

$$+ 21200 \cdot 9,43 - 6690 \cdot 7,13 - 8840 \cdot 4,43 - 250 \cdot 2,1 - 2530 \cdot 7,46 - 2500 \cdot 5,61 - 2050 \cdot 3,73 - 250 \cdot 1,87 + (3-3) 1,25 = 0.$$

Hieraus Spannung (3-3) = — 57300 kg (Druck).

Nunmehr bestimmt sich die Spannung der Diagonale für Drehpunkt 7 (links)

$$+ 21200 \cdot 7,56 - 6690 \cdot 5,26 - 8840 \cdot 2,56 - 250 \cdot 0,23 - 2530 \cdot 5,59 - 2500 \cdot 3,74 - 2050 \cdot 1,86 - 57300 \cdot 1,25 + (3-4) 0,93 = 0$$

Spannung (3-4) = — 3500 kg, also Druck.

Bei belasteter rechter Trägerhälfte ergibt sich für dieselbe Diagonale eine gleich große Zugspannung. Werden demnach Gegen diagonalen angeordnet, so ist nur die Zugspannung zu berücksichtigen.

Stab 3-6.

Man hat wieder zunächst eine der beiden Gurtspannungen zu bestimmen. Die Spannung in Stab 6-7 bei voller Last ist bereits oben bestimmt und beträgt + 71000 kg. Dieselbe Spannung bei einseitiger Last auf der linken Trägerhälfte ergibt sich für Schnitt d-d, Drehpunkt 3 (links) aus:

$$+ 21200 \cdot 7,33 - 6690 \cdot 5,03 - 8840 \cdot 2,33 - 2530 \cdot 5,36 - 2500 \cdot 3,51 - 2050 \cdot 1,63 - (6-7) 1,26 = 0$$

Spannung (6-7) = + 59700.

Desgleichen bei belasteter rechter Trägerhälfte:

$$+ 16770 \cdot 7,33 - 4650 \cdot 5,03 - 4520 \cdot 2,33 - 1770 \cdot 5,36 - 1750 \cdot 3,51 - 1670 \cdot 1,63 - (6-7) 1,26 = 0$$

Spannung (6-7) = + 55800.

Demnach folgt Spannung in Stab 3-6 für Drehpunkt 2:

a) bei voller Last:

$$+ 23110 \cdot 5,0 - 6890 \cdot 2,7 - 2530 \cdot 3,03 - 2500 \cdot 1,18 + 2050 \cdot 0,70 - 71000 \cdot 1,33 - (3-6) 1,44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 4300 kg, also Druck.

b) bei linksseitiger Last:

$$+ 21200 \cdot 5,0 - 6690 \cdot 2,7 - 2530 \cdot 3,03 - 2500 \cdot 1,18 + 2050 \cdot 0,7 - 59700 \cdot 1,33 - (3-6) 1,44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 500 kg, also Druck.

c) bei rechtsseitiger Last:

$$+ 16770 \cdot 5,0 - 4650 \cdot 2,7 - 1770 \cdot 3,03 - 1750 \cdot 1,18 + 1670 \cdot 0,7 - 55800 \cdot 1,33 - (3-6) 1,44 = 0$$

Spannung (3-6) = — 6300 kg, also Druck.

Die ungünstigste Beanspruchung findet demnach bei einseitiger Belastung der entgegengesetzten Trägerhälfte statt.

Man erkennt aus vorstehenden Ermittlungen, daß der Einfluß der einseitigen Belastung auf die Reststäbe um so größer wird, je näher sich der Stab der Trägermitte befindet. —

Ferner wird ein Vergleich mit den weiter unten folgenden Beispielen zeigen, wieviel einfacher und übersichtlicher bei derartig umfangreichen Aufgaben die graphische Methode ist.

e. Querschnittsbestimmung.

Mit Rücksicht auf die großen Beanspruchungen, welchen die einzelnen Stäbe infolge der im Verhältnis zur Spannweite geringen Trägerhöhe ($1/13,5$) ausgesetzt sind, wurde eine kastenförmige Form der Gurtungen mit doppelten Knotenblechen gewählt. Da ferner der seitliche Anschluß der Pfetten an den Obergurt in verschiedenen Höhenlagen möglich sein mußte, so schien es zweckmäßig, die obere Gurtung derart ohne seitlich vorspringende Teile zu gestalten, daß die Knotenbleche außen in beliebiger Gestalt und Lage angebracht werden konnten. Infolgedessen ergab sich für den Obergurt eine Kastenform mit nach innen liegenden Winkelleisen, während das Gerippe für den Untergurt durch zwei in entsprechenden Abständen angeordnete \square -Eisen gebildet wird. Die Verstärkungen des Obergurtes werden durch Deckplatten, die des Untergurtes durch untergelegte Gurtplatten und seitlich auf die Stege der \square -Eisen gemietete Platten erzielt. Gegen Ausknicken ist das Stehblech des Obergurtes durch in bestimmten Abständen angebrachte Querversteifungen geschützt. Die größte zulässige Beanspruchung des Materiales wurde zu 900 kg/qcm angenommen.

1. Gurtungen.

Stab 0-1. Größte Beanspruchung = 43800 kg Druck.

Erforderliche Querschnittsfläche:

$$f = \frac{43800}{900} = 48,7 \text{ qcm.}$$

Die Fläche des gewählten Querschnittes beträgt:

2 Stehbleche 2 . 20 . 0,9	= 36
2 Winkel Nr. 7 $\frac{1}{2}$ nach Tab. 13 = 2 . 14,1	= 28,2
Summe	64,2

Abzug für 2 Nietlöcher = 2 . 2 . 1,9	= 7,6
Rest	56,6 qcm

mithin genügend.

Erforderliches Trägheitsmoment gegen Knicken:

$$J = 2,5 \cdot 43,8 \cdot 3,45^2 = \text{rund } 1300.$$

Vorhandenes kleinstes Trägheitsmoment:

$$J_y \text{ überschläglich} = \frac{12,5 (20^3 - 18,2^3) + 5,5 (20^3 - 16,2^3)}{12} = 3760$$

$$J_x \text{ der Stege} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 20^3}{12} = 1200,$$

mithin mit den Winkeln zusammen jedenfalls ausreichend.

Stab 7-7. Größte Beanspruchung = 71 600 kg Zug.

Erforderliche Querschnittsfläche:

$$f = \frac{71600}{900} = \text{rund } 80 \text{ qcm.}$$

Fläche des gewählten Querschnittes:

2 \square -Eisen Nr. 18 nach Tab. 12 = 2 . 28	= 56,0
2 Stehbleche 2 . 13,5 . 0,8	= 21,0
1 Gurtplatte 36,4 . 0,8	= 29,1
Summe	106,1
Abzug für 4 Nietlöcher 2 . 2 . 1,9 + 2 . 2 . 1,6	= 14,0
Rest	92,1 qcm

mithin reichlich.

Stab 3-3. Größte Beanspruchung = 71 600 kg Druck.

Erforderliche Querschnittsfläche wie bei Stab 7-7 = 80 qcm.

Die Beanspruchung auf Knicken ist bei den End- und Mittelbindern verschieden. Bei den Endbindern werden die Knotenpunkte 3-3 durch die Pfetten der Endfelder am Ausknicken in der zur Trägerebene rechtwinklichen Richtung verhindert, dies ist jedoch nicht der Fall bei den Mittelbindern, bei welchen eine Verbindung zwischen dem Dach und den Knotenpunkten 3-3 nicht vorhanden ist. Hier liegt also der S. 134 angeführte Fall vor, bei welchem in die Knickformel für l nicht der Abstand der nächsten Knotenpunkte, sondern der Abstand der nächstliegenden seitlich geführten Knotenpunkte einzuführen ist. Mithin ist l nicht = 2,33 m, sondern = 6,99 m einzusetzen. Demnach erforderlich für die wagerechte Schwerachse

$$J = 2,5 \cdot 71,6 \cdot 6,99^2 = 8750,$$

während für die senkrechte Schwerachse

$$J = 2,5 \cdot 71,6 \cdot 2,33^2 = 980 \text{ ausreicht.}$$

Der auf Taf. 25 dargestellte Querschnitt für den Endbinder genügt (wie die Berechnung, welche hier der Kürze halber nicht ausgeführt wird, ergibt) insofgedessen nicht für den Mittelbinder. Bei letzterem sind daher, um das erforderliche Trägheitsmoment zu erzielen, die beiden Stehbleche durch zwei seitlich nach außen angenietete Winkel zu versteifen, welche über die Knotenbleche der Punkte 3-3 mittels Verkämpfung hinweggeführt werden und an den Knotenblechen der Punkte 2-2 stumpf anstoßend endigen können. (Siehe Taf. 24, Fig. 1.)

2. Reststäbe.

Stab 1-4. Größte Beanspruchung = 3200 kg Zug.

Da der Stab bei keiner Belastungsweise Druck zu erleiden hat, so werden zwei Flacheisen gewählt.

Erforderlich:

$$f = \frac{3200}{900} = 3,6 \text{ qcm.}$$

Vorhanden = 2 . 6 . 1 = 12

Nietabzug 2 . 1 = 2

Rest 10 qcm.

Es würden bereits kleinste Flacheisen von 50 . 7 mm genügt haben.

Zahl der Anschlußniete:

Da die Niete einschnittig, so ist nach Gleichung (1), Kap. 3 für jedes der beiden Flacheisen die Nietzahl

$$n = \frac{2 \cdot 1,6}{2 \cdot 2} = 1.$$

Gewählt wurden zwei Niete.

Stab 3-6. Größte Spannung = 6300 kg Druck.

Erforderlich:

$$f = \frac{6300}{900} = 7 \text{ qcm.}$$

$$J = 2,5 \cdot 6,5 \cdot 2,14^2 = 75.$$

Gewählt zwei \square -Eisen Nr. 12/6, welche mit Bitterwerk verbunden werden.

f nach Tab. 16 b Spalte 5 = 2 . 17 = 34 qcm

Kleinste J " " " " 10 = 2 . 43,2 = 86,4
mithin genügend. (Der Nietabzug kann, als unmittelbar in der neutralen Achse liegend, vernachlässigt werden.)

In gleicher Weise werden die Querschnitte der übrigen Stäbe bestimmt. Man stellt hierbei die Beanspruchungen und Querschnittswerte der einzelnen Stäbe zweckmäßig in einer Tabelle zusammen, wie dies bei dem folgenden Beispiele geschehen ist.

* * *

Zweites Beispiel.

Fachwerkträger (Dachbinder) eines französischen Dachstuhles. Taf. 22.

a. Belastungen.

Das Dach ist ein Schieferdach mit 45° Dachneigung. Bei dieser Neigung möge Einfachheit halber der Schneedruck außer Betracht bleiben.¹⁾ Es ist daher nur das Eigengewicht, als ständige, und der Winddruck, als zufällige Last, zu berücksichtigen.

Eigengewicht von 1 qm Dachfläche (einschließlich Schalung, Sparren und Pfetten) = 80 kg; Eigengewicht des Binders = 15 kg f. d. qm Grundfläche; Winddruck rechtwinklich zur Dachfläche nach Tabelle 5c = 99 kg f. d. qm

1) Soll Schneedruck berücksichtigt werden, so ergeben sich für volle Schneelast (75 kg/qm = 2,475 . 5 . 75 = 928, dafür rund 1000 kg) die Stabspannungen zu $\frac{1000}{1600}$ der für ständige Last ermittelten. Das Zeichnen des Kräfteplanes für halbseitige Schneebelastung hat alsdann in ähnlicher Weise, wie bei dem dritten Beispiel zu erfolgen.

Dachfläche. Binderentfernung = 5,0 m. Wüthjn Knotenbelastung:

$$\text{aus Dachgewicht} = 3,5 \cdot 5,0 \cdot 80 = 1400 \text{ kg}$$

$$\text{aus Bindergewicht} = 2,475 \cdot 5,0 \cdot 15 = 186 \text{ "}$$

$$\text{aus ständiger Last} = 1586, \text{ dafür rund } 1600 \text{ kg,}$$

$$\text{aus Winddruck} = 3,5 \cdot 5,0 \cdot 99 = 1730, \text{ dafür rund } 1800 \text{ kg.}$$

Auf jedes Auflager entfällt nur die halbe Knotenpunktslast = 800 bez. 900 kg.

Die Lastverteilung bei ständiger Last ist aus Fig. 1, Taf. 22, diejenige bei zufälliger Last aus Fig. 3 ersichtlich.

b. Stabspannungen.

Die Stabspannungen sind durch Zeichnen der Kräftepläne ermittelt worden und zwar stellt Fig. 2 den Kräfteplan für Eigengewicht, Fig. 4 den Kräfteplan für Winddruck mit festem Auflager auf der Windseite, Fig. 5 den Kräfteplan für Winddruck mit beweglichem Auflager auf der Windseite dar.

Kräfteplan Fig. 2.

Die Knotenpunktslasten $P_1, P_2 \dots P_8$ sind der Reihe nach (links beginnend) im Maßstabe von 1 cm = 2 Tonnen untereinander getragen. Dieselben bilden mit den Auflagerkräften A, B, welche hier der Symmetrie der Belastung halber gleich sind, das zu einer lotrechten Linie zusammengerückte Kräftepolygon der äußeren Kräfte, welches zur besseren Übersicht hier und in den folgenden Kräfteplänen mit starken Doppelstrichen ausgezogen ist.

Wir beginnen nun das Zeichnen des Kräfteplanes mit **Knotenpunkt 0**. Hier treffen zusammen die äußeren Kräfte A, P_0 und die inneren Stabspannungen 1 und 9. Das entsprechende Kräftepolygon ist in Fig. 2 = A, P_0 , 1, 9. Die Reihenfolge der Kräfte ergibt sich aus Fig. 1, wenn man mit der bekannten am weitesten nach links liegenden Kraft A beginnend im Sinne der Drehung eines Uhrzeigers fortschreitet, wie es der gebogene Pfeil andeutet. Man trifft zuerst die Kraft P_0 , dann die Stabkraft 1 und zuletzt 9. Die Pfeilrichtung für die Stabspannungen ergibt sich unmittelbar, wenn man das Kräftepolygon A, P_0 , 1, 9 in Fig. 2 nachfährt. Die nach dem Knotenpunkt gerichtete Pfeilrichtung bedeutet Druck, die entgegengesetzte Zug.

Knotenpunkt I:

Bekannt die Stabkraft 1 (Druck, also Pfeil nach dem Knotenpunkt I hin gerichtet) und die äußere Kraft P_1 ; unbekannt die Stabkräfte 2 und 14.

Kräftepolygon in Fig. 2 = 1, P_1 , 2, 14.

Die Stabkraft 2 ergibt sich durch Messen mit dem Kräftemaßstab = 11700 kg Druck, die Stabkraft 14 = 1200 kg, gleichfalls Druck.

Knotenpunkt IX.

Bekannt: Stabkräfte 9 und 14, unbekannt 20 und 10. Kräftepolygon in Fig. 2 = 9-14-20-10.

Knotenpunkt II.

Bekannt: Äußere Kraft P_2 , Stabkraft 2 und 20; unbekannt die Stabkräfte 3, 21, 15. Das Polygon läßt sich nur bei zwei unbekanntem Kräften zeichnen, demnach nicht für diesen Punkt, bei welchem drei Kräfte unbekannt sind. Man bestimmt hier in der auf S. 128 bereits besprochenen Weise zunächst die Stabspannung 11, indem man sich die Stäbe 14, 20, 21, 16 hinweg und die Lasten P_1 und P_3 durch die gesonderten Träger 0-II-IX, beziehungsweise II-IV-XI auf die Nachbarnotenpunkte 0-II und II-IV übertragen denkt. Diese Lastverteilung ist im Kräfteplan Fig. 2 durch die Teilpunkte α und β bezeichnet.

Zieht man nun durch diese Punkte die punktierten Parallelen zu den Sparren, so kann man sofort für Knotenpunkt X (in Punkt 0 beginnend) das Kräftepolygon 10-15-22-11 zeichnen, indem Stabkraft 15 durch die beiden punktierten Parallellinien begrenzt und festgelegt wird.¹⁾

Nachdem so die Spannung in Stab 11 bestimmt ist, macht die Vollendung des Kräfteplanes keine Schwierigkeit mehr.²⁾

Es ergibt sich für Knotenpunkt

II in Fig. 2	das Kräftepolygon	15-20-2- P_2 -3-21;
III "	" "	3- P_3 -4-16;
XI "	" "	22-21-16-23;
IV "	" "	23-4- P_4 -5-24.

Da die Lasten symmetrisch verteilt sind, wird der Kräfteplan für die rechte Trägerhälfte genau das Spiegelbild der linken Trägerhälfte.

Nach der auf S. 128 angegebenen Regel müssen die Spannungsstrahlen des Untergurtes sämtlich von Punkt 0 des Kräfteplanes ausgehen, da in diesem Punkt die beiden benachbarten Lasten A und B zusammentreffen. Die Spannungsstrahlen der Stäbe des Obergurtes treffen gleichfalls stets in den Trennungspunkt der beiden benachbarten Knotenlasten. Die Strahlen der Spannungen der Netz-

1) Eine noch bessere Übersicht gewährt es, wenn der Kräfteplan für den einfachen Binder (ohne die Stäbe 14, 20, 21, 16) vollständig gezeichnet wird. Man kann dann für die kleinen Zwischenträger 0-I-II-IX; II-III-IV-XI einen gesonderten Kräfteplan zeichnen und erhält dieselben Ergebnisse wie bei dem vereinigten Kräfteplan Fig. 2, wenn man die Spannungen der beiden Sonderkräftepläne zusammenzählt.

2) Man konnte auch die Stabspannung 11 nach der Momentenmethode durch Rechnung ermitteln.

Für Schnitt a-b und Drehpunkt IV ist:

$$+5600 \cdot 9,9 - 2,475 \cdot 1600 (3 + 2 + 1) - (11) \cdot 7,2 = 0.$$

Hieraus Spannung (11) = +4400 kg, also Zug.

stäbe werden zwischen den Gurtstrahlen gezogen. Die Beachtung dieser Regel erleichtert außerordentlich die Zeichnung und Prüfung der Kräftepläne.

Kräfteplan für Winddruck Fig. 4, Taf. 22.

Die Windlasten bilden die Linie $w_0 - w_4$. Die Mittelkraft ist, da die Windlasten parallel gerichtet sind, gleich der Summe der Kräfte w_0 bis w_4 . Die Richtung der Mittelkraft fällt (in Fig. 3) wegen der symmetrischen Lastanordnung mit der Richtung von w_2 zusammen. Das Zeichnen des Seilpolygons (vergl. S. 124) ist also hier zur Ermittlung der Stützdrucke A und B nicht erforderlich. Wird in A zunächst das feste Lager angenommen, in B das bewegliche, so kann der letztere Lagerpunkt nur senkrecht Gegenkräfte leisten. Zeichnet man diesen senkrechten Gegendruck in Punkt B (Fig. 3), so giebt die Verbindungslinie A-y ($y =$ Schnittpunkt zwischen B_1 und R) die Richtung des Lagerdruckes A_1 im festen Lager an. Zieht man dann zu A_1 und B_1 die entsprechenden parallelen Linien im Kräftepolygon (Fig. 4), so erhält man die Auflagerdrucke A_1 und B_1 auch der Größe nach. Das Kräftepolygon der äußeren Kräfte $w_0 - w_1 - w_2 - w_3 - w_4 - B_1 - A_1$ ist

hiermit festgelegt. Das Zeichnen des Kräfteplanes für die Stabspannungen erfolgt in gleicher Weise wie in Fig. 2.

Kräfteplan für Winddruck Fig. 5, Taf. 22.

Hier wird das feste Lager in B, das bewegliche in A angenommen. Man hat daher die Senkrechte A_2 in Punkt A zu ziehen, um die Richtungslinie x-B für B_2 zu erhalten. A_2 und B_2 im Kräfteplan Fig. 5 sind dann parallel zu diesen Richtungen zu ziehen.

c. Querschnittsbestimmung.

Nachdem die Stabspannungen für die verschiedenen Belastungsweisen durch Zeichnen der entsprechenden Kräftepläne gefunden sind, werden sämtliche Spannungen zweckmäßig in einer Tabelle zusammengestellt, wobei sich dann leicht erkennen läßt, welche Lasten zusammenwirken müssen, damit die ungünstigste Druck- bez. Zugspannung eines Stabes hervorgebracht werde.

In derselben Tabelle empfiehlt sich dann gleichzeitig Eintragung der erforderlichen und gewählten Querschnittswerte, sowie der Zahl der erforderlichen und vorhandenen Anschlußniete. Wir geben nachstehend die Tabelle für das vorstehend berechnete Beispiel:

Nr. des Stabes	Spannung in Tonnen aus				Größte Stabspannung			Erforderliche Querschnittswerte				Vorhandene Querschnittswerte					
	Winddruck Kräfteplan 4		Winddruck Kräfteplan 5		Summe der Spalten	Zug	Druck	Fläche f gem	Trägheitsmoment J cm ⁴	Nietdurchmesser em	Zahl der Anschlußniete n	Form der Querschnittsfläche	Flughöhe f gem	Steifstes Trägheitsmoment J cm ⁴	Nietdurchmesser em	Zahl der Anschlußniete n	
	max	min	max	min													Tonnen
a) Obergurt.																	
1/8	-12,8	-5,8	-8,4	-1,3	-3,9	2, 4	-	21,2	23,6	650	2	6	∟ 2 Winkel 12,12.1,1	46,0	680	2	-
2/7	-11,7	-5,8	-8,4	-1,3	-3,9	"	-	20,1	22,4	616	"	-	"	"	"	"	-
3/6	-10,6	-5,8	-8,4	-1,3	-3,9	"	-	19,0	21,1	582	"	-	"	"	"	"	-
4/5	-9,5	-5,8	-8,4	-1,3	-3,9	"	-	17,9	19,9	548	"	5	"	"	"	"	-
b) Untergurt.																	
9/18	+9,7	+11,2	+4,4	+2,3	-4,6	2, 3	20,9	-	26,9	-	"	7	2 Flacheisen 13,5.1,2	27,6	-	"	7
10/12	+8,3	+8,9	+4,4	0	-4,6	"	17,2	-	19,1	-	"	5	2 " 12.1	20,0	-	"	5
11	+4,4	+3,5	+3,5	-3,6	-3,6	"	7,9	-	8,8	-	"	2	2 " 7.0,9	9,0	-	"	2
c) Kehrwert.																	
14/19	-1,1	0	-1,9	0	-1,9	2, 4	-	3,0	3,4	20	"	1	∟ 6 1/2 . 6 1/2 . 0,7	17,2	66,8	"	2
15/18	-2,2	0	-3,7	0	-3,7	"	-	5,9	6,6	158	"	2	∟ 8.8.1	26,0	175	"	2
16/17	-1,1	0	-1,9	0	-1,9	"	-	3,0	3,4	20	"	1	∟ 6 1/2 . 6 1/2 . 0,7	17,2	66,8	"	2
20/27	+1,4	+2,2	0	+2,2	0	2, 3	3,6	-	4,0	-	"	1	= 2 Flacheisen 5.0,7	4,2	-	"	2
21/26	+1,4	+2,2	0	+2,2	0	"	3,6	-	4,0	-	"	1	"	"	-	"	2
22/25	+4,9	+6,2	+1,8	+2,8	-1,8	"	11,1	-	12,4	-	"	3	= 2 Flacheisen 8,5.1	13,0	-	"	3
23/24	+6,3	+8,4	+1,8	+5,1	-1,8	"	14,7	-	16,4	-	"	4	= 2 " 10,5.1	17,0	-	"	4

Erläuterungen.

Zu Spalte 2 bis 7. Man erkennt, daß der Fall, bei welchem der Winddruck auf der Seite des beweglichen Auflagers wirkt (Kräfteplan 5), bei keinem der Stäbe eine un-

günstigste Spannung hervorruft. Am meisten ist dies noch bei Stab 11 der Fall. Hier würde nur ein Zuwachs von etwas über 0,8 t genügen, um Druckspannungen hervorzurufen. Bei noch steileren Dächern mit noch mehr nach

oben gebogenem Untergurt, oder bei Dächern mit Seitenwand (wie bei dem nächsten Beispiel), sowie bei Dächern mit geringerem Eigengewicht kann daher dieser Fall sehr wohl eintreten. Alsdann ist selbstredend Stab 11 nicht aus Flach Eisen zu bilden, sondern mit steifem Querschnitt zu versehen. — Im vorliegenden Falle hätte jedoch das Zeichnen des Kräfteplanes 5 ganz unterbleiben können.

Zu Spalte 10.

Der theoretische Querschnitt ergibt sich aus

$$f = \frac{P}{k}$$

worin P die ermittelte größte Stabspannung, $k = 900 \text{ kg f. d. qcm.}$ Wird P in Tonnen eingesetzt, so ist $k = 0,9$ zu setzen. Beispielsweise ist für Stab 23/24

$$f = \frac{14,7}{0,9} = 16,4 \text{ qcm.}$$

Zu Spalte 11.

Das erforderliche Trägheitsmoment folgt bei gedrückten Stäben aus

$$J = 2,5 P l^2.$$

Für P ist die ermittelte größte Druckspannung in t, für l die Stablänge zwischen den Knotenpunkten in m einzusetzen, vorausgesetzt, daß diese Knotenpunkte vor Ausbiegung gesichert sind (vergl. S. 134). So ergibt sich das erforderliche Trägheitsmoment für Stab 1/8 zu $J = 2,5 \cdot 21,2 \cdot 3,5^2 = \text{rund } 650.$

Zu Spalte 12.

Die Blechstärken der gewählten Querschnitte schwanken zwischen 7 und 12 mm. Die Nietstärke wurde Einfachheit halber durchweg gleich groß = 2 cm angenommen. Die erforderliche Nietzahl ergibt sich, da sämtliche Anschlüsse doppelschnittig sind, aus Gleichung (2), S. 42 zu:

$$n = \frac{0,8 P}{d^2} = \frac{P}{5}$$

Beispielsweise folgt für Stab 22/25:

$$n = \frac{11,1}{5} = 3.$$

Es setzt dies jedoch voraus, daß die Stärke des Knotenbleches mindestens nach Gleichung (5), S. 43 bestimmt wird, demnach

$$\delta = d = 2 \text{ cm.}$$

In den Knotenpunkten I, II, III, V, VI, VII läuft der Obergurt ohne Stoß durch, hier sind also keine Anschlußniete für die Gurtstäbe nötig, dagegen muß das Knotenblech die Spannungen der Netzstäbe auf die Gurtung übertragen, weshalb letztere mit dem Knotenblech durch eine entsprechende Anzahl Niete zu verbinden ist. Man leistet hier dem Bedürfnis reichlich Genüge, wenn man das Knotenblech mit soviel Nieten an der Gurtung befestigt, als die

Summe der Anschlußniete der im Knotenpunkt zusammen treffenden Netzstäbe beträgt; demnach für Knotenpunkt II/VI = $2 + 1 + 1 = 4$ Niete, für Knotenpunkt I/VII bez. III/V = 1, dafür besser zwei Niete.

Zu Spalte 13.

Sämtliche Stäbe erhalten Doppelquerschnitte, welche sich beiderseits an die Knotenbleche anlegen. Die Konstruktion ist demzufolge ähnlich dem auf Taf. 68, Fig. 2 dargestellten Dachstuhl. Die gedrückten Stäbe bestehen sämtlich aus Doppelwinkleisen, die gezogenen aus Doppelflacheisen. Statt der Flach Eisen werden besser, namentlich bei längeren Stäben, Winkleisen, aus den auf S. 135 erörterten Gründen, verwendet.

Zu Spalte 14.

Der Nutzquerschnitt ergibt sich nach Abzug des 2 cm breiten Nietloches. Für Stab 1 und 8 beträgt demnach der Nutzquerschnitt

$$f = 2 \cdot 25,19 - 2 \cdot 2 \cdot 1,1 = 46,0.$$

Taf. 13, Sp. 4.

Zu Spalte 15.

Die kleinsten Trägheitsmomente der gedrückten Stäbe sind aus Tabelle 13 (im Anhang) zu entnehmen. Der Nietabzug braucht hierbei nicht berücksichtigt zu werden, da die Niete in unmittelbarer Nähe der neutralen Achse sitzen und das erforderliche Trägheitsmoment überall reichlich vorhanden ist.

* * *

Drittes Beispiel.

Fachwerkträger (Dachbinder) eines englischen Dachstuhles.

Die graphische Ermittlung der Stabspannungen ist auf Taf. 23, die Konstruktion eines ähnlichen Binders auf Taf. 69 dargestellt.¹⁾

Das Dach ist ein Pfettendach, demzufolge rücken die Knotenpunkte dichter aneinander, als bei dem vorigen Beispiel, außerdem besitzt das Dach eine senkrechte Wand an den Auflagern zur Aufnahme von Seitenlichtfenstern und einen Dachreiter, welche beide in das Fachwerkssystem einbezogen sind.

a. Belastungen.

Das Dach ist ein Pappdach mit Neigung 1 : 3 ($18^\circ 56'$). Es ist sowohl Eigengewicht, als Schnee- und Winddruck bei der Berechnung zu berücksichtigen. Es beträgt:

¹⁾ Der Dachbinder ist ausgeführt bei einem Lokomotivschuppen auf Bahnhof Halle a. S.

das Eigengewicht von 1 qm Dachfläche einschließlich Schalung und Pfetten nach Tab. 3e im Anhang = 40 kg; das Bindergewicht = 25 kg für 1 qm Grundfläche; der Schneedruck für 1 qm Grundfläche = 75 kg; der rechtwinklich zur Dachfläche wirkende Winddruck für 1 qm Dachfläche = 60 kg.

Hiernach ergeben sich die in den Kräfteplänen Taf. 23 eingetragenen Knotenpunktslasten.

b. Stabspannungen.

Kräfteplan Taf. 23, Fig. 3, für Eigengewicht.

Das Zeichnen des Kräfteplanes erfolgt in der im vorigen Beispiel ausführlich beschriebenen Weise anstandslos bis zum Knotenpunkt a_6 bez. b_6 . Bei a_6 sind bekannt die Stabkraft 6, unbekannt die drei anderen Stabkräfte 7, 36, 37; bei b_6 sind bekannt die Stabkräfte 22, 51, unbekannt 36, 52, 23; in beiden Fällen also sind drei Kräfte unbekannt, welche sich in gewöhnlicher Weise nicht ermitteln lassen. Dagegen stoßen in Punkt a_8 nur drei Kräfte zusammen, von denen die äußere Kraft P_8 bekannt ist. Die unbekannt Stabkräfte 8, 9 lassen sich mithin im Kräfteplan durch Zeichnen des Polygons P_8-9-8 ermitteln. Für Knotenpunkt a_7 ist nunmehr bekannt P_7 und 8, unbekannt 37 und 53. Demnach entsprechendes Kräftepolygon in Fig. 3: $P_7-8-53-37$.

Ferner Knotenpunkt a_6 : Kräftepolygon 6-37-7-36;
 " " " b_6 : " 22-51-36-52-23,
 womit sämtliche Spannungen ermittelt sind.

Kräfteplan Fig. 7 für Schneelast.

Dieser Plan ist für einseitige Schneebelastung gezeichnet. Für volle Schneelast findet man beispielsweise die Spannung des Stabes 4/13, wenn man die verschiedenen Spannungen von 4 und 13 des einseitigen Kräfteplanes zusammenzählt.

Bei einseitiger Last ist

$$\begin{aligned} \text{Spannung (4)} & \dots = -6,1 \text{ t} \\ \text{" (13)} & \dots = -3,2 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mithin Spannung (4) + (13)} \\ \text{bei voller Schneelast} & = -9,3 \text{ t.} \end{aligned}$$

Ferner:

$$\begin{aligned} \text{bei einseitiger Last Spannung (50)} & = -0,44 \text{ t} \\ \text{" " " " (57)} & = +0,46 \text{ "} \\ \text{bei voller Last Spannung (50) + (57)} & = +0,02 \text{ t} \end{aligned}$$

Kräftepläne Fig. 4-6 für Winddruck.

Die Windlasten sind der Richtung nach in Fig. 2, der Größe und Richtung nach im Kräfteplan Fig. 4 aufgetragen. Die Kraft w_0 wirkt horizontal. Die Kraft w_1 ist die Mittelkraft aus dem Anteil der Felder 30 und 1

an Knotenpunkt a_0 . Diese Anteile sind im Kräfteplan (Fig. 4) als punktierte Linien d_1-d_2, d_2-d_3 angetragen. Größe und Richtung der Mittelkraft w_1 ergibt sich hiernach ohne weiteres. Dasselbe gilt von den Lasten in den Knotenpunkten a_6 und a_7 .

Die Linie $d_0-d_1-d_2 \dots d_{13}$ im Kräfteplan (Fig. 4) stellt nun den Zug der Windlasten dar. Größe und Richtung der Mittelkraft R ergibt sich als gerade Verbindungslinie d_0-d_{13} des Lastenzuges. Dagegen fehlt in Fig. 2 noch ein Punkt, welcher die Lage der Mittelkraft bezeichnet. Diesen Punkt findet man durch Zeichnen des Seilpolygons f . Man wählt hierbei in Fig. 4 den Pol o beliebig und zieht die Seiten $f_0-f_1, f_1-f_2 \dots$ des Seilpolygons in Fig. 2 zwischen den Krafrichtungen $w_0-w_1 \dots$ parallel zu den zugehörigen Strahlen $o-d_1, o-d_2 \dots$ des Kräfteplanes Fig. 4. Die Verlängerung der äußersten Seiten $f_0-f_{10} \parallel o-d_0$ und $f_9-f_{10} \parallel o-d_{13}$ ergibt den Schnittpunkt x , durch welchen die Mittelkraft R nach den Gleichgewichtsbedingungen hindurchgehen muß. Somit ist R in Fig. 2 die gesuchte Richtungslinie der Mittelkraft. Man kann das Zeichnen des Seilpolygons dadurch vereinfachen, daß man an Stelle der Lasten w_2, w_3, w_4, w_5, w_6 die mit w_4 zusammenfallende Mittelkraft d_3-d_6 dieser Lasten einführt.

Die Größe der Lagerdrucke A und B bei festem, beziehungsweise beweglichem Lager findet man dann in derselben Weise, wie bei Beispiel 2.

Ebenso sind hiernach die Kräftepläne Fig. 5 und 6 wohl ohne weiteres verständlich.

Wir geben nebenstehend noch die Zusammenstellung der in den Kräfteplänen gemessenen Stabspannungen, aus welchen die ungünstigsten Spannungen der Stäbe in Spalte 10 und 12 ermittelt sind.

Man erkennt, daß die Spalten 8 und 9 von Einfluß sind auf die ungünstigsten Spannungen der Stäbe $^{36}/_{39}, ^{50}/_{57}, ^{51}/_{56}, ^{37}/_{38}, ^{17}/_{29}, ^{18}/_{28}, ^{19}/_{27}, ^{34}/_{41}$ und $^{85}/_{40}$; von Wichtigkeit ist jedoch nur der Einfluß der Spalte 9, da hierdurch Druckspannung in solchen Stäben erzeugt wird, welche aus Eigengewicht und den übrigen Belastungen zusammen nur Zugspannungen erleiden. Diese Stäbe, welche, abgesehen vom Einfluß der Spalte 9, als Flachstäbe hätten ausgebildet werden können, müssen demnach einen gegen Ausknicken widerstandsfähigen steifen Querschnitt erhalten. — Die weitere Behandlung bezüglich Ermittlung der Querschnitte unterscheidet sich in nichts von den beiden vorigen Beispielen.

* * *

Verzeichnis der Stabspannungen für den auf Tafel 23 dargestellten Fachwerkbinder.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Nr. des Stabes	Spannungen in Tonnen aus								Größte Spannung in Tonnen			
	Eigen- gewicht	voller Schneelast	einseitiger Schneelast		Winddruck				Zug	Summe der Spalten	Druck	Summe der Spalten
			max	min	bei festem Auflager auf der Windseite		bei beweglichem Auf- lager auf der Windseite					
					max	min	max	min				
a) Obergurt.												
30/45	-2,1	-3,22	-0,87	-2,35	-1,02	-2,76	+0,77	-0,94	-	-	-8,08	2, 3, 7
1/16	-1,63	-2,44	-0,65	-1,79	-0,82	-2,63	+0,65	-1,12	-	-	-6,70	"
2/15	-3,56	-5,31	-1,53	-3,78	-1,97	-4,8	+1,08	-1,58	-	-	-13,67	"
3/14	-5,32	-7,89	-2,45	-5,44	-3,2	-6,45	+1,33	-1,68	-	-	-19,66	"
4/13	-6,25	-9,30	-3,2	-6,10	-4,2	-6,84	+1,1	-1,50	-	-	-22,39	"
5/12	-6,25	-9,32	-3,57	-5,75	-4,68	-6,27	+0,57	-0,95	-	-	-21,84	"
6/11	-5,6	-8,37	-3,63	-4,74	-4,76	-5,07	-0,07	-0,3	-	-	-19,04	"
37/38	-0,77	-1,07	-0,30	-0,77	-0,13	-0,25	-0,14	-0,27	-	-	-2,11	2, 3, 9
8/9	-0,47	-0,66	-0,33	-0,33	-0,21	-0,30	-0,23	-0,30	-	-	-1,43	2, 3, 7
b) Untergurt.												
17/20	0	0	0	0	+2,5	0	-0,7	-3,2	+2,5	6	-3,2	9
18/28	+1,73	+2,62	+1,92	+0,70	+4,48	+0,86	-0,17	-3,7	+8,83	2, 3, 6	-1,97	2, 9
19/27	+3,63	+5,43	+3,9	+1,53	+6,40	+2,03	+0,17	-4,08	+15,46	"	-0,45	2, 9
20/26	+5,26	+7,83	+5,4	+2,43	+7,7	+3,16	+0,17	-4,1	+20,79	"	-	-
21/25	+6,03	+9,03	+5,93	+3,10	+7,8	+4,05	-0,13	-3,77	+22,86	"	-	-
22/24	+5,94	+8,92	+5,5	+3,42	+6,8	+4,47	-0,77	-3,20	+21,66	"	-	-
23	+4,0	+6,02	+3,01	+3,01	+4,05	+4,05	-2,15	-2,15	+14,07	"	-	-
c) Netzwerk.												
Vertikalen.												
31/44	-2,33	-3,36	-0,90	-2,46	-1,17	-2,47	+0,53	-0,71	-	-	-8,16	2, 3, 7
32/43	-1,91	-2,87	-0,9	-1,97	-1,17	-1,78	+0,17	-0,37	-	-	-6,56	2, 3, 7
33/42	-0,90	-1,81	-0,71	-1,1	-0,73	-0,95	0	-0,23	-	-	-3,66	2, 3, 7
34/41	-0,3	-0,47	-0,40	-0,07	+0,38	-0,55	-0,04	-0,57	+0,01	2, 5, 6	-1,34	2, 3, 9
35/40	+0,53	-0,76	-0,07	+0,83	+1,32	-0,10	+0,60	-0,80	+2,68	2, 5, 6	-0,34	2, 4, 9
36/39	+0,77	-1,08	-0,30	-0,78	-0,27	-0,44	-0,23	-0,37	+0,24	2, 4, 8	-0,75	2, 5, 7
Diagonalen.												
46/81	+2,1	+3,11	+2,28	+0,83	+2,4	+0,72	+0,60	-0,87	+7,61	2, 3, 6	-	-
47/80	+2,25	+3,34	+2,30	+1,04	+2,4	+1,37	+0,40	-0,60	+7,99	2, 3, 6	-	-
48/59	+1,96	+2,90	+1,83	+1,07	+1,68	+1,40	0	-0,20	+6,54	2, 3, 6	-	-
49/58	+1,07	+1,59	+0,83	+0,76	+1,13	+0,37	+0,25	-0,4	+3,79	2, 3, 6	-	-
50/57	0	+0,04	+0,47	-0,43	+0,60	-0,83	+0,64	-0,83	+1,11	2, 4, 8	-1,26	2, 5, 7
51/56	-0,87	-1,26	+0,07	-1,33	+0,10	-1,77	+0,86	-1,01	+0,06	2, 4, 8	-3,97	2, 5, 7
52/55	+2,5	+3,66	+2,83	+0,83	+3,06	+0,90	+1,27	-0,86	+9,22	2, 3, 6	-	-
7/10	-5,58	-8,36	-3,63	-4,73	-4,77	-5,50	-0,06	-0,7	-	-	-18,71	2, 3, 6
53/54	+0,53	+0,74	+0,37	+0,37	+0,32	-0,22	+0,30	-0,20	+1,59	2, 3, 6	-	-

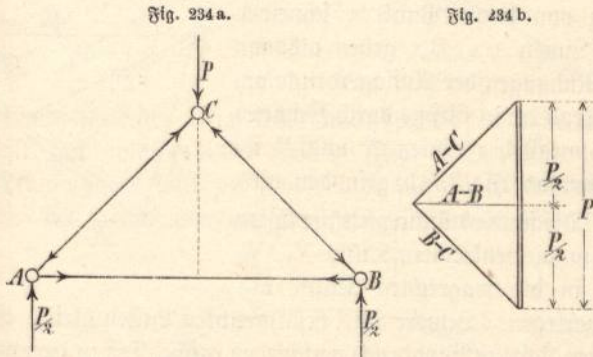
Siebenfesz Kapitel.

Bogenträger.

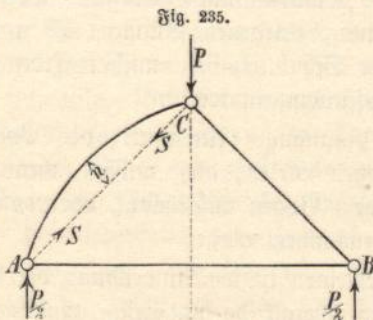
§ 1.

Begriff des Bogenträgers.

In der Spitze des gleichschenkeligen Stabdreiecks A-B-C (Fig. 234a) wirke eine Last P, welche in den Punkten A und B die Gegendrucke $P/2$ hervorruft. Die geraden Stäbe A-B, A-C und C-B werden durch diese Lasten nur auf Normalfestigkeit beansprucht. Die Größe der Spannungen ergibt sich aus dem Kräfteplan Fig. 234b. Denkt man



sich den Stab A-C in einer beliebigen Form gekrümmt (Fig. 235), so wird er durch die Spannung A-C außer der Normalspannung noch auf Biegung beansprucht und zwar um so mehr, je größer die Ausbiegung ist. Es liegt



alsdann der S. 33 besprochene Fall einseitiger Belastung vor. Das größte Biegemoment findet an der Stelle statt, an welcher der Abstand des Bogens von der ursprünglich geraden Stabform am größten ist. Nennen wir

diesen größten Abstand = n , die Spannung = S , so ist demnach das auf den Stab wirkende größte Biegemoment $M = S \cdot n$ und die Beanspruchung der äußersten gedrückten Faser

$$k = \frac{S}{f} + \frac{M}{W}$$

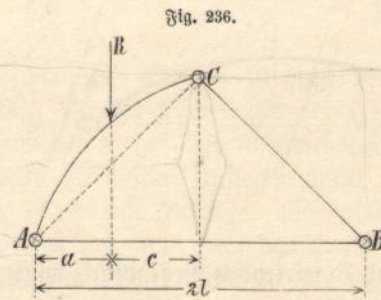
die der äußersten gezogenen Faser

$$k = \frac{S}{f} - \frac{M}{W}$$

wie bei dem geraden Träger.¹⁾

Der Querschnitt des gekrümmten Stabes muß also erheblich größer werden, als der des geraden Stabes. Anders wird jedoch die Sachlage, wenn zwischen den Punkten A und C noch eine, oder mehrere Lasten auf den Stab einwirken. Nehmen wir zunächst eine Last R im Abstand a vom Auflager A wirkend an (Fig. 236), dann sind die auf die Punkte A und C wirkenden Stützdrucke

$$A = \frac{R \cdot c}{l} \text{ und } C = \frac{R \cdot a}{l}$$



Ferner wird Stab A-C auf Biegung beansprucht und zwar ist das größte Biegemoment im Angriffspunkt von R

$$M = A \cdot a = C \cdot c$$

Hat der Stab eine der Last R entgegengekrümmte Gestalt wie in Fig. 236, so wirkt dieses Biegemoment

¹⁾ Dies ist nur näherungsweise richtig, aber bei den in der Praxis lediglich vorkommenden großen Krümmungshalbmessern genügend genau.

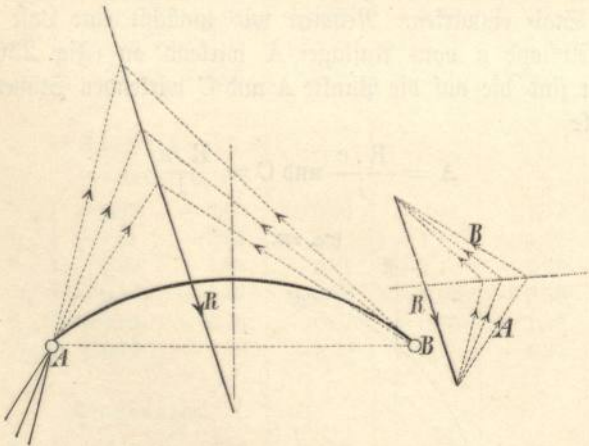
dem oben ermittelten Biegemoment $S \cdot n$ entgegen, so daß das verbleibende Restmoment und damit der Stabquerschnitt kleiner wird, als bei der geraden Stabform. Offenbar giebt es nun eine bestimmte Stabform, bei welcher das Moment $A \cdot a = S \cdot n$, bei welcher also die Biegunsspannungen sich gegenseitig aufheben. Diese für den Materialverbrauch günstigste Form fällt, wie später näher erörtert werden wird, mit dem der Belastung entsprechenden Seilpolygon zusammen.

Wie wir oben gesehen haben, lassen sich die Spannungen eines beliebig gekrümmten Stabes leicht ermitteln, wenn die auf den Stab zwischen den Endpunkten wirkenden Lasten und die an den Enden des Stabes wirkenden Gegenkräfte bekannt sind. Letztere lassen sich, wie gleichfalls aus vorstehender Betrachtung leicht zu entnehmen, jedoch nur dann mit den gewöhnlichen statischen Hilfsmitteln bestimmen, wenn innerhalb der Bogenkonstruktion drei Gelenkpunkte, das heißt solche Punkte, welche vermöge ihrer Ausbildung keine Biegemomente aushalten können, vorhanden sind. Es geht dies noch klarer aus folgender Betrachtung hervor:

Fig. 237 a stelle einen Bogen mit nur zwei Gelenken in den Auflagerpunkten A und B dar. R sei die Mittelkraft aller auf den Bogen wirkenden Lasten. Die in den

Fig. 237 a.

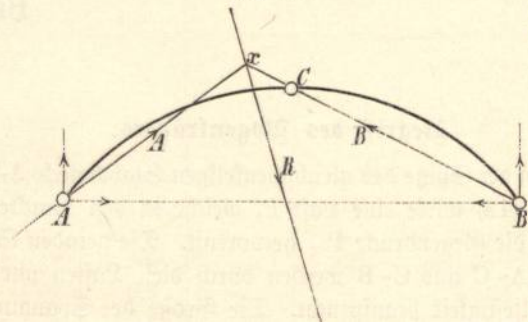
Fig. 237 b.



Punkten A und B wirkenden Gegendrucke müssen sich, falls Gleichgewicht vorhanden sein soll, mit R zu einem geschlossenen Kräfteplan Fig. 237 b zusammensetzen lassen, außerdem müssen die Richtungslinien von A und B sich mit der Richtungslinie von R in einem Punkte schneiden. Diese beiden Bedingungen lassen unzählig viele Richtungen und Größen von A und B zu, wie aus den punktierten Linien in Fig. 237 a/b zu ersehen. Da aber nur eine bestimmte Krafrichtung und Größe von A und B richtig sein kann, so fehlt eine Bedingung zur Bestimmung derselben. Der Bogen ist somit statisch unbestimmt und es

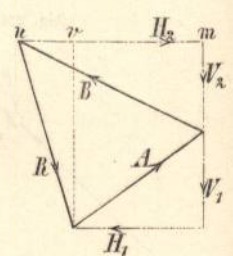
müssen zur Lösung der Aufgabe die elastischen Beziehungen des Bogens herangezogen werden. (Vergl. S. 12.) Die Kräfte A und B sind dagegen sofort bestimmt, wenn der Bogen ein drittes Gelenk erhält (Fig. 238). In diesem Falle muß nämlich die Richtung einer Auflagerkraft durch dieses Gelenk gehen, da anderenfalls das Gelenk auf Biegung beansprucht würde, wozu es seiner Konstruktion nach nicht befähigt ist. Man zieht demnach von B durch das

Fig. 238 a.



Gelenk eine Gerade, welche die Richtung von R im Punkte x schneidet. Die Linien Ax, Bx geben alsdann die Richtungen der Auflagerdrucke an, während deren Größe durch Zeichnen der parallelen Linien A und B im Kräfteplan (Fig. 238 b) gefunden wird.

Fig. 238 b.



Die schiefen Auflagerkräfte lassen sich in die senkrechten Kräfte V_1, V_2 und in die wagrechten Kräfte H_1, H_2 zerlegen. Letztere sind bei lotrechten Lasten gleich, bei schiefen Lasten (Winddruck) verschieden groß. Die in dem auf der Windseite befindlichen Lager entstehende kleinere Horizontalkraft heißt Horizontalschub des Bogens und kann durch ein Zugband (untere Gurtung) aufgenommen werden, wenn, was bei Hochbauten die Regel, die Widerlager für die Aufnahme des Schubes nicht genügen. Der bei dem in der Windrichtung belegenen Auflager (B in Fig. 238) übrig bleibende Schub $H_2 - H_1$ muß in jedem Falle vom Widerlager aufgenommen werden.

Auf die Zugstange (Untergurt) des Bogens dürfen keine Belastungen wirken; diese müssen, wenn vorhanden, entweder an dem Bogen aufgehängt, oder von besonderen Trägern aufgenommen werden.

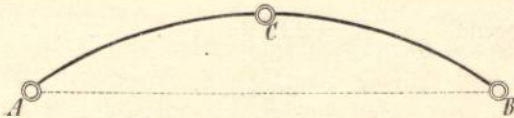
Im allgemeinen ist die Anwendung der Bogenträger bei Hochbauten überall da angezeigt, wo es darauf ankommt, den Innenraum von Konstruktionsteilen frei zu halten, teils um diesen Raum besser nützen zu können, teils um eine günstige Raumwirkung zu erzielen.

§ 2.

Einteilung und Form der Bogenträger.

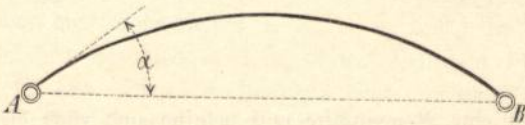
Man teilt die Bogenträger ein in statisch bestimmte und statisch unbestimmte, je nachdem sich der Bogenschub lediglich mit Hilfe der Gleichgewichtsgesetze, oder mit Zuhilfenahme der Bedingungen für die Formänderung bestimmen läßt. Ist erst der Bogenschub ermittelt, so bereitet die weitere rechnerische Behandlung des Bogens keine Schwierigkeiten.

Fig. 239.



Von den vielen möglichen Stützungsarten eines Bogens sind im gesamten Bauwesen nur drei gebräuchlich: der Bogen mit drei Gelenken und zwar einem Scheitel- und zwei Kämpfergelenken (Fig. 239); der Bogen mit zwei

Fig. 240.



Kämpfergelenken (Fig. 240) und der Bogen ohne Gelenk mit fest eingespannten Enden (Fig. 241). Die letztere Stützungsart fällt bei Hochbauten aus, weil sich mittelst den bei Hochbauten zur Verfügung stehenden Widerlagern

Fig. 241.

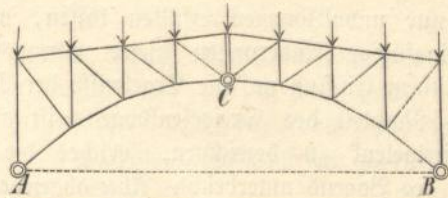


eine feste Einspannung nicht bewirken läßt. (Vergl. auch S. 87.) Von den beiden verbleibenden Stützungsarten ist der Bogen mit drei Gelenken statisch bestimmt, der mit zwei Gelenken statisch unbestimmt. Bei dem ersteren ist somit die rechnerische Behandlung einfacher, dagegen beansprucht der Dreigelenkbogen in der Regel etwas mehr Material als der Bogen mit zwei Gelenken, auch bereitet die Herstellung des Scheiteltgelenkes Schwierigkeiten und Kosten, so daß jedenfalls bei geringeren Spannweiten, der Bogen mit zwei Gelenken den Vorzug verdient, namentlich dann, wenn es sich um flache Bogen handelt, bei denen die Bestimmung des Schubes verhältnismäßig einfach ist.

Der Querschnitt des Bogens bildet entweder, (ebenso wie bei dem Träger mit vollem Steg), eine zusammenhängende Fläche, oder er ist wie bei dem Fachwerkträger

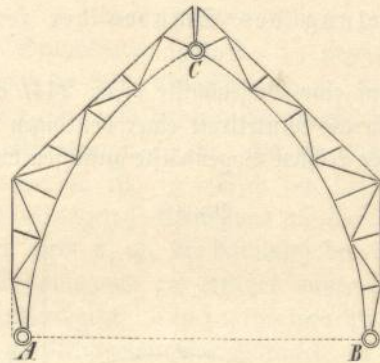
gegliedert; im ersten Falle liegt ein Bogen mit vollem Steg (Vollwandbogen), im letzten ein Fachwerkbogen (Fig. 242 und 243) vor. Die Bestimmung des Schubes ist bei dem Dreigelenkbogen für beide Querschnittsarten die gleiche, bei dem Zweigelenkbogen eine verschiedene.

Fig. 242.



Ferner unterscheidet man, je nachdem der Querschnitt an jeder Stelle des Bogens derselbe ist, Bogen mit gleichbleibendem Querschnitt von Bogen mit wechselndem Querschnitt. Der Querschnitt des Vollwandbogens ist bei Hochbauten fast ausnahmslos gleichbleibend, während dies bei dem Fachwerkbogen nur bei parallelen Gurtungen möglich ist.

Fig. 243.



Die Form des Bogens ist meist die eines flachen Kreisbogens. Da die Widerlager bei Hochbauten selten in der Lage sind den Bogenschub aufzunehmen, so werden zu diesem Zwecke die beiden Auflager durch eine Zugstange verbunden. Das eine Auflager muß alsdann beweglich gestaltet werden und man kann den Bogen nunmehr auch als gewöhnlichen Träger auffassen, der mit Scheiteltgelenk statisch bestimmt, ohne Scheiteltgelenk statisch unbestimmt ist. Es kommen indes bei weit gespannten Hallen auch steile Bogenformen vor, indem die Kämpfergelenke im Fußboden, oder nur wenig darüber angeordnet werden. In diesem Falle lassen sich die Widerlager für die Aufnahme des Bogenschubes passend gestalten, ohne daß die Anwendung von Zugstangen zwischen den Kämpfern notwendig wird. Konstruktionen der ersteren Art sind auf Taf. 28 und 29, solche der letzteren Art auf Taf. 30 bis 35 dargestellt.

Der Fachwerkbogen kann ebenso wie der Vollwandbogen fest eingespannt, mit zwei, oder drei Gelenken konstruiert werden. Es empfiehlt sich jedoch der einfachen Rechnung halber hierfür lediglich den statisch bestimmten Dreigelenkträger zu verwenden, zumal die genaue Berechnung der statisch unbestimmten Fachwerke von Voraussetzungen ausgehen muß, welche sich in der Praxis gewöhnlich nur unvollkommen erfüllen lassen, und weil selbst geringfügige Änderungen dieser Voraussetzungen von erheblichem Einfluß auf die Ergebnisse der Rechnung sind. Als Nachteil des Dreigelenkbogens ist allerdings das Scheiteltgelenk zu bezeichnen, welches die seitliche Steifigkeit des Bogens unterbricht. Aber abgesehen davon, daß es Gelenk Konstruktionen giebt, denen dieser Übelstand nicht anhaftet, fallen bei den mehr ruhenden Belastungen der Hochbauten diese Mängel einer geringen Seitensteifigkeit und einer geringen Sicherheit gegen Stöße weniger ins Gewicht.

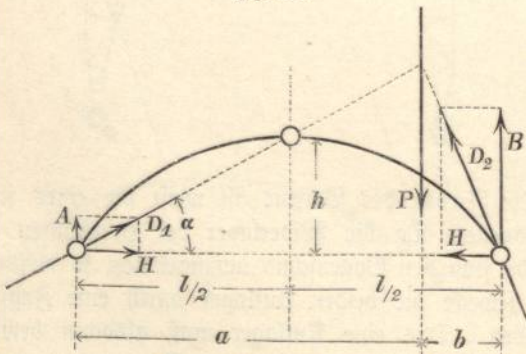
§ 3.

Berechnung des stabförmigen Dreigelenkbogens.

a) Ermittlung des Schubes bei senkrechten Lasten.

Wirkt auf eine Bogenhälfte (Fig. 244) eine Last P, (die man auch als Mittelkraft einer beliebigen Anzahl von Lasten auf der rechten Bogenhälfte auffassen kann), so muß

Fig. 244.



der Stützdruck D_1 der unbelasteten Bogenhälfte durch das Scheiteltgelenk gehen, da letzteres nicht imstande ist ein Moment aufzunehmen, welches sofort entstehen würde, wenn der Stützdruck nicht durch das Gelenk ginge. Hiermit ist die Richtung der beiden Stützdrücke gegeben, da sich die Kräfte D_1 , P , D_2 in einem Punkte schneiden müssen; wenn Gleichgewicht bestehen soll. (Vergl. S. 18.) Nun ist die senkrechte Seitenkraft von D_1 wie bei dem gewöhnlichen Balken:

$$A = \frac{Pb}{l} \text{ und ebenso } B = \frac{Pa}{l}.$$

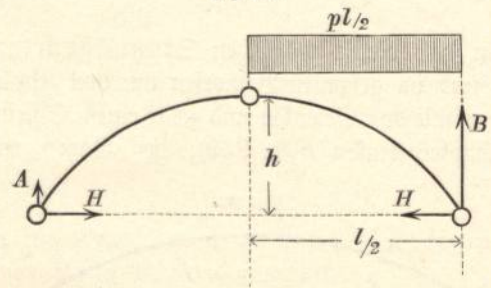
Ferner ist $H = \frac{A}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{Al}{2h} = \frac{Pb}{2h}$ und ebenso, falls

nur Lasten auf die linke Bogenhälfte wirken: $H = \frac{Pa}{2h}$.

Für eine Belastung der rechten Bogenhälfte durch eine gleichförmige Last p für die Längeneinheit (Fig. 245) ist nun $P = \frac{pl}{2}$, $b = \frac{l}{4}$ und demnach $H' = \frac{pl^2}{16h}$.

Der gleiche Wert für H ergibt sich bei Belastung der linken Bogenhälfte, so daß offenbar bei voller Belastung des Bogens $H = 2H' = \frac{pl^2}{8h}$ (1)

Fig. 245.



Ist eine Bogenhälfte voll belastet und rückt die Last um $\frac{1}{2x}$ über den Bogenscheitel auf die andere Bogenhälfte

vor, so wird $P = \frac{pl}{2x}$; $a = \frac{l}{2} - \frac{l}{4x} = l \left(\frac{2x-1}{4x} \right)$ und

$H_B = \frac{pl^2}{4hx^2} (2x-1)$, ferner $H_A = \frac{pl^2}{4h}$ und demnach der Gesamtschub

$$H = H_A + H_B = \frac{pl^2}{16h} \left(1 + \frac{2x-1}{x^2} \right) . . . (2)$$

für $x = 3$ (zweidrittel Belastung) wird $H = 7/72 \frac{pl^2}{h}$;

für $x = 2$ (dreiviertel Belastung) wird $H = 7/64 \frac{pl^2}{h}$

und für $x = 1$ (volle Belastung)

$$H = \frac{pl^2}{8h} \text{ (wie oben).}$$

Für eine beliebige Belastung durch Einzellasten ergibt sich

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2 + P_3 b_3 + \dots + P_m b_m}{l}$$

und $H_A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2 + \dots + P_m b_m}{2h}$

ebenso $H_B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2 + \dots + P_m a_m}{2h}$ und demnach

der Gesamtschub

$$H = \frac{1}{2h} \left\{ \sum Pa + \sum Pb \right\} . . . (3)$$

Auf zeichnerischem Wege findet man den Schub in folgender Weise:

Reiht man im Kräfteplan (Fig. 1b, Taf. 29) die in den Knotenpunkten $b_1 b_2 \dots$ des Bogens (Fig. 1a) wirkenden Lasten P (hier mit $v_1 v_2$ u. s. w. bezeichnet) zu der Kraftlinie 1 bis 12 aneinander, und teilt auf dieser Linie dann den senkrechten Stützdruck $A = 1-s$, $B = s-12$ ab, trägt man ferner auf der im Teilpunkt s rechtwinklich zu 1 bis 12 gezogenen Linie den nach Gleichung 3 berechneten Bogenschub $H = sO_2$ ab und zeichnet mit Punkt O_2 als Pol, die Seillinie $c_1 c_2 \dots c_{12}$, so muß diese durch die drei Gelenke gehen, falls man als Anfangspunkt der Seillinie eines der drei Gelenke gewählt hat. Hieraus geht hervor, daß man umgekehrt den Bogenschub finden kann, wenn es gelingt, zu den gegebenen Belastungen eine Seillinie so zu zeichnen, daß sie durch die drei Gelenke hindurchgeht. Dies läßt sich auf folgende Weise erreichen:

Man wählt zunächst einen beliebigen Pol beispielsweise a_2 in Fig. 1b, Taf. 29 und zeichnet mit diesem das Seilpolygon $a_0-e_1-e_{12}$ (Fig. 1a) in bekannter Weise, indem man die Polygonseiten a_0-e_1 , e_1-e_2 u. s. f. in Fig. 1a parallel den Strahlen a_2-1 , a_2-2 u. s. f. in Fig. 1b zieht (vergl. S. 18). Dieses Seilpolygon geht nur durch einen der drei Gelenkpunkte, nämlich durch Punkt a_0 . Es handelt sich nun darum, diejenige Lage des Poles zu finden, für welche das entsprechende Seilpolygon auch durch die beiden anderen Gelenkpunkte b_6 und a_{12} hindurchgeht. Zieht man zunächst parallel zur Schlußlinie a_0-e_{12} des Seilpolygons e (Fig. 1a) die Linie a_2-s im Kräfteplan (Fig. 1b), so teilt diese Linie die Kraftlinie 1-12 in die beiden senkrechten Auflagerdrücke $1-s$, $s-12$. Diese Auflagerdrücke müssen selbstredend für jedes beliebige Seilpolygon ihre gleiche Größe behalten, da sich die Lasten nicht ändern. Es muß demnach für jeden beliebigen Pol der zur Schlußlinie des Seilpolygons parallel gezogene Strahl durch Punkt s hindurchgehen. Mithin muß der Pol desjenigen Seilpolygons, welches durch die Endgelenke a_0-a_{12} hindurchgeht, auf dem zur Schlußlinie des Bogens a_0-a_{12} parallel gezogenen Strahl $s-o_2$ (Fig. 1b) liegen. Je nachdem man nun den Polabstand $s-o$ kleiner, oder größer wählt, wird das zugehörige Seilpolygon steiler oder flacher. Sämtliche Seilpolygone, deren Pol auf der Linie $s-o$ (Fig. 1b) liegt, gehen aber durch die Endgelenke a_0-a_{12} hindurch. Um nun den bestimmten Polabstand $s-o_2$ zu finden, für welchen das zugehörige Seilpolygon auch durch den Gelenkpunkt b_6 geht, beachte man, daß der Polabstand in demselben Verhältnis wächst, in welchem die Ordinaten des Seilpolygons abnehmen und umgekehrt.

Es muß also sein:

$$\frac{s o_2}{s_1 a_2} = \frac{e' e_6}{a_6 b_6}, \text{ demnach } s o_2 = \frac{e' e_6 \cdot s_1 a_2}{a_6 b_6}.$$

Durch Zeichnung findet man $s o_2$, indem man im Kräfteplan $s i = a_6 b_6$, $s k = e' e_6$, $s o_1 = s_1 a_2$ macht und die Linie $k o_2$ parallel zu $i o_1$ zieht. Der Schnittpunkt o_2 ist der gesuchte Pol und die Linie $s-o_2$ stellt den gesuchten Horizontalschub dar.

b) Ermittlung des Schubes bei schiefen Lasten.

Bei schiefen Lasten wird die Berechnung des Bogenschubes zu umständlich, hier ist das zuletzt beschriebene zeichnerische Verfahren, dessen Anwendung auf schiefe Lasten keine wesentlich größeren Schwierigkeiten als bei senkrechten Lasten bietet, vorzuziehen.

In Fig. 2a und 2b, Taf. 29 ist dieses Verfahren durchgeführt worden.

In den Lastpunkten $b_1 b_2 \dots$ sind die senkrechten Kräfte v aus Schnee und Eigengewicht, daran anschließend die normal zur Dachfläche wirkenden Windkräfte w angetragen. Durch Verbindung der Endpunkte erhält man die im allgemeinen schiefe Richtung und Größe der Mittelkräfte r der Belastung. Letztere sind in dem Kräfteplan (Fig. 2b) der Reihe und Richtung nach aneinander getragen und es ist alsdann mit dem beliebig angenommenen Pol o_1 das Seilpolygon $a_0 d_1 \dots d_{12}$ gezeichnet worden. Verlängert man die äußersten Seiten $a_0 d_1$, $d_{11} d_{12}$ bis zum Schnittpunkt x_1 , so geht durch diesen die Mittelkraft R_1 der sämtlichen Lasten (vergl. S. 18). Da die Lage der Mittelkraft unveränderlich ist, so müssen sich stets die äußeren Seiten jedes beliebigen Seilpolygons auf dieser Linie schneiden, demnach giebt $x_1 a_{12}$ die Richtung der äußeren Seite desjenigen Seilpolygons an, welches außer durch a_0 auch durch a_{12} hindurchgeht. Den zugehörigen Pol findet man, indem man im Kräfteplan eine Parallele zu $x_1 a_{12}$ durch Punkt 12 zieht. Der Schnittpunkt o_2 dieser Linie mit dem Strahl o_1-1 ist der gesuchte Pol.

Nimmt man auf der Linie R_1 in Fig. 2a einen beliebigen anderen Punkt z. B. x_3 an, so erhält man im Kräfteplan in gleicher Weise wie vorhin durch Ziehen der zu x_3-a_0 , x_3-a_{12} parallelen Strahlen $1-o_3$, $12-o_3$ den zugehörigen Pol o_3 , welcher gleichfalls der Bedingung genügt, daß das mit diesem Pol gezeichnete Seilpolygon durch die Punkte a_0-a_{12} geht. Verbindet man o_3 mit o_2 , so genügt offenbar jeder auf dieser Geraden und deren Verlängerung liegende Pol gleichfalls dieser Bedingung.

Zu dem gleichen Ergebnis gelangt man mittels folgender Konstruktion, welche der bei senkrechten Lasten angewandten entspricht: Man ziehe durch a_{12} in Fig. 2a eine Parallele zur Mittelkraft R_1 , welche das Seilpolygon d im Punkt z_1 schneidet. Der im Kräfteplan (Fig. 2b) parallel zur Schlußlinie a_0-z_1 gezogene Strahl o_1-z_1 teilt die Mittelkraft R_1 in zwei Teile, welche der Größe der in den Punkten a_0-a_{12}

wirkenden, der Mittelkraft R_1 parallel laufenden Auflagerkräfte entsprechen. Zieht man durch z_1 in Fig. 2b eine Parallele zu $a_0 - a_{12}$ (in diesem Falle horizontal), so muß auf dieser Linie der gesuchte Pol liegen.

Da bei dem graphischen Verfahren mit schief gerichteten Kräften leicht Irrtümer unterlaufen, so empfiehlt es sich, beide Konstruktionen zur gegenseitigen Kontrolle anzuwenden.

Es erübrigt noch den Pol o_6 auf der Geraden $o_3 - z_1$ zu finden, welcher der Lage des Dreigelenkpolygons entspricht. Erstes Verfahren: Der Schnittpunkt x_2 in Fig. 2a ist ein Durchgangspunkt der Mittelkraft R_2 der Kräfte r_1 bis r_5 . Dreht man $x_2 - d_6$ um Punkt x_2 bis zur Lage $x_2 - b_6$ und zieht durch Punkt 6 (Fig. 2b) eine Parallele $6 - o_4$ hierzu, so ist der Schnittpunkt o_4 ein Pol, für welchen das Seilpolygon durch die beiden Gelenke a_0 und b_6 hindurchgeht.

Ebenso entspricht Pol o_5 dem Punkt x_4 . Auf der Verbindungslinie $o_5 - o_4$ liegen demnach die Pole der durch $a_0 - b_6$ gehenden Seilpolygone. Da ferner die Linie $o_3 - y_2$ im Kräfteplan der Ort der Pole ist, für welche das Seilpolygon durch die Gelenke $a_0 - a_{12}$ hindurchgeht, so muß der Pol des Dreigelenkpolygons $a_0 - b_6 - a_{12}$ im Schnittpunkt o_6 der Linien $o_3 - y_2$, $o_5 - o_4$ liegen.

Nach dem zweiten Verfahren zieht man durch den Scheitelpunkt b_6 (Fig. 2a) eine Parallele zur Mittelkraft R_2 , ferner im Kräfteplan den Strahl $o_1 - n'$ parallel der Teilschlußlinie $a_0 - n$, und schließlich durch n' eine Parallele zu $a^0 - b_6$. Alsdann ist der Schnittpunkt o_6 der Linien $n' - o_6$ und $o_2 - y_2$ der gesuchte Pol.

Zeichnet man nunmehr mit diesem Pol die Seillinie $a_0 - b_6 - a_{12}$, so muß diese durch die drei Gelenke gehen.

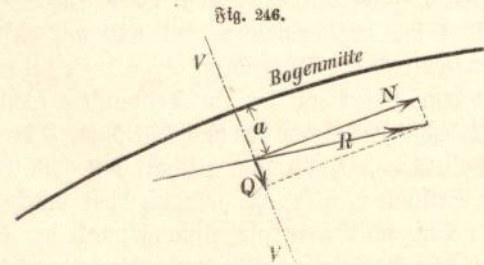
Im Kräfteplan (Fig. 2b) stellt die Linie $1 - y_1$ den Auflagerdruck A am linken, die Linie $y_1 - y_3$ den Auflagerdruck B am rechten Kämpfergelenk dar, während durch die Linie $o_6 - y_1$ der Bogenschub, durch die Linie $y_1 - y_2$ der auf das linke Kämpfergelenk wirkende Windschub gegeben ist.

Wird der Bogen mit Zugtange versehen und links das feste, rechts das bewegliche Lager angeordnet, so hat die Zugtange den Bogenschub, das linke, feste Lager, den Windschub aufzunehmen. Ist umgekehrt das linke Lager beweglich, das rechte fest, so hat die Zugtange den Bogenschub abzüglich des Windschubes auszuhalten und das rechte feste Lager überträgt den Windschub auf das Mauerwerk. Bei steilen Dächern kann der Windschub größer werden, wie der Horizontalschub, in diesem Falle wird die Zugtange mit dem Unterschied beider auf Druck beansprucht.

c) Beanspruchung des Bogenquerschnittes.

Sobald auf rechnerischem oder zeichnerischem Weg der Bogenschub gefunden ist, läßt sich die in einem beliebigen

rechtwinklich zum Bogen geführten Schnitt $v - v$ (Fig. 246) wirkende Mittelkraft R der sämtlichen äußeren Kräfte gleichfalls durch Rechnung oder Zeichnung ermitteln. Zerlegt man diese in die zur Bogentangente parallele Seitenkraft N



und in die rechtwinklich dazu wirkende Seitenkraft Q , so besteht die Wirkung dieser Mittelkraft auf den Querschnitt in dem Momente Na (worin a der Abstand von R von der Bogenmitte im Querschnitt $v - v$), in der in der Bogenachse wirkenden Kraft N und der in der Querschnittsebene wirkenden Querkraft Q . Letztere kann vernachlässigt werden, ebenso die Krümmung des Bogens, so daß sich wie bei der einseitigen Beanspruchung gerader Stäbe (vergl. S. 33) die Bogenbeanspruchung ergibt zu

$$k = -\frac{N}{f} \pm \frac{M}{W}$$

Die Achsenkraft N kann schließlich, da das Seilpolygon der Bogenmitte stets annähernd parallel läuft, ohne erheblichen Fehler gleich R gesetzt werden, so daß man genügend genau setzen kann:

$$k = -\frac{R}{f} \pm \frac{M}{W} \quad (4)$$

(Das $-$ Zeichen bedeutet hier Druck, das $+$ Zeichen Zugspannung.)

Hierin ist $M = R \cdot a$ das Biegemoment, W das Widerstandsmoment, f der Flächeninhalt des Bogenquerschnittes.

Das Biegemoment ist stets negativ, wenn sich R (wie in Fig. 246) innerhalb (auf der konkaven), dagegen positiv, wenn sich R außerhalb (auf der konvexen Seite) des Bogens befindet.

Der größte Druck im Querschnitt entsteht somit stets auf der der Mittelkraft (dem Seilpolygon) zugekehrten Querschnittsseite.

Im allgemeinen wird der Bogenquerschnitt an der Stelle am ungünstigsten beansprucht, an der das Moment am größten wird. Diese Stelle ist nun leicht mit Hilfe der durch die drei Gelenke gezeichneten Seillinie zu finden. Die Seilstrahlen der Seillinie $c_1 c_2 \dots c_{12}$ in Fig. 1a und 2a, Taf. 29 stellen unmittelbar die Mittelkraft R der äußeren Kräfte für das ihnen entsprechende Bogenstück dar. So ist in Fig. 1b, Taf. 29 der Seilstrahl $c_3 - c_4$ Mittelkraft der äußeren Kräfte für das Bogenstück $b_3 - b_4$,

wie ohne weiteres aus dem Kräfteplan (Fig. 2b) hervorgeht. Fällt nun der Seilstrahl (wie in den Gelenken) mit dem Bogen zusammen, so ist offenbar $M = 0$ und es wird M um so größer, je größer der Abstand zwischen Bogen und Seillinie ist. In ähnlicher Weise, wie bei dem graden Träger (vergl. S. 22) ergibt sich nunmehr die Größe des Moments zu

$$M = H y$$

worin unter y die in Fig. 1a senkrechten, in Fig. 2a teilweise schief gerichteten Ordinaten $b-c$ zwischen Bogen und Seillinie, unter H der Bogenschub (in Fig. 1b die Linie $s-o_2$, in Fig. 2b dagegen die von Pol o_6 auf die dem zu untersuchenden Bogenpunkt entsprechende Last rechtwinklich gezogene Linie) zu verstehen ist.¹⁾ Beispielsweise ist bei Fig. 1a und 1b für Punkt b_9

$$M = 6,15 \cdot 0,6 = 3,69 \text{ tm}$$

und bei Fig. 2a, 2b für Punkt 3:

$$M = \frac{o_6 g \cdot c_3 b_3}{H y} = 6,3 \cdot 0,52 = 3,28 \text{ tm}$$

für Punkt 9:

$$M = o_6 y_2 \cdot c_3 b_9 = 6,2 \cdot 0,6 = 3,72 \text{ tm.}$$

Die zeichnerische Ermittlung der Ordinaten zwischen Seillinie und Bogenlinie liefert bei flachen Bogen zu un- deutliche Ergebnisse, man erreicht in diesen Fällen eine größere Deutlichkeit, wenn die Ordinaten des Bogens in größerem Maßstab gezeichnet werden, während die Spannweite unverändert bleibt. Die Ordinaten des Seilpolygons wachsen dann in demselben Verhältnis, in welchem der Polabstand im Kräfteplan abnimmt. Das Produkt $H y$ bleibt mithin das gleiche. Für die Ermittlung der Normalspannungen hat man dagegen den wirklichen Polabstand anzuwenden.

1) Beweis: Nach S. 20 ist das Moment der sämtlichen auf einer Seite des Schnittes liegenden äußeren Kräfte gleich dem Moment der Mittelkraft dieser Kräfte. Denkt man sich beispielsweise in Punkt b_9 den Bogen durchschnitten, so wirken auf den rechten abgetrennten Bogenteil die Kräfte v_9, v_{10}, v_{11} und die Auflagerkraft o_2-12 (Fig. 1b), auf den linken Teil die Kräfte v_1 bis v_8 und die Auflagerkraft o_2-1 . In beiden Fällen ist der Strahl o_2-9 die Mittelkraft. (Man kann ebensogut v_9 zur linken Bogenhälfte rechnen und erhält dann o_2-10 als Mittelkraft.) Die Lage der Mittelkraft ist durch die Seite c_8-c_9 (Fig. 1a) des Seilpolygons gegeben.

Mithin ist das Moment

$$M = (o_2-9) \cdot (b_9-u).$$

Da $\triangle b_9-u-c_2$ (Fig. 1a) ähnlich $\triangle o_2-9-s$ (Fig. 1b), so verhält sich

$$\frac{s-o_2}{b_9-u} = \frac{o_2-9}{b_9-c_9}, \text{ woraus } b_9-u = \frac{(s-o_2) \cdot (b_9-c_9)}{o_2-9}.$$

Setzt man diesen Wert in die obige Gleichung ein, so erhält man

$$M = (s-o_2) \cdot (b_9-c_9), \text{ was zu beweisen war.}$$

Für schiefe Lasten ist der Beweis leicht in ähnlicher Weise zu führen.

d) Ungünstigste Belastungsweise.

Die ungünstigste Belastungsweise für die Widerlager und für die Zugstange ist diejenige, bei der der Bogenschub am größten, die ungünstigste Belastung für den Bogen die, bei der die Momente am größten werden. Der erstere Fall tritt bei voller, der letztere bei einseitiger Belastung des Bogens ein. Für die nur durch senkrechte Lasten beanspruchten Deckenträger genügt daher einmal die Berechnung des Bogenschubes bei voller (ständiger und zufälliger) Belastung und ferner die Berechnung des Bogenschubes, der Momente und Achsenkräfte bei ständiger und einseitiger zufälliger Belastung. Hierbei ist die zufällige Last nur auf einer Bogenhälfte anzunehmen.

Bei den Dachträgern gilt bezüglich der ständigen Last und der zufälligen Schneelast das gleiche wie bei den Deckenträgern, in beiden Fällen tritt noch die Windbelastung hinzu, die stets mit der einseitigen Schneelast zusammen auf der Seite des festen Auflagers wirkend anzunehmen ist. Man hat daher folgende Untersuchungen anzustellen:

1. Ermittlung des Bogenschubes bei ständiger Belastung, voller Schneebelastung und Windbelastung auf der Seite des festen Auflagers.
2. Ermittlung des Bogenschubes, der Achsenkräfte und Momente bei ständiger Belastung, einseitiger Schneebelastung auf der Seite des festen Auflagers und Windbelastung auf der Seite des festen Auflagers.

Bei steilen Bogendächern kann unter Umständen ein negativer Bogenschub entstehen; ist dies zu befürchten, so ist außerdem noch vorzunehmen:

3. Ermittlung des Bogenschubes bei ständiger Belastung und Winddruck auf der Seite des beweglichen Lagers.

Ist die Dachneigung der durch den Bogen gestützten Dachfläche flacher als etwa 30° , so kann ohne merklichen Fehler die Windbelastung ebenso, wie die übrigen Lasten, senkrecht wirkend angenommen werden; das gleiche gilt bei gekrümmten Dächern (wenn die Dachhaut unmittelbar auf dem Bogen liegt), sofern der Pfeil des Bogens nicht mehr als etwa $\frac{1}{4}$ der Spannweite beträgt. Dieses Verhältnis hat der auf Taf. 29 dargestellte Bogen, wobei das größte Moment bei senkrecht angenommenen Windlasten zu $3,69 \text{ tm}$, bei schief angenommenen Windlasten zu $3,72 \text{ tm}$ ermittelt wurde. Der Unterschied ist so klein, daß er kaum praktische Bedeutung besitzt.

§ 4.

Berechnung des stabförmigen Zweigelenkbogens.

Während bei dem Bogen mit drei Gelenken die Bestimmung des Bogenschubes unabhängig von der Bogenform, lediglich aus der Größe und Richtung der Lasten und der Lage der drei Gelenke erfolgt, ist beim Zwei-

gelenkbogen die Größe des Schubes von der Form des Bogens abhängig. Da bei Bögen im Hochbau ausschließlich Kreisbögen verwendet werden, so beschränken wir unsere Untersuchung auf diese Bogenform. Ferner mögen die durch Wärmeänderung entstehenden Bogen Spannungen vernachlässigt werden, was bei den im Hochbau fast ausschließlich angewendeten Bögen mit Zugtange und einem festen, einem beweglichen Lager ohne jeden Fehler, bei den selten vorkommenden Fällen mit festen Widerlagern ohne Zugtange mit geringem, praktisch unbedeutenden Fehler geschieht.

a) Ermittlung des Schubes bei senkrechten Lasten.

Die Elastizitätstheorie liefert für die Berechnung des Schubes kreisförmiger Bögen bei gleichmäßig verteilter Last folgende Beziehung:

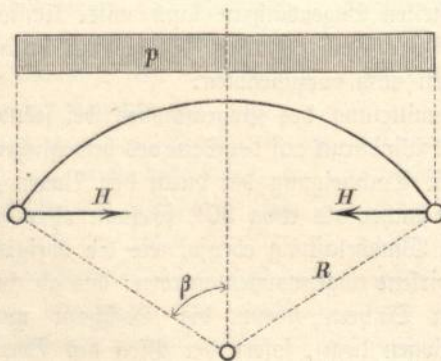
$$H = m p R \quad (5)$$

Hierin ist (Fig. 247) H der Bogen Schub,
R der Halbmesser des Bogens,
p die Last für die Längeneinheit.

m ein von β abhängiger Zahlenwert und zwar ist

$$m = \frac{\frac{7}{6} \sin^3 \beta - \frac{\beta}{2} \cos \beta + \alpha \cos^3 \beta - \frac{\sin \beta}{2}}{\beta - 3 \sin \beta \cos \beta + 2 \beta \cos^2 \beta}$$

Fig. 247.



Ausgerechnet ist für

$\beta = 25^\circ$	30°	35°	40°	45°
$m = 0,9460$	$0,9382$	$0,8965$	$0,8660$	$0,8323$
$\beta = 50^\circ$	60°	75°	90°	
$m = 0,7954$	$0,7134$	$0,5615$	$0,4244$	

Beispiel (1): Es sei die Spannweite = 20 m, die Pfeilhöhe 4 m, dann ist

$$R = 14,5 \text{ m, } \sin \beta = \frac{10}{14,5} = 0,69, \beta = 44^\circ \text{ (rund).}$$

Der Abstand zweier benachbarten Bogenträger e betrage 5,0 m und die Last = 250 kg/qm,

$$\text{mithin } p = 5,0 \cdot 250 = 1250 \text{ kg.}$$

Als dann ergibt sich der Bogen Schub bei voller Belastung zu

$$H = m p R = 0,8390 \cdot 1250 \cdot 14,5 = 15207 \text{ kg.}$$

(Der Wert 0,8390 ergibt sich durch Interpolation zwischen den Werten m für 40° und 45° .)

Bei Belastung nur einer Bogenhälfte wird H halb so groß.

Betrage beispielsweise die ständige Last = 500, die Schneelast 375 kg, die Windlast gleichfalls 375 kg, so beträgt der Schub für ständige Last, halbseitigen Schnee- und Winddruck

$$H = 14,5 \cdot 0,8390 \left(500 + \frac{2 \cdot 375}{2} \right) = 10650 \text{ kg,}$$

wenn die Bogenentfernung $e = 1,0$ m.

Bei flachen Bögen kann mit genügender Genauigkeit die Gleichung für den Schub des Parabelbogens benutzt werden und zwar ist hierfür

$$H = \frac{p l^2}{8 h} \quad (6)$$

also der gleiche Wert, wie bei dem Dreigelenkbogen.

Bedeckt die gleichförmig verteilte Last nur eine Strecke c des Bogens, so ist der zugehörige Schub für den Parabelbogen:

$$H_c = \frac{p c^2}{4 h l} (1,5 l - c) \quad (7)$$

Prüfen wir die Genauigkeit der Gleichung (6) an dem vorigen Beispiele, so erhält man, da $l = 20$

$$H = \frac{1250 \cdot 20^2}{8 \cdot 4} = 15625 \text{ kg gegen } 15207$$

bei voller Belastung und

$$H = \left(500 + \frac{2 \cdot 375}{2} \right) \frac{20^2}{32} = 10940 \text{ kg gegen } 10650$$

bei teilweise einseitiger Belastung.

Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß auch Gleichung (5) nur einen Näherungswert liefert, können die nach Gleichung (6) und (7) berechneten Werte ebenfalls als brauchbar angesehen werden.

Der für gleichförmig verteilte Last gefundene Schub ist auch brauchbar für alle Fälle, in welchen die Last in einzelnen nicht zu weit voneinander entfernten Knotenpunkten wirkt, wie dies gewöhnlich bei allen Bögen der Fall ist, bei denen die Last des Fußbodens, oder der Dachfläche durch Balken, oder Pfetten auf den Bogen übertragen wird.

Wirken außerdem noch Einzellasten auf den Bogen (wie bei Oberlichtern, Laternen, oder Unterzügen), so ist für diese der Schub besonders zu berechnen und dem für gleichförmig verteilte Last ermittelten hinzuzuzählen.

Zur Berechnung dieser Schübe dienen die folgenden Gleichungen:

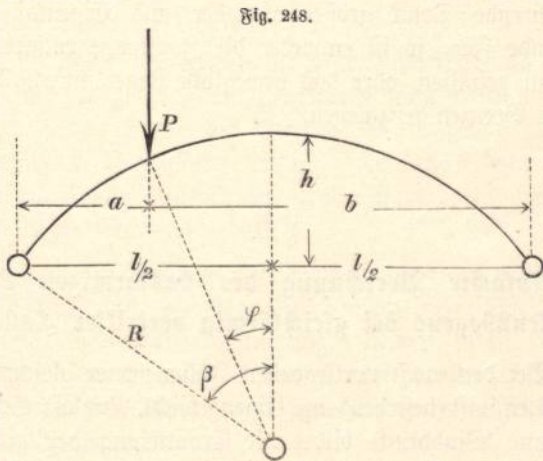
Näherungsweise genau für den Kreisbogen ist

$$H = \frac{P}{2} \frac{\sin^2 \beta - \sin^2 \varphi + 2 \cos \beta (\cos \varphi - \cos \beta) - 2 \cos \beta (\beta \sin \beta - \varphi \sin \varphi)}{\beta - 3 \sin \beta \cos \beta + 2 \beta \cos^2 \beta} \quad (8)$$

genau für den Parabelbogen und genau genug für flache Kreisbögen

$$H = \frac{3}{4} P \frac{a b}{l h} \quad (9)$$

Wegen der Bedeutung von $\beta, \varphi, P, a, b, l, h$ vergl. Fig. 248.



$$H = \frac{5000}{2} \frac{0,695^2 - 0,207^2 + 2 \cdot 0,719 (0,978 - 0,719) - 2 \cdot 0,719 (0,767 \cdot 0,695 - 0,208 \cdot 0,207)}{0,767 - 3 \cdot 0,695 \cdot 0,719 + 2 \cdot 0,767 \cdot 0,719^2}$$

$$= \frac{5000}{2} \cdot 1,77 = 4425 \text{ kg.}$$

Nach Gleichung (9) berechnet sich der Schub zu $H = \frac{3}{8} 5000 \frac{7,0 \cdot 13,0}{10 \cdot 4} = 4265 \text{ kg.}$

In Gleichung (5 und 8) muß für β die Bogenlänge für den Halbmesser 1 eingesetzt werden. Ist β beispielsweise 20° , so ist der hierfür in Gleichung (8) einzusetzende Wert

$$\beta = \frac{20}{180} \cdot 3,14 = \text{rund } 0,35.$$

Beispiel (2): Auf den Bogen von den im Beispiel 1 gegebenen Abmessungen wirke im Abstand $a = 7,0 \text{ m}$ vom linken Auflager eine Einzellast $P = 5000 \text{ kg}$, so ist

$$\sin \varphi = \frac{10,0}{14,5} = 0,207,$$

$$\varphi = 11^\circ 57' \text{ und die Bogenlänge } \varphi = 11 \frac{57}{60} \cdot 3,14 = 0,208,$$

$$\beta = 44^\circ \text{ und die Bogenlänge } \beta = \frac{44}{180} \cdot 3,14 = 0,767.$$

Ferner $\sin \beta = 0,95$; $\cos \beta = 0,719$; $\sin \varphi = 0,207$; $\cos \varphi = 0,978$ und demnach der durch P hervorgerufene Schub nach Gleichung (8)

b) Ermittlung des Schubes bei schiefen Lasten.¹⁾

Bei Hochbauten kommen hierbei nur die Belastungen der Dächer durch Winddruck in Frage. Zur Vereinfachung wird angenommen, daß die Windrichtung wagrecht ist und die Dachhaut, auf welche der Wind wirkt, sich der Bogenform anschmiegt.²⁾

Der rechtwinklich zur Dachfläche zur Wirkung kommende Winddruck ist dann $w_1 = w \cdot e \cdot \sin \varphi$ (Kap. 2, S. 14), wenn w der Winddruck f. d. qm rechtwinklich getroffene Fläche, e die Bindeentfernung.

Diese Windkräfte sind somit sämtlich nach dem Mittelpunkt des Bogens gerichtet, sie sind am Krämpfer am

größten und nehmen nach dem Scheitel bis auf Null ab. Im Scheitel ist $\varphi = 0$ und demnach $w_1 = 0$.

Den Horizontalschub erhält man genügend genau aus

$$H_w = n v R \quad (10)$$

wenn der Wind von der Seite des festen Auflagers, und

$$H'_w = n' v R \quad (11)$$

wenn er von der Seite des beweglichen Auflagers kommt.

Ist kein bewegliches Auflager vorhanden (bei festen Widerlagern), so ist nur Gleichung (10) zu verwenden.

In vorstehenden beiden Gleichungen stellt $v = w e$ den Winddruck für die Längeneinheit des Binders dar, n und n' sind nur von β (siehe Fig. 247) abhängige Zahlenwerte und zwar ist:

$$n = \frac{\frac{3}{4} \sin^2 \beta - 2 + 2 \cos \beta + \frac{\beta^2}{4} + \beta^2 \cos^2 \beta - \frac{5}{2} \beta \cos \beta \sin \beta}{2 (\beta - 3 \sin \beta \cos \beta + 2 \beta \cos^2 \beta)}$$

$$n' = \frac{\frac{3}{4} \sin^2 \beta - 2 + 2 \cos \beta - \beta^2 (\cos^2 \beta + 0,75)}{2 (\beta - 3 \sin \beta \cos \beta + 2 \beta \cos^2 \beta)}$$

1) Nach Theodor Landsberg, Berechnung der freitragenden Wellblechdächer, Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1891.

2) Ist statt dessen zwischen Bogen und Dachfläche noch ein Zwischengerüst vorhanden, so pflegt die Dachneigung derart flach zu sein, daß man die Windlasten auch dann unbedenklich senkrecht wirkend annehmen kann.

Ausgerechnet erhält man für:

$\beta = 25^\circ$	30°	35°	40°	45°	50°	60°	90°
$n = 0,0795$	$0,0950$	$0,1108$	$0,1260$	$0,1420$	$0,1574$	$0,1880$	$0,2760$
$n' = 0,0534$	$0,0499$	$0,0406$	$0,0236$	$-0,0007$	$-0,0327$	$-0,1190$	$-0,5095$

Von $\beta = 45^\circ$ ab wird im zweiten Fall der Schub negativ, die Zugstange hat alsdann Druck auszuhalten. (Tatsächlich entsteht erst Druck in der Zugstange, wenn der Druckwert aus Windlast größer ist, als der Zugwert aus dem Eigengewicht.)

Für das obige Zahlenbeispiel (1) ergibt sich, wenn $w = 150 \text{ kg/qm}$ angenommen wird:

$$H_w = 0,1388 \cdot 150 \cdot 5,0 \cdot 14,5 = 1500 \text{ kg,}$$

n für $\beta = 44^\circ$ wurde hierbei durch Interpolation aus $0,1260 + \frac{4}{5}(0,1420 - 0,1260) = 0,1388$ gefunden;

$$\text{ebenso } H'_w = 0,0041 \cdot 150 \cdot 5,0 \cdot 14,5 = + 45 \text{ kg,}$$

wobei $n' = 0,0236 - \frac{4}{5}(0,0236 + 0,0007) = 0,0041$ durch Interpolation ermittelt wurde.

c) Beanspruchung des Bogenquerschnittes.

Nachdem der Schub ermittelt ist, kann in gleicher Weise wie bei § 3 die Seillinie gezeichnet werden, welche nunmehr durch die beiden Kämpfergelenke gehen muß. Die weitere Behandlung wegen Ermittlung der Achsenkraft und der Momente ist alsdann ganz die gleiche, wie bei dem Dreigelenkbogen.

Hinsichtlich des Winddruckes ist der hierfür berechnete Schub dem für die senkrechten Lasten aus Eigengewicht und Schnee ermittelten hinzuzuzählen.

d) Ungünstigste Belastungsweise.

1. Bei Deckenträgern (senkrechte Lasten).

Die Zugstange wird lediglich durch den Schub in Anspruch genommen und erleidet demnach die größte Spannung bei voller ständiger und beweglicher Last.

Der Bogen wird an der Stelle am stärksten beansprucht, an der die Momente am größten werden. Die größten Momente entstehen, wenn die zufällige Last die eine Hälfte des Bogens ganz bedeckt und noch etwas über den Scheitel auf die unbelastete Bogenhälfte vorgerückt ist. Bei den im Hochbau vorkommenden Fällen ist es stets ausreichend, wenn nur die eine Bogenhälfte belastet angenommen wird.

2. Bei Dachträgern (mit Winddruck).

Die Zugstange erhält die größte Beanspruchung bei voller Schneebelastung und Windbelastung auf der Seite des festen Auflagers.

Bei steilen Dächern ($\beta > 45^\circ$) ist noch zu untersuchen, ob nicht etwa ein nach innen gerichteter Bogenschub, also Druck in der Zugstange entsteht. Der größte Druck erzieht sich bei Winddruck auf Seite des beweglichen Lagers und im übrigen unbelastetem Bogen.

Ergibt sich in diesem Falle der aus der Windlast herrührende Druck größer als der aus Eigenlast herrührende Zug, so ist entweder die Zugstange entsprechend steif zu gestalten, oder das bewegliche Lager innerhalb gewisser Grenzen festzulegen.

§ 5.

Vereinfachte Berechnung des stabförmigen Zweigelenkbogens bei gleichförmig verteilter Last.¹⁾

Bei den meist vorliegenden Fällen einer gleichmäßig verteilten Last (bestehend aus Eigengewicht, Nutzlast, Schneelast und Winddruck) bildet die Ermittlung der größten Achsenkräfte und Momente durch Zeichnen des Seilpolygons ein ziemlich umständliches Verfahren. Hier lassen sich die Momente schneller und für die praktische Anwendung genau genug durch Rechnung unter Zuhilfenahme der weiter unten gegebenen Tabellen ermitteln.

Die bei voller und halbseitiger Last, sowie bei Windlast entstehenden größten Momente lassen sich auf die gleiche Form

$$M_{\max} = \mu p R^2 \dots \dots \dots (12)$$

bringen, worin p die Last für die Längeneinheit des Binders, R der Halbmesser des Bogens und μ einen nur vom Winkel β (vergl. Fig. 247) abhängigen Zahlenwert bedeutet, welcher für volle, halbseitige Last und Windlast verschieden ist.

Bei voller gleichmäßiger Last ergibt sich das größte Moment zwischen Kämpfer und Scheitel und zwar ist dieses Moment negativ, d. h. der Untergurt des Bogens wird gedrückt, der obere gezogen. Das größte positive Moment entsteht im Scheitel des Bogens, ist aber kleiner als das negative Moment.

Bei halbseitiger Last befindet sich das größte Moment auf der unbelasteten Bogenhälfte und zwar ist es gleich-

¹⁾ Nach Theodor Landsberg, Berechnung der freitragenden Wellblechdächer, 1891.

falls negativ; das größte positive Moment entsteht auf der belasteten Bogenhälfte.

Bei Winddruck entsteht das größte Moment auf der belasteten Bogenseite und zwar ist dieses Moment positiv, während ein zweites größtes, negatives Moment auf der unbelasteten Bogenseite entsteht, welches etwas kleiner ist als das positive Moment auf der Windseite.

Für die Bestimmung des Bogenquerschnittes interessiert nur die größte Summe sämtlicher Momente, und diese größte Summe wird näherungsweise, aber genau genug, durch Zusammenzählen sämtlicher negativer oder positiver Momente erhalten.

Die größten Momente für volle, halbseitige und Windlast entstehen zwar genau genommen nicht sämtlich an ein und derselben Stelle des Bogens, es ist jedoch für eine angenäherte Berechnung zulässig, sämtliche Momente an derselben Stelle anzunehmen, wodurch man ein etwas zu ungünstiges Ergebnis erhält.

Außer den größten Momenten ist für die Querschnittsbestimmung noch die Kenntnis der an dieser Stelle auftretenden Achsenkräfte notwendig. Deren Größe ergibt sich, wenn ihre Richtung näherungsweise parallel zur Bogen tangente an der Stelle des größten Momentes angenommen wird, allgemein zu

$$Q = \mu \frac{H}{\cos \psi} \dots \dots \dots (13)$$

worin μ ein von β abhängiger Zahlenwert, H der Bogenschub und ψ der Winkel, welchen ein nach der Stelle des größten Moments gezogener Halbmesser mit der Lotrechten bildet.

Die Zahlenwerte μ und ψ für den Bogenschub, die größten positiven und negativen Momente und die zugehörigen Achsenkräfte bei verschiedenen Werten von β sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt. Hierbei bezeichnet:

- H_g den Bogenschub bei voller gleichmäßiger Belastung, (der Schub bei halbseitiger Belastung ist halb so groß),
- H_w den Bogenschub bei Winddruck auf Seite des festen Lagers,
- H'_w " " " " " " " " beweglichen "
- M_g größtes Moment bei voller gleichmäßiger Belastung,
- $M_{q/2}$ " " bei halbseitiger Belastung,
- M_w " " bei Winddruck auf Seite des festen Auflagers,
- M'_w " " " " " " " " des beweglichen Auflagers,
- $\psi_g, \psi_{q/2}, \psi_w, \psi'_w$ den Mittelpunktswinkel für die Stelle des größten Momentes $M_g, M_{q/2}, M_w, M'_w$,
- $Q_g, Q_{q/2}, Q_w, Q'_w$ die Achsenkräfte zu den Momenten $M_g, M_{q/2}, M_w, M'_w$,
- $g, q, v =$ Last für die Längeneinheit des Bogens,
- $R =$ Halbmesser des Kreisbogens.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	29
β	Bogenschub			Größte negative Momente und zugehörige Achsenkräfte												β
	$\frac{H_g}{gR}$	$\frac{H_w}{vR}$	$\frac{H'_w}{vR}$	$\frac{M_g}{gR^2}$	$\frac{M_{q/2}}{qR^2}$	$\frac{M_w}{vR^2}$	$\frac{M'_w}{vR^2}$	ψ_g	$\psi_{q/2}$	ψ_w	ψ'_w	$\frac{Q_g}{gR}$	$\frac{Q_{q/2}}{qR}$	$\frac{Q_w}{vR}$	$\frac{Q'_w}{vR}$	
25°	0,9460	0,0795	0,0534	-0,00079	-0,0114	-0,0023	-0,0023	18° 54'	12° 35'	11° 26'	11° 21'	1,0	0,4846	0,0811	0,0817	25°
30°	0,9382	0,0950	0,0499	-0,0026	-0,0168	-0,0039	-0,0039	20° 14'	14° 55'	13° 46'	13° 44'	1,0	0,4856	0,0978	0,0980	30°
35°	0,8965	0,1108	0,0406	-0,00299	-0,0212	-0,0058	-0,0058	26° 18'	17° 44'	16° 6'	16° 5'	1,0	0,4706	0,1150	0,1155	35°
40°	0,8660	0,1260	0,0236	-0,00499	-0,0268	-0,0093	-0,0094	30°	20° 22'	18° 26'	18° 23'	1,0	0,4620	0,1330	0,1322	40°
45°	0,8323	0,1420	-0,0007	-0,00784	-0,0325	-0,0135	-0,0135	33° 40'	23°	20° 42'	20° 42'	1,0	0,4520	0,1520	0,1517	45°
50°	0,7954	0,1574	-0,0327	-0,01165	-0,0391	-0,0186	-0,0186	37° 18'	26° 2'	23° 10'	23° 10'	1,0	0,4430	0,1710	0,1712	50°
60°	0,7134	0,1880	-0,1190	-0,02276	-0,0516	-0,0328	-0,0328	44° 30'	31° 15'	27° 44'	27° 44'	1,0	0,4170	0,2120	0,2125	60°
90°	0,4244	0,2760	-0,5095	-0,09006	-0,0780	-0,1224	-0,1224	64° 53'	49° 40'	42° 10'	42° 10'	1,0	0,3280	0,3700	0,3730	90°

1	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
β	Größte positive Momente und zugehörige Achsenkräfte												β
	$\frac{M_g}{gR^2}$	$\frac{M_{q/2}}{qR^2}$	$\frac{M_w}{vR^2}$	$\frac{M'_w}{vR^2}$	ψ_g	$\psi_{q/2}$	ψ_w	ψ'_w	$\frac{Q_g}{gR}$	$\frac{Q_{q/2}}{qR}$	$\frac{Q_w}{vR}$	$\frac{Q'_w}{vR}$	
25°	0,00067	0,0110	0,0032	0,0032	0	11° 48'	16°	15° 45'	1,0	0,4831	0,0753	0,0758	25°
30°	0,00070	0,0145	0,0055	0,0056	0	14°	18° 40'	18° 50'	1,0	0,4835	0,0878	0,0881	30°
35°	0,00236	0,0201	0,0090	0,0090	0	15° 33'	21° 50'	21° 55'	1,0	0,4653	0,0997	0,1000	35°
40°	0,00399	0,0252	0,0135	0,0134	0	17° 5'	24° 50'	24° 55'	1,0	0,4529	0,1096	0,1101	40°
45°	0,00622	0,0304	0,0192	0,0192	0	18° 20'	27° 50'	28°	1,0	0,4384	0,1190	0,1188	45°
50°	0,00928	0,0356	0,0264	0,0267	0	19° 20'	31°	30° 45'	1,0	0,4215	0,1257	0,1257	50°
60°	0,01832	0,0462	0,0459	0,0459	0	20° 30'	36° 45'	36° 45'	1,0	0,3808	0,1320	0,1320	60°
90°	0,07559	0,0778	0,1620	0,1626	0	18° 48'	53° 7'	53° 10'	1,0	0,2240	0,0900	0,0900	90°

Der Gebrauch der Tabelle möge an folgendem Zahlenbeispiel erläutert werden.

Es sei die Spannweite $l = 20$ m; die Pfeilhöhe $h = 3,64$ m, die Binderentfernung $e = 5,0$ m, dann ist

$$R = 15,556 \text{ m}, \beta = 40^\circ.$$

$$\begin{aligned} \text{Ferner sei } g \text{ (Eigengewicht)} &= 50 \cdot 5 = 250 \text{ kg/m,} \\ q \text{ (Schneelast)} &= 75 \cdot 5 = 375 \text{ "} \\ v \text{ (Windlast)} &= 150 \cdot 5 = 750 \text{ "} \end{aligned}$$

Es ergibt sich nach der Tabelle:

1. Die größte Spannung der Zugstange

$$\begin{aligned} Z_{\max} &= (H_g + H_q + H_w) = R (g \cdot 0,8660 + q \cdot 0,8660 + \\ &\quad v \cdot 0,1260) \\ &= 15,556 (250 \cdot 0,8660 + 375 \cdot 0,8660 + 750 \cdot 0,1260) \\ &= \text{rund } 9900 \text{ kg.} \end{aligned}$$

2. Die kleinste Spannung der Zugstange (hier ohne Einfluß)

$$\begin{aligned} Z_{\min} &= H_g + H'_w = R (g \cdot 0,8660 - v \cdot 0,0236) \\ &= 15,556 (250 \cdot 0,8660 - 750 \cdot 0,0236) = + 3080 \text{ kg.} \end{aligned}$$

3. Die Summe der größten (negativen) Momente

$$\begin{aligned} \Sigma M &= M_g + M_{q/2} + M'_w = R^2 (g \cdot 0,00499 + q \cdot 0,0268 + \\ &\quad v \cdot 0,0094) \\ &= 15,556^2 (250 \cdot 0,0049 + 375 \cdot 0,0268 + 750 \cdot 0,0094) \\ &= 4400 \text{ kg/m} = 440000 \text{ kg/cm.} \end{aligned}$$

4. Die Summe der zugehörigen Achsenkräfte

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= Q_g + Q_{q/2} + Q'_w = R (g + q \cdot 0,4620 + v \cdot 0,1332) \\ &= 15,556 (250 + 375 \cdot 0,4620 + 750 \cdot 0,1332) = 8150 \text{ kg.} \end{aligned}$$

5. Die Summe der größten positiven Momente

$$\begin{aligned} \Sigma M &= M_g + M_{q/2} + M_w = R^2 (g \cdot 0,00399 + q \cdot 0,0252 + \\ &\quad v \cdot 0,0135) \\ &= 15,556^2 (250 \cdot 0,00399 + 375 \cdot 0,0252 + 750 \cdot 0,0135) \\ &= 4930 \text{ kg/m} = 493000 \text{ kg/cm.} \end{aligned}$$

6. Die Summe der zugehörigen Achsenkräfte

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= Q_g + Q_{q/2} + Q_w = R (g + q \cdot 0,4529 + v \cdot 0,1096) \\ &= 15,556 (250 + 375 \cdot 0,4529 + 750 \cdot 0,1096) = 7820 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Within ist die Summe der positiven Momente größer, als die der negativen, während die zugehörigen Achsenkräfte bei letzteren größer sind, als bei ersteren.

Die größte Querschnittsbeanspruchung ergibt sich bei den negativen Momenten nach Gleichung (4) zu

$$k_1 = -\frac{R}{f} - \frac{M}{W} = -\frac{8150}{f} - \frac{440000}{W} \text{ (Druck).}$$

Bei den positiven Momenten zu

$$k_2 = -\frac{7850}{f} - \frac{493000}{W} \text{ (Druck).}$$

Als größte Beanspruchung kann bei den ungünstigen Voraussetzungen der einseitigen Belastung $k = 1200$ kg/qcm zugelassen werden, dann genügt ein Querschnitt (II) Nr. 22, dessen $f = 2 \cdot 37,6 = 75,2$ qcm, $W = 2 \cdot 247 = 494$ cm³.

Es ergibt sich für diesen Querschnitt

$$k_1 = -\frac{8150}{37,6} - \frac{440000}{494} = -1109 \text{ kg/qcm (Druck),}$$

$$k_2 = -\frac{7850}{37,6} - \frac{493000}{494} = -1208 \text{ kg/qcm (Druck).}$$

Für die Zugstange ist eine geringere Beanspruchung zweckmäßig, weil die ungünstigste Lastanordnung hierfür leichter vorkommen kann, läßt man $R = 1000$ kg/qcm zu, so ergibt sich der nicht durch Schraubengewinde geschwächte Durchmesser nach Gleichung (12) Seite 49 zu

$$d = 1,13 \sqrt{\frac{P}{R}} = 1,13 \sqrt{\frac{9900}{1000}} = 3,56 \text{ cm, dafür } 4 \text{ cm.}$$

Der durch Schraubengewinde geschwächte Durchmesser nach Gleichung (13) Seite 49 zu

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{9900}{1000}} = 4,74 \text{ cm, dafür } 5 \text{ cm.}$$

§ 6.

Berechnung des Fachwerkbogens mit drei Gelenken.

Wie bereits bemerkt, ist die Ermittlung des Schubes bei dem stabförmigen Dreigelenkbogen völlig unabhängig von der Bogenform, es muß daher das dort gezeigte Verfahren der Ermittlung des Schubes durch Zeichnen der Dreigelenk-Seillinie auch für den Fachwerkbogen Gültigkeit haben. In der Regel wird man indes den Schub am schnellsten durch Aufstellung der Momentengleichung für das Scheiteltgelenk als Drehpunkt ermitteln. Zunächst müssen zu diesem Zweck die in den Kämpfergelenken wirkenden Stützdrücke ermittelt werden, wobei man sich den Horizontalschub durch ein Zugband aufgenommen denkt und ein Kämpfergelenk A fest, das andere B wagrecht beweglich angenommen wird. Die Stützdrücke A und B werden dann genau wie bei dem ebenen Fachwerkträger ermittelt. (Vergl. S. 124.) Bei nur senkrecht wirkenden Lasten sind die Stützdrücke A und B beide senkrecht, bei schiefen Lasten (Wind) ist nur der Stützdruck in B senkrecht, der in A schief gerichtet. Ist A und B ermittelt, so hat man für den Scheitel als Drehpunkt und beispielsweise die linke Trägerhälfte

$$Hh = Aa + P_1 p_1 + P_2 p_2 \text{ u. f. w.}$$

$$\text{woraus } H = \frac{Aa + P_1 p_1 + P_2 p_2 \text{ u. f. w.}}{h}$$

Man ersieht ohne weiteres, daß sich der Dreigelenkbogen mit Zugstange von einem gewöhnlichen ebenen Fachwerkträger grundsätzlich nicht unterscheidet. Man pflegt jedoch nur diejenigen ebenen Fachwerke Dreigelenkbogen zu nennen, bei denen ein einziger Stab (Zugstange) die beiden Auflager verbindet, während in einem anderen Punkt des Fachwerkes sämtliche Stäbe außer der Zugstange in einem Punkt (dem Scheiteltgelenk) zusammenlaufen.

So wird der auf Taf. 22 dargestellte französische Dachbinder sofort ein Fachwerkbogen mit drei Gelenken, wenn der Stab 11 beseitigt, und statt dessen der die Auflager verbindende Stab A-B angeordnet wird. Dasselbe gilt von dem englischen Dachbinder, Taf. 23, wenn die Laterne als nicht zum System gehörig betrachtet und der Stab 23 durch einen die beiden Auflager A und B verbindenden Stab ersetzt wird.

Hieraus folgt, daß bei dem Fachwerkbogen mit drei Gelenken die Ermittlung der Stützdrucke und Stabspannungen genau nach dem für den Fachwerkträger in Kap. 6 entwickelten Verfahren erfolgen kann, ebenso die Ermittlung des Schubes, indem man diesen als Stabspannung in der Zugstange einführt. Bei dem Bogen mit festen Gelenken wird dann die Zugstange durch die Erde ersetzt, ohne daß sich in den Ergebnissen der Berechnung hierdurch etwas ändert.

Ein Beispiel möge dies noch weiter klarstellen und zwar wählen wir zur besseren Übersicht ein einfaches Stabsystem von verhältnismäßig geringer Spannweite. Der Bogen (Taf. 30, Fig. 1a) besteht aus einer oberen flach gebogenen Gurtung, auf welcher die Pfetten in den Punkten a aufliegen, und einer stärker gekrümmten unteren Gurtung. Die Spannweite beträgt (wie bei Taf. 27) 20,0 m. Je zwei in 1,5 m Abstand angeordnete Bögen werden mittels Querverband zu einem Ganzen verbunden, damit ein seitliches Ausknicken der Gurte vermieden wird. Die Binderpaare seien 9,2 m von einander entfernt.

Die Belastungsverhältnisse werden ebenso wie bei dem Beispiel im § 3 angenommen. Die senkrechten Seiten der Halle sind durch Fachwände geschlossen gedacht, welche sich gegen die Binder anlehnen. Der auf diese Wände wirkende Winddruck findet demnach zur Hälfte sein Auflager im Punkt a_1 , zur anderen Hälfte im Punkt a_0 . Letztere Kraft ist für die Berechnung des Bogens ohne Einfluß und ist nur bei Bestimmung der Verankerung des Widerlagers zu berücksichtigen, falls die Fachwände nicht unabhängig von der Halle fundamementiert sind.

Die Ermittlung der auf die einzelnen Lastpunkte entfallenden Kräfte geschieht in der im § 3 gezeigten Weise. In Fig. 1a und in dem zugehörigen Kräfteplan Fig. 1b sind diese Kräfte bei voller Belastung durch Eigenlast, Wind und Schnee, in dem Kräfteplan Fig. 1c bei Belastung der einen Binderhälfte durch Wind und halbe Schneelast dargestellt.

Es werden nun zunächst die in den drei Gelenken wirkenden Kräfte ganz in derselben Weise, wie bei dem stabförmigen Bogen, durch Zeichnen des durch die drei Gelenke gehenden Seilpolygons ermittelt.

Die Strahlen o_1-1 , o_1-15 und o_3-1 , o_3-15 der Kräftepläne Fig. 1b und 1c stellen dann die in den Auf-

lagergelenken, die Strahlen o_1-8 und o_3-8 die in dem Scheitलगelenk wirkenden Kräfte dar. Nun ist jede Bogenhälfte als ein gesonderter Fachwerkträger anzusehen, welcher durch die in den Lastpunkten wirkenden äußeren Kräfte und durch die in den Gelenken wirkenden Auflagerkräfte beansprucht wird. Die Ermittlung der Stabspannungen erfolgt demnach ebenso wie bei dem gewöhnlichen Fachwerkträger nach der Momentenmethode oder nach der Methode der Kräftepläne. In den graphischen Darstellungen auf Taf. 3) ist die letztere Behandlungsweise gewählt worden. Die in den Kräfteplänen (Fig. 2a und 2b) gezeichneten Stabspannungen sind hierbei mit denselben Nummern bezeichnet, welche die zugehörigen Stäbe in Fig. 1a erhalten haben. Die Druckspannungen sind durch stärkere Striche von den Zugspannungen unterschieden. Die äußeren Kräfte sind durch starken Doppelstrich hervorgehoben. Zum besseren Verständnis werde ein Teil der Konstruktion nachstehend verfolgt:

Kräfteplan Fig. 2a, Punkt a_0 . Bekannt ist die Auflagerkraft o_1-1 , unbekannt die Stabspannung 1 und 2. Man erhält letztere, indem man die Linie o_1-1 (Fig. 2a) in der Richtung der Auflagerkraft verfolgt, dann die Parallelen 1 und 2 zu den gleichnamigen Stäben Fig. 1a so zieht, daß der Schluß des Kräftedreiecks in Punkt o_1 erreicht wird. Hierbei ist zuerst, anschließend an o_1-1 , die Linie 2 zu ziehen, da diese beim Fortschreiten im Sinne des Uhrzeigers am nächsten der äußeren Auflagerkraft in Fig. 1a liegt.

Der weitere Verlauf ist ganz derselbe wie bei den im § 11 des sechsten Kapitels angeführten Beispielen.

Man erkennt, daß die Spannungsstrahlen der unteren Gurtung, da diese unbelastet, ¹⁾ sämtlich in dem Pol o zusammenlaufen, während die Spannungsstrahlen der oberen Gurtung durch die entsprechenden Berührungspunkte der Kraftlinien hindurchgehen. Man zieht demnach durch den Pol o parallele Strahlen zu den Seiten der unteren Gurtung und durch die Grenzpunkte zwischen den Kräften r parallele Linien zu den entsprechenden Seiten der oberen Gurtung; die Spannungen des Netzwerkes sind dann zwischen den beiden Strahlensystemen zu zeichnen. Wenn die Zeichnung genau durchgeführt ist, müssen sämtliche Stabspannungen eine geschlossene zusammenhängende Figur bilden. Man zeichnet am besten den Kräfteplan in der Weise, daß man gleichmäßig vom Auflager und vom Scheitel nach der Mitte vorgeht und den Schluß der Figur hier zu erreichen sucht. Kleine Fehler kann man ohne Nachteil auf

1) Streng genommen fällt ein Teil des Eigengewichtes des Binders auf die untere Gurtung, es genügt jedoch und trägt wesentlich zur Vereinfachung der Rechnung bei, wenn das gesamte Eigengewicht der Konstruktion in den Lasten des Obergurtes wirkend angenommen wird.

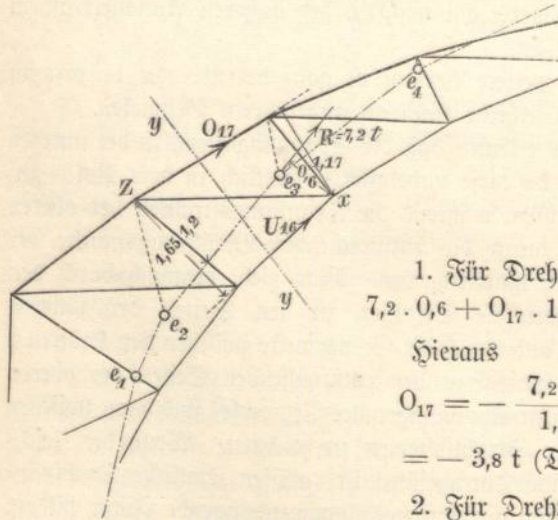
die benachbarten Stäbe verteilen. Die Genauigkeit ist praktisch vollständig ausreichend, wenn die Kräfte nach Tonnen mit einer Dezimalstelle abgegriffen werden können.

Bereits bei vorstehendem Beispiel mit weniger engem Netzwerk läßt indes das Verfahren der Bestimmung der Stabspannungen durch Zeichnen von Kräfteplänen die nötige Schärfe und Deutlichkeit vermissen. Wenn, wie meist der Fall, die Gurtungen verhältnismäßig noch näher zusammenrücken und die Zahl der Netzstäbe größer und diese selbst kürzer werden, so liefern die so gezeichneten Kräftepläne keine brauchbaren Ergebnisse, da sich kleine unmerkliche Zeichenfehler fortpflanzen und vervielfältigen. Man nimmt alsdann zur Bestimmung der Stabspannungen am besten die durch die drei Gelenke gezeichnete Seillinie zu Hilfe.

Wenn man beachtet, daß jede Seite der Seillinie die Mittelkraft sämtlicher äußeren Kräfte an der betreffenden Stelle darstellt, so läßt sich erkennen, daß ein durch die Stäbe, deren Spannung gesucht wird, gelegter Schnitt die Bestimmung der Stabspannungen nach der Momentenmethode (vergl. S. 125) ohne weiteres ermöglicht.

So trifft der Schnitt $y-y$ in Fig. 249 die Seilseite $e_2 - e_3$, deren Größe R aus dem Kräfteplan (Taf. 30, Fig. 1 b) zu $O_1 - 3 = 7,2$ t abgegriffen wird und es ergibt sich nach dem auf S. 125 gezeigten Verfahren.¹⁾

Fig. 249.



$$1. \text{ Für Drehpunkt } x \\ 7,2 \cdot 0,6 + O_{17} \cdot 1,17 = 0.$$

Hieraus

$$O_{17} = - \frac{7,2 \cdot 0,6}{1,17} \\ = - 3,8 \text{ t (Druck).}$$

$$2. \text{ Für Drehpunkt } z$$

$$- 7,2 \cdot 1,2 + U_{16} \cdot 1,65 = 0$$

$$\text{woraus } U_{16} = - \frac{7,2 \cdot 1,2}{1,65} = - 5,2 \text{ t (Druck).}$$

1) Man merke allgemein, daß beide Gurtungen Druckspannung erhalten, wenn sich der Seilstrahl zwischen beiden Gurtungen befindet, befindet sich der Seilstrahl innerhalb des Bogens (auf der konkaven Seite) so erleidet die untere Gurtung Druck, die obere Zug, befindet sich der Seilstrahl außerhalb des Bogens (auf der konvexen Seite), so wird der Obergurt gedrückt und der Untergurt gezogen.

Die Spannungen der Gitterstäbe lassen sich nicht in gleicher Weise ermitteln, da die Drehpunkte (Schnittpunkte der Gurtungen) in der Regel außerhalb der Zeichnung fallen. Es ist jedoch nunmehr nach vorangegangener Ermittlung der Gurtstäbe leicht den Kräfteplan der Stabspannungen mit genügender Genauigkeit zu zeichnen, indem man auf den in den Kräfteplänen (Fig. 2 a und 2 b, Taf. 30) parallel zu den Gurtstäben gezogenen Strahlen die durch Rechnung ermittelten Spannungswerte der Gurtstäbe aufträgt und die Endpunkte durch Grade verbindet, welche den Gitterstäben parallel laufen und die Spannung der Gitterstäbe darstellen. — —

§ 7.

Gestaltung der einzelnen Teile der Bogenträger.

Die stabförmigen Bogenträger mit vollem Steg sind im wesentlichen nach den im 5. Kap., § 3 über genietete Träger, die Fachwerkbögen nach den im 6. Kap., § 6 über Fachwerkträger gegebenen Regeln zu gestalten. Nachstehend haben wir nur einige den Bogenkonstruktionen eigentümliche Besonderheiten zu erwähnen.

Bei kleinen Bögen mit geringen Beanspruchungen genügen vielfach zwei \square -Eisen, welche sich bei den kleineren Profilen und bei flacher Bogenform unschwer durch Biegen im warmen Zustand in die entsprechende Bogenform bringen lassen. So läßt sich \square -Eisen Nr. 12 noch bequem und ohne Schaden für das Material nach einem Halbmesser von etwa 6 m krümmen.

Bei größeren Beanspruchungen, für welche diese Profile nicht mehr genügen, ist der gewöhnliche Γ -förmige Querschnitt mit Blechwand und vier Winkelseisen am zweckmäßigsten (Taf. 28). Die letzteren lassen sich hierbei unschwer in die Bogenform bringen, dagegen mußten die Stehbleche bislang der Bogenform entsprechend aus rechteckigen Blechen ausgeschnitten werden. Mit Rücksicht auf Materialverbrauch konnten die einzelnen Stücke hierbei nicht gut über 2 bis 2½ m lang werden, es wurden daher viele Stöße der Blechwand erforderlich. Wegen dieser Unbequemlichkeiten hat man früher vielfach die Blechwand durch Gitterwerk ersetzt (Fig. 2 a, Taf. 36). Neuerdings liefern indes die größeren Walzwerke auch die Stehbleche in der gewünschten Bogenform, indem diese unmittelbar nach dem Walzen im noch warmen Zustand hochkantig nach beliebigem Halbmesser gebogen werden.

Der Stoß der Blechwand wird durch doppelte Laschen, welche auch über die vertikalen Winkelseiten hinweggehen müssen (vergl. Fig. 7, Taf. 28), gedeckt. Zwischen den Laschen und der Blechwand werden Futterbleche angeordnet. Die Winkel können, wie bereits früher erwähnt, bis zu 14 m ohne Stoß verwendet werden. Man legt zweck-

mäßig behufs Materialersparnis und bequemerer Aufstellung des Bogens den Stoß der Winkel mit einem der Blechstöße zusammen. Außer den senkrechten Decklaschen werden dann nur noch Deckplatten über den horizontalen Schenkeln der Winkelleisen erforderlich. Ein derartiger Stoß für Blechwand und Winkel ist auf Taf. 28, Fig. 6 im einzelnen dargestellt.

Die Höhe der Blechwand geht in der Regel nicht über 40 cm hinaus. Hierbei ist eine besondere Versteifung gegen seitliches Ausknicken des Bogens noch zu entbehren, wenn die durch Winddiagonalen versteiften Pfetten (Lastträger) unmittelbar auf dem Bogen aufliegen, oder besser zwischen den Bögen eingespannt sind. Bei größeren Bogenhöhen, sowie in allen Fällen, in denen die Lastträger erst mittels Zwischenkonstruktionen auf den Bogen übertragen werden, ist eine besondere Sicherung des Bogens gegen seitliches Ausknicken notwendig. Dieses wird am besten dadurch bewirkt, daß entweder für den Bogen das Profil des Lastträgers gewählt wird, oder daß, falls dies nicht genügt, je zwei Bögen paarweise angeordnet und in angemessenen Abständen durch horizontale und diagonale Stäbe wie bei Fig. 1 und 9, Taf. 31, gekuppelt werden. Letzteres wird namentlich stets bei dem Untergurt der Fachwerkbogen erforderlich. Die Berechnung der Abstände, in welchen die Querverbindungen anzubringen sind, erfolgt nach den S. 34 und 134 gegebenen Zerknickungsformeln. Gegen Ausbeulen der Blechwand ist außerdem ebenso wie bei dem genieteten Träger eine Vertikalversteifung unter jedem Lastpunkt mittels \perp oder \perp -Eisen zu bewirken. (Siehe Taf. 28, Fig. 1.) Bei Anordnung derartiger Versteifungen ist darauf zu achten, daß bei Bogenträgern im Gegensatz zu den gewöhnlichen Trägern nicht nur der Obergurt, sondern auch der Untergurt, je nach Lage und Belastung Druckspannungen auszuhalten hat.

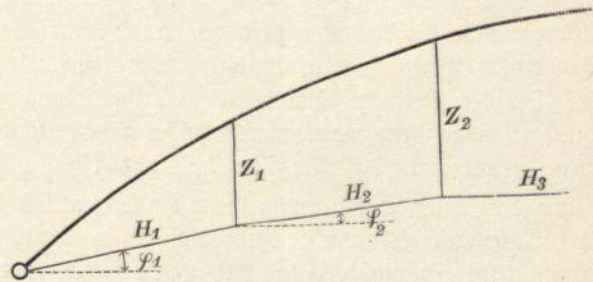
Die Gestaltung der Stabquerschnitte und der Stabverbindungen der Fachwerkbögen erfolgt in gleicher Weise wie bei den gewöhnlichen Fachwerträgern.

Die Zugstangen werden des Aussehens halber gewöhnlich aus Rundstahl hergestellt, wobei die einzelnen Stücke nicht gern über 10 m lang gewählt werden. Die Stoßverbindung erfolgt am besten mittels Gelenk nach Fig. 8, Taf. 28, weniger gut durch Verschraubung nach Fig. 6, Taf. 2, da in diesem Falle ein größerer Querschnitt der Stange mit Rücksicht auf die durch das Schraubengewinde entstehende Schwächung erforderlich wird. Aus diesem Grunde empfiehlt sich auch die in Fig. 10, Taf. 28 dargestellte Endbefestigung der Stange.¹⁾ Die Stange muß außerdem, um eine Beanspruchung auf Die-

gung auszuschließen, unter allen Umständen an dem Bogen mittels eines Scharniers befestigt sein. Damit die Zugstangen nicht infolge des eigenen Gewichtes durchbiegen, werden sie in angemessenen Abständen (2 bis 4 m) an dem Bogen mittels schwacher Hängeeisen angehängt. Eine derartige Anordnung ist aus Fig. 1 und 9, Taf. 28 zu ersehen. Ist die Zugstange nicht sichtbar, so kann man anstatt des Rundstahls auch Flach- oder Winkelleisen verwenden.

Vielfach werden die Zugstangen des besseren Aussehens halber gesprengt, d. h. sie erhalten durch entsprechende Verkürzung der Hängestangen eine nach oben gekrümmte Form (Fig. 250).

Fig. 250.



Eine unbedeutende Sprengung kann bei der Berechnung unberücksichtigt bleiben. Im übrigen erhält man, wenn φ den Neigungswinkel der Zugstange, H die ermittelte wagrechte Spannung bedeutet, den in der schrägen Zugstange auftretenden Zug zu

$$H_1 = \frac{H}{\cos \varphi_1} \quad | \quad H_2 = \frac{H}{\cos \varphi_2} \quad \text{u. s. w.}$$

und den auf die Hängestange entfallenden Zug

$$Z_1 = H (\operatorname{tg} \varphi_1 - \operatorname{tg} \varphi_2) \quad | \quad Z_2 = H (\operatorname{tg} \varphi_2 - \operatorname{tg} \varphi_3) \quad \text{u. s. w.}$$

Diese Kraft Z tritt zu den Bogenlasten hinzu, und erfordert daher unter Umständen eine Nachprüfung der Berechnung.

§ 8.

Lager und Gelenke der Bogenträger.

1. Fußgelenke (Kämpfergelenke).

Alle Bogenträger, bei welchen der Horizontalschub durch eine die beiden Kämpfer verbindende Zugstange aufgehoben wird, sind hinsichtlich der Lager ganz wie die Fachwerträger zu behandeln. Es finden daher die in § 11 des 5. und in § 10 des 6. Kapitels beschriebenen Lagerkonstruktionen auch hier Verwendung. Die gebogene

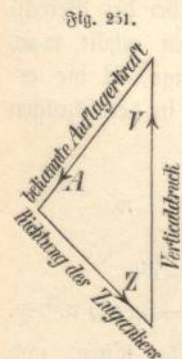
1) Wegen Berechnung dieser Konstruktionsteile s. Kap. 3, S. 52.

Oberfläche des Gleitlagers bei kleineren und die Kippwalze bei größeren Bögen gestatten vollständig die erforderliche Drehbewegung des Bogens in den Lagern.

Derartige Lager zeigen die auf Taf. 35, Fig. 5 und 6 und Taf. 36, Fig. 1 und 2 dargestellten Konstruktionen.

Bei Taf. 35, Fig. 5 und 6, sowie Taf. 36, Fig. 2 ist das feste Lager als Kipplager, das bewegliche als Rollenlager ausgebildet (vergl. hierüber S. 141), während für das Lager Taf. 36, Fig. 1 das bereits auf S. 138 am Schlusse des § 10 erwähnte vereinfachte Rollenlager (gleichzeitig Kipp- und Rollenlager) gewählt wurde. Obgleich hier die den Horizontalschub aufhebende Zugstange nicht die beiden Kämpfer des Bogens verbindet, sondern in zwei schräg nach unten führende Zuganker gelegt ist, so ist die Wirkungsweise doch die gleiche. Diese Konstruktion, welche bei den Bogenbindern der Bahnhofshalle Alexanderplatz Berlin und in ähnlicher Weise bei anderen Bahnhöfen der Berliner Stadtbahn zur Anwendung gekommen ist, möge ihrer Eigenartigkeit halber näher erläutert werden: (vergl. auch Taf. 31, Fig. 7, 8 und 10).

Bei der steilen Dachneigung dieser Hallen entsteht bei vollem einseitigen Winddruck eine nach innen gerichtete Horizontalkraft, es mußte daher das Lager sowohl gegen einen nach außen als auch gegen einen nach innen gerichteten Schub gesichert werden. Die zu einem Doppelbinder gehörenden Einzelbinder sind unmittelbar über dem Auflager durch einen kräftigen Querträger verbunden (Fig. 1a, Taf. 36). In der Mitte dieses Trägers greift eine mit dem Fundament verankerte schräge Zugstange (Fig. 1d) an, welche den für gewöhnlich nach außen gerichteten Schub aufnimmt. Die Beanspruchung dieser Zugstange und die auf das Auflager wirkende senkrechte Kraft findet man aus



dem bekannten Auflagerdruck durch Zeichnen des Kräfte-dreiecks (Fig. 251).

Zur Aufnahme der nach innen gerichteten Horizontalkraft kann man, falls genügend Raum vorhanden, einen gleichen entgegengesetzt gerichteten Zuganker anbringen. Bei der geringen Größe dieses Schubes ließ sich der gleiche Zweck jedoch in einfacherer Weise erreichen. Jeder der beiden Einzelbinder ist am Fuße mit einem Gußstück verschraubt, welches auf einer Stahlwalze rollt. Letztere läuft auf der gußeisernen Lagerplatte, welche mit einer Rippe in den Lagerstein eingreift. Die Lagerflächen der beiden Gußstücke sind nun nach der Mitte der Halle hin steigend angeordnet (Fig. 1e), und zwar muß die Neigung mindestens rechtwinklig zur schräg nach innen gerichteten Auf-

lagerkraft gerichtet sein, wenn eine Verschiebung des Binderfußes nach innen vermieden werden soll. Man wird sie zur Sicherheit jedoch etwas steiler anordnen. Da der nach innen gerichtete Schub in keinem Fall sehr bedeutend sein kann, so ist eine derartige Anordnung vollkommen ausreichend. Das Lager bietet bei einfacher Ausbildung genügende Sicherheit gegen Ausweichen und dabei gleichzeitig ausreichende Beweglichkeit.

Den Durchmesser der Walze berechnet man nach Gleichung (18), S. 139, indem für P der größte Auflagerdruck, und $n = 1$ gesetzt wird. Die Abmessungen der Gußstücke sind ebenfalls nach den in § 10 des 6. Kap. entwickelten Gesichtspunkten zu bestimmen.

Sind die beiden Bogenfüße nicht durch Zugstangen verbunden, wie dies neuerdings bei weitgespannten, bis zum Fundament reichenden Hallen die Regel, so muß das Fußgelenk so beschaffen sein, daß es den Horizontalschub mit Sicherheit auf das Fundament überträgt. Man kann hierbei zwei Arten der Lagergestaltung unterscheiden:

- a) Das Fußgelenk ist wie ein Kipplager ausgebildet, wobei die Kippwalze beiderseits von den Gußstücken klauenartig bis nahe zur Hälfte umfaßt wird. Das obere Gußstück ist mit dem Binderfuß verschraubt, das untere durch eingreifende Rippen, u. a. auch durch Anker mit dem Fundament fest verbunden.

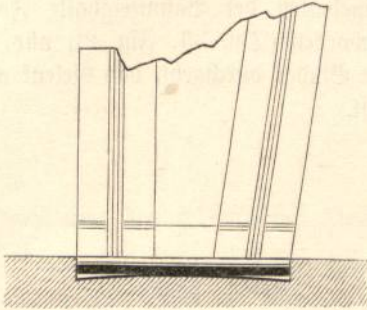
Diese Konstruktion, von welcher Taf. 32, Fig. 4 und Taf. 35, Fig. 1 bis 4 je ein Beispiel zeigt, wurde bisher vielfach angewandt, sie bietet jedoch bei stärker auftretendem Horizontalschub keine vollständige Sicherheit gegen Auspringen des Binderfußes. In dem auf Taf. 35 dargestellten Beispiel ist diese Gefahr dadurch vermindert worden, daß die Kippwalze im unteren Teil rechteckigen Querschnitt erhielt und das obere Gußstück noch etwas über die obere gekrümmte Fläche der Walze hinausgreift.

Noch wirksamer wird man dem Abheben durch Laschen begegnen können, welche das obere und untere Gußstück verbinden, ohne indes eine geringe gelenkartige Bewegung zu hindern. Taf. 36, Fig. 2a u. 2c zeigt eine derartige Anordnung.

- b) Der entsprechend gestaltete Binderfuß ruht in einer Lagerpfanne, welche ein Ausweichen aus Anlaß des Horizontalschubes verhindert, aber eine geringe gelenkartige Bewegung zuläßt. In dieser Art sind bei den meisten neueren Hallenbauten die Fußgelenke konstruiert, Taf. 35, Fig. 4 zeigt ein derartiges Beispiel. Der entsprechend abgerundete und durch Laschenbleche verstärkte Binderfuß ruht hier in einer gußeisernen, außen etwas höher greifenden Lagerpfanne.

Man kann ein solches Lager noch einfacher gestalten, wenn man den Binderfuß mit einer horizontalen Blechplatte abschließt, welche sich auf der etwas nach oben gekrümmten, oder mit Druckleiste versehenen Lagerfläche der gußeisernen Pfanne wälzt (Fig. 252). In dieser und ähnlicher Weise

Fig. 252.



sind die Lagerfüße bei den Bahnsteighallen Bremen und Köln, sowie bei den Außenwänden der Bahnsteighalle Frankfurt a/M. ausgebildet worden. Der Horizontalschub wird hierbei durch senkrechte Leisten in der Lagerpfanne, gegen welche sich die senkrechte Außenfläche des Binderfußes lehnt, aufgenommen.

2. Scheitelgelenke.

Man kann drei Hauptkonstruktionsarten unterscheiden:

- a) Walzengelenke, bei welchen sich zwei mit den Bogenenden verschraubte Gußklauen gegen eine Stahlwalze lehnen, welche sie nahezu bis zur Hälfte umfassen.

Diese Anwendung stimmt mit der Anordnung a der Fußgelenke überein und hat den gleichen Nachteil, daß erheblichere Vertikalkräfte nicht mit voller Sicherheit übertragen werden, und demnach die Gefahr des Auspringens der Klauen nicht ausgeschlossen erscheint. Diese Gefahr liegt namentlich bei steilen, weniger bei flachen Bögen vor. Beispiele hierfür bieten: Taf. 32, Fig. 3, Taf. 34, Fig. 3; Taf. 36, Fig. 2 und Taf. 37, Fig. 2. Bei dem Beispiel Taf. 34, Fig. 3 ist der erwähnten Gefahr dadurch vorgebeugt, daß an den senkrechten Endflächen der Binderhälften beiderseits Gußstücke (g-g) angeschraubt sind, welche verschränkt ineinandergreifen und so eine senkrecht entgegengesetzte Bewegung beider Binderhälften verhindern. Außerdem sind beide Binderhälften noch durch Flachlaschen verbunden, welche die Gelenkwalze zwischen sich fassen und mit letzterer durch einen Schraubenbolzen verbunden sind. Diese Konstruktion erscheint indes gekünstelt und es ist zu bezweifeln, ob es praktisch möglich ist, alle Teile so

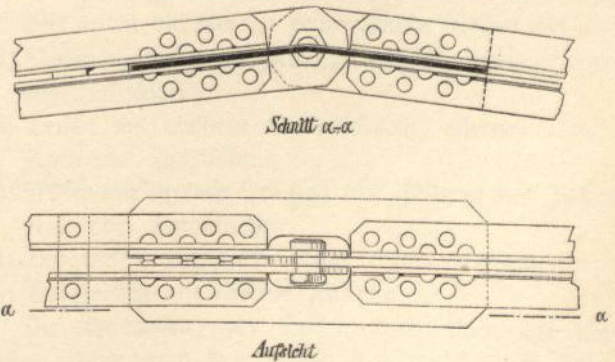
passend einzusetzen, daß sie tatsächlich die beabsichtigte Wirkung ausüben.

Bei dem Beispiel Taf. 36, Fig. 2d—e hat man das Gelenk nach dem Aufstellen der Konstruktion beider Binderhälften durch aufgenietete Flachlaschen verbunden, wodurch zwar die Gefahr des Auspringens beseitigt, aber auch die Gelenkwirkung nahezu aufgehoben wurde.

Wo es sich daher um Übertragung starker vertikaler Kräfte (bei steilen Dächern) handelt, wähle man lieber eine der folgenden Konstruktionen.

- b) Jedes Ende der beiden Binderhälften ist als Gelenkauge ausgebildet, beide Gelenkaugen greifen gabelförmig ineinander und werden durch einen Schraubenbolzen verbunden. Derartige Scharniergelenke gestatten die Übertragung beliebig gerichteter Kräfte bei vollständiger Sicherheit gegen Auspringen. Ein gutes Beispiel eines solchen Gelenkes zeigt Fig. 1a—f, Taf. 37. Als Nachteil ist die geringe seitliche Steifigkeit des Gelenkes (rechtwinklich zur Binderebene) zu nennen. Um diesen Übelstand nach Möglichkeit abzuschwächen, empfiehlt es sich zu beiden Seiten des Gelenkes nach nachstehender Fig. 253 horizontale Bleche

Fig. 253.



anzuordnen, welche zwar eine feste Verbindung der beiden Bogenhälften herbeiführen, aber trotzdem die nötige Beweglichkeit des Gelenkes zulassen. Diese Bleche können mit Vorteil auch als Knotenbleche für den Anschluß der Stäbe des Bindverbandes ausgebildet werden.

- c) Die beiden Bogenhälften werden mittels federnder Bleche fest vernietet, so daß eine sichere Übertragung beliebig gerichteter Kräfte und gute seitliche Steifigkeit erzielt und trotzdem eine genügende gelenkartige Beweglichkeit gewahrt wird.

Eine derartige Konstruktion, wie sie zuerst bei Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn ausgeführt wurde, zeigt Fig. 3a—c auf Taf. 37. Die unteren Gurtplatten gehen hierbei ununterbrochen durch und sind außerdem mittels einer untergenieteteten Platte so verstärkt, daß diese durchgehenden Teile allein imstande sind, den horizontalen Scheiteldruck zu übertragen. Zur Aufnahme der bei einseitiger Belastung auftretenden Vertikalkräfte und zur Erhaltung der seitlichen Steifigkeit des Bogens dienen zwei besonders geformte Federn, welche an beiden Seiten der senkrechten Blechwand des Bogens angeschraubt sind, und

welche eine solche Form erhalten haben, daß einer geringen Drehung um den unteren Scheitelpunkt (in der durchgehenden Gurtung) kein nennenswerter Widerstand entgegengesetzt wird. Die Federn sind aus gutem Federstahl gefertigt. Jede derselben besteht aus zwei Teilen, welche behufs inniger Verbindung mit eingedrehten konischen Bolzen verschraubt sind. Die gleiche Konstruktion ist bei den Scheitelgelenken der Bahnsteighalle Frankfurt a/M. angewendet worden (Taf. 33, Fig. 2), nur, daß hier der Obergurt der Binder durchgeht, das Gelenk also umgekehrt angeordnet ist.

Achtes Kapitel.

Decken.

§ 1.

Verwendung des Eisens bei Decken.

Bei den Decken hat sich die Verwendung von Eisen an Stelle von Holz und Stein am frühesten eingebürgert, da hier die Vorteile, welche das Eisen vor den anderen Baustoffen voraus hat und welche hauptsächlich in der größeren Tragfähigkeit, Feuersicherheit und Unempfindlichkeit für Fäulnis und Schwammbildungen bestehen, am meisten zur Geltung kommen.

Die größere Tragfähigkeit kommt hauptsächlich in Betracht bei Überdeckung größerer Räume, oder bei besonders großen Belastungen; die größere Feuersicherheit bei Räumen, in welchen wertvolle oder leicht brennbare Stoffe aufgespeichert sind; während endlich die Sicherheit gegen Fäulnis und Schwamm auch bei den gewöhnlich vorkommenden Decken der Wohngebäude von Vorteil ist. Daß nicht bereits alle Decken mit eisernen Balken versehen werden, liegt lediglich an dem höheren Preise, den das Eisen zur Zeit noch hat.

Zieht man jedoch die Kosten und Unbequemlichkeiten in Betracht, welche mit Erneuerung einer vom Schwamm ergriffenen Decke verknüpft sind, berücksichtigt man ferner, daß die Gefahr der Schwammbildung gerade bei den Decken infolge der Berührung des Hirnholzes der Balken mit frischem Mauerwerk und der Ausfüllung der Zwischenfelder mit Schutt eine sehr große ist, so kann dieser geringe Preisunterschied bei der ersten Anlage nicht ins Gewicht fallen. Jedenfalls ist bei allen wichtigeren Gebäuden von der Verwendung hölzerner Deckenbalken unbedingt abzuraten.

Jede Decke wird gebildet aus dem Traggerippe (Balkenlage) und der Füllung, welche die Räume zwischen den Deckenbalken schließt. Von der Balkenlage wird lediglich die erforderliche Tragfähigkeit verlangt, während die Füllung außerdem noch je nach der Bestimmung der Gebäude ein schlechter Schall- und Wärmeleiter sein muß. — Hölzerne Balken werden gewöhnlich in Stärken bis zu 20/25 cm verwendet und können dann in gewöhnlichen Wohngebäuden bei 1,0 m Abstand bis höchstens zu 5,0 m freiliegen. Sind die

Spannweiten größer als 5,0 m, so muß eine Unterstützung der Balken durch Unterzüge stattfinden. Zu letzteren werden jetzt fast ausnahmslos, auch bei den einfachsten Gebäuden, eiserne Träger verwendet.

Wird bei den Decken mit eisernen Balken auch die Füllung nicht aus Holz, sondern aus Mauerwerk, oder Eisenblechen hergestellt, so erhält man eine massive, unverbrennliche Decke. Unbedingt feuersicher ist eine solche Decke noch nicht, da sie bei größerer Hitze infolge der Wärmeausdehnung und der durch Glühendwerden verringerten Festigkeit des Eisens zum Einsturz kommen kann. Als unbedingt feuersicher sind nur solche Decken anzusehen, bei welchen das Eisen durch Umhüllung mit schlechten unverbrennlichen Wärmeleitern der unmittelbaren Einwirkung des Feuers entzogen ist. (Vergl. Kap. 1, § 6.)

Wie teilen die hier zu besprechenden Decken ein in:

- 1) Decken mit hölzernen Deckenbalken, eisernen Unterzügen und Holzfüllung.
- 2) Decken mit eisernen Deckenträgern, eisernen Unterzügen und Holzfüllung.
- 3) Decken mit eisernen Trägern und Füllung aus Ziegelstein- oder Betontappen.
- 4) Desgleichen mit Füllung aus ebenen Steinplatten.
- 5) Desgleichen mit eiserner Füllung.

Die Berechnung der Deckenträger, Unterzüge und Säulen erfolgt nach den in den Kapiteln 4, 5, 6, 7 gegebenen ausführlichen Darlegungen. Über die anzunehmenden Eigengewichte und Belastungen geben die Tabellen 3—5 im Anhang Auskunft. Über die Berechnung der Füllung wird in den nachfolgenden Paragraphen das nötige angegeben werden.

§ 2.

Hölzerne Decken mit eisernen Unterzügen.

Bezüglich der Anordnung der hölzernen Decken wird auf den zweiten Band verwiesen. Zu den eisernen Unterzügen werden bei Spannweiten bis etwa 7 m gewalzte I-Träger, bis zu 10 und 12 m genietetete Blechträger

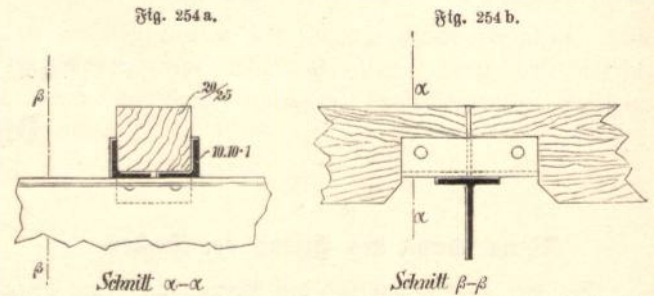
verwendet. Bei größeren Spannweiten sind Fachwerkträger erforderlich, welche dann gewöhnlich in das nächste Stockwerk hineinragen und dort entweder eine Zwischenwand bilden oder, wenn die Räume untergeordneter Natur sind, sichtbar bleiben. Derartige Deckenträger sind auf Taf. 24 bis 27 dargestellt. Über die Behandlungsweise der eisernen Träger und Stützen findet sich das erforderliche bereits in den vorhergehenden Kapiteln. Es bleiben daher nur die gebräuchlichen Anordnungen der Holzbalken im Anschluß an die eisernen Unterzüge zu besprechen.

Je nach der Höhenlage der Unterzüge können die Balken auf diesen aufliegen, seitlich an sie anschließen, oder an ihnen aufgehängt werden.

Im ersten und letzten Fall können die Deckenbalken am Unterzug sowohl ohne Unterbrechung durchlaufen, oder gestoßen werden, während sie bei seitlichem Anschluß stets gestoßen werden müssen. Sofern die Balken, wie meist üblich, ohne Stoß durchlaufen, erfolgt gleichwohl die Berechnung der Stärke der Deckenbalken nicht nach den im Kap. 5, § 9 gegebenen Regeln, weil eine derartige Berechnung für die in der Praxis gewöhnlich vorkommenden Fälle zu umständlich ist, namentlich, wenn man die durch die Durchbiegung der Unterzüge entstehende Verschiedenheit in der Höhenlage der mittleren Unterstützung berücksichtigen wollte. Die Deckenbalken werden daher ausnahmslos so berechnet, als ob sie über dem Unterzug gestoßen wären. Zweifellos wäre es deshalb das Richtige dieser Voraussetzung auch zu entsprechen, indem man den Stoß auf dem Unterzug tatsächlich ausführte, zumal bei Anwendung durchlaufender Balken eine stärkere Belastung des Unterzuges entsteht (vergl. Kap. 5, S. 104). Allerdings hat die Anordnung des Stoßes auch ihre Nachteile, indem die verankernde Wirkung der Deckenbalken zunächst aufgehoben wird und das Auflager der Balken auf den schmalen Flanschen der meist als Unterzug dienende I-Träger zu knapp ist. Dem ersteren Übelstand kann man durch Anbringung von Zugbändern (wie in Fig. 3a und b, Taf. 38), dem letzteren durch Verbreiterung des Auflagers mittelst aufgenieteteter \square oder \perp -Eisen nach Art der Fig. 254 begegnen. Mit Rücksicht auf die hierdurch wiederum entstehenden Unbequemlichkeiten und Kosten wird jedoch bei allen einfacheren Belastungsfällen fast stets an der ununterbrochen durchlaufenden Anordnung der Deckenbalken festgehalten. Es empfiehlt sich jedoch, wenn dies geschieht, alsdann auch der Berechnung des Unterzuges die bei durchlaufenden Trägern entstehende vermehrte Stützenlast (vergl. S. 104) zu Grunde zu legen.

Wenn die Balken auf Unterzügen aufliegen, welche nur aus einem I-Träger bestehen, so muß Sorge getragen werden, daß ein seitliches Ausknicken des oberen gedrückten Flansches des Unterzuges nicht stattfinden kann.

(Vergl. auch S. 83.) Man erreicht dies am einfachsten, indem man nach Taf. 38, Fig. 1 die Balken auf dem Unterzug 1—2 cm tief aufkämmt; wird die Decke unten verschalt und gepußt, so genügen bereits die seitlich an den Flansch anschließenden Schalbretter und der Puß, um ein Ausknicken zu verhindern.



Soll der Unterzug weniger gegen die untere Deckenfläche vortreten, so kann man die Balken stärker bis auf etwa $\frac{3}{5}$ der Balkenhöhe aufkämmt (Taf. 38, Fig. 2a und b), jedoch ist dann unter allen Umständen der Balken wie in Fig. 254 über dem Unterzug zu stoßen, weil anderenfalls die Gefahr eines Bruches des Balkens über dem Unterzug eintreten kann.

Der eiserne Unterzug kann, falls er nicht sichtbar bleiben soll, nach Art der Fig. 1 b, Taf. 38, mit einem Holzkasten verkleidet werden. Die Bretter des letzteren werden an Holzflöße genagelt, welche in angemessenen Entfernungen (1,5—2 m) an dem Steg des Trägers mit Schraubenbolzen zu befestigen sind. Rückt der Unterzug so hoch, daß der Höhenunterschied zwischen Oberkante Balken und Unterzug für die Auflagerung zu gering wird, so sind die Holzbalken in der aus Taf. 38, Fig. 4a/b ersichtlichen Weise seitlich an den Unterzügen zu befestigen. Damit ein genügendes Auflager geschaffen wird, müssen zu den Winkleisen, auf welchen die Balken ruhen, große Profile, mindestens Nr. 12 (1½ cm stark) bei gleichschenkligen, Nr. 8/12 (1,2 stark) und 8/16 (1,4 stark) bei ungleichschenkligen Winkleisen gewählt werden. Statt der Winkel sind auch Konsolen aus Gußeisen nach Taf. 38, Fig. 6, welche an dem Trägersteg angeschraubt werden, anwendbar. In allen diesen Fällen empfiehlt es sich, seitlich der Lagerwinkel zur Aussteifung des Trägersteges senkrechte Versteifungswinkel nach Fig. 4a anzubringen, welche gleichzeitig eine seitliche Verschiebung des Balkens verhindern. (Vergl. auch Taf. 16, Fig. 3). Liegt der Balken so tief, daß sich der senkrechte Schenkel des Konsolwinkels nicht gut anbringen läßt, so kehrt man den Schenkel nach oben (Taf. 38, Fig. 3 und 5). Um ein Abgleiten des Balkens auf dem immerhin knappen Auflager zu verhüten, oder auch, um eine Verankerung der Frontwände durch die Balkenlage zu erreichen, ist es empfehlenswert, die Balken durch aufgenagelte Eisenbänder

(Fig. 4b), oder besser nach Fig. 3 durch angebolzte Flach-eisen, welche durch den Steg des Unterzuges hindurchgehen, zu verbinden. — Ein noch sichereres Auflager gewährt der auf Taf. 16, Fig. 1 und 2 dargestellte schmiedeeiserne Schuh.

Auf Taf. 38, Fig. 5 ist eine Deckenbildung dargestellt, bei welcher der Unterzug mit den Balken in gleicher Höhe liegt. Es empfiehlt sich hierbei nicht, wie vielfach geschieht, den Balken unmittelbar auf dem unteren Trägerflansch, sondern besser auf einem an dem Steg des Trägers befestigten Konsolwinkel zu lagern. Da in diesem Falle die Höhe des Unterzuges beschränkt ist, so kann diese Anordnung nur bei verhältnismäßig geringer Spannweite des Unterzuges Verwendung finden. Beträgt die Balkenstärke $\frac{20}{26}$, so ist, um diese Stärke bei gewöhnlichen Wohngebäuden auszunutzen, eine Entfernung von 5,0 m für die Unterzüge zweckmäßig. Alsdann ergibt sich die größte freie Länge l für den Unterzug aus:

$$\frac{p \cdot l^2}{8} = k \cdot W.$$

Setzen wir hierin

$$p = 5,0 \cdot 500 = 2500$$

$$k = 8$$

$$W = 441 \text{ für I Nr. 26,}$$

so folgt

$$l = \sqrt{\frac{8 \cdot 441 \cdot 8}{2500}} = \text{rund } 3,4 \text{ m.}$$

Eine etwas größere Spannweite für den Unterzug erhält man, wenn man die Balken kürzer anordnet und die Balkenbreite entsprechend verringert; immerhin wird die Verwendbarkeit einer derartigen Anordnung sich auf wenige Fälle beschränken.

Taf. 38, Fig. 7 zeigt eine Deckenbildung, bei welcher die Balken mittels Hängeeisen an den Unterzug angehängt sind. Eine solche Anordnung kann bei Dachbalkenlagen, bei welchen das Vorstehen der Unterzüge über den Fußboden gleichgültig ist, oder in Fällen, in welchen der Unterzug gleichzeitig eine Zwischenwand zu tragen hat, zweckmäßig sein. Hier bringt diese Anordnung noch den Vorteil mit sich, daß eine Berührung des Mauerwerks mit den Holzbalken vermieden wird, dagegen läßt sich in der Zwischenwand keine Thür anbringen. Ist letzteres erforderlich, so ist die auf Taf. 16, Fig. 2 dargestellte Anordnung, bei welcher die Oberkanten von Unterzug und Balken in einer Höhe liegen, vorzuziehen. Es empfiehlt sich nicht, die aufgehängten Balken mittels Durchlochung des unteren Flansches des Unterzuges (wie häufig geschieht) zu befestigen, sondern es ist besser die Hängeeisen, wie aus Fig. 7 b, Taf. 38 ersichtlich, mittels übergelegter Quereisen

an dem oberen Flansch des Unterzuges anzuhängen. Hierdurch wird eine Schwächung des Trägers gänzlich vermieden.

§ 3.

Decken mit eisernen Trägern und hölzerner Füllung.

Hinsichtlich der Anordnung des Stoßes der eisernen Träger über den Unterzügen gilt hier das Gleiche, wie bei den hölzernen Deckenbalken. Während indes die Holzbalken über dem Auflager stets genügende seitliche Steifigkeit gegen Schiefwerden und Umkippen besitzen, ist dies bei den dünnen Stegen der eisernen Balken, sofern sie lose auf den Unterzügen aufliegen im allgemeinen nicht der Fall. Wo daher eine genügende seitliche Versteifung durch die Zwischenfüllung nicht vorhanden ist, was stets der Fall, wenn lediglich ein Dielenbelag auf den Deckenträgern ruht, so hat man auf eine genügende seitliche Versteifung der Trägerstege über den Auflagern Bedacht zu nehmen. Eine solche läßt sich am einfachsten durch Ausmauerung des Zwischenraumes zwischen den Trägern über dem Unterzug erreichen.

Treffen die Deckenträger seitlich gegen die Unterzüge, so ist der Anschluß nach den im Kapitel 3, S. 47 gegebenen Regeln und Beispielen zu bewirken.

Von Wichtigkeit für die Gestaltung der Decke ist der Abstand der eisernen Deckenbalken voneinander. Im allgemeinen ist diejenige Anordnung der Decken mit Eisenbalken die wirtschaftlichste, bei welcher die Tragfähigkeit des Eisens voll ausgenutzt wird. Nach S. 107 darf die freie Länge eines Trägers mit Rücksicht auf Schwankungen nur höchstens das 25 fache der Trägerhöhe betragen. Man erhält hiernach die kleinste zulässige Trägerhöhe der Deckenbalken:

bei 6,0 m Entfernung der Unterzüge zu 24 cm
„ 5,0 m „ „ „ „ 20 cm
„ 4,0 m „ „ „ „ 16 cm
„ 3,0 m „ „ „ „ 12 cm

Es sind demnach in diesen Fällen mindestens I-Träger Nr. 24, 20, 16 und 12 zu verwenden. Besser ist es jedoch zur Verringerung der Schwankungen beim Betreten durchweg etwas höhere Profile anzuwenden.

In Wohngebäuden ist eine Gesamtdeckenstärke von 30 cm gebräuchlich. Rechnet man 6 cm für Dielen und Fuß, so verbleibt eine Trägerhöhe von 24 cm.

Bei 500 kg Gesamtlast und 6,0 m Trägerlänge ergibt sich ein Trägerabstand

$$a = \frac{8 \cdot k \cdot W}{5 \cdot 600^2}$$

W ist für I Nr. 24 = 353 und wird ferner k = 750 kg/qcm angenommen, so folgt

$$a = \frac{8 \cdot 750 \cdot 353}{5 \cdot 600^2} = 1,17 \text{ m.}$$

Man ersieht hieraus, daß bei den gewöhnlich vorkommenden Abmessungen und Belastungen sich für eiserne Deckenträger bei wirtschaftlicher Materialausnutzung ein etwas größerer Abstand ergibt, als für Holzbalken üblich ist.

Werden die Dielen ohne Zwischenlager unmittelbar auf den oberen Trägerflanschen aufgebracht (bei Schuppen und Speichern), so ist der Trägerabstand auch von der Tragfähigkeit der Dielen abhängig.

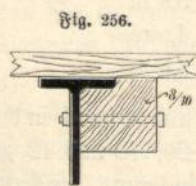
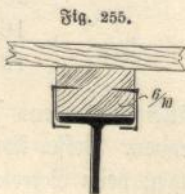
Die Stärke δ der Fußbodenbohlen wird in diesen Fällen in der Regel nicht unter 3 und nicht über 8 cm zu wählen sein. Rechnet man 1 cm für Abnutzung ab,¹⁾ so ergibt sich die größte freitragende Länge a dieser Bohlen bei einer Deckenlast von q kg f. d. qm aus

$$\frac{q a^2}{8} = \underbrace{0,7}_k \cdot \frac{100 (\delta - 1)^2}{6} \text{ zu } a = \frac{9 (\delta - 1)}{\sqrt{q}}$$

Für verschiedene Werte von q ergeben sich die Werte von a aus nachstehender Tabelle.

Deckenlast kg f. d. qm	Größte freitragende Länge der a Bohlen in m bei einer Stärke in cm von					
	3	4	5	6	7	8
500	0,8	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8
750	0,65	1,0	1,3	1,65	1,95	2,3
900	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1
1000	—	0,85	1,15	1,4	1,7	2,0
1500	—	0,70	0,9	1,15	1,4	1,6

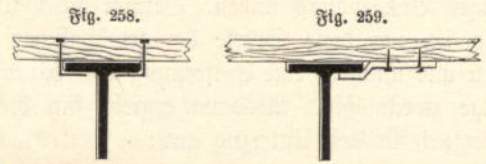
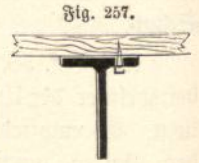
Die Befestigung der Dielen auf den Trägern kann in verschiedener Weise erfolgen. Die Verwendung besonderer Lagerhölzer auf, oder neben dem eisernen Träger (Fig. 255 und 256), auf welchen die Dielen in üblicher



Weise aufgenagelt werden, ist wegen der für die Lagerhölzer aufzuwendenden Kosten, außerdem bei Fig. 255 wegen der verlorenen Höhe nicht vorteilhaft. Ein unmittelbares

1) Mehr zu empfehlen ist die Verwendung zweier aufeinander liegender Dielenlagen, von denen die untere, der Abnutzung nicht unterworfen, lediglich für die Tragfähigkeit berechnet wird, während die obere Dielenlage die mit Rücksicht auf die Art des Gebrauches erforderliche Stärke erhält und nach Bedarf erneuert wird.

Auffschrauben mit Durchlochung des oberen Trägerflansches (Fig. 257) ist zwar das nächstliegende, aber wegen der mit dem Bohren der Löcher verbundenen Kosten und der nicht unerheblichen Schwächung des Trägers unzweckmäßig. Vielfach wird es genügen, den Befestigungsnagel von oben neben dem Flansch einzutreiben und den unten überstehenden Teil des Nagels um den Flansch des Trägers umzuschlagen (Fig. 258). Besser sind Holzschrauben mit breitem Kopf welche von unten neben dem Flansch eingeschraubt werden (Tafel 38, Fig. 8 b), oder eiserne mit Holzschrauben befestigte Haken nach Fig. 259.



Bei all diesen Befestigungsarten ist vorausgesetzt, daß der Fußboden von unten zugänglich ist, eine Einschubdecke also fehlt. Letztere wird meist nur in bewohnbaren Räumen, bei welchen die Gesamtdeckenlast f. d. qm 500—750 kg beträgt, in Frage kommen. Die gewöhnlich 3 cm starken Dielen wird man hier nicht über 1,0 m freilegen, falls daher die eisernen Träger aus wirtschaftlichen Gründen weiter als 1,0 m angeordnet werden sollen, so ist eine Zwischenteilung durch Querhölzer notwendig, welche rechtwinklich zu den Deckenträgern laufen und auf welche die parallel zu letzteren laufenden Dielen aufgenagelt werden. Es ergibt sich alsdann die auf Tafel 38, Fig. 9 dargestellte Anordnung. Sie ähnelt der gewöhnlichen Holzdecke, jedoch ist eine Einmauerung von Holz, durch welche die Schwamm- bildung begünstigt wird, vermieden; außerdem werden nur schwache kurze Hölzer erforderlich, welche bei Feuer zerstört werden können, ohne daß ein vollständiger Einsturz der Decke, wie bei Holzbalken, unter gewöhnlichen Verhältnissen zu befürchten ist.

Quer zu den Trägern sind 5 cm starke Bohlen von gleicher Höhe wie die Träger in 1,0 m Abstand von einander eingespannt, auf welchen oben die Dielen, unten die Deckenschalung, oder, bei Anwendung von Rohrgeflecht, die Lattung aufgenagelt wird. Seitlich sind in halber Höhe der Bohlen Latten aufgenagelt, welche als Unterlage für die Stakung dienen. Das beste Füllmaterial ist trockener Sand, auf welchen zur Vermeidung von Staubbildung eine dünne Mörtelschicht gegossen wird. Die vielfach beliebte Ausfüllung mit Kohlen Schlacken ist zu vermeiden, da letztere erfahrungsmäßig vermöge ihrer stark wasseransaugenden Eigenschaft die Schwamm- bildung begünstigen. Ebenso ist das Auffüllen mit Bau- schutt aus gesundheitlichen Rück-

sichten und wegen der Übertragung von Schwammteimen unzulässig.

Die Bohlens sind stets in einer Reihe durchlaufend (nicht verfest) einzuspannen, damit seitliche Ausbiegungen der Deckenträger vermieden werden. Für den an der Wand liegenden Eisenträger genügt, da dieser nur die halbe Last aufzunehmen hat, ein \square -Eisen. Die Bohlens unmittelbar in der Mauer zu lagern, ist zwar billiger, aber wegen der oben angegebenen Gründe nicht ratsam.

Ist es in besonderen Fällen, z. B. zur Erreichung einer thunlichst geringen Deckenstärke wünschenswert, die Deckenträger nur 1,0 m voneinander zu verlegen, so kann man die Querbohlens entbehren und Dielung und Schalung quer zu den Trägern anordnen. Die Befestigung der letzteren und der Einschubdecke in diesem Falle ist aus Tafel 83, Fig. 10 ersichtlich.

§ 4.

Decken mit Eisenträgern und Füllung aus Ziegelstein- oder Betonkappen.

Die im vorigen Paragraphen behandelten Deckenbildungen entsprechen zwar allen in Bezug auf Dauer und Haltbarkeit zu stellenden Anforderungen, gewähren aber nicht genügenden Schutz gegen Feuer. Soll dieser erreicht werden, so muß auch die Füllung der Deckenfelder aus unverbrennlichen Stoffen hergestellt werden.

Das älteste und bisher gebräuchlichste Verfahren zur Erzielung solcher massiver Deckenfüllungen besteht in dem Einziehen von Gewölbkappen zwischen den eisernen Trägern, wobei die Kappen entweder in Ziegelsteinen bei einer Wölbstärke von $\frac{1}{2}$ bis 1 Stein, oder in Stampfbeton hergestellt werden. In beiden Fällen pflegt die Kappe bis zur Oberkante der Deckenträger hintermauert zu werden. Alle derartige Decken haben den Nachteil, daß die Wölbkappen einen Schub ausüben, welche die Widerlagsmauern und bei ungleichmäßiger Belastung auch die Träger höchst ungünstig beeinflusst. Um diese Nachteile aufzuheben werden kostspielige und unbequeme Verankerungen, sowie andere mehr oder weniger gekünstelte Anordnungen erforderlich. Hierzu kommt, daß die untere Ansicht derartiger Decken einer künstlerischen Deckengestaltung hinderlich ist. — Nachdem es daher in der neuesten Zeit gelungen ist, massive ebene Deckenfüllungen, wie solche im § 6 zur Erörterung gelangen, herzustellen, welche keinen Seitenschub ausüben und dabei doch genügende Tragfähigkeit besitzen, kommen Decken mit gewölbten Kappen immer seltener zur Ausführung.

Material und Ausführung.

Um das Gewicht der massiven Decken thunlichst zu vermindern, empfiehlt sich die Verwendung eines möglichst leichten Wölbmaterials. — Zu diesem Zwecke werden geeignete Ziegelsteine durch Beimengen von Kohle zu dem Ziegelthon, welche beim Brande ausglüht und leere Räume zurückläßt, hergestellt. Man nennt diese Steine „poröse Steine“ und wenn sie behufs noch weitergehende Verminderung des Gewichtes mit Löchern versehen werden „poröse Lochsteine.“ Nicht jedes Thonmaterial ist jedoch zur Herstellung solcher Steine brauchbar. Das aus porösen Steinen hergestellte Mauerwerk wiegt durchschnittlich 1200, daß aus porösen Lochsteinen 900 kg f. d. cbm.

Ein noch leichteres Material sind die rheinischen Schwemmsteine, welche in der Gegend von Neuwied aus Kies und Kalk gefertigt werden.¹⁾ Hiervon wiegt das cbm Mauerwerk nur 750 kg. Diese Steine sind aber bröckelig und von geringerer Festigkeit, weshalb sie zur Aufnahme großer Lasten weniger geeignet erscheinen. Das leichteste Wölbmaterial bilden Korksteine, welche neuerdings in Handel gebracht sind und aus einem Gemenge von Korkabfällen und einem entsprechenden Bindemittel gefertigt werden. Der teure Preis läßt jedoch die Verwendung solcher Steine nur in seltenen Fällen vorteilhaft erscheinen.

Bei der Berechnung der Träger ist als Eigengewicht massiver Decken im allgemeinen

bei Anwendung von Vollsteinen = 400 kg f. d. qm
 „ „ „ porösen Steinen = 300—350 kg f. d. qm
 anzunehmen. Ausführlichere Angaben enthalten die Tabellen 3b und 5c im Anhang.

In solchen Gegenden, in welchen reiner grober Kies zu billigem Preis erhältlich, Ziegelsteine in geeigneter Güte aber schwer zu beschaffen sind, ist die Anfertigung der Wölbkappen aus Stampfbeton vorteilhaft. Der Beton besteht gewöhnlich aus Zementmörtel (1 Teil Zement, 3 Teile Sand), welcher mit etwa der doppelten Masse von Grobkies, oder Steinschlag aus Ziegelsteinabfällen gemischt wird. Wo billiger und reiner Grobkies zu haben ist, kann man einen sehr guten Beton in der Weise herstellen, daß man aus dem Kies den Sand heraussiebt, dann den Zementmörtel aus 1 Teil Zement und 3 Teilen ausgesiebttem Sand herstellt und diesen mit der entsprechenden Masse des Siebrückstandes gut durcheinander mengt. Das Mengen wird am besten auf einem etwa 10 qm großen Bretterbelag mit Handschaufeln vorgenommen, wenn nicht etwa Mörtelmischmaschinen zu Gebote stehen. Hierbei ist nur soviel Wasser zuzusetzen, als die Mischung annimmt, ohne zu Brei zu werden. Ist das Verhältnis des Sandes zum groben Material in der ungesiebten

1) Ein Stein ist 25 . 12 . 10 cm groß und wiegt 2,2 kg.

Riesmasse etwa 1 : 3, so kann man u. U. auch das Sieben ganz unterlassen und den Zement unmittelbar mit dem Kies mischen. Hierbei werden am besten erst 1 Teil Zement mit 3 Teilen Kies trocken gut durchgemischt und dann unter Zugabe von Wasser die übrigen 6 Teile Kies zugegeben. Statt des Rieses hat man auch mehrfach gewöhnliche Steinkohlenschlacke, wie sie bei jeder Kessel- feuerung mit Steinkohle zurückbleibt, verwendet. Der- artiger Schlackenbeton wird zwar nicht so hart, wie guter Kiesbeton, erfüllt aber in der Regel seinen Zweck und stellt sich sehr billig, außerdem ist das Gewicht des Schlacken- betons geringer als das des Kiesbetons.

Nachdem der Beton gemengt ist, wird er auf der Schalung lagenweise aufgebracht und dann mittels hölzerner mit Eisen beschlagener Stöber gut eingestampft. Hierbei ist es rätlich, den Teil der Betondecke, welcher das Auf- lager auf dem Flansch des Deckenträgers bildet, mit etwas besserer Mörtelmischung herzustellen, während die Hinter- mauerung aus weniger gutem Material bestehen kann.

Je nach der Bindezeit des Zementes kann nach drei bis fünf Tagen die Schalung entfernt werden. Die volle Festigkeit pflegt bei den meisten, langsamer bindenden Zementen erst nach etwa vier Wochen einzutreten. Während dieser Zeit ist ein fortwährendes Feuchthalten des Betons für die Erhärtung von günstigem Einfluß. —

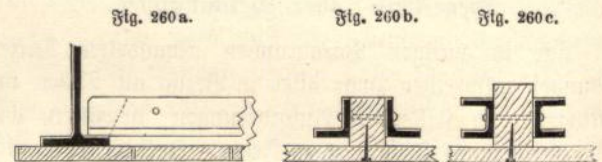
Zur Herstellung der Kappengewölbe bedarf man einer vollständigen Unterschalung, welche in der Regel durch an den Trägern hängende Rüstungen unterstützt wird. Gewöhnlich werden die Lehrbögen auf einem unter dem Deckenträger entlang laufenden Holzriegel gelagert, welcher mittelst verstellbaren Hängebügel an den Trägern auf- gehängt wird (Tafel 41, Fig. 3). Die Hängebügel werden nach Fertigstellung der Decke nach oben oder unten heraus- gezogen und die verbleibenden Löcher verputzt. Das Tafel 41, Fig. 2 dargestellte Scheereisen umklammert den unteren Trägerflansch, vermeidet daher Löcher in der Decke und erleichtert das Ausrüsten, jedoch sind zwei Längsriegel für die Aufnahme der Lehrbögen erforderlich. In Fig. 1 Tafel 41 unterstützt die untere Platte des Hängebügels ohne Zwischenschaltung eines Holzriegels unmittelbar je zwei am Träger zusammenstoßende Lehrbögen.

Die Zwickel zwischen dem Träger und dem oberen Gewölbrücken werden vollgemauert oder mit magerem Beton hinterstampft. Bei Anwendung eines Estrichs als Fuß- boden wird die Hinterfüllung in der Oberkante des Trägers glatt abgeglichen und der jeweilige Belag (Fliesen, Lino- leum, Asphalt) aufgebracht. Bei Anwendung hölzerner Fußböden werden die Lagerhölzer in die Hinterfüllung so eingebettet, daß eine unmittelbarere Belastung des Kappenschittels nicht stattfindet (Tafel 41, Fig. 3).

Um die Kappendecke auch für bessere Räume und für künstlerische Ausgestaltung brauchbar zu machen, hat man verschiedene Hilfsmittel angewendet.

Eine verbesserte Deckenansicht erreicht man zunächst durch Querteilungen und Anwendung muldenförmiger Ge- wölbe. Eine solche Decke, welche u. a. in ähnlicher Form bei dem botanischen Museum in Berlin angewendet wurde, ist auf Tafel 39, Fig. 4 dargestellt.¹⁾

Soll die Unteransicht der Decke eben sein, so läßt sich dies durch Einlegen von Querböhlen (u. U. Stehen- lassen der hölzernen Lehrbögen) auf die unteren Träger- flanschen (Fig. 5, Tafel 39) erzielen. Diese Böhlen, welche in Abständen von 0,8 bis 1,0 m verlegt werden, dienen zum Aufnageln der Deckenschalung oder Lattung, worauf die Decke in üblicher Weise weiter behandelt werden kann. Erregt bei besonders wichtigen Gebäuden die Verwendung von Holz zu den Querböhlen Bedenken, so kann man statt deren auch eiserne Querstücke verwenden, an welche die zum Annageln der Deckenschalung erforderliche Holzleiste angebolzt wird (Fig. 260).



An Stelle der Holzschalung lassen sich auf diese Weise auch Gipsdielen, Rabitzputz oder Monirplatten anbringen. Eine reichere mit derartigen Hilfsmitteln hergestellte Kappen- decke ist auf Tafel 42 dargestellt. Die eigentlich tragende Decke ist hierbei eine gewöhnliche ebene Kappendecke zwischen eisernen Trägern, während ihr durch untergehängten Rabitz- putz das Aussehen einer Spiegeldecke gegeben wurde.

Der gebogene Teil der Decke wird von starken Eisen- bügel getragen, welche sich oben gegen ein \perp -Eisen, unten gegen einen in der Mauer liegenden Rundstab stützen. Zwischen den Mauerbügel ist das Drahtnetz gespannt, welches den Stuck aufnimmt. Das Drahtnetz besteht aus ziemlich schwachem ungeglühten Draht und ist nur als Leere für den später hart und allein tragfähig werdenden Putz anzusehen; auf die Tragfähigkeit des Drahtnetzes selbst ist dagegen nicht zu rechnen, zumal die Drähte bei nur einseitigem Bewurf nicht vollständig umhüllt werden und daher bald verrostet. — Der glatte mittlere Teil der Decke ist an die unteren Flanschen der Deckenträger angehängt. Zu diesem Zwecke ist einmal das Drahtnetz mittels Drahtschleifen, welche indes nur provisorisch sind, an die Träger anzuhängen, außerdem sind aber kräftige Haken aus etwa 6 bis 8 mm starkem, 40 bis 60 mm breitem

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1886, S. 144.

Flacheisen an den Trägern anzuschrauben, deren hakenförmig gebogene Enden einige Zentimeter unter das Drahtnetz bis nahe an die Unterfläche der künftigen Decke fassen. Diese Flacheisen bilden später die eigentliche Unterstützung der Decke, da die vorerwähnten Drahtschlingen bald ausrosten, auch bei Durchbiegung der Deckenträger und aus anderen Ursachen nicht gleichmäßig zum Tragen kommen. Die vielfach übliche Aufhängung einer derartigen Scheindecke einzig und allein an Drahtschlingen von verzinktem Eisendraht, welche an dem gegen Rosten nicht geschützten dünnen Drahtnetz befestigt sind, ist durchaus ungenügend, noch dazu, wenn die Aufhängung bei Holzbalken an schwachen, womöglich nur von unten eingeschlagenen Haken, oder Stiften erfolgt, welche bei Zusammentrocknen des Holzes leicht ausreißen.

Ist die Höhe und Entfernung der Deckenträger nicht sehr groß, so läßt sich eine glatte Unteransicht auch durch Anwendung scheinrecht 1 Stein starker Kappengewölbe erreichen (Tafel 39, Fig. 6). Diese vermögen bis zu 1,2 m Trägerentfernung noch die gleiche Belastung wie $\frac{1}{2}$ Stein starke Kappen zu tragen. Da die Kappen und Träger hierbei annähernd gleich hoch sind, so wird das Hintermauerungsmaterial gespart, und hierdurch, sowie durch die vereinfachte Schalung der Preisunterschied gegenüber den Bogenkappen weniger erheblich. Die Kappen werden unterhalb wie massives Mauerwerk gepußt. Sollen die unteren Trägerflanschen nicht sichtbar bleiben, so läßt man die Unterfläche der Kappen etwa 1 cm unter die Trägerunterkante vorstehen, und pußt die Decke alsdann gleichmäßig auch unter den Trägern durch. Damit der Puß an dem Eisen gut haftet, ist es zweckmäßig, die Flanschen vor der Einwölbung mit Draht zu umwickeln. Derartige Decken sind auch ohne nennenswerte Mehrkosten unter Anwendung geformter Widerlagsteine, welche die Träger umhüllen, vollständig feuersicher herzustellen. Letztere, deren Form aus Tafel 40, Fig. 1 a/b zu ersehen, greifen mit einer Schrägfläche unter den Trägerflansch. Die verbleibende Öffnung wird entweder durch eine kleine Ziegelplatte mit Luftschicht zwischen Platte und Trägerflansch, oder auch mit Zementbeton geschlossen. Ähnlich ausgebildete Widerlagsteine, welche den gleichen Zweck bei gebogenen Kappen verfolgen, zeigen die Fig. 2 a bis c (Tafel 40.)¹⁾

Werden die Gewölbkappen in Stampfbeton ausgeführt, so läßt sich eine vollständige Trägerumhüllung in noch einfacherer Weise erreichen, indem die Schalung für die Decke so unter dem unteren Trägerflansch durchgeführt wird, daß beim Einstampfen des Betons zuerst die Träger-

umhüllung und demnächst die Decke in einem Zuge und auf derselben Schalung hergestellt werden.

Ein Beispiel hierfür bietet die Tafel 5 dargestellte und bereits im 5. Kapitel, S. 57 und 58 besprochene Decke des 1888 neu erbauten Lagerhauses in der Kaiserstraße zu Berlin, bei welcher sowohl Säulen als Träger sämtlich mit Stampfbeton umhüllt sind.

Sollen derartige Decken für bessere Räume reicher ausgestattet werden, so werden die Trägerumhüllungen mit Profilen versehen. Fig. 5, Tafel 40 zeigt eine solche bei dem Gerichtsgebäude in Frankfurt a/M. ausgeführte Decke.¹⁾ Die Einrüstung für den Betonguß besteht in diesen Fällen zweckmäßig aus Holzkästen, welche nach den zu gebenden Profilen ausgeschnitten und mit Zink ausgefüttert sind (Fig. 5 b, Tafel 40). Die Zinkbekleidungen müssen vor Einbringen des Betons gut gereinigt und mit Fett eingeschmiert werden, damit ein Festkleben der Füllmasse verhindert wird. Zunächst wird eine etwa fingerdicke Schicht feinen Zementmörtels eingebracht, welche sorgfältig in alle Ecken und Vertiefungen eingestrichen werden muß, damit spätere Nachputzarbeiten thunlichst vermieden werden. Allmählich werden dann gröbere Betonlagen aufgebracht. Nachdem in dieser Weise die Trägerumhüllungen fertig gestellt und ausgerüstet sind, werden die Kappen auf besonderer, ebenfalls mit Zinkblech gefütterter Holzschalung in ähnlicher Weise hergestellt.

Noch besser wie die Holzlehren sind solche aus Eisenblech (Fig. 5 c, Tafel 40). Letztere sind jedoch mit Rücksicht auf den höheren Preis nur dann vorteilhaft, wenn eine große Anzahl gleichartiger Decken zur Ausführung kommt. Sie werden daher hauptsächlich von Unternehmern geführt, welche die gewerbmäßige Herstellung solcher Decken betreiben.

In allen Fällen, in welchen die untere Fläche der Betondecken glatt ohne Profile gestaltet ist, genügt als Lehre gewöhnliche dichte Holzschalung. Die nach der Ausrüstung vorhandenen Unregelmäßigkeiten werden durch Abschlagen und Nachputzen beseitigt.

Um die Behandlung der Deckenflächen mit Farbe zu erleichtern, ist ein vorheriges Bestreichen mit Säure, oder kohlensaurem Ammoniak zweckmäßig. Man kann jedoch auf die Betonfläche auch gewöhnlichen Kalkputz aufbringen, wenn die Schalung vor Einbringen des Betons mit grobem trockenem Sand dünn bestreut wurde. Es bildet sich alsdann eine raue Unterfläche des Betons, an welcher der Kalkputz gut haftet. Auf letzterem kann dann in gewöhnlicher Weise gemalt werden.

Sollen die Betondecken mit Stuck versehen werden, so empfiehlt es sich in die Unterfläche des Beton schwalben-

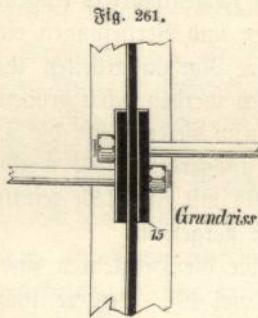
1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 63.

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1888, S. 274.

schwanzförmige Holzpflocke einzustampfen, an welchen die Stuckteile befestigt werden können. Schwerere Stuckteile werden besser mittels durchgehender Bolzen aufgehängt.

* * *

Abgesehen von Decken mit geringer Spannweite und mäßiger Belastung, müssen die Krippendecken fast stets verankert werden, um übermäßige Beanspruchungen der Träger und der Widerlager durch den Krippenschub zu vermeiden. Die Anker bestehen meist aus Rundstahl, selten aus Flachstahl, welche die Stege der Deckenträger durchdringen. Sie müssen hierbei so an den Trägerstegen befestigt werden, daß sich die Träger in wagerechtem Sinne nicht bewegen können. Es läßt sich dies in verschiedener Weise erreichen, entweder durch Verfezen der Rundanker an jedem Träger nach Fig. 261, oder auch durch Flachanker, welche nach Taf. 39, Fig. 3a und b an jedem Träger durch Keile festgelegt werden.



Am besten werden die Anker um die halbe Wölbstärke höher als der Kämpfer, also etwa im unteren Drittel des Trägersteges angebracht, weil sie dann die wagerechten Lasten möglichst unmittelbar aufnehmen. Bei Decken in besseren Räumen wird man indes die Anker gern um so viel höher anbringen, daß sie in dem Wölbmauerwerk verschwinden. Es entstehen in diesem Falle allerdings Momente, welche den Träger auf Verdrehen in Anspruch nehmen, weshalb sich alsdann die Anwendung eines etwas kräftigeren Profils, als es die Rechnung erfordert, empfiehlt. Bei Krippen von größerer Spannweite wird man den Anker an den Enden am besten gabeln, so daß ein Strang den Trägerfuß, der andere den Kopf faßt. Hierbei entstehen in den Gabelpunkten abwärts gerichtete Drücke, welche eine Mehrbelastung des Bogens und damit wieder eine Vergrößerung des Schubes bewirken, worauf bei der Stärkenbemessung des Ankers Rücksicht zu nehmen ist. Eine derartige Verankerung zeigen die Fig. 4 und 5 der Taf. 41. Die hier dargestellten Krippen von etwa 5 m Spannweite sind mehrfach bei amerikanischen Bauten zur Ausführung gekommen, wobei das Gewölbe aus 30 . 15 . 2,5 cm großen Thonplatten in Zementmörtel gebildet wurde.

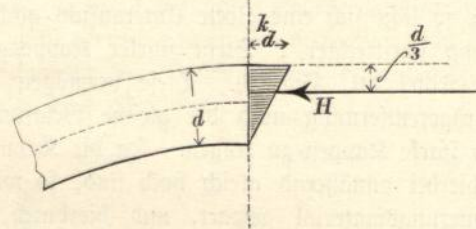
§ 5.

Berechnung der Krippendecken.

Wölbstärke.

Da bei derartigen Decken nur sehr flache Bögen von geringer Pfeilhöhe zur Anwendung gelangen, so ist es für eine genügend angenäherte Berechnung der Krippenstärke d im Scheitel ausreichend, wenn die Gesamtlast (Eigengewicht und Nutzlast) gleichmäßig verteilt und der Horizontalschub H mit Rücksicht auf halbseitige Belastung im Abstand von $d/6$, von der Gewölbmitte wirkend, angenommen wird (Fig. 262). In diesem Falle erleidet die äußere Laibungsfläche des Gewölbes den größten Druck k_a , während die Spannung in der inneren Laibung Null ist.

Fig. 262.



Nach Gleichung (6) S. 33 ist alsdann

$$k_a = \frac{H}{f} + \frac{H \cdot d}{6W}$$

Bei einer Gewölbtiefe 1 ist $f = d$ und $W = \frac{d^2}{6}$, so daß sich ergibt

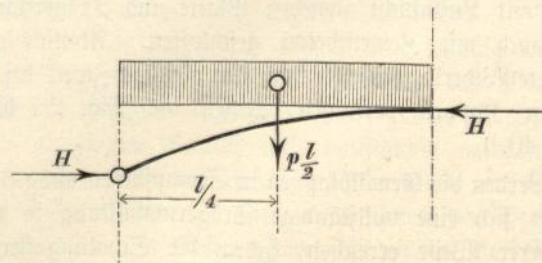
$$d = \frac{2H}{k_a} \quad (1)$$

H ergibt sich genau genug nach Fig. 263 zu

$$H = \frac{pl^2}{8h} \quad (2)$$

worin p die Gesamtlast für die Flächeneinheit,

Fig. 263.



Wird der Wert von H in Gleichung (1) eingesetzt, so erhält man

$$d = \frac{pl^2}{4hk_a} \quad (3)$$

Für k_a ist hierbei der größte zulässige Druck für das in Frage kommende Wölbmaterial einzusetzen, und zwar für poröses Hohlziegel- oder Schwemmsteinmauerwerk 5 kg/qcm
 „ gewöhnliches Ziegelmauerwerk 8 „
 „ Klinkermauerwerk in Zementmörtel (1 Teil Zement, 1 Teil Kalk, 5 Teile Sand) 15 „
 oder Stampfbeton (1 Teil Zement, 3 Teile Sand, 5 Teile Kies)

Gleichung (3) liefert zunächst nur die Scheitelstärke, jedoch kann diese Stärke für den ganzen Bogen beibehalten werden, weil sich der Druck bei flachen Bögen nach dem Widerlager hin verhältnismäßig wenig vermehrt und diese geringe Druckvermehrung durch die verstärkende Wirkung der Hintermauerung reichlich aufgewogen wird, auch empfiehlt sich ihre Anwendung nur bei den gebräuchlichen Spannweiten bis etwa zu $3\frac{1}{2}$ m.¹⁾

In Gleichung (3) ist p in kg/qcm, l und h in cm, k_a in kg/qcm einzusetzen um d in cm zu erhalten. Die Wölbstärke d ist jedoch bei Ziegeltappen mindestens $\frac{1}{2}$ Stein = 12 cm, bei Stampfbeton mindestens = 8 cm zu wählen, falls Gleichung (3) kleinere Werte liefert.

Gewöhnlich ist die Pfeilhöhe $h = \frac{1}{10} l$, dann geht Gleichung (3) über in

$$d = \frac{5pl}{2k_a}$$

Beispiel: Die Gesamtdeckenlast einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Kappe ($d = 12$ cm) betrage 1200 kg/qm ($0,12$ kg/qcm), dann ergibt sich die größte zulässige Spannweite l bei einer Pfeilhöhe $h = \frac{l}{10}$

- bei porösen Hohlziegelmauerwerk . . . zu $40 \cdot 5 = 200$ cm = 2,0 m,
- bei gewöhnlichen Ziegelmauerwerk . . . zu $40 \cdot 8 = 320$ cm = 3,2 m,
- bei Klinkermauerwerk in Zementmörtel oder Stampfbeton . . zu $40 \cdot 15 = 600$ cm = 6,0 m.¹⁾

Verankerung der Mittelfelder.

Für die Verankerung ist der Rappenschub maßgebend. Bei gleichmäßiger Belastung der ganzen Decke heben sich die Schübe zweier benachbarter Deckenfelder von gleichen Abmessungen auf, während im Endfeld der Schub vom Widerlager, oder, falls dieses nicht dazu im Stande, von einer Verankerung aufgenommen werden muß. Bei ungleichmäßiger Belastung bleiben auch zwischen zwei

benachbarten Deckenfeldern wagerechte Kräfte übrig, welche in der Regel von dem Träger nicht aufgenommen werden können, sodaß alsdann auch in den Mittelfeldern Verankerungen notwendig werden. Der größte wagerechte Schub entsteht bei den Mittelfeldern dann, wenn das eine Deckenfeld voll, das benachbarte unbelastet ist. Der Widerstand, welchen das unbelastete Gewölbe einem negativen Schub zu leisten vermag, ist jedoch größer, als der nach Gleichung (2) sich ergebende Schub bei lediglich durch Eigengewicht belastetem Gewölbe, da sich in dem unbelasteten Bogen bei gleicher Materialanstrengung eine flachere Seillinie (Stützlinie) im inneren Gewölbdrittel einzeichnen läßt, als bei dem belasteten Gewölbe. Man wird jedenfalls nicht zu weit gehen, wenn man annimmt, daß bei dem belasteten Gewölbe die Seillinie im Scheitel im oberen, am Kämpfer im unteren Kernpunkt sich befindet, während bei dem unbelasteten Gewölbe das umgekehrte stattfindet. Dann ergibt sich die Differenz beider Schübe unter Benutzung von Gleichung (2), wenn die Eigenlast = g , die Nutzlast = q für die Flächeneinheit gesetzt wird zu:

$$H_{max} - H_{min} = \frac{l^2}{8} \left\{ \frac{(g + q)}{h + \frac{d}{3}} - \frac{g}{h - \frac{d}{3}} \right\} \quad (4)$$

Ergibt sich für $H_{max} - H_{min}$ ein negativer Wert, so findet keine wagerechte Beanspruchung des Trägers statt.

Beispiel: Es sei $l = 1,2$ m, $h = \frac{l}{10} = 0,12$ m, $g = 400$, $q = 800$ kg/qm, $d = 0,12$, dann wird

$$H_{max} - H_{min} = \frac{1,2^2}{8} \left\{ \frac{(400 + 800)}{0,12 + 0,12/3} - \frac{400}{0,12 - 0,12/3} \right\} = 450 \text{ kg/m}$$

Diejenige Nutzlast q , für welche $H_{max} - H_{min} = 0$ wird, ergibt sich aus

$$0 = \frac{400 + q}{0,12 + 0,12/3} - \frac{400}{0,12 - 0,12/3}$$

zu $q = 400$ kg/qm.

Man erkennt, daß mit wachsender Spannweite und wachsender Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht die Gefahr der wagerechten Belastung der Träger wächst.

Diejenige Pfeilhöhe h' , für welche unter Beibehaltung von $q = 800$ $H_{max} - H_{min} = 0$ wird, ergibt sich aus

$$0 = \frac{400 + 800}{h + 0,12/3} - \frac{400}{h - 0,12/3}$$

zu $h' = 0,08$ m oder $\frac{1}{15}$ der Spannweite l .

Allgemein ergibt sich für $H_{max} - H_{min} = 0$ aus Gleichung (4)

$$h' = \frac{d(2g + q)}{3q} \quad (5)$$

Es giebt also für jede Kappe eine Pfeilhöhe h' , bei welcher wagerechte Belastungen der Träger in den Mittel-

1) Bei größeren Spannweiten muß die Wölbstärke nach der Gewölbetheorie (Band I) unter Berücksichtigung halbseitiger Belastung ermittelt werden.

feldern nicht stattfinden, und zwar ist diese Pfeilhöhe nicht von der Spannweite der Kappe, sondern nur von dem Verhältnis der beweglichen zur ständigen Last abhängig. Es empfiehlt sich jedoch mit dem Pfeilverhältnis nicht unter $\frac{1}{12}$ zu gehen, weil sonst der Schub auf die Widerlager zu groß wird.

Der zwischen einem belasteten und einem unbelasteten Feld liegende Träger wird durch senkrechte Last nicht voll beansprucht (weil das eine Feld nicht voll belastet ist) und kann daher eine geringe wagerechte Kraft aufnehmen und zwar eine um so größere, je steifer der Trägerquerschnitt in wagerechter Richtung ist. Die gewöhnlich angewandten I-Träger bieten in dieser Hinsicht wenig Widerstand, jedoch kann man durch Verwendung zweier in geringem Abstand voneinander verlegter I-Träger (Taf. 40, Fig. 2c), welche mit Bolzen verbunden und deren Zwischenraum mit Beton oder anderem geeigneten Material ausgefüllt ist, eine große Steifigkeit in wagerechtem Sinne erzielen. Ist a der Abstand der Stegmitten der beiden I-Träger, i das kleinste Trägheitsmoment, f die Querschnittsfläche und b die Flanscbreite eines jeden der beiden Träger, so ist das Widerstandsmoment gegen wagerechte Kräfte

$$w = \frac{2i + \frac{fa^2}{2}}{a + b} \quad (6) \quad \text{(vergl. S. 36)}$$

Die Ermittlung der größten Beanspruchung eines solchen in senkrechtem und wagerechtem Sinne belasteten Trägers erfolgt nach S. 31, 3. Mit Rücksicht auf das sehr seltene Vorkommen der für den Unterschied der Bogenstübe zu Grunde gelegten denkbar ungünstigsten Kappenbelastung (eine Kappe voll, die andere gar nicht belastet) kann man hier jedoch eine wesentlich höhere Beanspruchung zulassen, als bei der Berechnung des Trägers lediglich auf volle gleichmäßige Last und zwar wird man unbedenklich bis zu 12–1400 kg/qcm Spannung gehen können.

Bezeichnen wir mit L die freie Länge des Deckenträgers, mit L_1 die Ankerentfernung, so berechnet sich die Gesamtbeanspruchung des senkrecht und wagerecht belasteten Deckenträgers zwischen einer belasteten und unbelasteten Kappe bei ungleichen Kappenspannweiten l und l_1 der benachbarten Deckenfelder allgemein zu

$$k_{\max} = \frac{M_s}{W} + \frac{M_w}{w} \quad (7)$$

worin M_s das Biegunsmoment aus senkrechter, M_w das Biegunsmoment aus wagerechter Belastung, W das Wider-

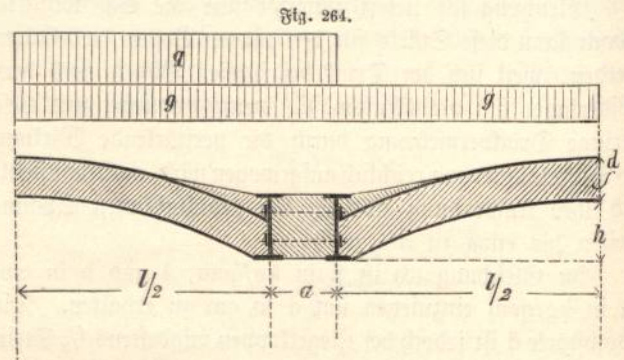
1) Für C-Eisen wird $w = \frac{2i + \frac{fa_1^2}{2}}{a + 2b}$, worin a_1 den Abstand der beiden Schwerlinien der C-Eisen, a den lichten Abstand der inneren Stegkanten bedeutet.

standsmoment des Deckenträgers in senkrechtem, w das Widerstandsmoment in wagerechtem Sinne bedeutet. Nun ist die senkrechte Belastung eines Zwillingssträgers mit Abstand a (Fig. 264)

$$= \frac{(g + q)l + gl_1}{2} + (g + q)a = \frac{g(l + l_1 + 2a) + q(l + 2a)}{2}$$

und demnach $M_s = \frac{L^2}{16} \{g(l + l_1 + 2a) + q(l + 2a)\}$

ferner $M_w = \frac{L_1^2}{8} (H_{\max} - H_{\min})$.¹⁾



Setzt man diese Werte in Gleichung (7) ein und löst nach L_1 auf, so ergibt sich die Ankerentfernung zu

$$L_1 = \sqrt{\frac{8w}{H_{\max} - H_{\min}} \left[k_{\max} - \frac{L^2}{16W} \{g(l + l_1 + 2a) + q(l + 2a)\} \right]} \quad (8)$$

Wird statt des Zwillingssträgers nur ein einzelner Träger verwendet, so wird $a = 0$ und

$$L_1' = \sqrt{\frac{8w}{(H_{\max} - H_{\min})} \left[k_{\max} - \frac{L^2}{16W} \{g(l + l_1) + ql\} \right]} \quad (9)$$

Wird außerdem $l_1 = l$ so ergibt sich

$$L_1'' = \sqrt{\frac{8w}{(H_{\max} - H_{\min})} \left[k_{\max} - \frac{L^2 l (2g + q)}{16W} \right]} \quad (10)$$

Für obiges Beispiel war $a = 0$, $l = l_1$, $H_{\max} - H_{\min} = 450 \text{ kg/m} = 4,5 \text{ kg/cm}$.

Bei voller Belastung der beiden Deckenfelder wird der Träger lediglich durch senkrechte Lasten beansprucht und zwar ist das Biegunsmoment

$$M = \frac{(g + p)lL^2}{8} = kW$$

Ist die Trägerlänge $L = 5,0 \text{ m}$ und wird $k = 800 \text{ kg/qcm}$ gesetzt, so ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment des Trägers für volle senkrechte Last zu

$$W = \frac{(0,04 + 0,08) 120 \cdot 500^2}{8 \cdot 800} = 563 \text{ cm}^3$$

1) Näherungsweise und jedenfalls nicht zu klein. Genau genommen ist der verankerte Deckenträger in wagerechtem Sinne ein durchlaufender Träger auf drei und mehr Stützen.

Es genügt somit I-Träger Nr. 29 (Tab. 11 im Anhang), dessen $W = 594$, $w = 66,1 \text{ cm}^3$.

Demnach folgt die Ankerentfernung nach Gleichung (10) bei einer größten zulässigen Beanspruchung des gleichzeitig senkrecht und wagrecht belasteten Trägers von $k_{\max} = 1200 \text{ kg/qcm}$ zu

$$L_1 = \sqrt{\frac{8 \cdot 66,1}{4,5} \left\{ 1200 - \frac{500^2 \cdot 120(2 \cdot 0,04 + 0,08)}{16 \cdot 594} \right\}} = 286 \text{ cm} = 2,86 \text{ m.}$$

Es muß somit eine durchlaufende Verankerung in der Mitte des Trägers angebracht werden und es wird, da nunmehr $L_1 = 2,5 \text{ m}$, die tatsächlich größte Beanspruchung nach Gleichung (7)

$$k_{\max} = \frac{M_s}{W} + \frac{M_w}{w} = \frac{500^2 \cdot 120(2 \cdot 0,04 + 0,08)}{16 \cdot 594} + \frac{250^2 \cdot 4,5}{8 \cdot 66,1} = 1035 \text{ kg/qcm.}$$

Würde die Anbringung der Verankerung unterlassen, so würde sich

$$k_{\max} = \frac{500^2 \cdot 120(2 \cdot 0,04 + 0,08)}{16 \cdot 594} + \frac{500^2 \cdot 4,5}{8 \cdot 66,1} = 2600 \text{ kg/qcm}$$

ergeben, während nur höchstens 1400 kg/qcm zugelassen werden könnten. Soll gleichwohl von einer Verankerung Abstand genommen werden, so muß der Deckenträger verstärkt werden, was zweckmäßig durch Anwendung von Zwillingsträgern (Fig. 264) geschieht. Die größte senkrechte Belastung für einen der beiden Zwillingsträger beträgt alsdann

$$= (400 + 800) \frac{1 + a}{2}$$

l ist $= 1,2 \text{ m}$, a werde zu 25 cm angenommen, dann ergibt sich die Belastung f. d. m eines jeden der beiden Träger

$$= (400 + 800) \frac{1,2 + 0,25}{2} = 870 \text{ kg}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment für volle senkrechte Last

$$W = \frac{870 \cdot 5,0^2}{8 \cdot 8} = 340 \text{ cm}^3$$

mithin genügt I-Träger Nr. 24, dessen $W = 353$, $i = 220$, $f = 46,1$ und $b = 10,6$.

Nach Gleichung (6) ergibt sich alsdann

$$w = \frac{2 \cdot 220 + \frac{46,1 \cdot 25^2}{2}}{25 + 10,6} = 834 \text{ cm}^3$$

und nach Gleichung (7)

$$k_{\max} = \frac{500^2}{16} \left\{ 0,04(2 \cdot 120 + 2 \cdot 25) + 0,08(120 + 2 \cdot 25) \right\} + \frac{500^2}{8 \cdot 834} \cdot 4,5 = 558 + 171 = 727 \text{ kg/qcm.}$$

Da $k = 1200$ zulässig, könnte a noch kleiner gewählt werden, wobei jedoch zu berücksichtigen ist, daß der Spalt zwischen den beiden Trägerflanschen noch groß genug bleiben muß, um die Betonfüllung einbringen zu können.

Das Gewicht der beiden I-Träger Nr. 24 beträgt $2 \cdot 35,9 = 71,8 \text{ kg/m}$ gegenüber $50,6 \text{ kg/m}$ des früheren einfachen I-Trägers Nr. 29, die Deckenbreite beträgt im ersten Fall $1,45$, im letzten $1,2 \text{ m}$, so daß mit Träger Nr. 29 immer noch eine Gewichtsersparnis von $\frac{71,8}{1,44} - \frac{50,6}{1,20} = 7,4 \text{ kg f. d. qm}$ Decke verbunden ist, welche allerdings zum Teil durch die hierbei nötige Verankerung wieder aufgehoben wird.

Da die Anker außer den Schubunterschieden in den mittleren Feldern auch den (größeren) Schub der Endkappe aufzunehmen haben, so erfolgt die Stärkenbestimmung der Anker nach letzterem. Dagegen ist zu beachten, daß die Anker mit Rücksicht auf die Schubunterschiede in den mittleren Feldern an den Trägern so angebracht werden müssen, daß letztere sich seitlich nicht verschieben können (vergl. § 4, S. 176).

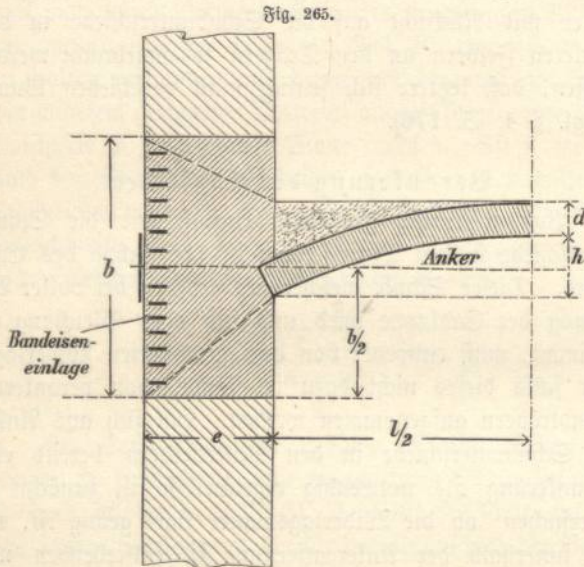
Verankerung der Endfelder.

Von wesentlich größerem Einfluß wie die Schubunterschiede in den Mittelfeldern ist der Schub des Endfeldes. Dieser Schub, welcher am größten bei voller Belastung der Endkappe wird und sich nach Gleichung (2) bestimmt, muß entweder von dem gemauerten Widerlager oder falls dieses nicht dazu im stande, von verankerten Wandträgern aufgenommen werden. Hat sich aus Anlaß der Schubunterschiede in den Mittelfeldern bereits eine Verankerung als notwendig ergeben, so ist zunächst zu untersuchen, ob die Widerlagsmauer stark genug ist, um den innerhalb der Ankerentfernung L_1 entstehenden und gleichmäßig auf diese Entfernung verteilten Schub H mit Sicherheit nach den Angriffspunkten der Anker zu übertragen. Wenn dies der Fall, dann sind weder seitliche Träger noch Zwischenverankerungen notwendig. Hierbei ist jedoch wohl zu beachten, daß die Widerlagsmauern an den Ankerpunkten auch tatsächlich so durch die Verankerung gehalten werden müssen, wie es die Rechnung voraussetzt. Wird daher die Verankerung durch einen Unterzug gebildet, welcher die Deckenträger unterstützt, so muß dieser am Ende eine Ankerplatte mit Anker erhalten, welche ein Abdrücken der Wand vom Unterzug ausschließt; ebenso empfiehlt es sich, wenn Scheidewauern die Unterstützung der Deckenträger bilden, diese Mauern mit der Frontmauer durch Anker, welche etwa 2 bis 3 m tief in die ersteren hineinreichen, zu verbinden. Selbstverständlich müssen diese Anker die gleiche Stärke erhalten wie die sonstigen Zwischenanker, welche die Deckenträger untereinander verbinden.

Der rechnerische Nachweis über die Größe des Schubes, welchen die Widerlagsmauer aufnehmen kann, stößt insofern auf Schwierigkeiten, als man noch keine genügende Kenntnis über das elastische Verhalten einer zwischen festen

Punkten (den Ankerangriffspunkten) eingespannten gemauerten Platte, als welche sich die Widerlagsmauer darstellt, befestigt. Man muß daher mit einem roh angenäherten Verfahren vorlieb nehmen, welches zwar die Gewähr der Haltbarkeit bietet, ohne jedoch auszuschließen, daß auch eine weitergehende Inanspruchnahme der Widerlagsmauer noch innerhalb der Grenzen der Sicherheit bleibt.

Wir sehen zu diesem Zwecke die Mauer zwischen zwei Ankerpunkten als wagerechten Träger auf zwei Stützen an, dessen Höhe gleich der Mauerstärke e ist und dessen Breite zunächst b genannt werde (Fig. 265). Dann ist das Widerstandsmoment dieses Mauerkörpers $= \frac{b e^2}{6}$.



Der Träger wird belastet durch den Schub H auf die Ankerentfernung L_1 und demnach ergibt sich das Biegemoment

$$M = \frac{H L_1^2}{8} = kW = \frac{k b e^2}{6} \dots (11)$$

woraus bei gegebenen L_1 und e die (senkrechte) Breite b des Mauerträgers, welche zur Wirkung kommen muß, berechnet werden kann und zwar wird man sich bei dem so ermitteltem Maß von b beruhigen können, wenn es höchstens das doppelte der Mauerstärke ($2e$) beträgt.

Aus Gleichung (11) folgt alsdann:

$$b = \frac{3 H L_1^2}{4 k e^2} \dots (12)$$

und für $b = 2e$

$$L_1 = 4 \sqrt{\frac{k e^3}{6 H}} \dots (13)$$

$$e = \sqrt[3]{\frac{3 H L_1^2}{8 k}} \dots (14)$$

Die zulässige Biegezugfestigkeit k kann hierbei angenommen werden:

1. Bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel gleich dem Druck γ , unter welchen die Flächeneinheit des Mauerwerkes sich (infolge der Auflast) befindet,

2. bei Ziegelmauerwerk in Zementmörtel (ohne Rücksicht auf den Druck γ)

$$k = 3 \text{ kg/qcm.}$$

3. bei Ziegelmauerwerk in Zementmörtel mit in den Lagerfugen nahe der Außenseite der Mauer eingebetteten Bändeisen (Querschnitt 25 . 1 mm) nach Art der Kleinfischen Decke (vergl. § 6), wobei die Bändeisen von Ankerpunkt zu Ankerpunkt durchlaufen

$$k = \text{der Druckfestigkeit} = 15 \text{ kg/qcm.}$$

Für das bisherige Beispiel ergibt sich der größte Schub der Endkappe nach Gleichung (2) zu

$$H = \frac{0,12 \cdot 120^2}{8 \cdot 12} = 18 \text{ kg/cm} = 1800 \text{ kg/m.}$$

Für eine Mauerdicke $= 51 \text{ cm}$ und einen Flächen- druck im Mauerwerk $\gamma = 1,6 \text{ kg/qcm}$, sowie für die früher berechnete Ankerentfernung $L_1 = 250 \text{ cm}$ ergibt sich nach Gleichung (12)

$$\text{im Falle 1: } b = \frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{4 \cdot 1,6 \cdot 51^2} = 203 \text{ cm,}$$

$$\text{" " 2: } b = \frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{4 \cdot 3,0 \cdot 51^2} = 108 \text{ cm,}$$

$$\text{" " 3: } b = \frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{4 \cdot 15 \cdot 51^2} = 22 \text{ cm.}$$

Da die Werte von b im Falle 1 und 2 größer als die doppelte Mauerstärke (102 cm) sich ergeben, so muß eine Armierung der Mauer nach Fall 3 auf 22 cm Höhe angewendet werden, wenn die Ankerentfernung der Mittelfelder auch für das Endfeld beibehalten werden soll.

Die Mauerdicke, welche zum gleichen Zweck mindestens vorhanden sein muß, berechnet sich nach Gleichung (14)

$$\text{im Falle 1: } e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{8 \cdot 1,6}} = 66 \text{ cm,}$$

$$\text{" " 2: } e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{8 \cdot 3}} = 53 \text{ cm,}$$

$$\text{" " 3: } e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 18 \cdot 250^2}{8 \cdot 15}} = 31 \text{ cm.}$$

Im Falle 2 und 3 muß hierbei die Verstärkung der Mauer durch Anwendung von Zementmörtel bez. Einlagen von Bändeisen auf eine Höhe gleich der doppelten Mauerstärke, also im Falle 2 auf 106 cm , im Falle 3 auf 62 cm Höhe ausgeführt werden.

Kann man die Mauerstärke nicht ändern, während Gleichung (14) dies fordert, so muß die Ankerentfernung entsprechend verringert werden und zwar liefert Gleichung (13)

bei der Mauerstärke von 51 cm und im übrigen den gleichen Verhältnissen wie bisher:

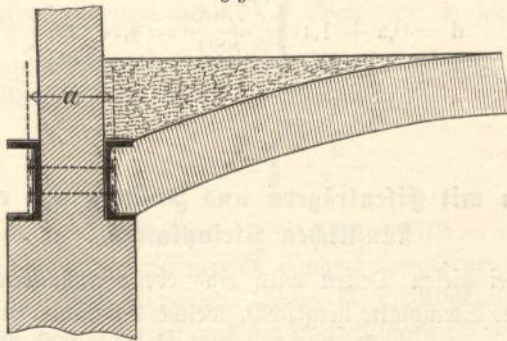
im Falle 1: $L_1 = 4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 51^3}{6 \cdot 18}} = 177 \text{ cm,}$

" " 2: $L_1 = 4 \sqrt{\frac{3 \cdot 51^3}{6 \cdot 18}} = 242 \text{ cm,}$

" " 3: $L_1 = 4 \sqrt{\frac{15 \cdot 51^3}{6 \cdot 18}} = 542 \text{ cm.}$

Sinkt hierbei L_1 unter ein praktisch brauchbares Maß, oder ist zu befürchten, daß die bei Fall 1 in Rechnung gezogene Mauerauflast durch spätere bauliche Veränderungen (Einbrechen großer Öffnungen u. s. w.) in Frage gestellt werden könnte, so sehe man von der Widerstandsfähigkeit der Mauer gänzlich ab und ordne am Widerlager des Endfeldes einen Träger an, welcher derartig steif gestaltet, oder verankert werden muß, daß er den gesamten Schub allein aufnehmen kann. Hierbei ist die Anordnung von Zwillingsträgern nach Fig. 264 angebrachter, als bei den Mittelfeldern, da der Mehrverbrauch an Trägermaterial weniger zur Buche schlägt und außerdem in der Regel durch eine wesentliche Ersparnis an Ankermaterial völlig ausgeglichen werden wird. Zweckmäßig ist es hierbei, die Zwillingsträger (für welche in der Regel \square -Eisen ausreichen) so anzuordnen, daß sie, wie in Fig. 266 dargestellt, die Mauer zwischen sich fassen.

Fig. 266.



Die Berechnung derartiger Zwillingsträger erfolgt wie bei den Mittelfeldern, nur daß für den Schubunterschied zwischen belasteter und unbelasteter Klappe der volle Schub der belasteten Klappe einzusetzen ist. Da außerdem das Eintreten des größten Schubes in der Endklappe nicht nur in seltenen Fällen erfolgt, so darf k_{\max} nicht höher angenommen werden, als bei der Berechnung der Träger auf senkrechte Belastung. Wird ferner der Endträger auf seine ganze Länge durch die Mauer unterstützt, wie bei Fig. 266, so kommt eine Beanspruchung dieses Trägers aus senkrechter Last nicht in Frage, sondern nur seine Widerstandsfähigkeit gegen wagerechten Schub, und Gleichung (7) vereinfacht sich dann zu

$$k_{\max} = \frac{M_w}{w}$$

Für das bisherige Beispiel war der Schub im Endfeld $H = 1800 \text{ kg/m}$. Ferner war für die mittleren Träger I Nr. 29 ermittelt bei einer durchlaufenden Verankerung in der Mitte der Träger, sodaß die Ankerentfernung $L_1 = 2,5 \text{ m}$ betrug. Es ist zunächst zu untersuchen, ob die Anwendung nur eines Trägers Nr. 29 im Endfeld ausreicht unter der Voraussetzung, daß die senkrechte Belastung durch das unterstützende Mauerwerk aufgenommen wird, sodaß also der Endträger nur wagerechte Belastung erhält.

Es beträgt alsdann das Biegemoment

$$M_{\max} = \frac{1800 \cdot 2,5^2}{8} = 1406 \text{ kg/m}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment

$$w = \frac{1406}{8} = 176 \text{ cm}^3$$

I Nr. 29, dessen $w = 66,1$ genügt somit nicht, sondern erst I Nr. 42 $\frac{1}{2}$, dessen $w = 176$. Es ist daher zweckmäßiger einen Zwillingsträger zu verwenden.

Die kleinsten praktisch verwendbaren \square -Eisen sind bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Klappen Nr. 14. Für diese ergibt sich das wagerechte Widerstandsmoment bei einem Zwischenraum von $a = 12 \text{ cm}$ ($\frac{1}{2}$ Stein) zwischen den Stegen nach Gleichung (6) Fußnote zu:

$$w = \frac{2i + \frac{f a_1^2}{2}}{\frac{a + 2b}{2}}$$

woraus da für \square Nr. 14 nach Tabelle 12 im Anhang $i = 63$, $f = 20,4$, $a_1 = 12 + 2 \cdot 1,75 = 15,5$, $a = 12$, $b = 6$,

$$w = \frac{2 \cdot 63 + \frac{20,4 \cdot 15,5^2}{2}}{\frac{12 + 6}{2}} = 216 \text{ cm}^3,$$

also mehr als ausreichend.

Für den Fall, daß auch die Mittelträger als Zwillingsträger ausgebildet werden, bei welchen keine mittlere Verankerung erforderlich ist, ergaben sich früher zwei I-Träger Nr. 24, deren $w = 834 \text{ cm}^3$ bei einem Abstand von $a = 25$ betrug.

Das wagerechte Moment im Endfeld ergibt sich beim Fehlen der mittleren Verankerung zu

$$M = \frac{1800 \cdot 5,0^2}{8} = 5625 \text{ kg/m}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment im wagerechten Sinne

$$w = \frac{5625}{8} = 703 \text{ cm}^3.$$

Die für die mittleren Felder ermittelten Träger genügen mithin auch für das Endfeld, da hier zwar der

Schub größer ist, aber dafür die Beanspruchung aus senkrechter Belastung wegfällt. Trifft letzteres nicht zu, so sind entsprechend stärkere Träger zu wählen.

* * *

Es möge nun noch ein Beispiel einer Kappendecke von größerer Spannweite und Belastung im Zusammenhang durchgeführt werden.

Es sei:

$$l = 2,5 \text{ m}, \quad g = 400, \quad q = 1000 \text{ (p = 1400) kg/qm}, \\ L = 5,0 \text{ m}, \quad h = 25 \text{ cm}.$$

1. Wölbstärke nach Gleichung (3)

$$d = \frac{0,14 \cdot 250^2}{4 \cdot 25 k_d} = \frac{87,5}{k_d}$$

bei porösem Ziegelmauerwerk $= \frac{87,5}{5} = 17,5 \text{ cm},$

„ vollem „ $= \frac{87,5}{8} = 11,0 \text{ cm},$

„ Klinkermauerwerk oder
Stampfbeton $= \frac{87,5}{15} = 5,8 \text{ cm}.$

Wir wählen volles Ziegelmauerwerk $\frac{1}{2}$ Stein stark, demnach $d = 12 \text{ cm}.$

2. Verankerung der Mittelfelder.

Nach Gleichung (4) ist

$$H_{\max} - H_{\min} = \frac{250^2}{8} \left(\frac{0,14}{25 + \frac{12}{3}} - \frac{0,04}{25 - \frac{12}{3}} \right) \\ = 22,8 \text{ kg/cm} = 2280 \text{ kg/m}.$$

Moment aus voller senkrechter Belastung:

$$M = \frac{1400 \cdot 5,0^2 \cdot 2,5}{8} = 10940 \text{ kg/m}.$$

$$W = \frac{10940}{8} = 1370 \text{ cm}^3,$$

mithin erforderlich I Nr. 40, dessen $W = 1459, w = 150 \text{ cm}^3.$
Ankerentfernung, Gleichung (10)

$$L_1 = \sqrt{\frac{8 \cdot 150}{22,8} \left\{ 1200 - \frac{500^2 \cdot 250}{16 \cdot 1459} (2 \cdot 0,04 + 0,10) \right\}} \\ = 196 \text{ cm} = 1,96 \text{ m}$$

mithin außer den beiden Auflagern zwei Anker, sodaß sich die Ankerentfernung zu $\frac{5}{3} = 1,67 \text{ m}$ ergibt.

3. Widerlager.

Schub im Endfeld, Gleichung (2)

$$H_{\max} = \frac{1400 \cdot 2,5^2}{8 \cdot 0,25} = 4375 \text{ kg/m}.$$

Erforderliche Mauerstärke Gleichung (14)

für Kalkmörtel bei $1,6 \text{ kg/qcm}$ Druck durch Auflast

$$e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 43,75 \cdot 167^2}{8 \cdot 1,6}} = 66 \text{ cm},$$

für Zementmörtel (Fall 2, S. 180)

$$e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 43,75 \cdot 167^2}{8 \cdot 3}} = 54 \text{ cm},$$

desgl. mit Band Eisen (Fall 3)

$$e = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 43,75 \cdot 167^2}{8 \cdot 15}} = 32 \text{ cm}.$$

Genügt die Mauer diesen Anforderungen nicht, so ist ein Wandträger zu verwenden.

Berechnung des Wandträgers.

Die senkrechte Last möge von der Mauer aufgenommen werden, dann ist das wagerechte Biegemoment

$$M_w = \frac{H \cdot L_1^2}{8} = \frac{4375 \cdot 1,67^2}{8} = 1350 \text{ kg/m},$$

$$\text{Erforderliches } w = \frac{1530}{8} = 192 \text{ cm}^3.$$

Es genügt demnach I Nr. 45, dessen $w = 203$ oder zwei gekuppelte C-Eisen Nr. 14 mit 12 cm Abstand, deren w oben zu 216 cm^3 ermittelt wurde.

4. Ankerstärke.

Der größte im Anker wirkende Zug ist

$$Z = 1,67 H_{\max} = 1,67 \cdot 4375 = 7306 \text{ kg},$$

Ankerdurchmesser nach Gleichung (13) S. 49

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{7306}{880}} = 4,56 \text{ cm}.$$

§ 6.

Decken mit Eisenträgern und Füllung aus ebenen künstlichen Steinplatten.

Bei diesen Decken wird eine ebene gemauerte oder betonirte Steinplatte hergestellt, welche den Raum zwischen zwei benachbarten Deckenträgern überspannt. Die Platten werden teils in gewöhnlichen oder besonders geformten Ziegeln oder Schwemmsteinen und dergl. in Zementmörtel gemauert, teils in Stampfbeton an Ort und Stelle hergestellt, teils fertig zur Baustelle geliefert. Die Biegezugfestigkeit der Platte kann hierbei durch Eiseneinlagen in der unteren Plattenhälfte ganz bedeutend verstärkt werden, indem auf diese Weise die geringe Zugfestigkeit des Steinmaterials durch die hohe Zugfestigkeit der Eiseneinlage unterstützt wird. Erfahrung und Versuche haben gelehrt, daß solche Eiseneinlagen in Zementmörtel oder Beton nicht rosten, und daß die Adhäsion zwischen Eisen und Mörtel eine so große und die Fähigkeit gleicher elastischer Dehnung beider Materialien eine derartige ist, daß ein ergänzendes Zusammenwirken ohne Nachteil für die Haltbarkeit der

Platte eintritt. Es möge jedoch besonders hervorgehoben werden, daß bei derartigen Decken großer Wert auf sorgfältige Mörtelbereitung und vollständig umhüllende Einschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel gelegt werden muß.

Die hierher gehörigen Deckensysteme sind fast sämtlich erst im letzten Jahrzehnt entstanden und in der Regel mit Patenten oder Musterchutz ausgestattet. Obwohl die Decken hierdurch zur Zeit noch verteuert werden, so haben doch ihre großen Vorteile, welche hauptsächlich in dem Fehlen eines jeden Seitenschubs bei gleichzeitig ebener Unterfläche liegen, dazu geführt, daß andere, früher sehr gebräuchliche massive Deckensysteme, fast garnicht mehr daneben in Frage kommen.

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit ebener Steinplatten mit und ohne Eiseneinlagen hat man sich einen rechtwinklich zu den Trägern laufenden Plattenstreifen von der Breite 1 aus dem Zusammenhang herausgeschnitten zu denken, so daß nunmehr ein Steinträger auf zwei Stützen vorliegt, dessen freie Länge l gleich der Entfernung der beiden Deckenträger ist, auf welchen die Platte ruht.

Ist somit p die Gesamtlast der Platte (Eigengewicht und Nutzlast) für die Flächeneinheit, d die Dicke der Platte, so ist das Biegemoment $M = \frac{pl^2}{8}$ und das Widerstandsmoment $= \frac{1 \cdot d^2}{6}$. Wird mit k die größte zulässige Biegungsspannung der Platte bezeichnet, so folgt aus Gleichung (3) S. 28 die Beziehung

$$\frac{l}{d} = 2 \sqrt{\frac{k}{3p}} \dots \dots (15)$$

woraus sich bei gegebenem l die Plattenstärke d , oder umgekehrt die größte freitragende Länge bei gegebener Plattenstärke ermitteln läßt. Der hierbei für k einzusetzende Wert ist von dem Material und der Herstellungsweise der Platte abhängig und wird am zweckmäßigsten für eine bestimmte Deckenart aus Reihen von Belastungsversuchen ermittelt. Im allgemeinen kann man auf Grund der Erfahrung folgende Werte von k annehmen:

a) bei gemauerten Platten, bei welchen die Steine lose nebeneinander liegen und nur durch den Mörtel (verlängerten Zementmörtel 1.1.5) verbunden werden:

$$k \text{ nicht über } 1,0 \text{ kg/qcm};$$

b) bei Platten aus Stampfbeton und bei gemauerten Platten, bei welchen die Zugfestigkeit des Mörtels durch Sineinandergreifen besonders geformter Steine unterstützt wird:

$$k = 3 \text{ kg/qcm};$$

c) bei Platten aus Mauerwerk, oder Stampfbeton mit Eiseneinlagen

$$k = \text{der zulässigen Druckfestigkeit } k_a,$$

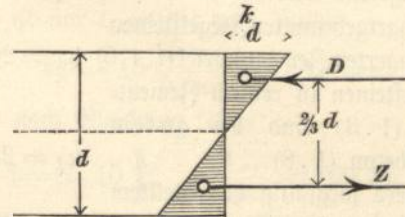
sofern der Schwerpunkt des Querschnittes der Eiseneinlage sich annähernd um $\frac{d}{6}$ von der Unterfläche der Platte entfernt befindet und die Querschnittsfläche der Eiseneinlage auf die Plattenbreite 1 mindestens

$$f = \frac{d \cdot k_a}{4 \cdot k_e} \dots \dots (16)$$

beträgt. 1)

Es folgen diese Beziehungen aus Fig. 267, indem man sich die bei der Biegung in der unteren Plattenhälfte auftretende, durch das schraffierte Dreieck bezeichnete Zugspannung, (welche gleich ist der in der oberen Plattenhälfte

Fig. 267.



auf tretenden Druckspannung), durch die Eiseneinlage voll ersetzt denkt, sodaß also die Zugfestigkeit des Plattenmaterials ganz vernachlässigt wird.

1) Die genaue Berechnung hat von der Anschauung auszugehen, daß in den Berührungsf lächen zwischen Eisen- und Zementmörtel die elastische Längenänderung für beide Materialien gleich groß sein muß, wenn anders nicht eine Trennung zwischen Eisen und Zement und damit der Beginn der Zerstörung der Steinplatte eintreten soll. Da die Zugspannung im Material nach dem Elastizitätsgesetz in geradem Verhältnis mit der Längenänderung zu- und abnimmt, so muß mithin die Zugspannung σ_1 im Zementmörtel in dem Verhältnis der Elastizitätsziffern kleiner sein als die Zugspannung σ_2 im Eisen und zwar ist, wenn die Elastizität des Eisens das ν -fache der des Zementmörtels beträgt,

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \nu.$$

Da die zur Verwendung kommenden Steinmaterialien sehr verschiedenartiger Beschaffenheit sind, so läßt sich ein fester Wert für ν nicht angeben, wahrscheinlich schwankt dieser Wert zwischen 50 und 70, sodaß also die Elastizitätsziffer E (vergl. S. 27) bei Eisen 50 bis 70 mal größer ist als bei Mauerwerk oder Beton. Hieraus geht hervor, daß die mit Sicherheit aufzunehmenden Zugspannungen des Steinmaterials bei Zementeisentonstruktionen viel größer sind, als gewöhnlich für zulässig angenommen wird und zwar beträgt diese Zugspannung, wenn man die größte Spannung der Eiseneinlagen nur zu 750 kg/qcm annimmt, bereits 11 bis 15 kg/qcm. Da diese Verhältnisse zur Zeit noch nicht genügend geklärt sind, um hierauf eine praktisch brauchbare Rechnung zu gründen, so möge die oben angegebene Näherungsrechnung genügen, deren Ergebnisse mit den praktischen Erfahrungen gut übereinstimmen.

Alsdann ist: $D \cdot \frac{2}{3} d = Z \frac{2}{3} d = \frac{p l^2}{8}$
 und da $D = k_a \frac{d}{4}$, $Z = k_e \cdot f$ (wenn f der Querschnitt,
 k_e die Zugfestigkeit der Eiseneinlage)

so wird: $\frac{1}{d} = 2 \sqrt{\frac{k_a}{3 p}}$
 unter der Bedingung, daß $f \geq \frac{d}{4} \frac{k_a}{k_e}$.

Die Zugfestigkeit des Eisens k_e kann zu 1200 kg/qcm angenommen werden, während die Druckfestigkeit k_a der Platte je nach dem Material eine verschiedene ist. Man kann einsetzen:

- bei lochporösen Ziegelsteinen, oder rheinischen Schwemmsteinen in verlängertem Zementmörtel (1.1.5) und magerem Beton $k_a = 15$ kg/qcm
- bei vollen hartgebrannten Ziegelsteinen in verlängertem Zementmörtel (1.1.5) $k_a = 20$ kg/qcm
- bei Klinkersteinen in reinem Zementmörtel (1.3) und bei gutem Stampfbeton (1.8) $k_a = 25$ kg/qcm
- bei besonders sorgfältig hergestelltem Zementbeton (1.4) k_a bis zu 40 kg/qcm.

Ist der vorhandene Eisenquerschnitt f_1 kleiner als das Soll der Gleichung (16), so muß der in die Rechnung einzusetzende Wert k_a entsprechend verringert werden und zwar ergibt sich dieser alsdann zu

$$k_a' = k_a \frac{f_1}{f_1} \dots \dots \dots (17)$$

* * *

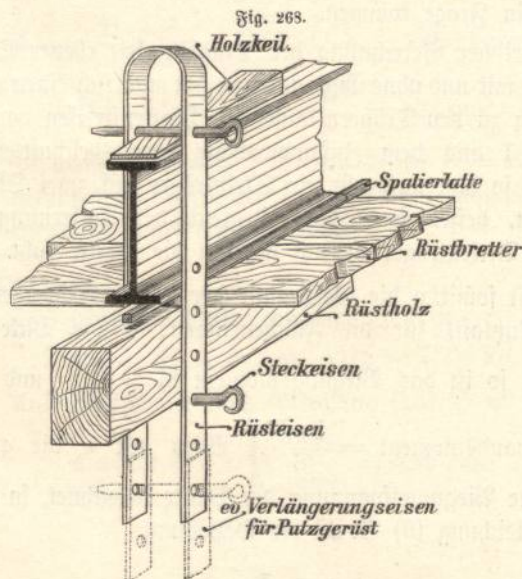
Nachstehend mögen die bemerkenswertesten der im Gebrauche befindlichen ebenen Deckenplatten beschrieben werden.

1. Gemauerte Ziegelsteinplatten mit Eiseneinlagen.

Die erste Deckenkonstruktion dieser Art heißt nach dem Erfinder Kleine'sche Decke und ist mit D. R. P. Nr. 71102 vom Jahre 1892 patentiert.

Die Steine werden hierbei nach Art des Ziegelsteinpflasters entweder flach- oder hochkantig so auf Schalung in Zementmörtel gemauert, daß die durchgehenden Fugen rechtwinklich zu den Deckenträgern laufen und in diese Fugen möglichst nahe der Unterseite der Platte hochkantig gestellte Bändeisen (Eisenstäbe) eingebettet werden (Taf. 43, Fig. 1). Für die leichter belasteten Decken (in Wohngebäuden u. s. w.) werden hierbei poröse Lochsteine oder rheinische Schwemmsteine mit den Abmessungen 10.12.25 oder 10.15.25, für schwerer belastete Decken gewöhnliche Vollziegel oder Klinker im Normalformat ver-

wendet. Das Gewicht der Deckenplatte beträgt im ersteren Falle 900—1200, im letzteren 1600—2000 kg f. d. cbm. Die Deckenplatte kann in beliebiger Höhenlage zu den Trägern angebracht werden. Bei Decken in Wohnräumen wird sie der ebenen Deckenanficht halber auf den unteren Trägerflanschen verlegt und zwar so, daß die Unterfläche der Decke etwa 1 cm tiefer liegt, als Unterkante Träger. Die unter dem Träger dadurch entstehende Nut wird mit Zementmörtel verputzt, wodurch gleichzeitig ein Schutz des Trägers gegen Feuer entsteht. Die bei der Ausführung erforderliche Brettschalung läuft hierbei unter den Trägern ununterbrochen durch und wird durch einen unter jedem Deckenträger aufgehängten Holzriegel unterstützt (Fig. 268).



Allerdings bedingt diese Ausführungsweise, daß die Bändeisen, welche auf dem unteren Trägerflansch lagern, einige Centimeter höher als Unterfläche Decke zu liegen kommen, wodurch die Tragfähigkeit der Platte verringert wird. Eine bessere Ausnutzung der Tragfähigkeit der Platte wird bei Anordnung der Decke nach Taf. 40, Fig. 4 und 5 erzielt, bei welcher die Bändeisen mit der Plattenunterfläche bündig liegen. Derartige Decken sind aber nur in untergeordneten Räumen (Speichern, Stallungen u. s. w.) anwendbar, wenn nicht, wie bei Fig. 5, eine Doppeldecke angeordnet wird. Letztere ist zwar nicht unerheblich teurer, bietet aber große Vorteile in Bezug auf Tragfähigkeit, Schall- und Wärmesicherheit. Ihre Anwendung empfiehlt sich daher namentlich in Decken zwischen Kellern und Wohnräumen, sowie bei flachen Dächern über Stallungen, bei welchen die äußere Decke die unmittelbare Unterstützung für die Dachdeckung (Holzzement) bildet. Da die untere Decke nur ihr eigenes Gewicht zu tragen hat, so kann sie aus Ziegelschlachschicht hergestellt werden, auch kann man hier an Stelle einer Kleine'schen Decke mit Vorteil bei nicht zu großer Träger-

entfernung eine unter den Trägern durchlaufende und an diesen aufgehängte dünne Decke aus Rabißputz verwenden (vergl. S. 174). Bei größerer Trägerentfernung kann man diese Decke auch an der oberen Kleine'schen Decke mit Bändern aus verzinktem Draht, welche bei Herstellung der Decke gleich mit eingemauert werden, anhängen. Durch eine solche untergehängte Decke wird gleichzeitig die Bildung von Rissen im Putz entlang der Träger und das Durchschieben dieser ausgeglichen, was bei Anordnung der Decke nach Taf. 40, Fig. 1 bis 3, nicht immer der Fall ist.

Wird keine unbedingte Feuersicherheit verlangt, so können auch die auf S. 174 bei den Kappendecken besprochenen Scheindecken Verwendung finden.

Die Bestimmung der Plattenstärke der Kleine'schen Decke bei gegebener Belastung und Spannweite erfolgt nach Gleichung (15) und (16).

Beispiel. Es betrage die Gesamtlast der Decke $p = 500 \text{ kg/qm} = 0,05 \text{ kg/qcm}$. Die Platte sei aus flachliegenden Lochsteinen gebildet und 10 cm stark. Wird die Decke nach Fig. 2 und 3, Tafel 43, so angeordnet, daß die Trägerunterkante mit verputzt werden kann, so darf als Deckenstärke d nur das von Unterkante Bandeisen bis Oberkante Platte verbleibende Maß in Rechnung gestellt werden, wenn der auf S. 183 gestellten Bedingung, wonach der Schwerpunkt der Eiseneinlage nicht mehr als $\frac{d}{6}$ von der Unterfläche der Platte abstehen darf, genügt werden soll. Da die Unterkante der Bandeisen alsdann etwa 3 cm höher liegt als die Plattenunterkante, so beträgt die in Rechnung zu ziehende Deckenstärke d_1 nur $10 - 3 = 7 \text{ cm}$. Die Bandeisen seien in jeder Fuge angeordnet und 1.26 mm stark. Es muß alsdann nach Gleichung (16) die Querschnittsfläche der Bandeisen betragen

$f = \frac{d \cdot k_a}{4 \cdot k_2} = \frac{7 \cdot 15}{4 \cdot 1200} = 0,0219 \text{ qcm}$ für 1 cm Deckenbreite, mithin für 13 cm Deckenbreite $= 13 \cdot 0,0219 = 0,28 \text{ qcm}$, wenn die Tragfähigkeit der Platte voll ausgenutzt werden soll. Vorhanden ist nur $f_1 = 0,26 \text{ qcm}$, mithin ist die zulässige Biegezugfestigkeit nach Gleichung (17)

$$k_a' = 15 \frac{0,26}{0,28} = 14 \text{ kg/qcm.}$$

Die zulässige größte Trägerentfernung ergibt sich dann nach Gleichung (15) zu

$$l = 2 \cdot 7 \sqrt{\frac{14}{3 \cdot 0,05}} = 135 \text{ cm.}$$

Wird die Deckenplatte so gehoben, daß sich die Unterkante der Bandeisen in der Unterfläche der Platte befindet, so wird $d = 10 \text{ cm}$ und

$$f = \frac{13 \cdot 10 \cdot 15}{4 \cdot 1200} = 0,406 \text{ qcm,}$$

vorhanden ist nur $f_1 = 0,26 \text{ qcm}$, mithin

$$k_a' = 15 \frac{0,26}{0,406} = 9,6 \text{ kg/qcm,}$$

dann wird nach Gleichung (15)

$$l = 2 \cdot 10 \sqrt{\frac{9,6}{3 \cdot 0,05}} = 160 \text{ cm.}$$

Um die Tragfähigkeit der Platte noch mehr auszunutzen, könnte ein stärkeres Bandeisen von thunlichst 0,41 qcm Querschnitt gewählt werden. Hierfür wird $k = 15$ und somit

$$l = 2 \cdot 10 \sqrt{\frac{15}{3 \cdot 0,05}} = 200 \text{ cm.}$$

Auf Grund vorstehender Berechnungsweise sind in nachfolgender Tabelle für verschiedene Deckenausführungen und Belastungen die zulässigen Spannweiten zusammengestellt worden.

Mörtel	Steinmaterial	Der Bandeisen		Plattendicke		Zulässige Druckspannung k kg/qcm	Gesamtlast der Decken in kg f. d. qm										
		Querschnitt $f = \text{qmm}$	Entfernung $b = \text{cm}$	d cm	d_1 cm		500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
1 Zement, 1 Z. Sand 5 Z. Sand	Poröse Lochsteine oder rheinische Schwemmsteine 10 . 12 . 25 cm	28	13	10	7	15	1,40	1,27	1,18	1,10	1,04	0,99	0,94	0,90	0,86	0,83	0,81
							1,80	1,64	1,52	1,41	1,33	1,27	1,21	1,16	1,11	1,07	1,03
							2,00	1,82	1,69	1,58	1,49	1,41	1,35	1,29	1,24	1,19	1,15
							2,40	2,19	2,03	1,89	1,78	1,69	1,62	1,55	1,48	1,43	1,38
							1,40	1,27	1,18	1,10	1,04	0,99	0,94	0,90	0,86	0,83	0,81
	Desgl. 10 . 15 . 25	41	11	15	12		2,40	2,19	2,03	1,89	1,78	1,69	1,62	1,55	1,48	1,43	1,38
							2,00	1,82	1,69	1,58	1,49	1,41	1,35	1,29	1,24	1,19	1,15
							2,40	2,19	2,03	1,89	1,78	1,69	1,62	1,55	1,48	1,43	1,38
							2,00	1,82	1,69	1,58	1,49	1,41	1,35	1,29	1,24	1,19	1,15
							3,01	2,73	2,54	2,37	2,23	2,12	2,03	1,94	1,86	1,79	1,74
1 Z. Z. 1 " R. 5 " @.	Kollziegel 6 1/2 . 12 . 25	35	13	6 1/2	6 1/2	20	1,50	1,36	1,26	1,18	1,11	1,06	1,01	0,96	0,93	0,89	0,86
							2,08	1,90	1,76	1,64	1,55	1,47	1,40	1,34	1,29	1,24	1,20
							2,78	2,53	2,34	2,19	2,06	1,96	1,87	1,79	1,72	1,65	1,60
1 Z. Z. 3 " @.	Klinker 6 1/2 . 12 . 25	44	13	6 1/2	6 1/2	25	1,68	1,53	1,42	1,32	1,25	1,18	1,13	1,08	1,04	1,00	0,97
							3,10	2,82	2,62	2,44	2,31	2,19	2,09	2,00	1,92	1,85	1,78

Ist der thatfächliche Bandeisenquerschnitt f_1 kleiner als der in der Tabelle angegebene f , so hat man die Spannweiten der Tabelle mit $\sqrt{\frac{f_1}{f}}$ zu multiplizieren, um die dem kleineren Querschnitt entsprechende Spannweite zu erhalten.

Die große Verbreitung, welche die Kleine'sche Decke alsbald gefunden hat, war Veranlassung zu zahlreichen ähnlichen Deckenkonstruktionen, welche denselben Grundgedanken auf andere Weise zu verwirklichen suchen, die Kleine'sche Decke aber hinsichtlich der Klarheit der Anordnung und Einfachheit der Ausführung nicht erreichen. Wir erwähnen von diesen nur diejenigen Konstruktionen, welche größere Verbreitung gefunden haben:

die Schürmann'sche Decke, D. R.-P. Nr. 80 653 (Fig. 269 a u. b) verwendet statt der Bandeisen sogenannte Wellblechschienen (stärkere Bandeisen mit Ausbuckelungen), welche nicht in jeder Fuge (meist in jeder dritten Fuge) verlegt werden;

Fig. 269 a.

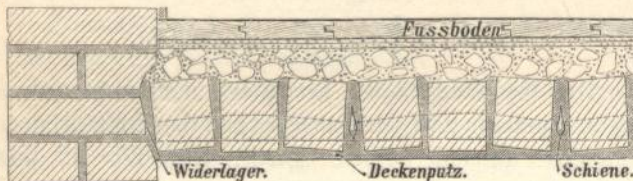
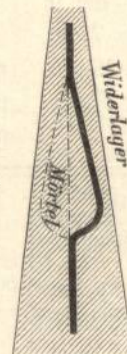
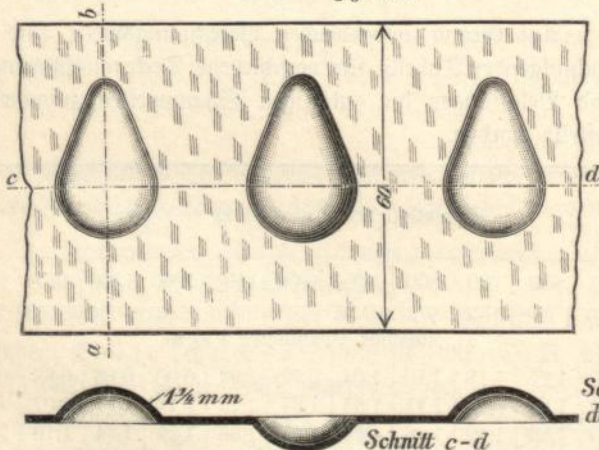


Fig. 269 b.



die Viktoria-Decke, D. R.-P. Nr. 82941 und 81 135 verwendet statt der Bandeisen Drahteinlagen in den Fugen;

die Müller'sche Decke verwendet statt der Bandeisen schwache L oder I-Eisen;

die Decke „System Beny“, D. R.-G. Nr. 43830 und 82 857, verwendet Steine mit Ruten an der Unterfläche, in welche Bandeisen eingebettet werden.

2. Betonplatten mit Eiseneinlagen.

Die ersten Decken dieser Art wurden von der Moniergesellschaft eingeführt. Es werden für die Füllung hierbei ebene und gebogene Betonplatten mit Drahteinlage verwendet, welche sowohl auf der Baustelle angefertigt wie auch fertig bezogen werden können. Das mißliche derartiger, wie aller ähnlichen Platten liegt in der schwierigen Einpassung dieser Platten zwischen den Trägern. Kleine Abweichungen in den Trägerlagen bedingen oft recht umständliche und zeitraubende Nachbestellungen oder Nacharbeiten. Außerdem begünstigt die Ausdehnung und Zusammenziehung derartiger großer Platten die Bildung von Fugen und Rissen in der Decke. Aus diesen Gründen werden Konstruktionen, wie sie auf Taf. 44, Fig. 1 u. 2, dargestellt sind, nur noch selten angewendet.

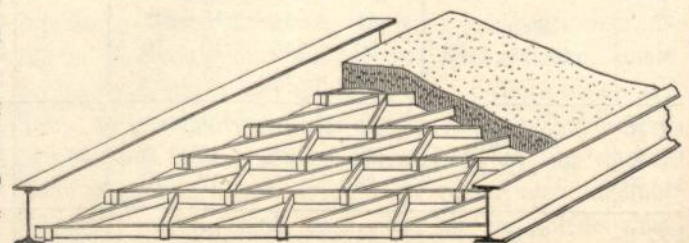
Das gleiche gilt von den Stolte'schen Zementdielen (Taf. 44, Fig. 5 u. 6), D. R.-P. Nr. 71351, welche ähnlich den Gipsdielen, aus Zementbeton hergestellt werden und deren Tragfähigkeit durch eingebettete Bandeisen verstärkt wird. Diese Dielen ähneln demnach den Kleine'schen Platten, nur mit dem Unterschiede, daß letztere zwischen den Trägern gemauert werden, während erstere fertig zur Verwendungsstelle gelangen. Damit diese Dielen zwischen die Träger eingebracht werden können, müssen die Stirnenden schräg abge schnitten sein (vergl. Taf. 44, Fig. 6 b).

Die Tragfähigkeit der Monierplatten, wie der Zementdielen kann in derselben Weise wie bei den Kleine'schen Platten mit Hilfe der Gleichungen 15, 16 und 17 ermittelt werden.

Eine andere hierher gehörige Konstruktion ist die Eisensfederdecke von Mueller, Marx & Co., Patentschutz Nr. 47230, welche ganz der Kleine'schen Decke entspricht, nur daß statt der Steine Stampfbeton verwendet und die stärkeren Bandeisen durch schwächere Querbänder verbunden werden (Fig. 270).

Eine erheblich größere Bedeutung als den vorherbeschriebenen Betondecken ist der Roenen'schen Boutsenplatte, welche von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau

Fig. 270.



zu Berlin ausgeführt wird, zuzuerkennen. Die auf Taf. 44, Fig. 3—5, dargestellte Konstruktion bildet eine Bervollkommnung der Monierplatten und ist besonders geeignet, wenn es sich um Überspannung großer Flächen bei starker Belastung handelt und auf eine ebene Unteransicht der Decke verzichtet werden kann. Die Deckenplatte ist für große Trägerentfernungen berechnet, so daß die gewöhnliche Teilung durch Deckenträger in Wegfall kommen und die Platte unmittelbar zwischen den Unterzügen oder Wänden eingezogen werden kann. Hierdurch wird die Decke, trotz der nicht unbedeutenden Herstellungskosten der Deckenplatte, befähigt, auch hinsichtlich des Preises mit anderen Deckenanordnungen in Wettbewerb zu treten. Als ein glücklicher und für die Verbilligung wichtiger Gedanke muß die Ausbildung der Decke als durchlaufende Platte bezeichnet werden, wobei die Deckenträger in die Platte einbezogen und die Drahteinlagen und die Betonstärke so angeordnet sind, daß die nunmehr über den Trägern entstehenden größten Biegemomente (vergl. S. 104) mit Sicherheit aufgenommen werden können. Da die Momente in der Plattenmitte positiv (Durchbiegung nach unten), über den Trägern negativ (Durchbiegung nach oben) sind, so haben die Drahtstäbe eine gebogene Form erhalten, so daß sie sich in der Plattenmitte unmittelbar über der Unterfläche, über den Träger unter der Oberfläche der Betonplatte befinden. Ferner werden die Enden der Drähte mit einer Maschine so um die oberen Trägerflanschen herumgebogen, daß eine sichere Übertragung der Zugspannungen über den Trägern gewährleistet ist.

Die Tragfähigkeit wird nach Gleichung (14) ermittelt, nur daß nunmehr statt des größten Momentes des Trägers auf zwei Stützen das des durchlaufenden Trägers (Tabelle auf S. 104) eingesetzt werden kann. Das Moment in der Mitte der Platte (nur dieses kommt hier in Betracht, da die Platte an der Einspannungsstelle infolge der Boute jedenfalls stark genug ist) wird am

größten bei drei nebeneinander liegenden Deckenfeldern und beträgt dann in den Endfeldern $M = \frac{2pl^2}{25}$, wofür mit Rücksicht auf Unregelmäßigkeiten in der Ausführung $M = \frac{pl^2}{12}$ gesetzt werden möge. Alsdann geht Gleichung (14) über in

$$\frac{l}{d} = \sqrt{\frac{2k_1}{p}} \quad (18)$$

Die Bouteplatte wird gewöhnlich aus Sandbeton 1:4 (Mischung von reinem Zement und reinem, scharfen Sand oder Kies) ausgeführt, wobei die zulässige Druckfestigkeit bei entsprechend starker Eiseneinlage nach Gleichung (15) und sorgfältigster Ausführung zu 40 kg/qcm angenommen werden kann.

Beispiel: Die Spannweite betrage 5,0 m, die Gesamtlast 1000 kg/qm = 0,1 kg/qcm, dann ergibt sich die erforderliche Plattendicke nach Gleichung (18) zu

$$d = \frac{l}{\sqrt{\frac{2k_1}{p}}} = \frac{500}{\sqrt{\frac{2 \cdot 40}{0,1}}} = 18 \text{ cm.}$$

Die Querschnittsfläche der Eiseneinlage auf 1,0 m Deckenbreite (b = 100) muß nach Gleichung (16) alsdann betragen

$$f = 100 \frac{16 \cdot 40}{4 \cdot 1200} = 13,3 \text{ qcm.}$$

Bei Verwendung von 1,2 cm starken Rundeisen mit einer Querschnittsfläche von je 1,13 qcm ergibt sich mithin der Abstand dieser zu $\frac{1,13}{13,3} \cdot 100 = 8,5 \text{ cm.}$

Unter der Annahme von $k_a = 40 \text{ kg/qcm}$, $k_o = 1200 \text{ kg/qcm}$ und unter der Voraussetzung, daß die Eiseneinlagen nach Gleichung (16) bemessen werden, ergeben sich für verschiedene Deckenstärken und Belastungen die in nachstehender Tabelle angeführten größten Spannweiten bei Anwendung besten Zementbetons 1:4.

Plattenstärke in cm	Querschnitt der Eisenunterlagen auf 1,0 m Deckenbreite qcm	Gesamtdeckenlast in kg/qm										
		500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
		Zulässige größte Spannweite l in m										
10	9,4	4,0	3,6	3,3	3,1	3,0	2,8	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3
11	10,3	4,4	4,0	3,7	3,4	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7	2,6	2,5
12	11,3	4,8	4,3	4,0	3,8	3,5	3,3	3,2	3,1	2,9	2,8	2,7
13	12,2	5,2	4,7	4,3	4,1	3,8	3,6	3,5	3,3	3,2	3,1	3,0
14	13,1	5,6	5,1	4,7	4,4	4,1	3,9	3,7	3,6	3,4	3,3	3,2
15	14,1	6,0	5,4	5,0	4,7	4,4	4,2	4,0	3,8	3,7	3,5	3,4
16	15,0	—	5,8	5,4	5,0	4,7	4,5	4,3	4,1	3,9	3,8	3,7
17	16,0	—	6,1	5,7	5,3	5,0	4,8	4,5	4,3	4,2	4,0	3,9
18	16,6	—	—	6,0	5,6	5,3	5,0	4,8	4,6	4,4	4,3	4,1
19	17,8	—	—	—	6,0	5,6	5,3	5,1	4,9	4,7	4,5	4,4
20	18,8	—	—	—	—	5,9	5,6	5,4	5,1	4,9	4,7	4,6

Größere Spannweiten als 6,0 m empfehlen sich nicht.

Bei der Herstellung der Decke werden zunächst die Drähte nach der Deckenform gebogen, in den festgestellten Abständen verlegt und mittels Maschine an den Enden um die oberen Deckenflanschen gefalzt. Dann wird die Betonmasse auf durchgehend angebrachter Holzschalung eingestampft. Auf die Boutenplatte kann unmittelbar der Fußboden aufgelegt werden; wo es auf Schalldichtigkeit ankommt, wird man jedoch eine Auffüllung von circa 10 cm Dicke zwischen Platte und Fußboden nicht entbehren können.

Fig. 271 a.

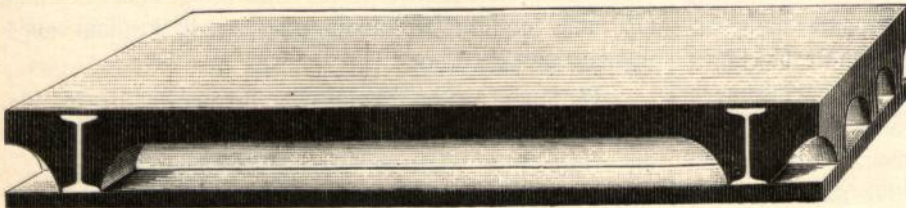
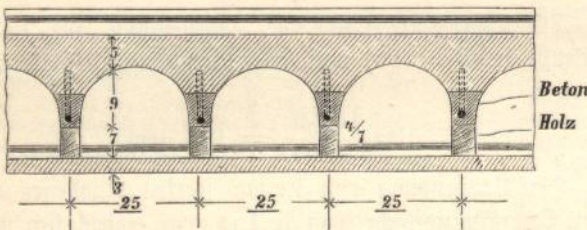


Fig. 271 b.



Bei den für Wohnräume gebräuchlichen Abmessungen wird man in der Regel ohne jeden Deckenträger auskommen, indem die Platte unmittelbar auf den Umfassungswänden gelagert werden kann. Die Einspannung der Drahteinlagen wird in diesem Falle durch besondere Anker aus Flach- oder Winkelleisen bewirkt, deren Anordnung aus Taf. 44, Fig. 5, zu ersehen ist. Besser ist es jedoch, auch hier besondere Wandträger anzuordnen.

Im übrigen gelten hinsichtlich der Herstellungsweise, der Trägerummantelung und der weiteren Behandlung der Deckenflächen, die bereits früher im § 4 gemachten Ausführungen.

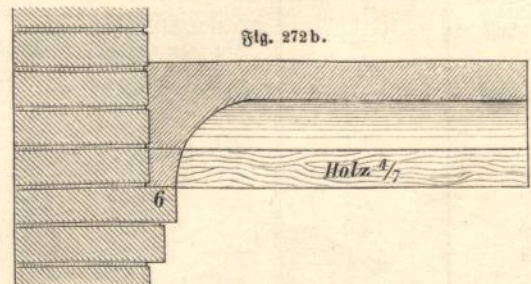
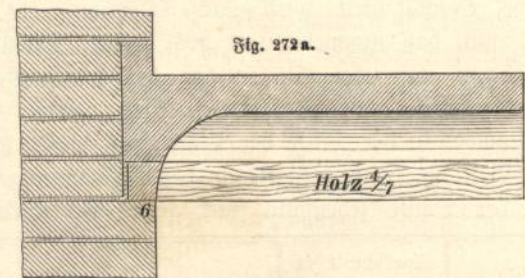
Der Umstand, daß die Boutendecke bisher hauptsächlich bei Fabrik- und Speichergebäuden Verwendung gefunden hat, die Anwendung bei Räumen, welche zum Aufenthalt von Menschen dienen, aber infolge der nicht ebenen Unteransicht und der geringen Schallsicherheit der Decke auf wenige Fälle beschränkt blieb, hat neuerdings ein neues Deckensystem, die „Koenen'sche Platte“, gezeitigt, welche gleichfalls von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau zu Berlin ausgeführt wird. Obgleich über diese Decke, welche zum Patent angemeldet

ist, noch keine längeren Erfahrungen vorliegen, scheint der Grundgedanke doch so beachtenswert, daß etwas näher darauf eingegangen werden möge.

Rechtwinklich zu den Trägern besitzt die Decke den gleichen Querschnitt wie die Boutendecke, dagegen ist in dem parallel zu den Trägern geführten Schnitt die eigentliche Deckenplatte durch eine Anzahl von Betonrippen verstärkt, welche bis nahezu an die Trägerunterkante reichen und in deren unterem Teile sich je ein Rundstab als Eiseneinlage befindet (Fig. 271 a und b). Die Rippen werden in bestem Beton (1:4) hergestellt, während die eigentliche Deckenplatte aus geringerem Material bestehen kann. Die Rippen setzen sich entweder auf schwache Holzbalken auf, welche auf den Trägerflanschen aufliegen und an welchen eine gewöhnliche Schaldecke oder auch eine Kalk- oder Gipsdielendecke befestigt werden kann, oder die Rippen werden, wenn alles Holzwerk vermieden werden soll, bis zur

Unterseite des Trägers hinabgeführt, wobei die dann massive Unterdecke mittels Haltern aus verzinktem Eisendraht befestigt wird, deren Enden in den Betonrippen mit eingestampft werden.

Die Platte schließt ebenso wie die Boutenplatte mit vollem Betonkörper an die Träger oder Mauern an. Wandträger sind zu entbehren, wenn die Mauern mit Aussparungen, Fig. 272 a, oder Auskragungen, Fig. 272 b, versehen werden.



Die tiefe Lage der Eiseneinlagen in dem unteren Teile der Betonrippen hat eine erhebliche Vermehrung der Tragfähigkeit gegenüber der Boutenplatte bei gleichem Materialaufwande zur Folge und gestattet umgekehrt bei gleicher

Tragfähigkeit eine erhebliche Ersparnis an Eisenmaterial und die Verwendung eines minder guten Betons zu der oberen Platte, da diese nunmehr eine wesentlich geringere Druckbeanspruchung auszuhalten hat.

Die Berechnung der Plattendicke, Spannweite u. s. w. erfolgt ebenso wie früher unter der Annahme, daß die gesamte Zugspannung der Platte von der Eiseneinlage aufgenommen wird.

- Ist D die Druckleistung der Platte für die Deckenbreite 1,
- „ Z „ Zugleistung der Eiseneinlage für die Deckenbreite 1,
- „ p „ Gesamtdeckenlast für die Flächeneinheit,
- „ d „ obere Plattendicke,
- „ h „ der Abstand der Schwerlinie der Eiseneinlage von der Oberfläche der Platte,
- „ l die Trägerentfernung oder Stützweite der Platte,

dann ergibt sich bei einer Kraftverteilung nach Fig. 273:

$$M = \frac{pl^2}{8} = D \cdot x = Z \cdot x.$$

Nun ist

$$D = k_a \frac{d}{2},$$

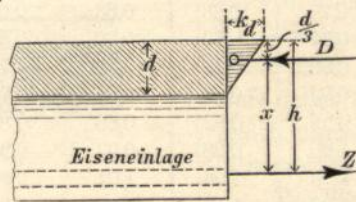
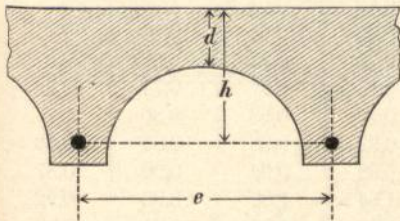
$$Z = k_o f,$$

wenn k_a die Druckfestigkeit der Platte,

„ k_o „ Zugfestigkeit der Eiseneinlage,

„ f der Eisenquerschnitt für die Deckenbreite 1.

Fig. 273.



Ferner ist nach Fig. 273

$$x = h - \frac{d}{3},$$

mithin

$$\frac{pl^2}{8} = k_a \frac{d}{2} \left(h - \frac{d}{3} \right)$$

und hieraus

$$l = 2 \sqrt{\frac{k_a d \left(h - \frac{d}{3} \right)}{p}} \quad (19)$$

ferner d bei gegebenem l

$$d = \frac{3}{2} \left\{ h - \sqrt{h^2 - \frac{pl^2}{3k_a}} \right\} \quad (20)$$

Die Gleichungen (19) und (20) haben zur Voraussetzung, daß der Querschnitt der Eiseneinlage für die Deckenbreite 1 mindestens

$$f = \frac{k_a d}{k_o 2} \quad (21)$$

beträgt.

Für die in Frage kommende Deckenkonstruktion kann man bei Verwendung eines mageren Betons zur oberen Plattenhälfte $k_a = 15$, ferner $k_o = 1200$ kg/qcm und $h = 3d$ annehmen, dann wird Gleichung (20) bis (21)

$$l = \frac{12 d}{\sqrt{p}} \quad (l \text{ und } d \text{ in cm, } p \text{ in kg/qcm}) \quad (22)$$

$$d = \frac{1}{12} \sqrt{p} \quad (23)$$

$$f = \frac{d}{160} \quad (24)$$

Beispiel: Es sei $l = 2,5$ m, $p = 600$ kg/qcm, dann muß

$$d = \frac{250 \sqrt{0,06}}{12} = 5,08 \text{ cm, dafür } 5 \text{ cm,}$$

$$h = 3d = 15 \text{ cm,}$$

$$f = \frac{5}{125} = 0,04 \text{ qcm}$$

gemacht werden.

Gewöhnlich beträgt der Abstand der mit Eiseneinlagen versehenen Rippen $e = 25$ cm, dann ist also in jeder Rippe ein Rundstab von $25 \cdot 0,04 = 1,0$ qcm Fläche erforderlich, welchem Maß ein Rundstabdurchmesser von 1,13 cm entspricht.

Mit Rücksicht auf Ungenauigkeiten in der Ausführung wähle man d etwa 1 cm größer als es die Rechnung ergibt und in keinem Falle schwächer als 5 cm.

Bei der Ausführung der Decke werden die eingangs erwähnten und aus Fig. 271 b ersichtlichen Holzbalken als

Unterstützung für die aus Blech bestehende Schalung benutzt, soll dagegen die Betonrippe bis Unterkante Träger geführt werden, so werden besondere Holzriegel unter den Trägern angehängt, welche als Träger für die Schalung dienen und nach Fertigstellung der Decke entfernt werden.

In der Wirkungsweise kommt diese Decke der weiter oben (S. 184) beschriebenen Klein'schen Platte mit Unterdecke ziemlich gleich, jedoch besitzt sie vor dieser den Vorzug einer größeren Tragfähigkeit infolge besserer Ausnutzung der Deckenhöhe, wogegen die Ausführung sich zweifellos weniger einfach gestaltet. Beide Deckensysteme eignen sich vornehmlich für besser ausgestattete Wohn- und Aufenthaltsräume und bieten folgende Vorzüge:

1. Füllmaterial, welches staubbildend wirken und eine Sammelstelle für Ungeziefer und gesundheitschädliche Stoffe bilden kann, ist entbehrlich. Hinsichtlich der schalldämpfenden und wärmehaltenden Eigenschaften wird das Füllmaterial ersetzt durch die zwischen Ober- und Unterdecke befindlichen Hohlräume.
 2. Bei Verwendung einer Massivdecke zur Unterdecke ist vollständige Feuersicherheit vorhanden.
 3. Die unter den Trägern durchgehende Unterdecke bietet Gewähr gegen die Bildung von Rissen längs der Träger sowie gegen das Durchscheinen der Träger und anderer Konstruktionsteile. Sie gestattet jede beliebige künstlerische Ausgestaltung.
3. Ebene Deckenplatten ohne Eiseneinlagen.

Die Herstellung derartiger Platten kann sowohl in Stampfbeton als in Ziegelsteinen und Zementmörtel erfolgen. Die Festigkeit ist eine wesentlich geringere als bei den Platten mit Eiseneinlagen und richtet sich nach der Zugfestigkeit des Zementmörtels.

Die Decken in Stampfbeton fallen gegenüber den Decken mit Eiseneinlagen ziemlich schwer aus und sind nur bei enger Trägerteilung anwendbar. Während früher derartige Decken vielfach zur Ausführung kamen, beschränkt sich die Anwendung gegenwärtig auf die Fälle, in denen zur Betonbereitung geeigneter Kies zu billigem Preise zu haben ist. Die Bereitung des Betons und das Einstampfen auf Unterschalung erfolgt ebenso wie bei den Betonkappen (vergl. S. 173); die Anordnung der Platte kann wie bei der Kleine'schen Decke in verschiedener Höhenlage geschehen, in der Regel wird man jedoch die Platte behufs Gewichtsverminderung so hoch anordnen, daß Oberkante Platte gleichzeitig Fußbodenunterkante bildet (Taf. 40, Fig. 3). Soll hierbei die Unteransicht eben sein, so ist eine Scheindecke anzubringen (Taf. 46, Fig. 30, rechts). Die Biegungsfestigkeit der Betonplatte kann man bei Mischung 1:8 bis 1:10 mit 3 kg/qcm in Rechnung stellen, wodurch sich die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Beziehungen zwischen Plattendicke, Spannweite und Belastung ergeben.

Plattenstärke cm	Gesamtlast in kg f. d. qm										
	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500
	Zulässige Spannweite l (Entfernung der Deckenträger) in m										
8	0,71	0,65	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0,80	0,73	0,68	0,63	—	—	—	—	—	—	—
10	0,89	0,81	0,75	0,70	0,66	0,63	0,60	—	—	—	—
11	0,98	0,90	0,83	0,77	0,73	0,69	0,66	0,63	0,61	—	—
12	1,07	0,98	0,90	0,85	0,79	0,76	0,72	0,69	0,66	0,64	0,61
13	1,16	1,06	0,98	0,92	0,86	0,82	0,78	0,75	0,72	0,69	0,67
14	1,25	1,14	1,05	0,99	0,92	0,88	0,84	0,80	0,77	0,74	0,72
15	—	1,22	1,13	1,06	0,99	0,95	0,90	0,86	0,83	0,80	0,77
16	—	—	1,20	1,13	1,06	1,01	0,96	0,92	0,88	0,85	0,82
17	—	—	1,28	1,20	1,12	1,07	1,02	0,98	0,94	0,90	0,87
18	—	—	—	1,27	1,19	1,13	1,08	1,04	1,00	0,96	0,92
19	—	—	—	—	1,26	1,20	1,14	1,09	1,05	1,01	0,98
20	—	—	—	—	—	1,26	1,20	1,15	1,11	1,07	1,03

Es empfiehlt sich nicht, die Trägerentfernung größer als 1,25 m zu wählen, empfehlenswert sind Abstände von 0,90 und 1,0 m.

Läßt man bei der Kleine'schen Decke die Eiseneinlagen weg, so entsteht eine Platte von sehr geringer Tragfähigkeit, bei welcher die Biegungsfestigkeit höchstens zu 1,5 kg/qcm angenommen werden kann. Man hat sich daher bemüht, die Tragfähigkeit durch Anwendung besonders geformter Steine, welche teilweise ineinander greifen, zu erhöhen und so eine Platte zu erzielen, welche gewissermaßen eine einheitliche Ziegelsteinplatte darstellt. Die

Schwierigkeit, die Tragfähigkeit einer solchen Platte durch Rechnung nachzuweisen und die Unzuverlässigkeit der Materialien und der Ausführung läßt es geraten erscheinen, derartige Platten nur bei kleinen Spannweiten und geringen Belastungen zu verwenden und jedenfalls nicht über die bei ebenen Betonplatten zulässigen Abmessungen hinauszugehen. Bei gewöhnlicher Wohnraumbelastung sollte mithin die Trägerentfernung bei 10 cm starker Platte nicht mehr als 0,9, bei 12 cm starker nicht mehr als 1,1 m betragen.

Von den zu diesem Zwecke erfundenen und meist mit Musterschutz ausgestatteten Steinformen nennen wir:
Die Förster'sche Decke, Fig. 274,

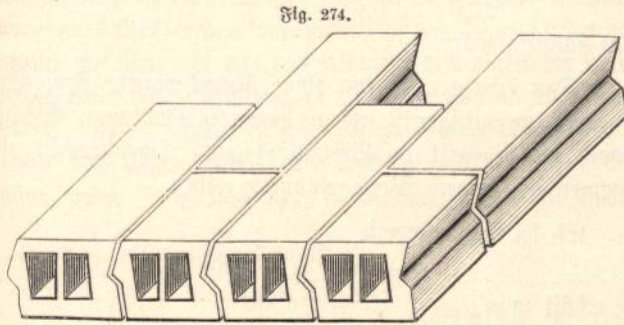


Fig. 274.

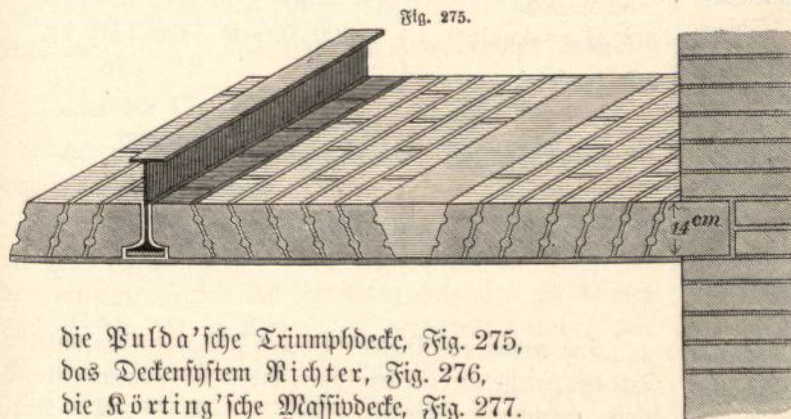


Fig. 275.

die Bulda'sche Triumphdecke, Fig. 275,
das Deckensystem Richter, Fig. 276,
die Körting'sche Massivdecke, Fig. 277.

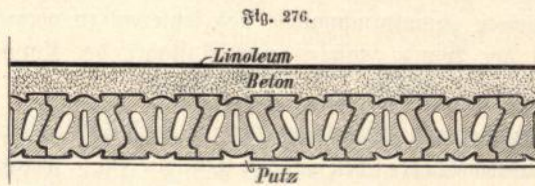


Fig. 276.

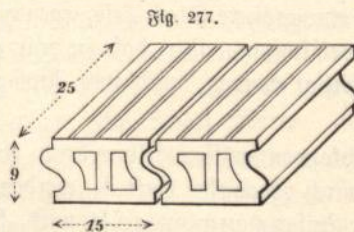


Fig. 277.

§ 7.

Decken mit Füllung aus Eisenplatten.

In den meisten Fällen, in welchen massive Decken zur Ausführung kommen, werden sich die in den vorigen beiden Paragraphen vorgeschriebten Anordnungen am vorteilhaftesten erweisen. Kommt es jedoch darauf an, das Eigengewicht der Decke thunlichst leicht zu halten, oder bedeutende

Lasten bei geringer Deckenhöhe aufzunehmen, so ist es unter Umständen zweckmäßig, die Zwischendecke mit Eisenblechen zu schließen. Außerdem kann die Schwierigkeit der Beschaffung von Steinmaterial und die Schwierigkeit des Transportes nach und von unkultivierten Ländern, sowie die Forderung einer leichten Verletzbarkeit des Gebäudes für die Verwendung von Eisenblechen bestimmend sein. Ein Vorteil der Blechfüllungen gegenüber den Steindecken besteht ferner in der schnellen und leichten Aufstellbarkeit und der Entbehrlichkeit einer Schalung.

Um eine solche Decke genügend vor Rost zu schützen, ist es in allen Fällen rätlich, die Füllbleche zu verzinken, zumal die Verzinkung bei dünneren Blechen kaum teurer wie ein haltbarer Anstrich ist.

Die hauptsächlich bei derartigen Decken in Anwendung kommenden Eisensorten sind Eisenwellbleche, Buckelplatten und Belageisen.

1. Decken aus Eisenwellblech.

Die Wellblechdecken dienen teils zum Tragen, teils nur zur Bekleidung, letzteres in allen Fällen, in welchen der über der Decke liegende Raum unbenutzt bleibt, oder doppelte Böden vorhanden sind. Im ersteren Falle sind hochwellige sogenannte Trägerwellbleche zu verwenden, während im letzteren auch flache Wellbleche zu gebrauchen sind. Da das Gewicht und der Preis der beiden Blecharten nicht viel unterschieden ist, so wird man meist Trägerwellbleche vorziehen. Die Bleche sind durchweg verzinkt zu verwenden, ferner wähle man aus praktischen Gründen die Blechstärke niemals unter 1 mm; ebenso sind Bleche von mehr als 2 mm Stärke unzweckmäßig, da sie sich an den Stößen nur schlecht ineinanderfügen.

Die Wellbleche werden entweder flach oder gebogen zwischen den Deckenträgern eingespannt. Im ersteren Falle ist das erforderliche Widerstandsmoment wie bei dem gewöhnlichen Träger auf zwei Stützen zu berechnen. Ist daher p die Deckenlast in kg f. d. qm, a der Abstand der Deckenträger in m, so ist, wenn die Festigkeit $k = 800$ kg f. d. qcm angenommen wird, das Widerstandsmoment für 1 m Blechtiefe

$$W = \frac{p a^2}{64} \text{ (bezogen auf cm). (25)}$$

Das dem berechneten Widerstandsmoment entsprechende Blechprofil ist dann aus der Tabelle 24 im Anhang leicht auszuwählen. Beispielsweise besitzt Trägerwellblech 40/60 der Tabelle 24 ein Widerstandsmoment von 26,7 bei 1 1/2 mm Dicke und trägt demnach bei 1 m Trägerabstand eine Deckenlast von

$$\frac{64 \cdot 26,7}{1,0^2} = 1710 \text{ kg f. d. qm};$$

bei 500 kg Deckenlast können die Deckenträger mithin

$$= \sqrt{\frac{64 W}{p}} = \sqrt{\frac{64 \cdot 26,7}{500}} = 1,84 \text{ m}$$

auseinanderliegen.

Gebogene Trägerwellbleche müssen genau genommen nach den im 7. Kapitel § 5 für den stabförmigen Bogen mit zwei Gelenken gemachten Angaben berechnet werden, wobei die Nutzlast nur auf der Hälfte des Bogens anzunehmen wäre. Für eine überschlägliche Ermittlung genügt es, das erforderliche Widerstandsmoment bei $\frac{1}{10}$ Pfeilhöhe zu $\frac{1}{4}$ des für gerades Blech berechneten anzunehmen. Man erhält dann W jedenfalls genügend groß. Obiges Trägerblech würde demnach in gebogenem Zustande eine Last von $4 \cdot 1710 = 6840 \text{ kg f. d. qm}$ tragen, und bei 500 kg Deckenlast

$$\sqrt{\frac{64 \cdot 4 \cdot 26,7}{500}} = 3,68 \text{ m}$$

weit freiliegen können.

Die genauere Rechnung nach § 5, Kap. 7, ergibt in diesem Falle folgendes:

Es beträgt nach vorstehendem die Spannweite rund 3,7 m, die Pfeilhöhe 0,37 m, demnach der Bogenhalbmesser

$$R = \frac{1,85^2 + 0,37^2}{2 \cdot 0,37} = 4,8 \text{ m}$$

und der halbe Centriwinkel $\beta = 22^\circ 40'$

$$(\text{da } \sin \beta = \frac{1,85}{4,8} = 0,385).$$

Wir setzen dafür $\beta = 25^\circ$ und erhalten aus Spalte 5 und 6 der Tabelle auf S. 161, wenn von der Gesamlast von 500 kg/qm je die Hälfte auf Eigengewicht und Nutzlast gerechnet wird:

das Moment aus Eigengewicht

$$M_g = 0,00079 \cdot 250 \cdot 4,8^2 = 4,55$$

das Moment aus halbseitiger Nutzlast

$$M_{q_2} = 0,0114 \cdot 250 \cdot 4,8^2 = 65,66$$

$$\text{Gesamtmoment} = 70,21 \text{ kg/m}$$

$$= 7021 \text{ kg/cm};$$

ferner nach Spalte 13 und 14 die Summen der zugehörigen Achsenkräfte

$$Q_g + Q_{q_2} = 4,8 (250 \cdot 1,0 + 250 \cdot 0,4846) = 1780 \text{ kg},$$

demnach ergibt sich die größte Beanspruchung

$$k = \frac{371}{f} + \frac{7021}{W},$$

und da für das in Rede stehende Wellblechprofil für 1,0 m Breite

$$f = 18,5 \cdot 1,5 = 27,7 \text{ qcm},$$

$$W = 26,7 \text{ cm}^3,$$

so ist $k = \frac{1780}{27,7} + \frac{7021}{26,7} = 327 \text{ kg/qcm}$, während $k = 800$ zulässig wäre.

Man ersieht, daß die obige überschlägliche Annahme erheblich ungünstiger ist als die genauere Rechnung. Wächst jedoch die Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht, so kommen die beiden Werte einander näher.

Es sei beispielsweise

$$g = 100, q = 400,$$

so erhält man

$$M = 4,8^2 (100 \cdot 0,00079 + 400 \cdot 0,0114) = 124 \text{ kg/m}$$

$$\text{und } Q = 4,8 (100 \cdot 1,0 + 400 \cdot 0,4846) = 1410 \text{ kg},$$

und somit

$$k = \frac{1410}{27,7} + \frac{12400}{26,7} = 516 \text{ kg/qcm}.$$

* * *

Die gebogenen Bleche stemmen sich gegen den unteren Teil des Steges der Deckenträger, indem sie dementsprechend schief abgeschnitten werden (Taf. 45, Fig. 5). Die Auflagerung der Bleche auf dem Trägerflansch ist wegen der ungünstigen Inanspruchnahme des letzteren zu vermeiden. Längs der Wand genügen zum Auflager der Klappe an Stelle des Γ -Eisens, \square oder L -Eisen.

Ein besseres Widerlager für die Wellbleche bieten die sogenannten Klette'schen Träger, Taf. 45, Fig. 7, welche von sächsischen Werken gewalzt werden. Gleichzeitig bieten derartige Träger eine größere Steifigkeit gegen wagerechte Belastungen. Der Umstand aber, daß sie nur auf besondere Bestellung gefertigt werden, wird ihre Anwendung in der Regel verbieten.

Die Blechkappen müssen selbstredend ebenso wie die Steinkappen durch Zuganker versteift werden, damit kein Schub auf die Außenmauer ausgeübt wird, falls sie nicht etwa wie ebenes Blech berechnet und nur aus anderen Gründen gebogen angeordnet werden.

Die Ermittlung der Ankerentfernung und der Stärke der Anker erfolgt in gleicher Weise wie bei den gemauerten Kappen (§ 5), nur ist der Schubunterschied zwischen unbelasteter und benachbarter belasteter Kappe anders zu ermitteln. Der Schub der belasteten Kappe beträgt

$$H_{\max} = \frac{l^2 (g + q)}{8h} \dots \dots (26)$$

Der Gegenschub der unbelasteten Kappe

$$H_{\min} = \frac{l^2 g}{8h} + \frac{kW}{h} = \frac{1}{h} \left(\frac{gl^2}{8} + kW \right). \quad (27)$$

worin k die zulässige Biegezugfestigkeit, W das Widerstandsmoment des Wellbleches, h die Pfeilhöhe des Bogens bedeutet. k kann mit Rücksicht auf das seltene Vorkommen der vollständig einseitigen Belastung zu 1200 kg/qcm angenommen werden. Für obiges Beispiel ist $g + q = 500$ kg/qm, wovon das Eigengewicht der Decke $g = 200$ kg/qm betragen möge, $l = 3,68$ m, $W = 26,7$ für 1 m Tiefe, h sei $\frac{1}{10} = 37$ cm, dann ist

$$H_{\max} = \frac{368^2 (3 + 2)}{8 \cdot 37} = 2290 \text{ kg für 1 m Deckenbreite,}$$

$$H_{\min} = \frac{1}{37} \left\{ \frac{368^2 \cdot 2}{8} + 1200 \cdot 26,7 \right\} = 1780 \text{ kg desgl.}$$

$$\text{Demnach } H_{\max} - H_{\min} = 510 \text{ kg.}$$

Die weitere Behandlung ist ganz die gleiche wie bei den gemauerten Kappen.

Die Entfernung der Deckenträger ist begrenzt durch die gebräuchliche größte Länge der Blechtafeln, welche bei den meisten Werken 3,0 bis 4,0 m beträgt. Es können auch Tafeln bis zu 6 m Länge hergestellt werden, aber nur auf besondere Bestellung und gegen Zahlung eines Überpreises. Die Breite der Tafeln beträgt bei den mittleren Profilen etwa 0,45 bis 0,85 m. An den Längsstößen überdecken sich die Tafeln im Wellenberg um etwa 5 cm und werden mit 6 mm starken 50 bis 60 cm entfernten Nieten aneinander befestigt (Fig. 278). Die Vernietung kann auch fehlen, wenn der Zusammenschluß an den Stößen in anderer Weise, etwa durch aufgegossenen Beton u. a., erreicht wird.

Die bei Wellblechdecken zu empfehlenden Anordnungen sind aus den Fig. 2 bis 5, Taf. 45 ersichtlich und bedürfen nur weniger erläuternder Worte.

In Fig. 2 und 3 ist das Wellblech auf die oberen Trägerflanschen gelegt. Die Querstütze werden auf diesen vielfach in der Weise angeordnet, daß das eine (untere) Ende der Tafel auf dem Trägerflansch aufgenietet wird, während das andere Ende behufs Ermöglichung der Wärmeausdehnung frei beweglich bleibt (Fig. 279). Vorteilhafter ist mit Rücksicht auf den Fortfall der Löcher im Trägerflansch die in Fig. 280 dargestellte Befestigung mit Hasfen, welche allerdings in der Unteransicht unter Umständen störend wirken können.

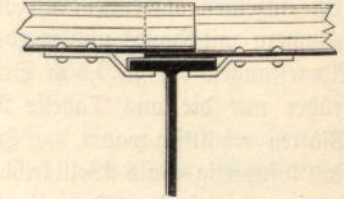
Die Oberfläche des Bleches wird meist mit einem mageren Beton ausgegossen, welcher den Wellenberg um

3 bis 4 cm überragt. Auf dem Beton wird der massive Fußboden unmittelbar verlegt, während bei Holzfußboden zur Befestigung der Dielen Lagerhölzer in den Beton eingelegt werden (Taf. 45, Fig. 3 c). Wird eine stärkere Decke zur Abhaltung des Schalles gewünscht, so werden die Fußbodenlager auf der Oberfläche des Betons verlegt und die

Fig. 279.



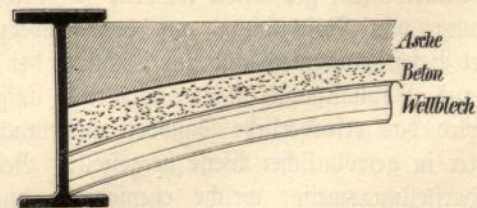
Fig. 280.



Zwischenräume mit Sand oder mit einer anderer geeigneten Füllmasse ausgefüllt. Bei diesen Decken ist vorausgesetzt, daß die untere Ansicht des Wellbleches frei bleiben kann. Andernfalls ist das Trägerblech zwischen den Trägern auf deren unteren Flanschen, oder besser auf besonderen Winkleisen, welche mit dem Trägerflansch verschraubt sind, zu lagern (Fig. 4, Taf. 45). Die untere Decke wird in diesen Fällen ganz wie bei den Steindecken durch Einlegen von Bohlenstücken, auf welchen die Deckenschalung befestigt werden kann, gebildet, die obere Decke in derselben Weise wie oben hergestellt. Eine Befestigung des Wellbleches ist hierbei überhaupt nicht erforderlich, nur die Querstütze sind zu vernieten.

Taf. 45, Fig. 5, stellt eine Decke mit kappenförmig gebogenen Wellblechen dar. Befinden sich derartige Decken unmittelbar unter dem Dach, so haben sie gewöhnlich keine weitere Lasten aufzunehmen, als gelegentlich die eines, oder mehrerer Arbeiter. Das Blech ist dann in der Regel aus praktischen Gründen tragfähiger, als nötig zu wählen und bedarf daher in gebogenem Zustand keiner Verankerung. Zum Festhalten des Bleches auf den unteren

Fig. 281.



Trägerflanschen werden die Zwickel, wie aus Fig. 281 ersichtlich, mit Beton ausgefüllt, im übrigen genügt zur Abhaltung des Schalles und der Wärme eine dünne Aschenschicht, welche oben zur Verhütung des Staubes mit einem Mörtelbrei begossen wird.

Werden derartige, oder überhaupt Decken aus verzinkten Blechen bemalt, so ist besondere Vorsicht gegen das Abblättern der Farbe anzuwenden. Siehe hierüber Kap. 11, § 4, Schlußsatz.

2. Buckelplatten.

Die Buckelplatten stellen kleine böhmische Kappen aus Blech dar. Sie erhalten ihre Form in besonderen Pressen (bei einzelnen abweichenden Formen wohl auch durch Ausschämmern mit Hand) und werden neuerdings in beliebigen Abmessungen bis zu 1,5 m Seitenlänge gefertigt, während früher nur die aus Tabelle 22 im Anhang ersichtlichen Platten erhältlich waren. — Die Decken aus Buckelplatten sind kostspieliger, als Wellblechdecken, da sie erhebliche Nietarbeit und außerdem Quereisen zur Befestigung der Ränder erfordern. Bei leichteren Decken können die Buckelplatten daher nur etwa aus künstlerischen, nicht aus wirtschaftlichen Gründen in Anwendung kommen. Die Buckelplatten werden in diesen Fällen nach Fig. 1, Taf. 45, kuppelförmig als Kassetten verlegt, da sie dann zwar weniger tragen, aber besser aussehen. Man kann in diesen Fällen auch zylinderförmig gebogene (sogenannte Tonnenbleche) mit halben Buckelplatten nach Taf. 45, Fig. 6 zu einer größeren böhmischen Kappe verbinden. Bei schweren Decken verlegt man die Buckelplatten, wenn es auf die untere Ansicht weniger ankommt, nach unten hängend (Taf. 46, Fig. 2). Unter Hofräumen läßt sich hierbei eine gute Deckenentwässerung erzielen, welche in gleich einfacher Weise bei keinem anderen Belagsmaterial möglich ist. Die Platten werden im tiefsten Punkt durchlocht und mit angenieteten Zinktüllen (Taf. 46, Fig. 2) versehen. Unter diesen werden Rinnen (am besten verzinkte \perp -Eisen) entlang geführt, welche das Wasser nach den Entwässerungskanälen führen, indem die Durchführung durch die Träger mittels entsprechender Ausschnitte aus den Trägerstegen ermöglicht wird.

Es empfiehlt sich, die Buckelplatten ebenso wie die Wellbleche nur in verzinktem Zustand zu verwenden. Soll über den Buckelplatten gepflastert werden, so werden zur Verhinderung von Rostbildung auf den (unverzinkten) Köpfen der Befestigungsniete und zur Dichtung der Fugen Streifen aus Asphaltpappe mit Asphaltkitt aufgeklebt. Danach wird das erforderliche Sandbett aufgebracht und das Pflaster in gewöhnlicher Weise hergestellt. Bei einer anderen Herstellungsweise, welche ebensowohl auch bei stehenden Buckelplatten, bei Wellblech und Belageisen anwendbar ist, wird die ganze Oberfläche des Eisenbelags mit Beton ausgegossen und dessen Oberfläche mit schwachem Seitengefälle (1:25) abgeglichen. Auf letzterer wird Asphaltfilz verlegt und darauf das Pflasterbett in gewöhnlicher Weise aufgebracht.

Die Dicke der Buckelplatten wähle man:

a) bei einer Deckenlast bis zu 750 kg f. d. qm
und bis 1,0 m Seitenlänge = 4 mm
" 1,5 " " = 5 mm

b) bei einer Deckenlast von mehr als 750 kg f. d. qm
und bis 1,0 m Seitenlänge = 5 mm
" 1,5 " " = 6 mm.

Zu den Querverbindungsseisen zwischen den Deckenträgern genügen gewöhnlich \perp -Eisen Nr. 12/6 (Fig. 1, Taf. 46), nur bei sehr schweren Decken sind hierzu \perp -Eisen (wie bei Fig. 2, Taf. 46) erforderlich.

3. Belageisen.

Während Wellbleche und Buckelplatten hin und wieder aus ästhetischen Rücksichten noch bei leichteren Decken Verwendung finden können, dienen die Belageisen lediglich zur Bildung der allerschwersten Decken, bei welchen Wellblech nicht mehr ausreicht und die Buckelplatten zu kostspielig sind. Die Abmessungen dieser Eisen sind in Tabelle 18 im Anhang angegeben.

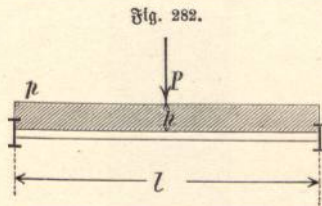
Die Belageisen werden entweder über die oberen Flanschen der Deckenträger gestreckt (Taf. 46, Fig. 3) oder sie werden bei geringer Konstruktionshöhe zwischen den Trägern auf besonders angenieteten Tragwinkeln gelagert (Taf. 46, Fig. 4). Die Auflagerung auf den unteren Trägerflanschen ist bei großen Auflagerdrücken nicht zu empfehlen. — Da die Trägerentfernung bei Belageisen eine ziemlich große sein kann, so werden in der Regel auch schwere genietete Träger als Deckenträger erforderlich.

Die Belageisen sind thunlichst nur verzinkt zu verwenden. Nach dem Verlegen werden die Zwischenräume zwischen den einzelnen Stäben (1 bis 5 cm) mit gewöhnlichen Pappstreifen (als Schalung) überdeckt und dann bis zur Oberkante mit Beton ausgegossen. Man kann nun entweder zur Ableitung des Wassers einige Löcher in dem Beton lassen und das Wasser wie bei den Buckelplatten mittels untergezogener Rinnen ableiten, oder man gleicht in der vorhin beschriebenen Weise die Betonoberfläche mit schwacher Seitenneigung ab und bedeckt sie mit Asphaltfilz.

In manchen Fällen kann es vorteilhaft sein, die Belageisen in etwas weiteren Abständen zu verlegen und den Zwischenraum durch Ziegelsteine (oder Beton) zu überdecken (Taf. 46, Fig. 5).

Das erforderliche Widerstandsmoment der Belageisen erhält man durch folgende Berechnung:

Es sei in Fig. 282 P der größte vorkommende Rad-
druck, g das Eigengewicht der Bettung und der Belageisen
f. d. qm, l der Abstand der Deckenträger (= Länge der
Belageisen), h die Höhe der Bettung über der Oberkante



des Belageisens, so ist unter der Annahme, daß sich der
Druck P auf eine Grundfläche von der Seitenlänge $1,5 h$
gleichmäßig verteilt, für die Breite des Belags = $1,0 m$

$$W = \frac{gl^2}{64} + \frac{Pl}{48h} \quad \left| \begin{array}{l} P = kg \\ g = kg \text{ f. d. qm, } h = m \\ l = m, W = cm^3 \end{array} \right. \quad (28)$$

Es sei beispielsweise

$$\begin{aligned} P &= 2000 \text{ kg} \\ g &= 900 \text{ kg f. d. qm} \\ h &= 0,25 \\ l &= 1,5, \end{aligned}$$

so ist das erforderliche Widerstandsmoment für $1,0 m$
Breite des Belags

$$W = \frac{900 \cdot 1,5^2}{64} + \frac{2000 \cdot 1,5}{48 \cdot 0,25} = 282.$$

Es genügen vier Belageisen Nr. 11, von welchen vier
auf $1 m$ Breite gehen. Das vorhandene Widerstands-
moment ist nach Tabelle 18

$$W = 4 \cdot 76,5 = 306.$$

Wände, Erker, Treppen.

§ 1.

Unterstützung der Wände durch eiserne Träger.

Die große Festigkeit des Eisens gestattet die Unterstützung von Wänden in einem Umfange, wie dies früher mit Hilfe von Holz und Stein nicht möglich war. Da in der Neuzeit das Bedürfnis zur Anordnung größerer Maueröffnungen und beliebiger Raunteilung in verschiedenen Geschossen bereits bei einfachen städtischen Gebäuden vorliegt, so hat das Eisen als Baustoff gerade für derartige Zwecke eine ganz allgemeine Verbreitung gefunden, während bei anderen Bauteilen die Verwendung des Eisens vielfach noch auf besondere Gattungen von Gebäuden beschränkt ist.

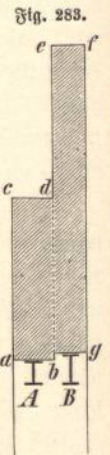
Die Unterstützung von Wänden erfolgt meistens durch gewalzte schmiedeeiserne I-Träger, wo diese nicht ausreichen, durch genietete Blech- und Kastenträger. Trotz der großen Einfachheit derartiger Konstruktionen hat man doch eine Reihe von Regeln zu beachten, welche in den weitaus meisten Fällen nicht berücksichtigt, oder nur unbewußt erfüllt zu werden pflegen. Wir stellen nachfolgend diese Regeln, welche bereits zum Teil im 5. Kapitel enthalten sind, der Übersichtlichkeit halber zusammen:

1) Das Auflager ist nach den in § 11, Kap. 5 gegebenen Regeln auszubilden, ferner ist die Standsicherheit der Pfeiler und Widerlager zu prüfen (vergl. S. 113), da die größte Sorgfalt in der Berechnung der Träger hinfällig ist, wenn nicht die unterstützenden Teile mindestens die gleiche Sicherheit gewähren.

2) Die Höhe der Träger ist zur Vermeidung augenfälliger Durchbiegungen thunlichst nicht kleiner als $\frac{1}{25}$ der Stützweite zu wählen. (Vergl. S. 107.)

3) Es ist zweckmäßig, falls die Träger nicht seitlich durch Balkenlagen versteift sind, selbst bei schwachen Wänden zwei Träger nebeneinander anzuordnen, und sie behufs Erzielung genügender Seitensteifigkeit zu kuppeln. Letzteres kann durch Stein-, Holz- und Eiseneinlagen mit Zugbolzen geschehen. (Vergl. S. 83 und 84.)

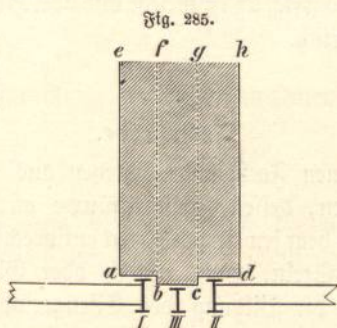
4) Wird eine Mauer im oberen Teil einseitig schwächer, (Fig. 283) oder überspannt dieselbe Mauerbreite ungleich große Öffnungen (Fig. 284) (was beispielsweise bei Schiebethüren vorkommt), oder schließen Balkenlagen an die unterstützenden Träger an (Fig. 285), so berechne man, im Falle zwei oder mehrere Träger zur Verwendung kommen, jeden Träger für die ihm unmittelbar zufallende Last und verlasse sich nicht auf eine Übertragung der Lasten von Träger zu Träger. Bei Fig. 283 berechne man mithin den Träger A für die Lastfläche $abcd$, den Träger B für die Lastfläche $bcfg$, nicht aber berechne man das Widerstandsmoment für die Gesamtlast und teile dasselbe durch die Anzahl der Träger, welche dann selbstredend gleiche Größe erhalten würden. Bei Fig. 284 ist Träger I auf die Spannweite l_1 und die auf der Fläche $abcd$ ruhende Last, Träger II auf die Spannweite l und die auf $efgh$



ruhende Last zu berechnen; ebenso haben in Fig. 285 die Träger I, II allein die Balkenlast, außerdem den Wandstreifen $abef$ beziehungsweise $cdgh$ aufzunehmen, während Träger III nur für den mittleren Teil $befg$ der Wand zu berechnen ist.

Es ist ja nicht zu leugnen, daß, wenn in derartigen Fällen die Träger gleich stark bemessen werden, ein Einsturz ausgeschlossen ist, weil die zunächst weniger belasteten Träger nach erheblicherer Ausbiegung der anderen Träger schließlich doch mit zum Tragen kommen, es ist aber kein Zweifel, daß die zunächst mehr belasteten Träger dauernd

eine größere Beanspruchung erfahren werden, eine gleichmäßige Materialausnutzung, welche doch angestrebt werden soll, demnach nicht stattfindet.



5) Es ist bei der Einmauerung der Träger darauf zu achten, daß am beweglichen Lager genügender Spielraum zur Wärmeausdehnung unter Umständen auch bei ausbrechendem Feuer verbleibt. Für gewöhnliche Temperaturunterschiede genügt ein Gesamtspielraum von $\frac{1}{2000}$, für die Wärmeausdehnung bei Bränden ein solcher von $\frac{1}{150}$ der Länge. Die Einmauerung ist alsdann zweckmäßig nach Fig. 180 und 181, S. 113 zu bewirken (vergl. auch S. 10). Werden die Träger über Stützen gestoßen, so kann der nötige Spielraum auch dorthin verlegt werden; die Bolzenlöcher in den Trägern sind dann entsprechend länglich zu gestalten.

Ein Nichtbeachten dieser Regel hat zur Folge, daß mit zunehmender Wärme bei mangelndem Spielraum entweder ein Ausweichen der Mauern, oder ein Ausbiegen der Träger eintreten muß; in beiden Fällen hat der Träger starke Druckspannungen zu erleiden, welche seine Tragfähigkeit beeinträchtigen.

6) Es empfiehlt sich bei Feststellung der Belastung der Träger Thür- und Fensteröffnungen gewöhnlicher Abmessungen, welche sich in den zu unterstützenden Wänden befinden, nicht in Abzug zu bringen. Einmal ist die zu erzielende Ersparnis in der Regel keine erhebliche, außerdem pflegen gerade in der Anordnung der Thüren und Fenster vielfach nachträglich Änderungen vorgenommen zu werden, welche eine für alle Fälle brauchbare Trägerberechnung wünschenswert erscheinen lassen.

* * *

Wir wenden uns nunmehr zur Erörterung von Einzelheiten, welche durch die Eigentümlichkeit einzelner bei Bauausführungen häufig vorkommender Fälle bedingt werden.

1) Bei der Unterstützung von Zwischenwänden ist zunächst zu unterscheiden, ob die Balkenlage parallel, oder rechtwinklich zur Wand liegt. Im ersteren Falle sind die Träger von der Decke unabhängig, im letzteren haben sie gewöhnlich gleichzeitig als Auflager für die Decken-

balken zu dienen. Genügt die Höhe der Deckenbalken für die Höhe der Unterzüge, so können die Träger in beiden Fällen völlig unsichtbar angeordnet werden.

Gewöhnlich trifft dies indessen nicht zu. Man hat dann die Wahl, die Wandträger entweder unter die Decke, oder über den Fußboden vorstehen zu lassen. Letzteres ist nur angängig, wenn in der Wand keine Thüröffnungen vorhanden sind. Da man sich aber die Möglichkeit, noch später derartige Thüröffnungen anzubringen, nicht leicht verschließen wird, so wird ein Überstehen der Träger über die Balkenlage wie bei Fig. 7, Taf. 38 nur selten gerechtfertigt sein. Der im andern Falle unter der Decke vortretende Teil des Trägers bleibt entweder unverhüllt, oder wird in geeigneter Weise mit Holz oder Fuß verkleidet.

Über den Anschluß der Deckenträger an die Wandunterzüge siehe Kap. 8, § 2 und 3.

2) Bei den gewöhnlich vorkommenden Fenster- und Thüröffnungen von 1,0 bis 1,2 m Sichtweite pflegt man von einer Überdeckung mit eisernen Trägern nur selten Gebrauch zu machen, erst bei größeren Öffnungen, wie Schaufenstern¹⁾ und Thoreinfahrten, ist die Anwendung von Eisenbalken nicht zu umgehen. Der nötige Anschlag wird hier durch Anordnung der Träger in verschiedener Höhenlage erreicht.

Um die Befestigung der hölzernen Fenster- und Thürrahmen zu erleichtern, werden gewöhnlich Holzfutter an den Eisenträgern angeschraubt, man kann jedoch auch die genau passend gefertigten Holzrahmen unmittelbar auf dem Eisen mit Schrauben befestigen.

Die in der Außenwand sichtbar bleibenden Stege der Träger werden gewöhnlich mit Dachziegeln, Schiefer und dergleichen ausgemauert, vom künstlerischen Standpunkt aus ist es jedoch vorzuziehen, das Eisen sichtbar zu lassen, mit passenden Verzierungen auszustatten und in entsprechendem Ton mit Ölfarbe zu streichen.

Bei allen weitgehenden Durchbrechungen von Front- und bei Beseitigung von Zwischenwänden in den unteren Geschossen ist sorgfältig zu prüfen, ob noch genügende Standfestigkeit gegen horizontale Kräfte, welche durch Winddruck, einseitige Belastungen sowie schwere Erschütterungen, Erdbeben u. a. erzeugt werden können, vorhanden ist.

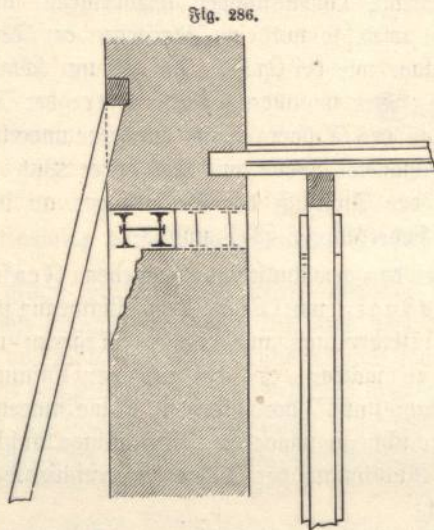
Sind keine Mauerflächen mehr in ausreichendem Maße zur Aufnahme solcher Schübe vorhanden, so muß Ersatz durch eiserne Zugbänder oder Streben geschaffen werden.

In der Regel wird in dieser Beziehung ziemlich sorglos verfahren und vielfach den Nachbargebäuden allein die nötige Abstrebung überlassen. Bei einem etwaigen Abbruch der letzteren können dann die unangenehmsten Folgen

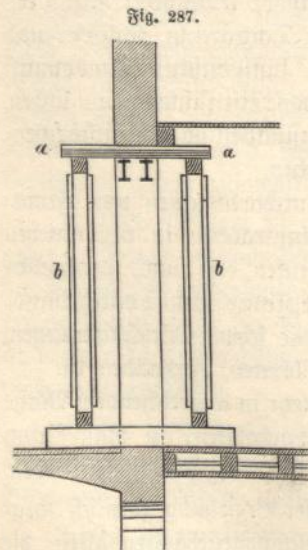
1) Über die Anordnung von Schaufenstern findet sich Ausführlicheres im Kap. 14.

für ein solches nur auf verhältnismäßig dünne Stützen angewiesenes Bauwerk entstehen.

3) Eine häufig vorkommende Aufgabe besteht in dem nachträglichen Ausbrechen großer Öffnungen in bestehenden Wänden. Das Verfahren ist hierbei folgendes: Man stemmt zunächst auf einer Seite der Mauer bis in die Hälfte derselben einen Falz aus, in welchen das erste Trägerpaar eingeschoben wird (Fig. 286), nachdem vorher die Mauer



auf dieser Seite in geeignet scheinender Weise gestützt wurde. Die eingeschobenen Träger werden an den Lagern gut vermauert und auch in der Mitte mehrmals nach Bedarf durch einseitige Untermauerung gestützt. Demnächst wird die Wand an der andern Seite gestützt und von hier aus der Falz für die weiteren Träger eingestemmt. Sind Stützen einzubringen, so wird nunmehr die Mauer an der betreffenden Stelle in genügender Breite aufgeschlitzt und die Stütze gestellt. Nach Einbringung sämtlicher Stützen kann schließlich alles alte in die Öffnung fallende Mauerwerk entfernt werden. — Bildet die zu durchbrechende Mauer das Auflager für die Deckenbalken, so müssen letztere vor Beginn der Arbeit durch einen Unterzug und durch Holzstützen (Fig. 286) vorläufig



abgefangen werden. Eine weitere Stützung der Mauer auf der Balkenseite ist dann gewöhnlich nicht erforderlich.

Das vorgeschriebene Verfahren läßt sich nur bei einigermaßen starken Wänden ausführen. Bei schwachen Wänden

würde durch das Ausstemmen eines Längsfalzes die Standfestigkeit gefährdet werden. Hier ist daher eine vorhergehende einseitige Unterstützung der Wand durch kurze untergezogene Querträger a-a (Fig. 287), welche auf zwei Holzgerüsten b-b ruhen, erforderlich.

§ 2.

Fachwände.

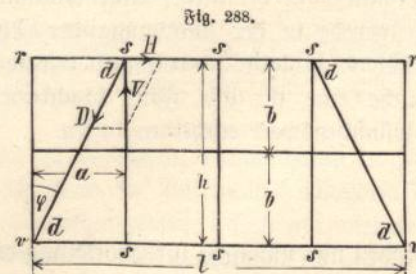
Die eisernen Fachwände bestehen aus einem Gerippe von Eisenstäben, dessen Zwischenräume mit einem andern geeigneten und dem jeweiligen Zweck entsprechenden Material (hauptsächlich Stein, Holz, Blech oder Glas) geschlossen werden. Auf die Bildung des Eisengerippes haben diese Materialien nur insoweit Einfluß, als eine bequeme Verbindung zwischen Fachwerk und Füllmaterial angestrebt werden muß. Im übrigen hat sich die Größe und Anordnung der Fachwerkstäbe lediglich nach den durch die Einwirkung der äußeren Kräfte hervorgerufenen Beanspruchungen zu richten.

Die äußeren Kräfte bestehen in dem Eigengewicht, der Auflast und dem Winddruck. Das Eigengewicht kann fast stets vernachlässigt werden, auch die Auflast ist in der Regel, soweit sie lotrecht wirkt, von geringem Belang, die Abmessungen sind daher in den weitaus meisten Fällen lediglich nach dem Winddruck zu bestimmen.

Die Beanspruchung durch Wind erfolgt entweder unmittelbar rechtwinklich zur Wandfläche, oder unmittelbar durch den Schub, welchen andere von der Wand gestützte Dach- oder Wandflächen auf diese ausüben. Wir betrachten zunächst den unmittelbar wirkenden Winddruck und nehmen an, daß die Wand gegen andere mittelbare Einflüsse geschützt ist.

Auf eine Wand (Fig. 288) von der Länge l und der Höhe h wirkt ein größter Winddruck von

$$w_0 l h \dots \text{kg}^1)$$



Dieser wird zunächst aufgenommen von der Füllung, welche ihn an die in den Abständen a angeordneten Stile s-s abgibt. Letztere stützen sich unten gegen die Schwelle v-v, oder in Ermangelung einer solchen gegen das Fundament,

1) w_0 = rechtwinkliger Winddruck ist je nach der Lage des Gebäudes zu 125 und mehr kg f. d. qm anzunehmen (vergl. S. 13).

oben gegen das Rähm r-r. Die Stile werden hiernach durch eine gleichmäßig verteilte Last $p = w_0 a$ f. d. m. rechtwinklich zur Längsachse beansprucht.

Das erforderliche Widerstandsmoment ist

$$W = \frac{w_0 a h^2}{8 k_1} \dots \dots \dots (1)$$

oder die Beanspruchung der äußersten Faser bei gegebenem Querschnitt

$$k_1 = \frac{w_0 a h^2}{8 \cdot W} \dots \dots \dots (2)$$

Wird außerdem der Stil durch die achsial wirkende Last P beansprucht (vergl. S. 63), so ist die hieraus entstehende Druckspannung $k_2 = \frac{P}{f}$, mithin die gesamte Beanspruchung

$$k = \frac{w_0 a h^2}{8 \cdot W} + \frac{P}{f} \dots \dots \dots (3)$$

Der Querschnitt ist so zu wählen, daß k innerhalb der zulässigen Grenze bleibt.

Das Rähm r-r wird durch den wagerechten Auflagerdruck der Stile beansprucht, oder wenn Einfachheit halber statt dieser Einzellasten eine gleichförmig verteilte Last gesetzt wird, durch

$$p = w_0 \frac{h}{2}$$

Demnach erforderliches Widerstandsmoment im wagerechten Sinne

$$W = \frac{w_0 h l^2}{16 k} \dots \dots \dots (4)$$

Auf Schwelle und Kiegel entfällt aus dem Winddruck keine Spannung, es sei denn, daß, wie bei Wellblechbekleidung, die Kiegel zunächst den Auflagerdruck der Blechbekleidung aufnehmen und an die Stile abgeben. In diesem Falle entfällt auf den Kiegel, wenn b der Kiegelabstand:

$$p = w_0 b$$

$$W = \frac{w_0 b a^2}{8 k} \dots \dots \dots (5)$$

auf die Schwelle

$$p = \frac{w_0 b}{2}$$

$$W = \frac{w_0 b a^2}{16 k} \dots \dots \dots (6)$$

vorausgesetzt, daß die Stile mit dem Fundament so verbunden sind, daß keine wagerechte Verschiebung eintreten kann. Andernfalls würde die Schwelle die gleiche Beanspruchung wie das Rähm erleiden. Soweit lediglich die Windbeanspruchung in Frage kommt, könnten somit Kiegel und Schwellen für gewöhnlich fehlen. In den meisten Fällen werden sie jedoch zur Versteifung der Stile und zur Befestigung der Füllungen nicht entbehrt werden können.

Man erkennt, daß das Rähm schon bei verhältnismäßig kleinen Wänden großen Beanspruchungen durch Winddruck ausgesetzt ist, wenn in wagerechtem Sinn keine

weitere Unterstützung als durch die Giebelwände vorhanden ist. Sollen daher nicht allzugroße Rähmquerschnitte erforderlich werden, so sind bei längeren Wänden in entsprechenden Abständen Unterstützungspunkte zu schaffen.

Solche Unterstützungspunkte bilden, wenn vorhanden, die Querscheidewände, demnächst die Dachbinder und Deckenträger, letztere jedoch nur dann, wenn die gegenüberliegende Wand stark genug ist, um den Schub aufzunehmen, oder wenn die Dach- beziehungsweise Deckenfläche derartig steif ist, daß sie als ein wagerechter Träger angesehen werden kann, welcher den Schub auf die nächsten Querswände zu übertragen im stande ist.

Eine Decke oder ein flaches Dach mit durchlaufender gespundeter und schräg genagelter Holzdielung kann in der Regel als genügend steif im obigen Sinne angesehen werden, noch mehr eine ebene massive Decke nach Art der in §§ 4 bis 7 des 8. Kapitels vorgeschriebenen Konstruktionen. Fehlt eine solche Decke, so muß entsprechend dem auf Taf. 47 dargestellten Beispiel ein wagerecht liegender Fachwerkträger an Stelle der Decke angeordnet werden. Wird das Raumverhältnis (beispielsweise bei langgestreckten Hallen) zwischen Länge und Breite so ungünstig, daß auch ein solcher Träger zu unförmliche Abmessungen erhalten müßte, so müssen die (erforderlichen Falles als Fachwerkträger auszubildenden und am Fuße einzumauernden) Stile so stark werden, daß sie das Moment des Winddrucks aufnehmen können, oder es können endlich die Dachbinder bis zum Fußboden herabgeführt und so ausgebildet werden, daß sie im stande sind, die Querswände zu ersetzen. Im letzteren Fall werden die Binder am besten als Bögen konstruiert. (Vergl. hierüber Kap. 12, § 6).

Der durch Übertragung aus anderen Bauteilen mittelbar zur Wirkung kommende Windschub darf nur in der Ebene der Wand wirken, wenn diese zur Aufnahme der Kräfte befähigt sein soll, falls nicht etwa ausnahmsweise eingemauerte, gegen Biegung standfähige Stile vorhanden sind.

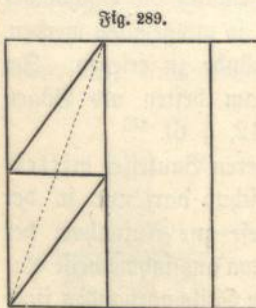
Es kann daher eine einzelne Fachwand, den letztgenannten Fall ausgenommen, niemals allein dem Winddruck widerstehen, sondern es müssen stets mehrere im Winkel gegeneinander geneigte Wände ein gemeinsames System bilden. Bei den gewöhnlichen Gebäuden wird dies System durch die rechtwinklich zu einander stehenden Front- und Giebelwände, welche noch durch die Decken- und Dachflächen ausgesteift werden, hergestellt. Der auf die verschiedenen Flächen fallende Winddruck läßt sich dann stets nach den Ebenen zweier verschieden zu einander geneigten Wände, in diesem Falle der Front- oder Giebelwand zerlegen.

Der ungünstigste Fall für die Beanspruchung einer Wand in ihrer Ebene tritt dann ein, wenn der Windstoß parallel zu dieser Ebene gerichtet ist.

Die Größe des Winddrucks ist hierbei stets nach derjenigen Ansichtfläche des Gebäudes zu berechnen, welche dem Windstoß direkt zugekehrt ist. Bei einem einfachen Gebäude von rechtwinklichem Grundriß ist daher der größte auf jede Frontwand entfallende Schub gleich $w_0 \frac{F}{2}$, wenn F die Fläche der Giebelwand und wenn Längsscheidewände nicht vorhanden sind. Der auf die Giebelwand wirkende Winddruck wird durch die Wandfläche und das Fachwerk, wie oben gezeigt, auf Rähm und Schwelle übertragen. In Betracht kommt hierbei nur der auf das erstere entfallende Schub, welcher seine Stütze in dem Rähm der Frontwand findet und die letztere parallel zur Schwelle zu verschieben strebt. Diese Verschiebung wird durch Einziehen von Schrägstäben (Streben) d-d (Fig. 288), welche die obere mit der unteren Gurtung verbinden, verhindert. Die in der Strebe wirkende Spannung ist, wenn H der auf das Rähm entfallende Schub, φ der Winkel der Strebe mit der Lotrechten und n die Anzahl der Streben in einer Wand:

$$D = \frac{H}{n \sin \varphi} \dots \dots \dots (7)$$

Besitzen hierbei die Streben einen gegen Ausknicken steifen Querschnitt, so sind für n sämtliche in einer Wand befindlichen Streben und Gegenstreben zu rechnen; werden dagegen Flacheseisen zu den Streben verwendet, so ist nur die Anzahl der Streben einer Richtung für n einzusetzen. Sind die Fache zwischen zwei Stilen schmal und hoch, so wird Winkel φ klein und demnach D groß. Man kann hier die Beanspruchung vermindern, wenn man nach Fig. 289 in einem Feld noch eine oder mehrere Querteilungen vornimmt.



Die in den Säulen, Pfetten und Riegeln bei mittelbarem

Winddruck entstehenden Fachwerkspannungen können vernachlässigt werden, da diese Teile bei unmittelbar wirkendem Winddruck stärker beansprucht werden und der Windstoß nicht gleichzeitig voll von zwei Seiten kommen kann.

In der Regel genügt die Anordnung von Streben in 1 bis 2 Feldern, um eine Verschiebung wirksam zu verhindern. An Stelle der Streben kann auch eine steife Wandverkleidung treten. Letztere ist erfahrungsgemäß bei schräg genagelter, gespundeter Bretterverkleidung und bei ringsum aufgenieteter Wellblechverkleidung vorhanden, wenn nicht zu große Wandflächen in Frage kommen. Ungenügend zur Aufnahme des Seitenschubs sind Ausmauerung mit Ziegelsteinen, Lattenverkleidung und ähnliche Wandfüllungen.

Wegen der geringen mit Anordnung der Streben verbundenen Kosten empfiehlt es sich jedoch, solche auch bei den erstgenannten Bekleidungsarten anzuwenden.

* * *

Für die verschiedenen Fachwandstäbe und Bekleidungsarten sind nachstehende Profile zweckmäßig:

a. Bei Ziegelausmauerung.

Für Säulen und Riegel wähle man I-Eisen Nr. 14, für Schwelle, Rähm und Laibungen von Thüren und Fenstern □-Eisen Nr. 14 (Fig. 290 und 291). Die Riegel können auch aus L-Eisen gebildet werden, wenn der Halt, welchen das Mauerwerk an den Säulen findet, genügend erscheint. Stehen die Säulen nicht weiter als



1,25 m voneinander, so sind Riegel überhaupt entbehrlich beziehungsweise nur bei Fenster- und Thürumrahmungen erforderlich. Einige Schwierigkeiten bietet die Gestaltung der Eckstile. Am zweckmäßigsten erscheinen hier zwei nach

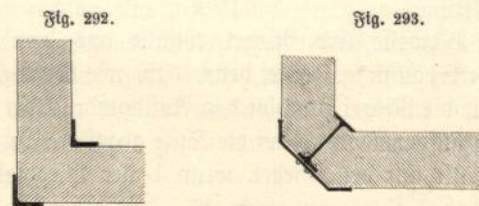
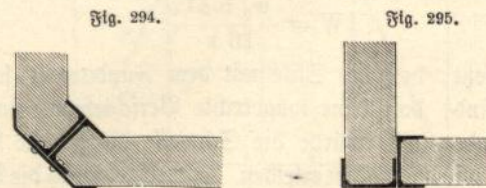


Fig. 292 angeordnete Winkelleisen, welche in einem der Mauerstärke entsprechenden Abstand voneinander stehen. Sind größere Lasten durch die Ecke zu übertragen, so daß diese Winkelleisen nicht ausreichen, so bediene man sich der

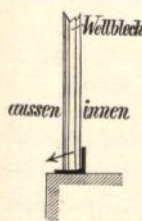


in Fig. 293 bis 295 dargestellten Lösungen, von welchen die der Fig. 294 zweckmäßig dann anzuwenden ist, wenn Gratbinder an die Ecke anzuschließen sind. Die beiden □-Eisen nehmen dann an dem betreffenden Anschlußpunkt ein Knotenblech zwischen sich, an welchem die in der Richtung der Diagonale eintreffenden Stäbe befestigt werden.

b. Bei Wellblech- und Brettbekleidung.

Nach der Beanspruchung und der Konstruktion erweisen sich $\perp\perp\perp$ und \square -Eisen als brauchbar. Auf einen ungehinderten Abfluß des Wassers von der Wandfläche nach außen ist zu achten (Fig. 296).

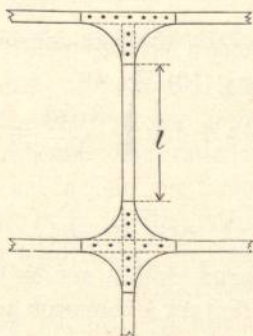
Fig. 296.



c. Bei Bekleidung mit Glas

werden gewöhnlich in die durch Säulen und Riegel gebildeten Fache eiserne Fenster eingesetzt. Über die Konstruktion der letzteren siehe Kapitel 14. Bei Anordnung der Profile hat man darauf zu achten, daß die Fenster bequem eingebracht und befestigt werden können. Falls bei Glaswänden ein Längsverband mittels Streben des unvorteilhaften Aussehens halber nicht gewünscht wird,

Fig. 297.



sind die Ecken zwischen Säulen und Rähm beziehungsweise Schwelle und Riegel nach Fig. 297 durch Eckbleche (Kopfbänder) zu versteifen. Die Säulen müssen hierbei seitlich so kräftig sein, daß sie das Biegemoment $\frac{Hl}{2n}$ aushalten können (H = gesamte im Rähm wirkende Schubkraft, n = Anzahl der Säulen, l = lichte Entfernung zwischen den Eckblechen).

* * *

Zur näheren Erläuterung der vorstehenden Berechnungen und Betrachtungen wählen wir das auf Taf. 47 dargestellte Beispiel eines kleinen mit Wellblech bekleideten eisernen Gebäudes.

Die Giebelwand ist durch Stile in drei, die Längswand in neun Felder von je 1,4 m Weite geteilt. In dem Mittelfeld des Giebels befindet sich eine Thür, in den drei mittleren Feldern der Längswand ein großes Fenster.

Das Dach wird durch gebogenes Wellblech ohne weitere Unterstützung gebildet (siehe Kap. 12, § 7).

Eine Decke ist nicht vorhanden. An Stelle dieser tritt ein wagerecht liegender Fachwerkträger, dessen Gurte durch die beiden Rähme der Längswände und dessen Endpfosten durch die Rähme der Giebelwände gebildet werden. In Abständen von je 3 Feldweiten befinden sich die aus \perp -Eisen bestehenden Mittelpfosten. Die Ecken der so entstehenden drei Felder von je $3 \cdot 1,4 = 4,2$ m Seitenlänge werden durch Gegendiagonalen verbunden. Die Befestigung erfolgt an Knotenblechen, welche zwischen dem oberen Rähm und den Stilen angebracht sind. Die Stile bestehen mit Ausnahme der Thür- und Fensterlaibungen aus \perp -Eisen Nr. 8, deren Flansch nach innen gestellt ist, um eine bequeme Verbindung mit dem \perp -Eisen des Riegels und bei den Mittelstilen eine bequeme Befestigung des Fensters zu ermöglichen (Taf. 47, Fig. 10). Die Thür- und Fensterlaibungen bestehen aus \square -Eisen, da hier sowohl innen zur Befestigung der Thür- beziehungsweise Fensterrahmen, als außen zur Befestigung des äußeren Rähms aus \perp -Eisen, welches das Wellblech gegen die Öffnung abschließt, ein Flansch erforderlich ist.

Die Stile stehen auf Fußplatten, an welchen sie mit Winkellaschen befestigt sind. Die Fußplatten sind mit dem Fundament durch Steinschrauben verbunden (Fig. 7, 8, 9). (Angenietete Rippen würden, soweit ein Abheben nicht in Frage kommt, gleichfalls genügen.)

Die Eckstile bestehen aus zwei nach Fig. 13 (Textfigur 292 S. 200) angeordneten Winkleisen, welche mit Winkellaschen auf der Fußplatte befestigt sind. Die Schwelle könnte aus Haltbarkeitsrückichten gänzlich entbehrt werden, zur Befestigung der Wellblechbekleidung ist jedoch ein Winkleisenjaum erforderlich. Die Riegel und Windstreben bestehen aus \perp -Eisen. Der Kreuzungspunkt beider Streben ist in Fig. 12 im einzelnen dargestellt, ebenso ist der Anschluß der Strebe am Fußpunkt des Eckstils aus Fig. 13 zu ersehen. Die Verbindung des oberen Rähms mit den Stilen und die Anordnung des horizontalen Windverbandes ist aus Fig. 4 und 5 ersichtlich, auch geht aus Fig. 4 die Befestigung des Dachwellblechs mittels Haftern an einem am äußeren Schenkel des Rähmeisens angenieteten Winkelblech hervor. Alles weitere ergibt die nachfolgende Berechnung.

1. Wellblechbekleidung der Wände.

Das Wellblech trägt sich frei zwischen Schwelle, Rähm und Riegel. Demnach freitragende Länge $= \frac{h}{2} = 1,25$. Erforderliches Widerstandsmoment auf 1 m Blechbreite nach Gleichung (1):

$$W = \frac{w_0 \cdot 100 \cdot 125^2}{8 \cdot k} \quad | \quad p = 1,0 \cdot w_0.$$

Der Winddruck w_0 wird mit Rücksicht auf die niedrige Lage des Gebäudes = 100 kg f. d. qm, $k = 900$ kg/qm angenommen, mithin

$$W = \frac{0,01 \cdot 100 \cdot 125^2}{8 \cdot 900} = 2,3 \text{ cm}^3 \text{ für 1 m Breite.}$$

Es genügt flaches Wellblech 20/50 der Tab. 24, dessen W bei 1 mm Stärke = 6,6, Gewicht = 10,86 kg f. d. qm.

2. Wellblech des Daches.

Nach S. 192 genügt es bei derartigen kleinen Spannweiten, $\frac{1}{4}$ des bei geradem Blech erforderlichen Widerstandsmoments anzunehmen.¹⁾ Die Dachlast betrage einschließlich Schnee- und Winddruck = 100 kg, die Spannweite = 4,2 m, demnach

$$W = \frac{1}{4} \frac{100 \cdot 4,2^2}{8 \cdot 9} = 6,2 \text{ cm}^3 \text{ für 1 m Breite.}$$

Es genügt das gleiche Profil wie vor.

3. Riegel.

Nach Gleichung (5):

$$W = \frac{100 \cdot 1,25 \cdot 1,4^2}{8 \cdot 9} = 3,4 \text{ cm}^3.$$

Gewählt \perp -Eisen Nr. 5 (7 mm stark) der Tab. 13, dessen J_z nach Spalte 8 = 14,5, demnach

$$W = \frac{14,5}{3,51} = 4,1 \text{ cm}^3.$$

Für die Thür- und Fensterlaibung gewählt \perp -Eisen Nr. 8 einen bequemeren Anschluß der übrigen Konstruktionsteile.

4. Stile.

Gewählt \perp -Eisen Nr. 8/8 Tab. 16a, dessen $W = 12,7$.

Es ergibt sich nach Gleichung (2) eine Beanspruchung $k = \frac{0,01 \cdot 140 \cdot 250^2}{8 \cdot 12,7} = 861$ kg/qcm. Für die Thür- und

Fensterlaibung sind wie vor \perp -Eisen Nr. 8, deren W erheblich größer, angewendet.

5. Oberes Rähm.

Freie Länge zwischen den Vertikalen des Deckenfachwerkes $l = 4,2$ m.

Nach Gleichung (4):

$$W = \frac{100 \cdot 2,5 \cdot 4,2^2}{16,9} = 30,6 \text{ cm}^3.$$

Gewählt \perp -Eisen Nr. 10 Tab. 12, dessen $W = 41,1$.

6. Horizontaler Windverband.

Auf jede der beiden mittleren Vertikalen (Fig. 298) entfällt ein Winddruck von

$$100 \cdot 4,2 \left(\frac{2,5}{2} + \underbrace{0,5}_{\text{Dach}} \right) = 735 \text{ kg.}$$

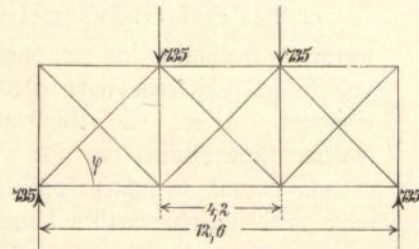
¹⁾ Wegen der genaueren Berechnung derartiger freitragender Wellblechdächer siehe Kap. 12, § 7.

Diese Beanspruchung hat jede dieser Vertikalen zu übertragen. Nach Gleichung (8), S. 34, ist gegen Ausknicken erforderlich:

$$J = 2,5 \cdot 0,735 \cdot 4,2^2 = 32,4.$$

Gewählt \perp -Eisen Nr. 8/8 Tab. 16^a, dessen kleinstes J nach Spalte 10 = 37,0.

Fig. 298.



Der von den Diagonalen auszuhaltende Zug beträgt $= \frac{735}{\cos \varphi}$ und da $\varphi = 45^\circ = \frac{735}{0,707} = 1040$ kg.

Es werden Rundstangen mit Spannschlössern gewählt, demnach nach Gleichung (13), S. 49:

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{1040}{900}} = 1,81,$$

dafür 1,8 cm.

7. Windstreben.

Der größte Druck entfällt auf die Giebelwand, wenn der Wind rechtwinklich zur Längswand gerichtet ist. Fläche der Längswand und Projektion des Daches = 12,6 (2,5 + 0,5) = 37,8 qm, Winddruck H auf das Rähm einer

jeden Giebelwand = $\frac{100 \cdot 37,8}{4} = 145$ kg.

Vorhanden zwei steife Streben. Demnach nach Gleichung (7)

$$D = \frac{945}{2 \cdot \sin \varphi}$$

$$\text{tg } \varphi = \frac{1,4}{2,5} = 0,56 \quad \sin \varphi = 0,49$$

$$D = \frac{945}{2 \cdot 0,49} = 965 \text{ kg.}$$

Freie Länge der Strebe = $\frac{1,4}{2 \cdot \sin \varphi} = 1,43$ m.

Erforderliches $J = 2,5 \cdot 0,965 \cdot 1,43^2 = 4,93$ cm⁴.

Gewählt \perp -Eisen Nr. 5 (7 mm stark) Tab. 13, dessen kleinstes $J_y = 6,02$. Hierbei wird vorausgesetzt, daß der Riegel, welchen die Strebe kreuzt, in dem Kreuzungspunkt kräftig genug ist, um nicht etwa rechtwinklich zur Wand auszuknicken. Andernfalls würde die Strebe auf 2,86 m Länge auf Knicken zu berechnen und ohne Unterbrechung durchzuführen sein, während der Riegel unterbrochen werden müßte. Hierfür würde:

$$J \text{ der Strebe} = 2,5 \cdot 0,965 \cdot 2,86^2 = 19,72 \text{ cm}^4.$$

Alsdann würde erst \perp -Eisen Nr. 6 $\frac{1}{2}$ (11 mm stark) genügen. In diesem Falle würde man daher besser Flachbänder anwenden. Die in Rechnung zu führende Strebenzahl wäre alsdann 1 und

$$D = \frac{945}{\sin \varphi} = 1930 \text{ kg.}$$

Erforderlicher Nutzquerschnitt = $\frac{1930}{800} = 2,4$ qcm, da für Flachbänder 50 . 8 mm genügend, dessen Nutzquerschnitt bei 18 mm starkem Niet = (5,0 bis 1,8) 0,8 = 2,56 qcm und dessen Vollquerschnitt = 4 qcm, während \perp -Eisen Nr. 6 $\frac{1}{2}$ einen solchen von 13,2 qcm besitzt.

Die Streben in der Längswand werden geringer beansprucht und brauchen daher nicht besonders berechnet zu werden.

§ 3.

Unterstützung ausgekrager Bauteile.

Hierunter fallen alle aus der Umfassungswand des Gebäudes vortretenden Bauteile, welche nicht bis zum Erdboden hinabreichen. Man unterscheidet offene Ausbauten (Balkone) und geschlossene Ausbauten (Erker). Der Natur der Sache nach müssen sämtliche Auskragungen unterstützt werden durch Freiträger, welche entweder durch Einmauerung in der Umfassungswand, oder durch Verlängerung bis zur nächsten Scheidewand ihr genügendes Auflager finden. Im letzteren Falle werden die Freiträger zu Trägern mit zwei Stützen und überhängendem Ende. Die Verwendung von Holz zu derartigen Trägern ist wegen der durch Fäulnis gefährdeten unzugänglichen Stelle an der Einmauerung bei Massivbauten auszuschließen, Steinkonsolen sind nur bei verhältnismäßig geringen Ausladungen und Lasten anwendbar. Somit bietet allein das Eisen die Möglichkeit, diese neuerdings nur bei wenigen städtischen Wohngebäuden fehlenden Ausbauten in wünschenswerter Größe und mit der erforderlichen Sicherheit auszuführen.

Die einfachste Anordnung ergibt sich, wenn eiserne Deckenbalken rechtwinklich zur Wand des Ausbaues vorhanden sind. In diesem Falle hat man nur die in entsprechender Stärke anzunehmenden Träger über die Frontwand hinaus zu verlängern. Bei Neubauten empfiehlt sich diese Anordnung unbedingt, auch wenn im übrigen hölzerne Deckenbalken verwendet werden.

Liegen die Deckenträger nicht rechtwinklich zur Wand, aus welcher der Ausbau vorpringt, so wendet man besondere eiserne Balken an, welche bis zur nächsten Querswand reichen und gegen welche die Deckenbalken angeschifft werden (Taf. 18).

Sollen bei bereits vorhandenen Gebäuden Ausbauten angebracht werden, so ist es am zweckmäßigsten, nachträglich die erforderlichen eisernen Deckenbalken einzuziehen, wie dies bei dem auf Taf. 48 dargestellten eisernen Erker geschehen ist. Laufen jedoch die Deckenbalken nicht parallel zu dieser Richtung, so ist eine derartige Anordnung mit ziemlichlichen Schwierigkeiten und Kosten verknüpft. Handelt

Fig. 299.

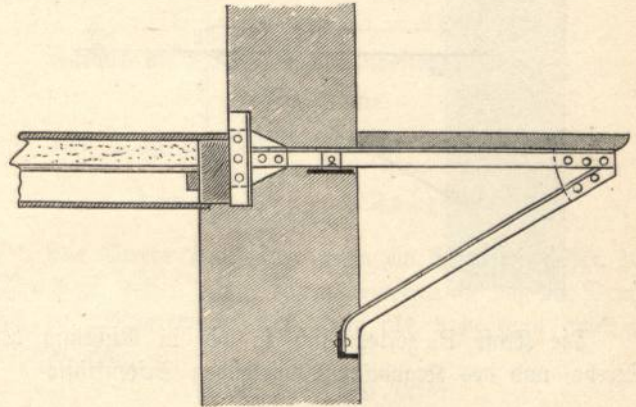
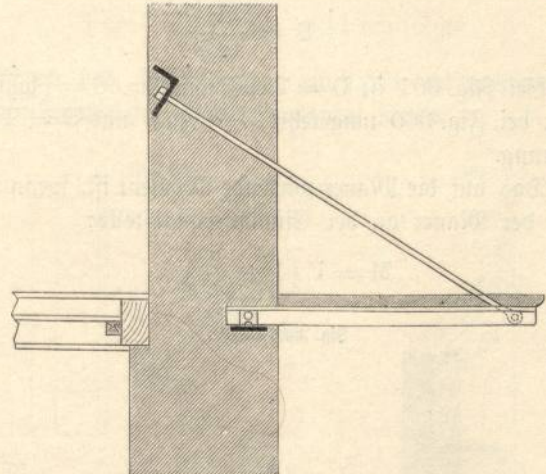


Fig. 300.



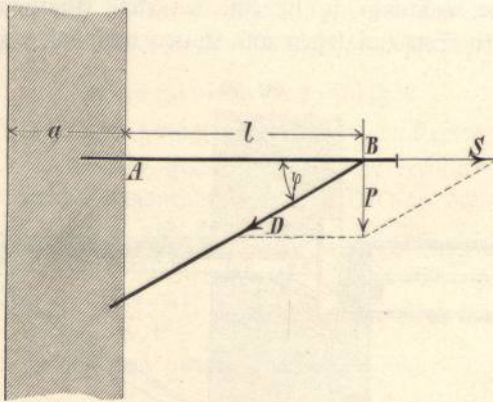
es sich daher hier um nicht sonderlich schwere und weit ausladende Ausbauten, sondern um offene Balkone sowie einstöckige Erker mit leichter Holz- oder Eisenschwand, und ist eine genügend starke Frontwand, welche im stande ist, das entstehende Moment mit Sicherheit aufzunehmen, vorhanden, so werden die Träger lediglich eingemauert und erforderlichen Falls noch am vordern Ende durch Streben unterstützt.

Inwieweit in gewöhnlicher Weise und ohne weitere Hilfskonstruktion eingemauerte \perp -Eisen tragfähig sind, geht aus Kap. 5, § 5 hervor.

Bei den durch Streben nach Fig. 299, oder Hängeisen nach Fig. 300 am vorderen Ende gestützten Kragbalken ist die Rechnung folgendermaßen zu führen:

Der auf Punkt B entfallende Stützdruck P (Fig. 301) ist in bekannter Weise zu ermitteln, indem A und B als Lagerpunkte des in beliebiger Weise belasteten Trägers A-B anzusehen sind.

Fig. 301.



Die Kraft P zerlegt sich in die in Richtung der Strebe- und des Kragbalkens wirkenden Seitenkräfte

$$D = \frac{P}{\sin \varphi} \quad (8)$$

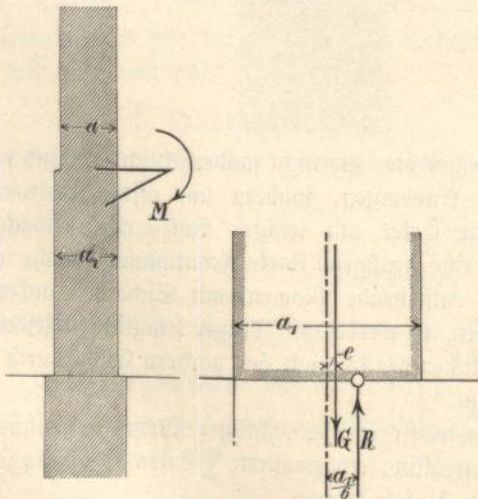
$$S = \frac{P}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (9)$$

Bei Fig. 301 ist D = Druckspannung, S = Zugspannung, bei Fig. 300 umgekehrt D = Zug- und S = Druckspannung.

Das auf die Mauer wirkende Moment ist, wenn a die Dicke der Mauer an der Einmauerungsstelle:

$$M = P \left(1 + \frac{a}{2} \right) \quad (10)$$

Fig. 302a und b.



Diesem Moment muß das Gewicht der Mauer entgegenwirken und zwar darf der Ausschlag des Gegendruckes R am Fuße der Mauer (Straßenkrone) nicht das mittlere

Drittel der Mauerstärke verlassen, wenn das Mauerwerk nicht auf Zug beansprucht werden soll. (Vergl. S. 33.) Ist mithin G das Gewicht des in Rechnung zu ziehenden Mauerstreifens von der Straßenkrone bis zum Dach, e der Ausschlag der Schwerlinie des Mauerwerks von der Mauermitte in Höhe der Straßenkrone (Fig. 302), a_1 die Mauerstärke in Höhe der Straßenkrone, so ist mit hinreichender Genauigkeit:

$$G \left(\frac{a_1}{6} - e \right) = P \left(1 + \frac{a}{2} \right) \quad (11)$$

Hierbei kann bei Ermittlung von G eine Mauerbreite b gleich dem Abstand je zweier benachbarten Konsolen in Rechnung gezogen werden.

Es bleibt nun noch die Verankerung des Kragbalkens (Fig. 299) beziehungsweise der Hängestangen (Fig. 300) zu betrachten. Die Ankerplatte muß hier soviel Mauerwerk fassen, daß ein Ausreißen nicht möglich ist.

Nehmen wir sicherheitsshalber die Scherfestigkeit, beziehungsweise Reibung des Mauerwerks nur zu 0,2 kg f. d. qcm an, so muß die Scherfläche des beim Ausreißen in Frage kommenden Mauerteils mindestens $= \frac{S}{0,2}$ qcm betragen. Ist demnach d die Mauerstärke, U der Umfang des vom Splint beziehungsweise von der Ankerplatte gefaßten Mauerwerks, so muß sein

$$d \cdot U = \frac{S}{0,2}, \text{ woraus } U = \frac{S}{0,2 \cdot d} \quad (12)$$

Außerdem muß, damit der Druck der Splintfläche beziehungsweise der Fläche f der Ankerplatte auf das Mauerwerk nicht zu groß wird,

$$f \geq \frac{S}{k} \text{ sein.}$$

k ist für gewöhnliches Ziegelmauerwerk = 8 kg für das qcm, mithin

$$f \geq \frac{S}{8} \quad \left\| \begin{array}{l} f = \text{qcm} \\ S = \text{kg} \end{array} \right. \quad (13)$$

Die gleichen Regeln sind bezüglich der unter den Druckstreben anzubringenden Unterlagplatten zu beachten.

Beispiel:

Der in Fig. 303 dargestellte Konsolträger wird durch eine gleichförmig verteilte Last von 500 kg (Nutzlast und Eigengewicht), sowie am vorderen Ende durch eine massive Brüstung mit 500 kg belastet. Die Konsolentfernung b betrage 1,5 m, der Winkel φ der Strebe gegen die Waagrechte = 45°. Es ist nun

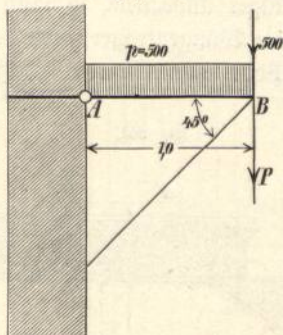
$$P = 500 + \frac{500 \cdot 1,5 \cdot 1,0}{2} = 875 \text{ kg.}$$

Ferner nach Gleichung (8 u. 9):

$$D = \frac{875}{\sin 45} = \frac{875}{0,707} = 1240 \text{ kg}$$

$$S = \frac{875}{\operatorname{tg} 45} = 875 \text{ kg.}$$

Fig. 303.



Für den Träger A-B ist außerdem das größte Biegemoment:

$$M_{\max} = \frac{500 \cdot 1,5 \cdot 1,0^2}{8} = 94 \text{ kgm} = 9400 \text{ kgcm.}$$

Gewählt werden zwei L-Eisen Nr. 6 $\frac{1}{2}$, 7 mm stark, deren $W = 2 \cdot \frac{33,4}{4,65} = 14,3$ (Tab. 13, Spalte 8) und deren $f = 2 \cdot 8,7 = 17,4$ qcm.

Mithin größte Beanspruchung:

$$k = \frac{S}{f} + \frac{M}{W} = \frac{875}{17,4} + \frac{9400}{14,3} = 707 \text{ kg/qcm.}$$

Freie Länge der Strebe $= \sqrt{2} = 1,42$. Erforderlich gegen Ausknicken nach Gleichung (8), S. 34:

$$J = 2,5 \cdot 1,24 \cdot 1,42^2 = 6,3 \text{ cm}^4,$$

gegen Druck

$$f = \frac{1240}{800} = 1,6 \text{ qcm.}$$

Gewählt wird aus praktischen Gründen derselbe Querschnitt wie oben, dessen kleinstes

$$J = 2 \cdot 13,8 = 27,6$$

und dessen

$$f = 2 \cdot 8,7 = 17,4.$$

Die Mauerstärke betrage nun im Mittel $= 0,5$ m, und in Höhe der Straßenkrone $= 0,64$ m, die Gesamthöhe der Mauer sei 13 m, der Ausschlag $e = 0$ (indem die Mauerstärken gleichmäßig vorn und hinten absetzen).

Demnach nach Gleichung (11) größtes von der Mauer zu leistendes Gegenmoment:

$$= G \left(\frac{0,64}{6} - 0 \right),$$

und da

$$G = 1600 \cdot 13 \cdot 0,5 = 10400 \text{ kg}$$

$$M = 10400 \cdot 0,107 = \text{rund } 1100 \text{ kgm,}$$

mithin gerade genügend, da das Angriffsmoment

$$875 \cdot \left(1,0 + \frac{0,5}{2} \right) = 1090 \text{ kgm beträgt.}$$

Umfang des Ankersplintes nach Gleichung (12):

$$U = \frac{875}{0,2 \cdot 50} = 87,5 \text{ cm.}$$

Gewählt werden zwei Winkel Nr. 6 $\frac{1}{2}$ nach Fig. 304, deren

$$U = 4 \cdot 6,5 + 2x = 87,5.$$

Daraus die Splintlänge mindestens

$$x = 31 \text{ cm.}$$

Der Druck auf das Mauerwerk beträgt:

$$k = \frac{875}{2 \cdot 31 \cdot 6,5} = 2,2 \text{ kg/qcm.}$$

Die Strebe stützt sich gegen ein Winkeleisen Nr. 10 (Fig. 305), dessen Länge so zu bemessen ist, daß der Druck auf das Mauerwerk nicht mehr als 8 kg/qcm beträgt. Mithin muß

$$10 \cdot 8 \cdot l \geq 1240 \cdot 0,707,$$

woraus die kleinste Länge des Winkeleisens zu

$$l = \frac{1240 \cdot 0,707}{10 \cdot 8} = 11 \text{ cm folgt.}$$

Statt des Winkels kann auch ein entsprechend geformter gußeiserner Schuh verwendet werden.

Fig. 304.

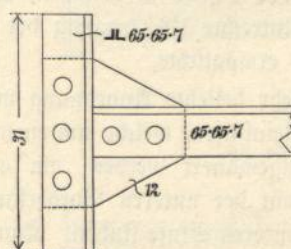
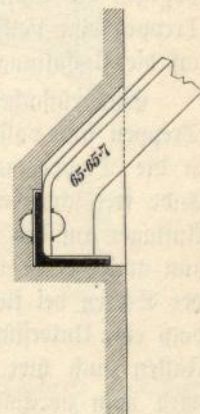


Fig. 305.



Man erkennt, daß bei den im Hochbau gebräuchlichen Mauerstärken eine derartige Konstruktion nur bei kleinen Ausladungen und Lasten anwendbar ist, wenn anders schädliche Beanspruchungen des Mauerwerks vermieden werden sollen. Wird noch dazu, wie gewöhnlich, die Leistungsfähigkeit der Mauer durch Öffnungen geschwächt, oder werden die Mauerstärken nur an der Innenseite abgesetzt, so daß also e nicht Null ist, so ist eine solche Anordnung am besten ganz zu vermeiden. Bei den leichteren Belastungsfällen, für welche die obige Konstruktion zulässig ist, genügen in der Regel bereits einfache Freitragler (nach S. 89), bei schweren Lasten ist die eingangs besprochene Konstruktion mittels Trägern, welche über die Frontwand

hinweg bis zur nächsten Scheidewand führen, oder in anderer Weise (siehe Taf. 18) gegen Aufsippen gesichert werden, unbedingt vorzuziehen.

* * *

Der auf Taf. 18 dargestellte massive Erker ist bereits im 5. Kap., S. 97 und 109 erläutert und berechnet worden, die auf Taf. 48 gegebene Zeichnung eines Erkers mit Wänden aus Gußeisen und Glas bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung.

§ 4.

Massive Treppen.

Fast in allen Städten verlangt die Polizei die Anlage einer feuersicheren Treppe in jedem Gebäude. Wenn hierbei zuweilen auch die Verwendung von Holztreppen mit gepuzter Unterfläche als feuersicher zugelassen wird, so ist es doch zweckmäßiger, die Verwendung von Holz zu den tragenden Teilen bei derartigen Treppen ganz zu vermeiden.

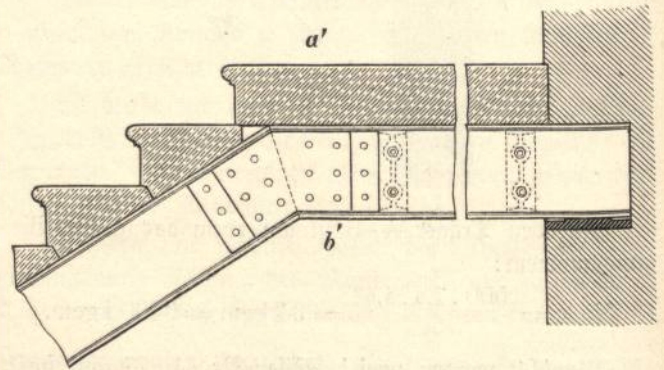
Die Herstellung massiver Treppen ohne Verwendung von Eisen bietet dadurch Schwierigkeiten, daß die für die Gewölbe erforderlichen Widerlager gewöhnlich nicht vorhanden und nur mit erheblichen Kosten zu beschaffen sind, wogegen die Einführung des Eisens in den Bau massiver Treppen eine vollständig lotrechte Übertragung der Lasten auf die Umfassungswände ermöglichte.

Eine einfache und sehr beliebte Anordnung massiver Treppen sind volle Werksteinstufen, welche am einen Ende in die Treppenmauer eingemauert werden, am anderen Ende frei schweben und mit der unteren Vorderkante ein Auflager auf der nächst unteren Stufe finden. Kann man nun auch bei derartigen Ausführungen eine Unterstützung der Stufen bei kleineren Stufenbreiten entbehren, so wird doch eine Unterstützung des Treppenpodestes in den meisten Fällen auch hier notwendig. Bei größerer Stufenbreite wird man zweckmäßig auch das äußere Ende der Stufen durch Träger unterstützen, da die Sicherheit bei großer Ausladung der Stufen infolge der Unzuverlässigkeit des Steinmaterials gegen Scher-, Biegungs- und Drehungsbeanspruchung eine sehr fragliche ist. — Eine solche durch Träger unterstützte Treppe ist auf Taf. 49 dargestellt. Die massiven Steinstufen ruhen mit der entsprechend schräg abgearbeiteten Vorderkante auf schräg in der Neigung des Treppenlaufes liegenden I-Trägern a, welche mit Winkelstaschen an den Podestträgern b befestigt sind. Das Podest wird durch eine volle Steinplatte gebildet. Bei A befinden sich zwei Podestträger. Da es schwierig ist, diese so zu

kuppeln, daß beide gleichmäßig zum Tragen kommen, so berechnet man den äußeren Träger am besten lediglich für Aufnahme der Last des Treppenlaufes, den inneren Träger nur für die Podestlast. (Näheres über die Berechnung siehe § 5.)

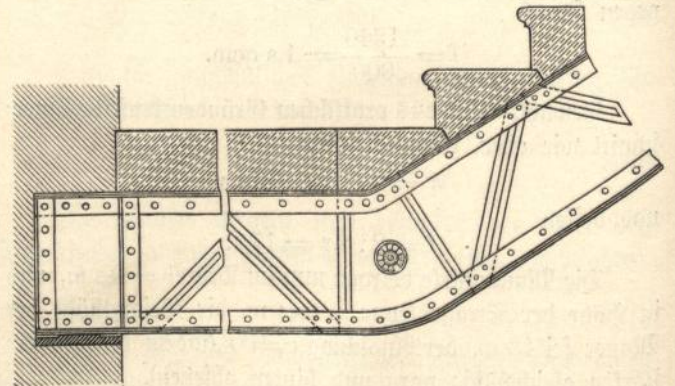
Ist aus irgend einem Grunde die Anwendung durchlaufender Podestträger unbequem, so kann man diese auch fehlen lassen und die Wangenträger unter dem Podest durch bis zur hinteren Podestwand führen. (Fig. 306 und 307.)

Fig. 306.



Die Wangenträger müssen dann in den Punkten, in welchen sie an das Podest anstoßen, aus der geneigten Lage in die wagerechte gekrümmt werden. Kleinere Walzprofile können hierbei warm gebogen werden (Fig. 307), größere Profile sind in der Knickstelle zu stoßen (Fig. 306), wobei darauf zu achten ist, daß die Stoßlaschen das an jener Stelle zur Wirkung kommende größte Moment mit Sicherheit aufnehmen können.

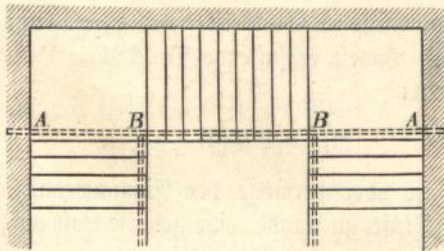
Fig. 307.



Derartig geknickte Wangenträger lassen sich mit Vorteil auch bei Treppen mit im Grundriß rechtwinklich zu einander gestellten Läufen (Fig. 308) verwenden. A-A ist hierbei der durchgehende Wangenträger, an welchen die Träger der rechtwinklich hierzu laufenden Treppenläufe in den Punkten BB anschließen.

Bei Treppen mit im Grundriß beliebig schief gerichteten Läufen müssen die Bodestträger entweder als Freitträger ausgebildet werden, oder es müssen, wenn hierfür das nötige Mauerwerk nicht vorhanden ist, oder sonstige Umstände gegen eine Verwendung von Freitragern sprechen, in den Winkelpunkten Stützen angeordnet werden. Letzteres ist der Fall bei der auf Taf. 50 dargestellten Treppe.¹⁾

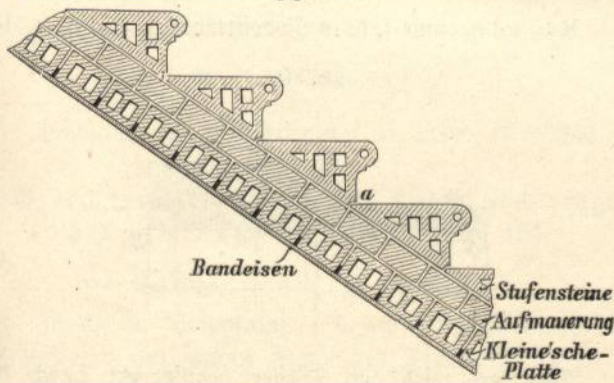
Fig. 308.



Die massiven Stufen sind hier, wie bei dem vorigen Beispiel, am freien Ende durch I-Träger unterstützt. Letztere ruhen ebenso wie die Bodestträger auf gußeisernen Säulen, welche in den Eckpunkten I, II, III aufgestellt sind.

Die Verbindung zwischen Trägern und Säule ist aus den Einzelfiguren zu ersehen. Die Anordnung wird durch die gußeisernen Vertikallaschen, welche die Trägerstege scherenartig umfassen, etwas umständlich. Eine Unterstützung der Träger durch angegossene Konsolen in Verbindung mit vertikalen kurzen Ansätzen zur Verhütung einer seitlichen Verschiebung nach Art der auf Taf. 5 dargestellten Konstruktion würde genügt haben.

Fig. 309.

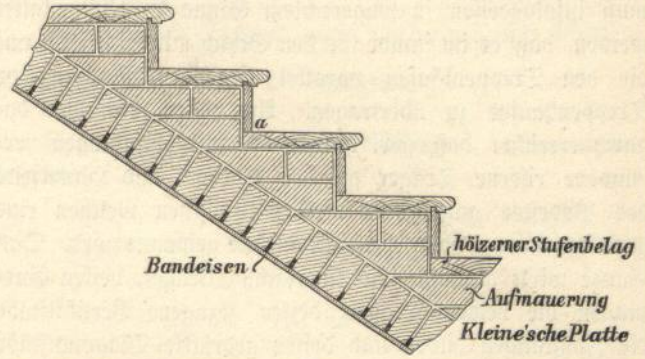


Statt der Treppenstufen aus Werksteinen kann man bei Anwendung von Trägern unter den Treppenläufen auch jede beliebige andere der im 8. Kap. angeführten massiven Deckenbildungen anwenden. Gebräuchlich sind Ziegelsteinkappen, Betonkappen, ebene Betonplatten, Wellblech mit Beton und Kleine'sche Decken. (Fig. 309 u. 310.)

¹⁾ Leibniz-Realschule, Hannover. „Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, 3. Teil.“

In diesen Fällen empfiehlt es sich, der Wand entlang einen zweiten Träger anzuordnen, welcher bei Anwendung von Wölbkappen behufs Aufhebung des Wölbchubs mit dem

Fig. 310.



äußeren Träger durch Zugbänder verbunden werden muß (Fig. 311). Der Wandträger kann durch gut in der Mauer befestigte Kloben, durch ausragende Konsolen oder auch dadurch, daß er ganz in die Wand eingelassen wird, unterstützt werden. In letzterem Falle genügt ein kleineres Trägerprofil, dessen Größe lediglich durch die Forderung eines genügenden Auflagers für die Deckenfüllung bedingt wird (Fig. 312).

Fig. 311.

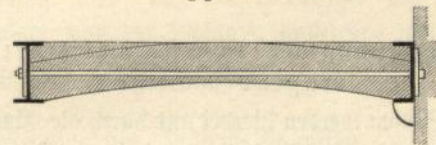
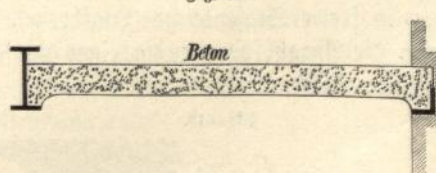


Fig. 312.



Auf der zwischen den beiden Trägern gebildeten schrägen Stein- oder Betondecke werden die Treppenstufen in Ziegelsteinen oder in Beton aufgemauert und mit Trittschritten aus Holz, beziehungsweise einem andern geeigneten Belag versehen (Fig. 309 und 310).

Abweichend von den vorigen Anordnungen werden noch vielfach der Billigkeit halber Treppen mit steigenden Bögen zur Unterstützung der Läufe ausgeführt, obwohl die vorstehend beschriebenen Konstruktionen in Bezug auf Sicherheit und gutes Aussehen weit vorzuziehen sind. Jedenfalls sollte man derartige Treppen nur bei kleineren Spannweiten und dann nur unter Anwendung eines guten Mörtels ausführen.

Jeder Treppenlauf besteht hierbei aus einem steigenden Flachbogen von $\frac{1}{12} - \frac{1}{20}$ Pfeil, welcher sich am oberen und unteren Ende gegen das Podest anlehnt und auf letzteres einen erheblichen Schub ausübt. Das Podest muß infolgedessen in wagerechtem Sinne so steif gestaltet werden, daß es im stande ist, den Schub mit Sicherheit auf die den Treppenläufen parallel liegenden Mauern des Treppenhauses zu übertragen. Am besten wird dies dadurch erreicht, daß zwei hinreichend mit Zugstangen verbundene eiserne Träger an der Vorder- und Hinterseite des Podestes angeordnet werden, zwischen welchen eine gewölbte Kappe oder ebene Steindecke gespannt wird. Das Ganze wirkt alsdann wie ein Fachwerkträger, dessen Gurten die beiden Träger, dessen gezogene Vertikalstäbe die Zugstangen bilden und dessen gedrückte Diagonalstäbe durch das Mauerwerk der Decke ersetzt werden.

§ 5.

Berechnung der Träger bei massiven Treppen.

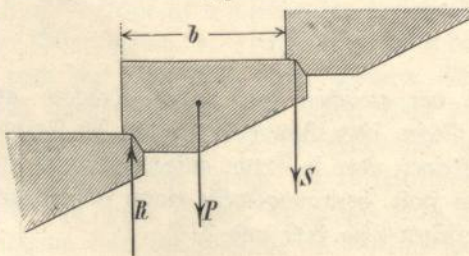
Belastungsannahmen: Das Eigengewicht beträgt bei massiven Treppen 300 bis 500 kg für das qm Grundfläche. Die Verkehrslast ist zu 400 kg für das qm Grundfläche anzunehmen. (Vergl. Anhang, Tab. 3^a, 4^c und 5^a.)

a. Berechnung des Podestträgers bei freitragenden Stufen.

Die Stufen werden hierbei nur durch die Einmauerung gehalten, die unterste Stufe liegt auf einem eisernen Podestträger auf. Man verwendet derartige Treppen nur bis zu etwa 1,25 m freier Stufenlänge (Laufbreite).

Es sei n die Anzahl der Stufen eines Laufes. P die Gesamtlast einer Stufe.

Fig. 313.



Da eine beliebig herausgegriffene Stufe mit der vorderen Kante auf der nächst unteren Stufe aufliegt, die hintere obere Kante aber durch die oberhalb liegenden Stufen belastet wird, so ist, wenn von der Befähigung der Einmauerung zur Aufnahme eines Biegemoments zunächst ganz abgesehen wird, nach Fig. 313: $R = S + P$

oder wenn n_1 die Zahl der oberhalb liegenden Stufen $S = P n_1$ und $R = P (n_1 + 1)$.

Außerdem bewirken die Kräfte R und S ein Drehmoment, welches durch die Einmauerung und die Festigkeit der Steinstufe an der Wurzel gegen Abbrechen aufgenommen werden muß. Dieses Drehmoment ist annähernd, wenn $b =$ Breite der Stufe:

$$M_t = (R + S) \frac{b}{2} = P b \left(n_1 + \frac{1}{2} \right).$$

Für die unterste Stufe ist $n_1 + 1 = n$ und demnach der auf das Podest entfallende Druck $R = P \cdot n$ und das Drehmoment:

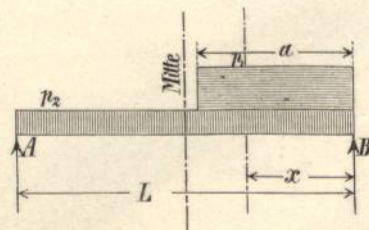
$$M_t = P b \left(n - \frac{1}{2} \right).$$

Nun ist aber vermöge der Einmauerung am einen Ende jede Stufe im stande, eine gewisse Last aufzunehmen, welche demnach von der Last R in Abzug zu bringen ist. Die Größe dieser Last hängt von der Biegefestigkeit des Materials und der Tiefe der Einmauerung ab. In der Regel werden derartige Treppen nur $\frac{1}{2}$ Stein tief vermauert, dann kann von einer Wirkung als Freitragler überhaupt nicht die Rede sein, da die Einmauerung kaum zur Aufnahme des Drehmoments ausreichen wird. Da nun aber eine tiefere Einmauerung mit erheblichen Kosten verknüpft ist, so wird man stets bei Berechnung des Podestträgers die ganze Last $R = P \cdot n$ in Ansatz zu bringen haben.

Bezeichnen wir die Gesamtlast der Treppe für das qm mit q_1 , so ist demnach, wenn a die Breite, l die Länge des Treppenlaufes (im Grundriß gemessen) die auf den Podestträger aus dem Treppenlauf entfallende Last:

$$R = a l q_1 \text{ und f. d. m Podestträger } p_1 = l q_1. \quad (14)$$

Fig. 314.



Außerdem wird der Träger beansprucht durch die halbe Podestlast $p_2 = \frac{b}{2} q_2$ f. d. m Trägerlänge, worin $b =$ Breite des Podestes, $q_2 =$ Gesamtlast des Podestes f. d. qm. — Die Belastung des Podestträgers wird durch Fig. 314 veranschaulicht. Die weitere Berechnung erfolgt in bekannter Weise. (Siehe Kap. 5, § 6.)

Beispiel (Fig. 315): Es sei $a = 1,2$; $l = 3,0$ m; $q_1 = 800$ kg; $q_2 = 750$ kg; $L = 3,0$; $b = 1,50$.

Dann ist:

$$p_1 = 3,0 \cdot 800 = 2400 \text{ kg}$$

$$p_2 = \frac{1,5}{2} \cdot 750 = 562 \text{ kg}$$

$$A + B = 2400 \cdot 1,2 + 562 \cdot 3,0 = 4566 \text{ kg}$$

$$A = \frac{2400 \cdot 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} + 562 \cdot 3,0 \cdot \frac{3,0}{2}}{3,0} = 1419 \text{ kg.}$$

$$B = 4566 - 1419 = 3147 \text{ kg.}$$

Bruchquerschnitt (Fig. 314):

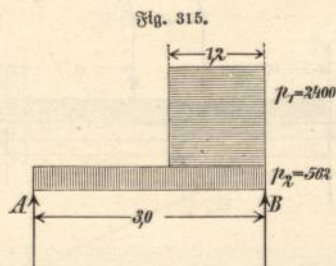
$$B - x(p_1 + p_2) = 0.$$

Hieraus mit Einsetzung obiger Werte

$$x = 1,06 \text{ m.}$$

Das Moment an dieser Stelle beträgt

$$M = Bx - (p_1 + p_2) \frac{x^2}{2} = 1670 \text{ kgm.}$$



Dies Moment ist nur für die Lichtweite des Trägers berechnet, für die Stützweite $= 0,1 + 1,04 \cdot 3,0 = 3,22$ (vergl. S. 95) wird das Moment annähernd

$$M = \frac{1670 \cdot 3,22^2}{3,0^2} = 1930.$$

Erforderlich:

$$W = \frac{1930}{8} = 242.$$

Demnach genügt I-Eisen Nr. 21, dessen $W = 244$.

b. Berechnung der Treppen- und Podestträger bei unterstützten Stufen. (Taf. 45.)

α. Träger des Treppenlaufes.

Ist q_1 die Treppenlast f. d. qm Grundfläche, so ist die Last f. d. qm schräge Fläche des Treppenlaufes

$$q = q_1 \cos \alpha,$$

ferner die Last f. d. m Träger A-B (Fig. 316)

$$p = \frac{a}{2} q_1 \cos \alpha.$$

Zerlegt man diese Kraft in eine rechtwinklich zum Träger A-B und eine in der Trägerachse wirkende Seitenkraft, so ist nach Fig. 316 die erstere

$$p_1 = p \cos \alpha = \frac{a}{2} q_1 \cos^2 \alpha,$$

die letztere

$$p_2 = \frac{a}{2} q_1 \cos \alpha \cdot \sin \alpha;$$

p_2 kann wegen ihres geringen Einflusses auf den Träger vernachlässigt werden.

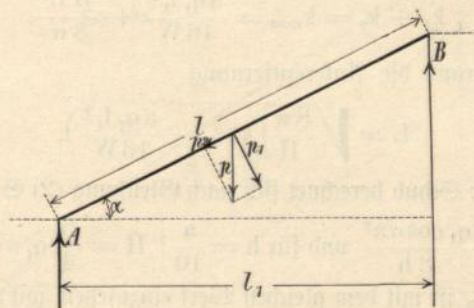
Das auf den Treppenträger wirkende größte Moment

ist $M = p_1 \frac{l}{8}$, wenn l die Trägerlänge.

Setzt man für l die Grundrißlänge $l_1 = l \cos \alpha$ ein, so wird

$$M = \frac{p_1 l_1^2}{8 \cos^2 \alpha} = \frac{a}{2} q_1 \cos^2 \alpha \frac{l_1^2}{8 \cos^2 \alpha} = \frac{a}{2} q_1 \frac{l_1^2}{8} \quad (15)$$

Fig. 316.



Es besagt dies, daß der Laufträger als ein waagrechter Träger von der Länge l_1 angesehen werden kann, welcher mit $\frac{a}{2} q_1$ f. d. m belastet ist.

Die Neigung des Trägers ist mithin auf die Größe des Moments ohne nennenswerten Einfluß.

Beispiel: Es sei die Gesamtlast f. d. qm Grundfläche $q_1 = 750$ kg, die Treppenbreite $a = 2,0$ m, die Länge des Treppenlaufes im Grundriß gemessen $l_1 = 4,0$ m. Dann ist nach Gleichung (15)

$$M = \frac{2}{2} \cdot 750 \cdot \frac{4,0^2}{8} = 1500 \text{ kgm}$$

$$W = \frac{1500}{8} = 187,5.$$

Es genügt I-Eisen Nr. 19.

Falls die Unterstützung der Stufen durch eine zwischen diesem Träger und der Mauer gespannte Kappe gebildet wird, ist der von letzterer ausgeübte Schub durch Zugstangen unschädlich zu machen. Der Träger hat alsdann außer den senkrechten Lasten noch den waagrechten Schub auf die nächstliegenden Ankerpunkte zu übertragen. Die Berechnung erfolgt in der im Kap. 8, § 5 vorgeschriebenen Weise.

Das Biegemoment aus senkrechter Belastung beträgt nach Gleichung (15)

$$M_s = \frac{p_1 l^2}{8} = \frac{a q_1 l_1^2}{16} = k_1 W,$$

mithin

$$k_1 = \frac{a q_1 l_1^2}{16 W}.$$

Das Biegemoment aus wagerechter Belastung beträgt

$$M_w = \frac{H \cdot L^2}{8} = k_2 w,$$

wenn L die Ankerentfernung.

Demnach

$$k_2 = \frac{HL^2}{8w}$$

$$k_1 + k_2 = k_{\max} = \frac{a q_1 l_1^2}{16 W} + \frac{HL^2}{8 w}.$$

Hieraus die Ankerentfernung

$$L = \sqrt{\frac{8w}{H} \left(k_{\max} - \frac{a q_1 l_1^2}{16 W} \right)}.$$

Der Schub berechnet sich nach Gleichung (2) S. 176 zu

$$H = \frac{q_1 \cos \alpha a^2}{8 h} \text{ und für } h = \frac{a}{10} \quad H = \frac{5}{4} q_1 a \cos \alpha.$$

k_{\max} ist mit dem gleichen Wert einzusetzen, mit welchem die Eisenkonstruktion berechnet wird.

Bei vorstehendem Beispiel war $q_1 = 750 \text{ kg/qm}$, $a = 2,0$, $l_1 = 4,0$, $k_{\max} = 800 \text{ kg/qcm}$. Ferner sei die Treppenteigung = 15, der Auftritt 30, so daß

$$\text{tg } \alpha = \frac{15}{30} = 0,5 \text{ und } \cos \alpha = 0,895.$$

Der oben ohne Schub ermittelte I-Träger Nr. 19 genügt natürlich im vorliegenden Falle nicht. Wählen wir I Nr. 24, dessen $W = 353$, $w = 41,6$, so wird

$$H = \frac{5}{4} 750 \cdot 2,0 \cdot 0,895 = 1678 \text{ kg/m} = 16,78 \text{ kg/cm}$$

und die Ankerentfernung

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot 41,6}{16,78} \left\{ 800 - \frac{200 \cdot 0,075 \cdot 400^2}{16 \cdot 353} \right\}} = 86,5 \text{ cm}.$$

β. Podestträger.

Auf den Podestträger entfällt diesmal die halbe Last des oberen und des unteren Treppenträgers. Die Belastung gestaltet sich demnach nach Fig. 317 a und b, und zwar ist

$$T = \frac{a}{4} q_1 l_1 \dots \dots \dots (16)$$

Ferner das größte Moment in der Mitte des Trägers:

$$M = \frac{p_2 L^2}{8} + T a \dots \dots \dots (17)$$

Für obiges Zahlenbeispiel ist:

$$T = \frac{2}{4} 750 \cdot 4,0 = 1500$$

$a = 2,0$, dafür 2,15 mit Auflagertiefe.

Ferner sei die Länge des Podestträgers (Stützweite) $L = 4,5 \text{ m}$;

die Podestbreite $b = 2,0$;

die Gesamtlast f. d. qm Podest = 600 kg.

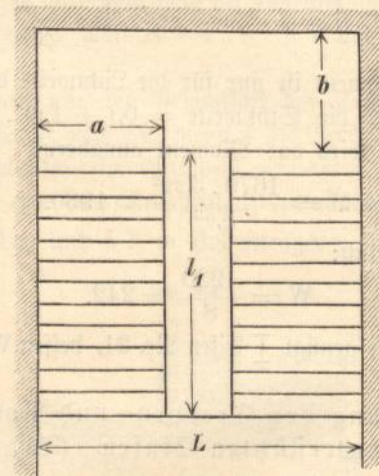
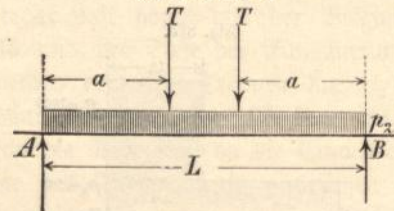
Dann wird $p_2 = \frac{2,0}{2} \cdot 600 = 600$ und

$$M = \frac{600 \cdot 4,5^2}{8} + 1500 \cdot 2,15 = 4750$$

$$W = \frac{4750}{8} = 594.$$

Es genügt I-Eisen Nr. 30, dessen $W = 659,2$.

Fig. 317 a und b.



Ist diese Höhe zu groß, so sind zwei Träger nebeneinander anzuordnen, von denen der eine für die Podestlast, der andere für die Last der Treppenkäufe zu berechnen ist. Demnach

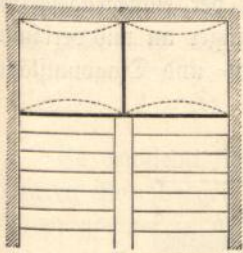
$$M_1 = \frac{600 \cdot 4,5^2}{8} = 1520$$

$$M_2 = 1500 \cdot 2,15 = 3230$$

$$W_1 = \frac{1520}{8} = 190. \text{ Hierfür I-Eisen Nr. 20,}$$

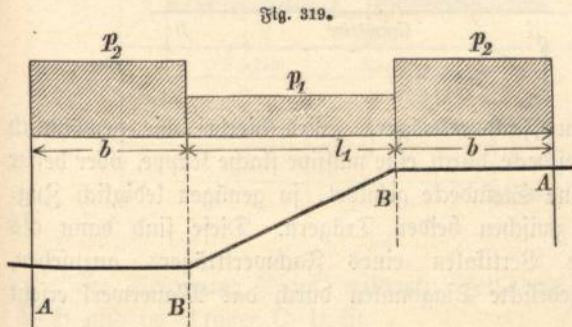
$$W_2 = \frac{3230}{8} = 404. \text{ Hierfür I-Eisen Nr. 26.}$$

Wird das Podest durch eine gegen den Träger gewölbte Kappe gebildet, so ist es notwendig, auch an der Frontwand einen Träger anzuordnen und diesen in Entfernungen von 0,8 bis 1,0 m mit dem inneren Podestträger durch Zugstangen zu verbinden. Besser ist jedoch in diesem Falle die Anordnung der Podestkappen nach Fig. 318.



γ. Durchlaufende Wangenträger. (Fig. 319.)

Man kann näherungsweise den Träger als geraden wagerechten Träger ansehen, der im Teil BB (Fig. 319) durch den Treppenlauf, in den Teilen BA durch die Podeste belastet wird.



Bei symmetrischer Anordnung befindet sich das größte Moment in der Mitte und zwar ist unter Beibehaltung des obigen Zahlenbeispiels

$$M = \frac{p_1(2b + l_1)^2}{8} + (p_2 - p_1) \frac{b^2}{2} \quad (18)$$

und da $p_1 = q_1 \frac{a}{2} = 750 \cdot \frac{2}{2} = 750 \text{ kg/m}$

$$p_2 = q_2 \left(\frac{a}{2} + \frac{L-2a}{2} \right) = 600 \left(\frac{2,0}{2} + \frac{4,5-4,0}{2} \right) = 750 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{750(2 \cdot 2,0 + 4,0)^2}{8} + 0 = 6000 \text{ kgm.}$$

Erforderlich $W = \frac{6000}{8} = 750$, mithin genügt I Nr. 32.

An der Stoßstelle im Knickpunkt B ist das Moment

$$M = \frac{p_1 b}{2} (b + l_1) + (p_2 - p_1) \frac{b^2}{2} = \frac{750 \cdot 2,0}{2} (2,0 + 4,0) + 0 + 4500 \text{ kg/m}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{4500}{8} = 563 \text{ cm}^3.$$

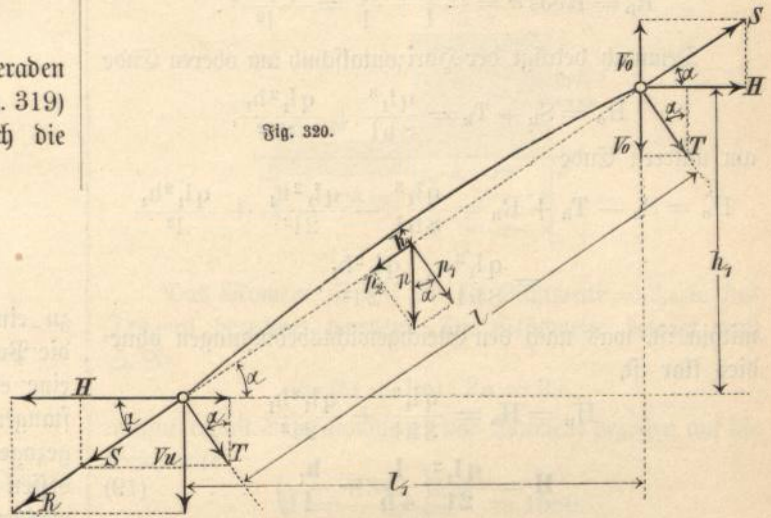
Der Querschnitt der Stoßlaschen muß somit nach Abzug der Nietlöcher mindestens dieses Widerstandsmoment besitzen.

c. Berechnung der Podestträger bei Treppen mit steigenden Bögen.

Wir wählen die aus Fig. 320 ersichtlichen Bezeichnungen und nennen die Gesamtlast der Treppe f. d. qm Grundfläche = q, alsdann ist die Last f. d. qm schräge Fläche des Treppenlaufes

$$p = q \cos \alpha = q \frac{l_1}{l}$$

Fig. 320.



deren Seitkraft rechtwinklich zum Treppenlauf

$$p_1 = q \frac{l_1}{l} \cos \alpha = q \frac{l_1^2}{l^2}$$

und deren Seitkraft in der Richtung des Treppenlaufes

$$p_2 = q \frac{l_1}{l} \sin \alpha = q \frac{l_1 h_1}{l^2}$$

Der Schub S des Bogens ist nun annähernd auf die Treppenbreite 1 (vergl. Gleichung (2) S. 176)

$$S = \frac{p_1 l^2}{8h} = \frac{q l_1^2}{8h}$$

der Auflagerdruck

$$T = \frac{p_1 l}{2} = \frac{q l_1^2}{2l}$$

und die Summe der Seitkräfte von p in Richtung des Treppenlaufes, welche, da das Mauerwerk nur Druckspannungen aushalten kann, auf das untere Widerlager zu übertragen ist

$$\Sigma p_2 = R = l p_2 = \frac{q l_1 h_1}{l}$$

Die drei Kräfte S, T, R sind in die lotrechten und wagerechten Seitkräfte zu zerlegen und zwar ist:

$$S_v = S \sin \alpha = \frac{q l_1^2 h_1}{8 h l}$$

$$S_h = S \cos \alpha = \frac{q l_1^2 l_1}{8 h l} = \frac{q l_1^3}{8 h l}$$

$$T_v = T \cos \alpha = \frac{q l_1^2 l_1}{2 l} = \frac{q l_1^3}{2 l^2}$$

$$T_h = T \sin \alpha = \frac{q l_1^2 h_1}{2 l} = \frac{q l_1^2 h_1}{2 l^2}$$

$$R_v = R \sin \alpha = \frac{q l_1 h_1}{l} \frac{h_1}{l} = \frac{q l_1 h_1^2}{l^2}$$

$$R_h = R \cos \alpha = \frac{q l_1 h_1}{l} \frac{l_1}{l} = \frac{q l_1^2 h_1}{l^2}$$

Demnach beträgt der Horizontalschub am oberen Ende

$$H_o = S_h + T_h = \frac{q l_1^3}{8 h l} + \frac{q l_1^2 h_1}{2 l^2},$$

am unteren Ende

$$H_u = S_h - T_h + R_h = \frac{q l_1^3}{8 h l} - \frac{q l_1^2 h_1}{2 l^2} + \frac{q l_1^2 h_1}{l^2}$$

$$= \frac{q l_1^3}{8 h l} + \frac{q l_1^2 h_1}{2 l^2},$$

mithin ist, was nach den Gleichgewichtsbedingungen ohne dies klar ist,

$$H_u = H_o = \frac{q l_1^3}{8 h l} + \frac{q l_1^2 h_1}{2 l^2}$$

$$H = \frac{q l_1^2}{2 l} \left(\frac{l_1}{4 h} + \frac{h_1}{l} \right) \dots (19)$$

Ferner beträgt der lotrechte Druck am unteren Auflager

$$V_u = S_v + T_v + R_v = \frac{q l_1^2 h_1}{8 h l} + \frac{q l_1^3}{2 l^2} + \frac{q l_1 h_1^2}{l^2}$$

$$= \frac{q l_1^2}{2 l} \left(\frac{h_1}{4 h} + \frac{l_1}{l} + \frac{2 h_1^2}{l l_1} \right) \dots (20)$$

am oberen Auflager

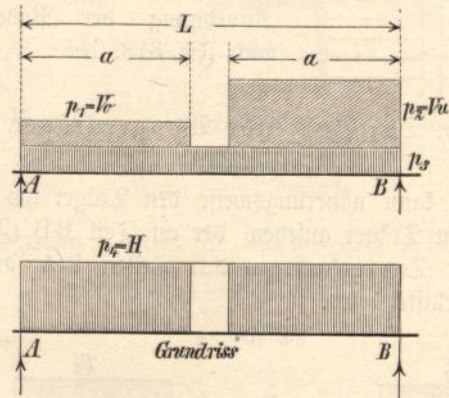
$$V_o = -S_v + T_v = -\frac{q l_1^2 h_1}{8 h l} + \frac{q l_1^3}{2 l^2}$$

$$= \frac{q l_1^2}{2 l} \left(\frac{l_1}{l} - \frac{h_1}{4 h} \right) \dots (21)$$

Der Podestträger wird nun auf die Breite eines jeden, sowohl des aufsteigenden als des absteigenden Treppenlaufes durch einen Schub H, ferner durch eine lotrechte Last, V_o beim absteigenden und V_u beim aufsteigenden Arm, sowie durch eine gleichmäßig durchgehende Belastung des halben Podestes beansprucht. V_o wird bei den gebräuchlichen Pfeilhöhen stets negativ. Mithin ergibt sich die ungünstigste Beanspruchung des Podestträgers, wenn für V_o das q der unbelasteten, für V_u das q der belasteten Treppe eingesetzt wird. Hiernach gestaltet sich die Belastung in lotrechtem Sinne nach Fig. 321 a, in wagerechtem Sinne (Grundriß) nach Fig. 321 b.

Wollte man dem Podestträger allein die Übertragung des Schubs auf die Längsmauern des Treppenlaufes zuweisen, so würde dieser zu starke Abmessungen erhalten müssen. Man ordne deshalb auf der entgegengesetzten Seite des Podestes einen zweiten Träger an und verbinde diesen mit dem ersten durch Vertikal- und Diagonalfstäbe

Fig. 321 a und b.



zu einem Fachwerträger. Wird hierbei wie gewöhnlich die Podestdecke durch eine massive flache Kappe, oder besser eine ebene Steindecke gebildet, so genügen lediglich Zugstangen zwischen beiden Trägern. Diese sind dann als gezogene Vertikalen eines Fachwerträgers anzusehen, dessen gedrückte Diagonalen durch das Mauerwerk ersetzt werden.

Beispiel:

Es sei: $l_1 = 3,0$; $h_1 = 2,0$; $h = 0,3$; $a = 1,2$; $L = 2a = 2,4$; q belastet = 700 kg; q unbelastet = 350 kg, so folgt zunächst

$$l = \sqrt{3,0^2 + 2,0^2} = \text{rund } 3,6.$$

Ferner wird nach Gleichung (19):

$$H = \frac{700 \cdot 3,0^2}{2 \cdot 3,6} \left(\frac{3}{4 \cdot 0,3} + \frac{2}{3,6} \right) = 2680 \text{ kg,}$$

nach Gleichung (20):

$$V_u = \frac{700 \cdot 3,0^2}{2 \cdot 3,6} \left(\frac{2,0}{4 \cdot 0,3} + \frac{3,0}{3,6} + \frac{2 \cdot 2,0}{3,6 \cdot 3,0} \right) = 2840 \text{ kg,}$$

nach Gleichung (21):

$$V_o = \frac{350 \cdot 3,0^2}{2 \cdot 3,6} \left(\frac{3}{3,6} - \frac{2}{4 \cdot 0,3} \right) = -370 \text{ kg.}$$

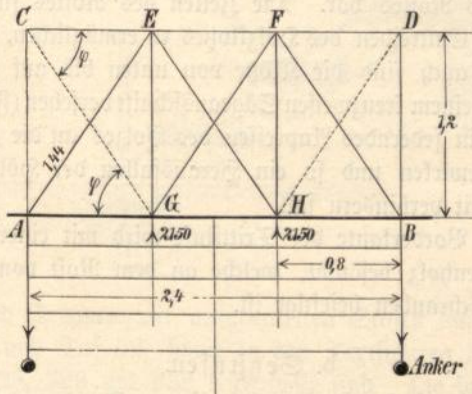
Wir teilen nun das Podest, dessen Breite $b = 1,2$, durch Zugstangen in drei gleiche Felder von je $0,8$ m Breite (Fig. 322). Dann entfällt (bei Anwendung gezogener Vertikalstäbe CA, BD und gedrückter Diagonalen CG, DH) aus dem Horizontalschub H auf jede der Endzugstangen ein Zug von $0,8 \cdot 2680 = 2144$, dafür rund 2150 kg. Die mittleren Zugstangen erhalten nur bei ein-

seitiger Belastung, oder falls das Podest durch eine gewölbte Kappe gebildet wird, Spannung, welche indes stets geringer ist als die der Endzugtange; die Querschnitte werden jedoch bei allen Zugstangen gleich groß angenommen und zwar wird nach Gleichung (13), S. 49

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{2150}{800}} = 2,61 \text{ cm.}$$

Es empfiehlt sich, die seitlichen Zugstangen über den inneren Podestträger hinaus zu verlängern und mit der Treppenmauer zu verankern (Fig. 322).

Fig. 322.



Die Spannung Z im mittleren Teil des Trägers A-B und im Träger C-D ist

$$Z = \frac{2150}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{2150 \cdot 0,8}{1,2} = 1430,$$

diejenige der Diagonalen C-G, H-D

$$D = \frac{2150}{\sin \varphi} = \frac{2150 \cdot 1,44}{1,2} = 2580.$$

Die Diagonalen sind entbehrlich, wenn zwischen den beiden Trägern AB und CD eine massive Deckenfüllung sich befindet, welche die Druckspannung aufzunehmen imstande ist. Andernfalls werden zweckmäßig gedrückte Vertikalen E-G, H-F und gezogene Diagonalen A-E und F-B angeordnet.

Die Biegungsspannungen im Träger A-B, hervorgerufen durch die senkrechte Belastung, sind in bekannter Weise nach Kap. 5, § 6 zu ermitteln.

Das Lastschema wird durch Fig. 323 dargestellt, und zwar ist hierbei die Podestlast zu 700 qm für das qm = $700 \cdot 0,6 = 420 \text{ kg}$ f. d. m Träger angenommen.

Es ergibt sich

$$A + B = -1,2 \cdot 370 + 2,4 \cdot 420 + 1,2 \cdot 2840 = 3970 \text{ kg}$$

$$A = \frac{-370 \cdot 1,2 \cdot 1,8 + 2,4 \cdot 420 \cdot 1,2 + 2840 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{2,4} = 1020$$

$$B = 3980 - 1020 = 2960.$$

Bruchquerschnitt:

$$2950 - (420 + 2840) x = 0.$$

Hieraus

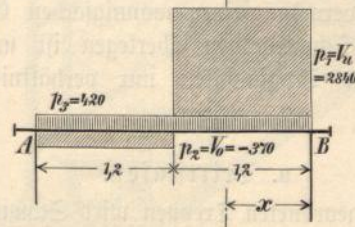
$$x = 0,91.$$

Größtes Moment:

$$M = 2950 \cdot 0,91 - (420 + 2840) \frac{0,91^2}{2} = 1340 \text{ kgm.}$$

Eine Ausbiegung in wagerechtem Sinne zwischen den Knotenpunkten kommt nicht in Betracht, da sie durch die Deckenmauerung wirksam verhindert wird.

Fig. 323.



Das Moment ist nur für die Lichtweite = 2,4 m des Trägers berechnet worden. Die Stützweite beträgt nach S. 95

$$= 0,1 + 1,04 \cdot 2,4 = 2,6,$$

mithin erhält man annähernd das Moment bezogen auf die Stützweite

$$M = \frac{1340 \cdot 2,6^2}{2,4^2} = 1580.$$

Die größte Beanspruchung ist demnach

$$k = \frac{M}{W} + \frac{G}{f} = \frac{158000}{W} + \frac{1430}{f}.$$

Für I-Eisen Nr. 20 wird

$$k = \frac{158000}{216} + \frac{1430}{33,7} = 774.$$

Der auf den Podestträger A-B entfallende Horizontalschub wird vermindert, wenn das Podest gleichfalls eine gewölbte Kappe erhält. In diesem Falle dienen die mittleren Zugstangen gleichzeitig zur Aufnahme des Kappenschubs. Es können jedoch auch hier die oben ermittelten Stärken beibehalten werden, da das Endergebnis bei genauer Berechnung durch Einführung des Schubs der Podestkappe nur wenig verschieden und jedenfalls nicht ungünstiger ist.

§ 6.

Eiserne Treppen.

Hierunter rechnen wir alle Treppen, bei welchen nicht nur die Wangen- und Podestträger, sondern auch die Stufen aus Schmiede- oder Gußeisen bestehen. Da sich eiserne Stufen nicht angenehm begehen, so erhalten sie in der

Regel einen aus anderem geeigneten Material (Holz, Asphalt) bestehenden Belag.

Derartige Treppen zeichnen sich neben einer für Treppenhäuser fast stets genügenden Feuersicherheit durch große Leichtigkeit aus, auch läßt sich mit verhältnismäßig einfachen Mitteln ein guter äußerer Eindruck erzielen.

Während früher bei den eisernen Treppen sowohl die Stufen, als auch die Wangen- und Podestträger aus Gußeisen gebildet wurden, kommt heutzutage, nachdem in der Herstellung und Bearbeitung des Schmiedeeisens erhebliche Fortschritte gemacht sind, Gußeisen nur noch bei Stufen und bei gewundenen Treppen in Anwendung, da es in diesen Fällen vermöge seiner mannigfachen Gestaltungsfähigkeit dem Schmiedeeisen überlegen ist und die Anforderungen an Tragfähigkeit nur verhältnismäßig geringe sind.¹⁾

a. Trittstufen.

Bei untergeordneten Treppen wird Schmiedeeisen und zwar geriffeltes 5 mm starkes Blech angewendet. Solches Blech trägt sich nur bis zu einer Laufbreite von etwa 0,3 m frei und wird an den schmiedeeisernen Wangen durch Winkleisen befestigt. Bei größerer Breite der Treppe sind die Kanten der Stufe behufs Erhöhung der Tragfähigkeit mit Winkleisen zu säumen, oder es werden die Sezstufen, falls solche vorhanden, zur Unterstützung verwendet.

Statt der Blechstufen kommen volle und durchbrochene Gußplatten in beliebigen Mustern in Anwendung.

Bei Wohnhaustreppen wird in der Regel der Belag der Trittstufe von Eichen- oder Buchenholz gebildet. Die Sezstufe ist dann als unterstützender Träger zu verwenden (Fig. 325). Um die Holzstufen gegen den Angriff durch Feuer von unten zu schützen, wird meistens ein durchgehender, 3 mm starker Blechmantel unter den Stufen angebracht. (Taf. 52, Fig. 1e bis f und Textfigur 327b.)

Bei stark begangenen Treppen empfiehlt sich ein Belag der Trittstufen mit Asphalt, oder besser Klopfpflaster. Derartige Treppen, welche bei den Bahnhöfen der Berliner Stadtbahn mehrfach zur Ausführung gekommen sind, finden sich auf Taf. 51 dargestellt. Der Asphalt-

belag ruht auf Beton, welcher auf Wellblech aufgebracht ist (Fig. 2b und c). Letzteres liegt beiderseits auf den gußeisernen Sezstufen auf (Fig. 2b). Die Vorderkante der Trittstufe wird durch eine eichene Vorstoßleiste besäumt, während die Begrenzung an der Seite (Fig. 2c) durch eine Leiste aus Gußeisen gebildet wird. Statt des Asphalts lassen sich derartige Stufen auch mit Fliesen oder ähnlichen Materialien belegen.

Bei den Treppen mit Klopfpflaster bestehen die Trittstufen aus einem gußeisernen Krost, in dessen Zellen Eichenholzklöße mit der Hirnseite nach oben eingekleimt sind (Taf. 51, Fig. 1). Die oberen Enden stehen etwa 15 mm über das Eisen des Krostes vor. Die Zellen des Krostes sind, um ein festes Eintreiben des Holzklößes zu ermöglichen, konisch gestaltet, auch sind die Klöße von unten bis auf $\frac{1}{5}$ der Höhe mit einem kreuzweisen Sägeauschnitt versehen (Fig. 1c), welcher ein federndes Anpressen des Holzes an die Zellwände bewirken und so ein Herausfallen der Hölzer bei Trockenheit verhindern soll.

Die Vorderkante der Trittstufe wird mit einer Leiste aus Eichenholz besäumt, welche an dem Krost von unten mittels Schrauben befestigt ist.

b. Sezstufen.

Die Sezstufen werden bei eisernen Treppen teils aus Gußtafeln (Taf. 51, Fig. 2), teils aus Blech (Taf. 51, Fig. 1 und Taf. 52, Fig. 1f) gebildet. In letzterem Falle werden etwaige guß- oder schmiedeeiserne Verzierungen aufgeschraubt. Die Sezstufen besitzen vermöge ihrer großen Höhe stets genügende Tragkraft, um die Trittstufen wirksam zu unterstützen. Da somit bei Anwendung von Sezstufen, eine genügende Verbindung mit den Trittstufen vorausgesetzt, die letzteren nur auf ihre eigene Breite freiliegen, so ist in diesen Fällen die Stärke der Trittstufen lediglich nach dem praktischen Bedürfnis zu bemessen.

c. Wangen- und Podestträger.

Zu den Wangen- und Podestträgern sind gewalzte \square - oder Γ -Träger in fast allen Fällen ausreichend. Nur aus ästhetischen Gründen wird man statt dessen mitunter Blechträger oder gegliederte Träger verwenden.

Die Stege dieser Träger werden durch aufgeschraubte Metallverzierungen je nach Bedarf in mehr oder minder reichem Maße ausgestattet. Beispiele solcher verzierten Wangen zeigen die Textfiguren 328, 329 und 332.

Bisweilen hat man auch das Treppengeländer zum Tragen benutzt, indem man dieses als Fachwerkträger ausbildete. Eine derartige Anordnung ist aber bei den gangbaren Abmessungen der Treppenläufe in der Regel mit Materialverschwendung verbunden, auch macht eine solche Treppe einen steifen und unschönen Eindruck.

1) Die Herstellung eiserner Treppen bildet — insonderheit, wenn es sich um gangbare Formen oder reich ausgestattete Treppen handelt — einen besonderen Geschäftszweig einzelner Werke. Als solche nennen wir für gußeiserne Treppen: die Eisenhüttenwerke Tanagerhütte, Marienhütte bei Kopenau, Lauchhammer in Miesä, Zilsenburg; für schmiedeeiserne Treppen: Joly in Wittenberg, Ed. Puls, Berlin, J. Feller & P. Bogus, Düsseldorf, Gebr. Lipgens Nachf., Düsseldorf, O. Wilt, Eisenach. — Die Textfiguren 326 und 331 sind dem Musterbuch von Wilt, 327 dem von Joly, 328 und 332 dem von Puls, 329 dem von Lipgens und 330 dem von Zilsenburg entnommen.

Ebenso wie bei den hölzernen Treppen werden die Stufen entweder unmittelbar an den Stegen der Wangenträger mit Winkleisen befestigt (Treppe mit eingeschobenen Stufen), oder die Stufen befinden sich über den Wangenträgern (Treppe mit aufgefattelten Stufen). Beispiele der ersteren Anordnung, welche mehr für untergeordnete Treppen benutzt wird, zeigen Taf. 51, Fig. 1 und Textfigur 324,

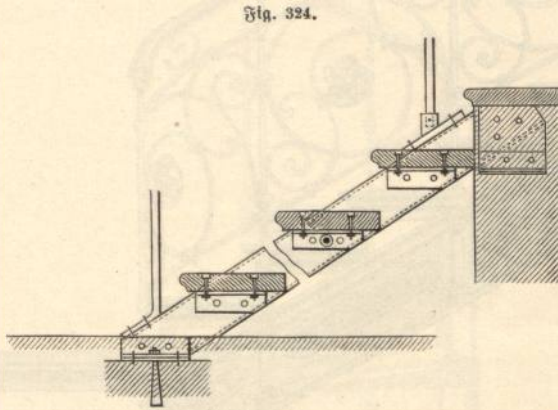


Fig. 324.

während Treppen mit aufgefattelten Stufen auf Taf. 51, Fig. 2 und Taf. 52, sowie in den Textfiguren 325, 326, 327, 328, 329 und 332 dargestellt sind. Die in letzterem Falle erforderlichen Stufendreiecke kann man entweder aus dem entsprechend breiten Stehblech des Wangenträgers ausschneiden, was wegen des Materialverbrauchs und der Mehrarbeit weniger zu empfehlen, oder man setzt besondere, durch Flach- oder Winkleisen bestimmte Blechdreiecke auf die Wangenträger auf (Taf. 51, Fig. 2 und Textfigur 325).

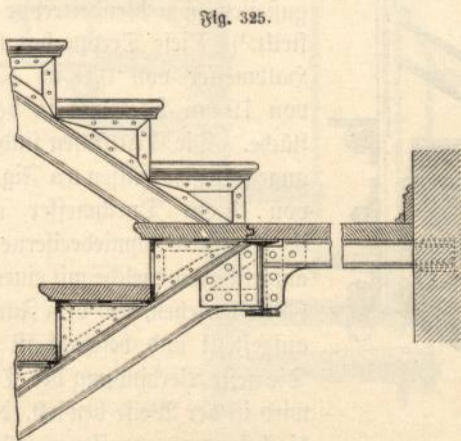


Fig. 325.

Bei Anwendung gegliederter Wangenträger ordnet man zweckmäßig die Netzwerkstäbe wagerecht und senkrecht an, so daß deren Verlängerungen unmittelbar die Unterstützung für die Stufen abgeben (Taf. 52, Fig. 1 und Textfiguren 326, 329).

Hierher gehören auch die Treppenkonstruktionen des Eisenwerks Joly in Wittenberg. Wie aus Textfigur 327 a-c ersichtlich, bestehen die Gurtungen und die Diagonalen des

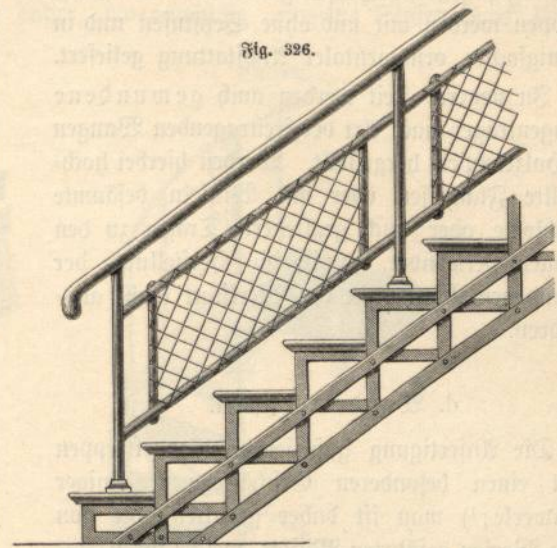
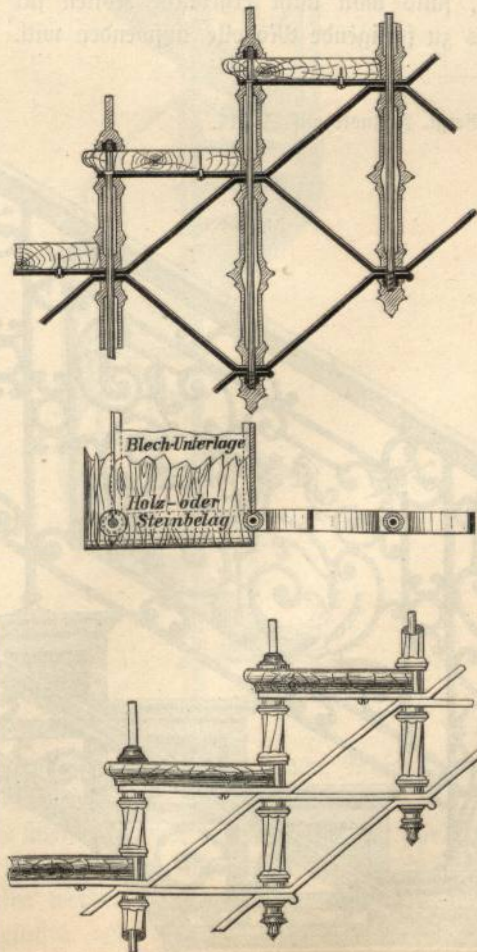


Fig. 326.

Fig. 327 a, b und c.



Wangenträgers aus entsprechend geknickten Flach-eisen, während die Vertikalstäbe durch die Verlängerung der Geländerstangen nach unten und Einschlebung gußeiserner Hüllen gebildet werden. Diese Treppen werden mit und ohne Stufen und in mannigfacher ornamentaler Ausstattung geliefert.

In neuerer Zeit werden auch gewundene Wangenträger nach Art der freitragenden Wangen der Holztreppe hergestellt. Werden hierbei hochgestellte Flach-eisen oder mit Winkeln besäumte Stehbleche oder auch gegliederte Träger zu den Wangen verwendet, so ist die Herstellung der gewundenen Wange in der Werkstatt leicht auszuführen.

d. Wendeltreppen.

Die Anfertigung gußeiserner Wendeltreppen bildet einen besonderen Geschäftszweig einiger Eisenwerke;¹⁾ man ist daher gehalten, die von diesen Werken geführten Muster, welche für Kreis-durchmesser von 1,2 bis 2,5 m vorhanden sind, zu benutzen, falls man nicht erhebliche Kosten für besonders zu fertigende Modelle aufwenden will.

1) Vergl. Fußnote auf S. 214.

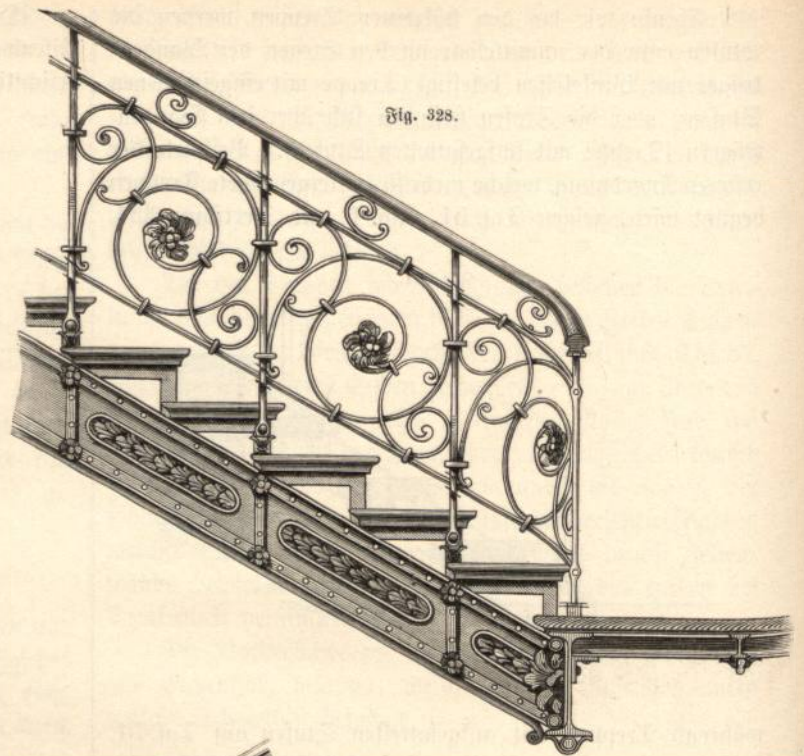


Fig. 328.

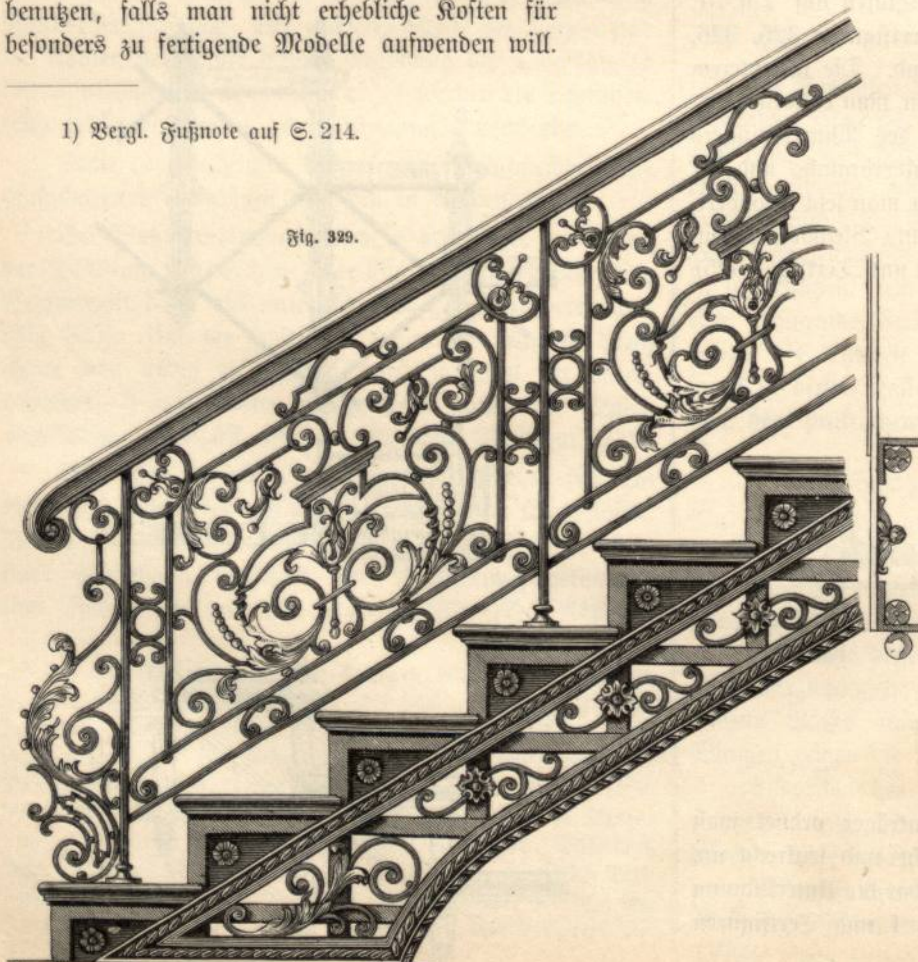


Fig. 329.

Letzteres dürfte bei derartigen, meist untergeordneten Zwecken dienenden Treppen kaum vorkommen.

Wir können uns daher über diesen Gegenstand kurz fassen:

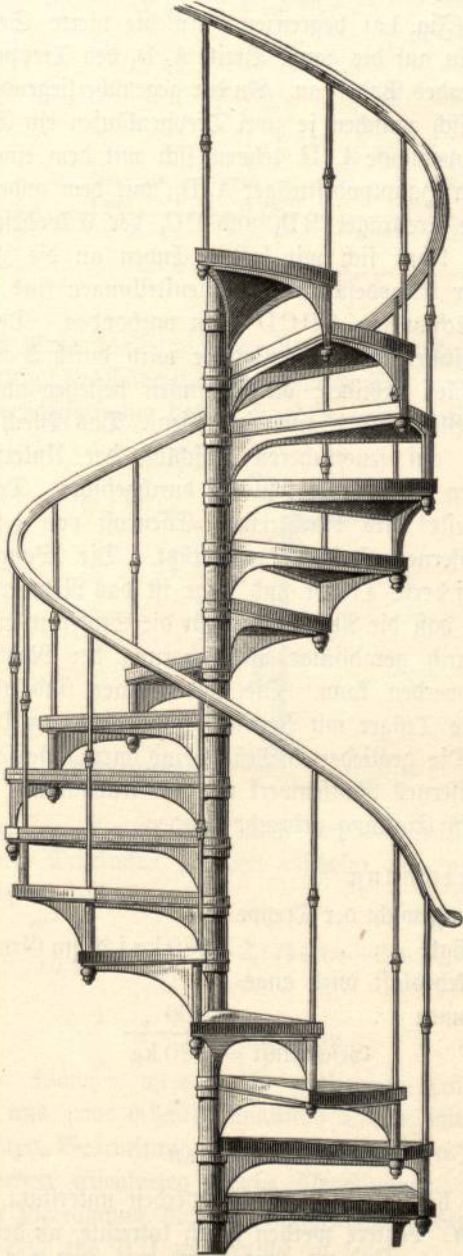
Auf Taf. 53, Fig. 1 bis 6, ist ein hierher gehöriges Beispiel einer gußeisernen Wendeltreppe dargestellt.¹⁾ Diese Treppe hat bei einem Halbmesser von 0,78 m 12 Stufen von 19 cm Steigung in der Kreisfläche. Die Trittschritte sind mit den angegossenen Hüllen a a Fig. 4 und 5 von 6 cm Durchmesser auf eine 3,5 cm starke schmiedeeiserne Spindel aufgeschoben, welche mit einer Grundplatte versehen, auf dem Fundamente aufgestellt und befestigt ist (Fig. 6). Die feste Verbindung der Trittschritte wird in der Weise bewirkt, daß durch die besonders gegossenen Hüllen c die oben mit einem Ansatz d versehenen Geländerstäbe hindurchgeschoben und unten durch die in Form eines

1) Aus „Strack & Hitzig, Der innere Ausbau von Wohngebäuden“.

Knäufes ausgebildete Mutter befestigt werden (Fig. 4). Die besonders gegossene Sechstufe wird unten an der Rückseite mittels der drei angegossenen Lappen *f*, Fig. 4 und 5, mit der Trittstufe verschraubt, liegt seitlich an den an den Hülsen angegossenen Rippen *g*, und ist oben an dem

Treppen ist die schmiedeeiserne Spindel am oberen und unteren Ende so zu befestigen, daß seitliche Ausweichungen nicht erfolgen können. Trotzdem ist eine solche Treppe nicht frei von Schwankungen, falls sie ganz freisteht. Man suche daher, wo angängig, einzelne Stufen durch Unter-

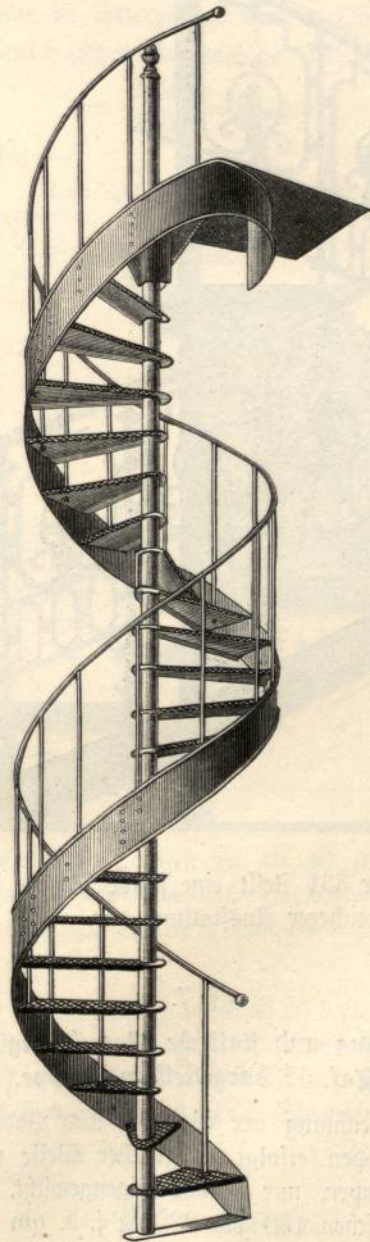
Fig. 330.



überfalteten Rand der Trittstufe mit versenkten Schrauben befestigt. Die besonders gegossenen und angeschraubten Konsolen tragen zur Verspannung der Treppe wesentlich bei.

Eine einfache gußeiserne Wendeltreppe für untergeordnetere Zwecke zeigt Textfigur 330. Bei allen diesen

Fig. 331.

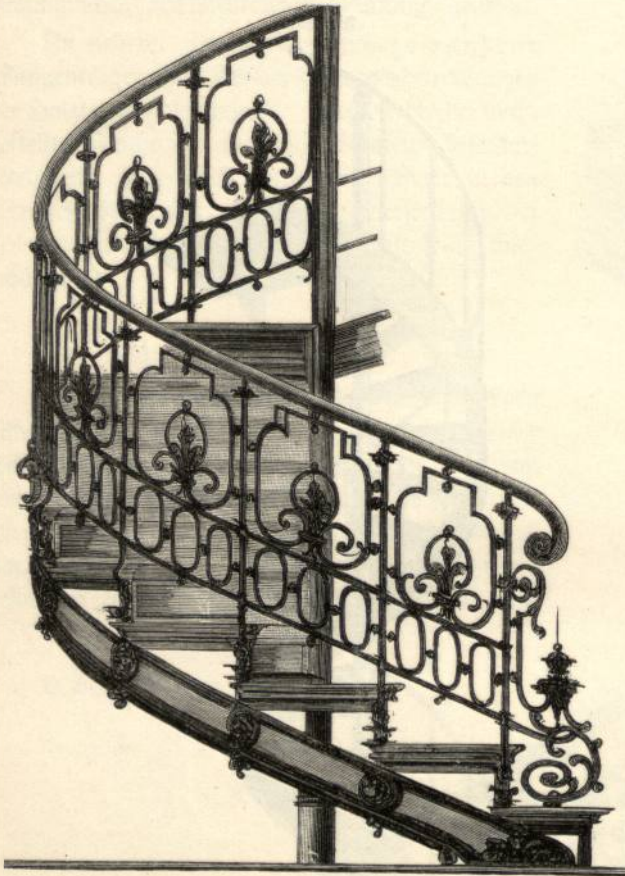


schlagen von Bankeisen oder andere Maßnahmen an den angrenzenden Mauern zu befestigen.

Die Wendeltreppen lassen sich auch in ähnlicher Weise, wie vorher beschrieben, aus Schmiedeeisen herstellen. Die Trittstufen werden dann aus 5 mm starkem Riffelblech, die Sechstufen aus dünnem (2 mm stark) glatten Blech

gebildet. Eine so hergestellte Treppe kommt in der Regel nicht teurer als eine gußeiserne, auch läßt sie sich durch aufgelegte Ziereisen und Kunstschmiedereien in reichstem Maße künstlerisch ausgestalten.

Fig. 332.



Textfigur 331 stellt eine solche Treppe in einfacher, Fig. 332 in reicherer Ausstattung dar.

§ 7.

Erläuterung und statische Berechnung der auf Taf. 52 dargestellten Treppe.

Die Berechnung der Wangen- und Podestträger der eisernen Treppen erfolgt in gleicher Weise wie bei den massiven Treppen, nur ist das Eigengewicht, welches gewöhnlich zwischen 180 bis 220 kg f. d. qm Grundfläche schwankt, bei den eisernen Treppen erheblich geringer als bei den massiven. Die Verkehrslast wird dagegen mit Rücksicht auf die bei dem geringeren Eigengewicht in verstärktem Maße auftretenden Schwankungen zweckmäßig etwas höher anzunehmen sein.

Da im § 5 bereits Beispiele mit gewalzten Trägern gegeben sind, so beschränken wir uns hier auf die statische

Berechnung der auf Taf. 52 dargestellten Treppe mit gegliederten Trägern.

Erläuterung.

Die Treppe besteht in jedem Geschos aus drei Läufen mit zehn, beziehungsweise sieben Steigungen, welche drei Seiten eines vom Fahrstuhl ausgefüllten viereckigen Schachtes ABCD (Fig. 1a) begrenzen. An die vierte Seite AD schließt ein auf die ganze Breite $A_1 D_1$ des Treppenhauses durchgehendes Podest an. An der gegenüberliegenden Seite befindet sich zwischen je zwei Treppenläufen ein Eckpodest. Die Treppenläufe I, II lehnen sich mit dem einen Ende gegen den Hauptpodestträger $A_1 D_1$, mit dem andern Ende gegen die Freiträger BB_1 und CC_1 der Eckpodeste. Der Lauf III lehnt sich mit beiden Enden an die Zwischenträger der Eckpodeste an. Säulenstellungen sind demnach in den Eckpunkten ABCD nicht vorhanden. Der Belag der Trittstufen und der Podeste wird durch 5 cm starke Eichenbohlen gebildet; die Eckstufen bestehen aus 2 mm starkem Blech mit Saumwinkleisen. Das Blech ist mit Rücksicht auf feuer sichereren Abschluß der Unterseite der Trittstufen auch unter letzteren durchgeführt. Der Belag der Podeste wird durch einen Eisenrost von L-förmigen schmiedeeisernen Trägern unterstützt. Die Wangenträger sind gegliederte Träger und zwar ist das Netzwerk so angeordnet, daß die Auffattelung für die Stufen in einfachster Weise durch geradlinige Verlängerung der Netzwerkstäbe gebildet werden kann. Die Podestträger sind gleichfalls gegliederte Träger mit Vertikal- und gekreuzten Diagonalstäben. Die gegliederten Träger sind durch aufgeschraubtes schmiedeeisernes Rankenwerk mit der Ausbildung des Geländers in Einklang gebracht worden.

Berechnung.

Das Eigengewicht der Treppe beträgt 180 kg f. d. qm Grundfläche.
 Die Verkehrslast wird angenommen = 400 " " " "
 Gesamtlast = 580 kg " " " "

1. Stufen.

Die hölzernen Trittstufen werden unterstützt von den Eckstufen. Letztere werden durch Lotrechte, an der Hinterseite angenietete Steifen (Winkleisen) in fünf Felder geteilt und können daher als gemietete Träger mit versteifter Blechwand angesehen werden.

Jede Eckstufe trägt die Last von zwei halben Trittstufen. Bei der Treppenbreite von 1,5 m ist es möglich, daß gleichzeitig drei Personen auf einer Stufe sich befinden. Nimmt man an, daß diese noch eine schwere Last

tragen, so ergibt sich die in Fig. 333 dargestellte Lastanordnung:

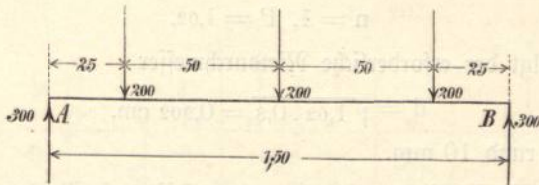
Das Moment in der Mitte beträgt

$$M = 300 \cdot 0,75 - 200 \cdot 0,5 = 125 \text{ kgm.}$$

Erforderliches Widerstandsmoment:

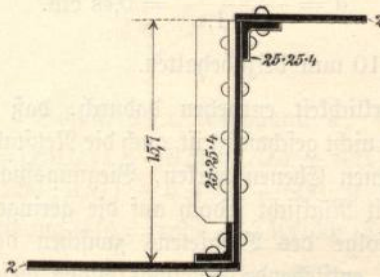
$$W = \frac{125}{8} = 15,6.$$

Fig. 333.



Bei Vernachlässigung der Blechwand und der Nietlöcher beträgt das Widerstandsmoment der Stufen (Fig. 334) unter Berücksichtigung des Umstandes, daß der Querschnitt

Fig. 334.



gegen seitliche Ausbiegung durch die wagerechten Bleche unter den Trittschritten gesichert erscheint und unter Vernachlässigung des Steges:

$$W = \frac{2}{12 \cdot 15,7} (2,5 \cdot 15,7^3 - 2,1 \cdot 14,9^3 - 0,4 \cdot 10,7^3) = 23,8.$$

2. Die Wangen.

Die Wangen werden als gegliederte Träger ausgebildet und zwar erhalten sämtliche Träger mit Rücksicht auf leichtere Bearbeitung und Verringerung der Zahl der verschiedenen Eisenforten gleiche Abmessungen. Demnach sind der Berechnung die am ungünstigsten beanspruchten Träger AC und BD zu Grunde zu legen.

Jede Stufe belastet den Träger mit

$$p = 0,28 \cdot 580 \cdot \frac{1,5}{2} = 122 \text{ kg.}$$

Mithin Auflagerdruck:

$$A = B = \frac{9 \cdot 122}{2} = 549 \text{ kg.}$$

Gurtungen.

Die größten Spannungen entstehen bei voller Belastung in den Mittelstäben 14, 15 und 4, 5 und zwar ist für Schnitt x-x, Drehpunkt α (Fig. 335):¹⁾

$$549 \cdot 5 \cdot 0,28 - 122 \cdot 0,28 (1 + 2 + 3 + 4) - (5) 0,15 = 0$$

$$\text{Spannung (5)} = + 2850 \text{ kg}$$

und zwar Zug im Untergurt, Druck im Obergurt.

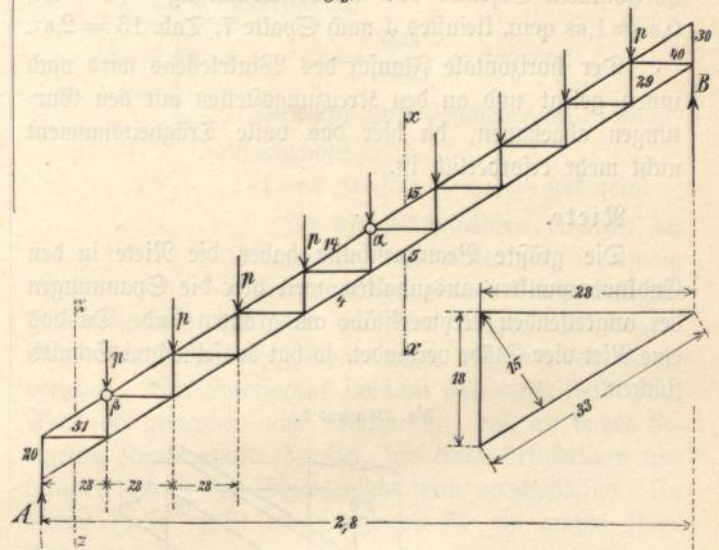
Erforderlich gegen gleichmäßige Pressung:

$$f = \frac{2850}{800} = 3,6 \text{ qcm,}$$

gegen Knicken:

$$J = 2,5 \cdot 2,87 \cdot 0,33^2 = 0,78.$$

Fig. 335.



Gewählt zwei L-Eisen zu 40.40.6 mm, deren f mit Nietlochabzug = $2 \cdot 4,48 - 2 \cdot 1,2 \cdot 0,6 = 7,52 \text{ qcm}$, und deren kleinstes J nach Spalte 8, Tab. 13 = $2 \cdot 6,35 = 12,7$.

Vertikalstäbe.

Größte Beanspruchung im Stab 20 beziehungsweise 29 bei voller Belastung und zwar Druck im Stab 20, Zug im Stab 29. Am ungünstigsten ist die Druckspannung, deren Größe = $A = 549 \text{ kg}$. (Die Spannung in Stab 30 ist 0.)

Erforderlich:

$$f = \frac{549}{800} = 0,69 \text{ qcm,}$$

$$J = 2,5 \cdot 0,549 \cdot 0,18^2 = 0,045.$$

Verwendet wird Flacheisen 40.6 mm, dessen

f mit Nietlochabzug = $(4 - 1,2) 0,6 = 1,68 \text{ qcm}$,

$$\text{kleinstes } J = \frac{4 \cdot 0,6^3}{12} = 0,072.$$

1) Bergl. Kap. 6, § 5.

Horizontalstäbe.

Größte Beanspruchung in den Stäben 31 und 40 bei voller Belastung.

Für Schnitt z-z, Drehpunkt β , ist
 $549 \cdot 0,28 - (31) 0,18 = 0$.

(Die Spannung im Gurtstab 0 ist 0.)

Hieraus Spannung (31) = 855 und zwar Zug im Stab 31, Druck im Stab 40.

Erforderlich:

$$f = \frac{855}{800} = 1,07 \text{ qcm,}$$

$$J = 2,5 \cdot 0,855 \cdot 0,28^2 = 0,17.$$

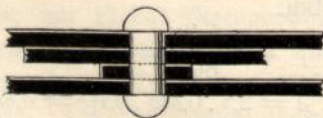
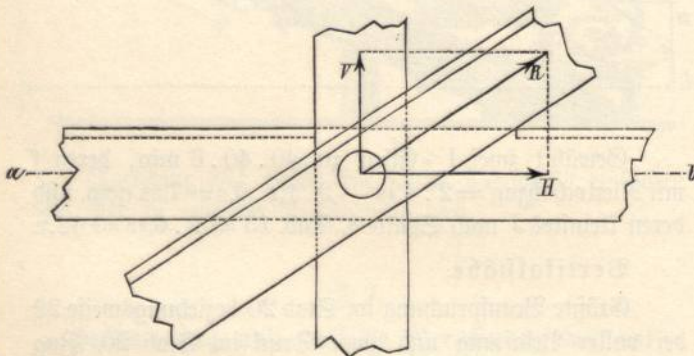
Gewählt \perp -Eisen 40.40.6 mm, dessen f ohne horizontalen Schenkel und mit Nietlochabzug = $(4 - 1,2) 0,6 = 1,68 \text{ qcm}$, kleinstes J nach Spalte 7, Tab. 13 = 2,67.

Der horizontale Flansch des Winkelseisens wird nach innen gelegt und an den Kreuzungsstellen mit den Gurten abgehauen, da hier das volle Trägheitsmoment nicht mehr erforderlich ist.

Niete.

Die größte Beanspruchung haben die Niete in den Endknotenpunkten auszuhalten, weil hier die Spannungen der angreifenden Netzwerfstäbe am größten sind. Da das eine Niet vier Stäbe verbindet, so hat dasselbe drei Schnittflächen.

Fig. 336a und b.



Schnitt a-b

Denken wir uns zunächst die beiden Netzwerfstäbe in der mittleren Schnittfläche zusammengeschweißt (Fig. 336) und beide Spannungen in der Ebene dieser Schnittfläche wirkend, so handelt es sich nunmehr um ein zweifachmittiges

Niet, welches durch die Mittelkraft aus den beiden Netzwerfstabspannungen beansprucht wird. Die Größe der Mittelkraft R ergibt sich zu

$$\sqrt{855^2 + 549^2} = \text{rund } 1020 \text{ kg.}$$

Nach Gleichung (2), S. 42 ist für doppelschnittiges Niet

$$n_2 = \frac{0,8 P}{d^2}$$

und da in vorliegendem Falle

$$n = 1, P = 1,02,$$

so folgt der erforderliche Nietdurchmesser

$$d = \sqrt{1,02 \cdot 0,8} = 0,902 \text{ cm,}$$

oder rund 10 mm.

Mit Rücksicht auf Lochwanddruck ist nach Gleichung (3), S. 42

$$n_3 = \frac{0,8 P}{d \delta}$$

und da $n = 1, P = 1,02, \delta = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ cm}$, so folgt

$$d = \frac{0,8 \cdot 1,02}{1 \cdot 1,2} = 0,68 \text{ cm.}$$

Daher $d = 10 \text{ mm}$ beizubehalten.

In Wirklichkeit entstehen dadurch, daß die mittlere Schnittfläche nicht geschweißt ist, auch die Netzwerfstabspannungen in verschiedenen Ebenen wirken, Biegungsspannungen im Bolzen. Mit Rücksicht jedoch auf die geringe Blechstärke und die infolge des Vernietens zwischen den einzelnen Scherflächen entstehende Reibung können diese Biegungsspannungen vernachlässigt werden. Es empfiehlt sich aber, den Nietdurchmesser, um allen Anforderungen gerecht zu werden, etwas stärker = 12 mm zu wählen.

Da an jeder Verbindungsstelle nur ein Niet vorhanden ist, so ist auf die Vernietung große Sorgfalt zu verwenden, damit jedes Niet mit Sicherheit seine Aufgabe erfüllt.

3. Hauptpodestträger.

Lichte Weite: 5,03 m.

Stützweite = $0,1 + 5,03 \cdot 1,04 = 5,24$ (Gleichung 27, S. 95).

Höhe des Trägers = 35 cm.

Die Lichtweite wird in 10 Felder von je 50 cm Weite geteilt.

Die Knotenpunkte I (Fig. 337) werden durch die Podestlast mit

$$\frac{1,72 \cdot 580}{2} 0,5 = \text{rund } 250 \text{ kg,}$$

Bei den Diagonalen der weiter nach der Mitte gelegenen Felder ist die Spannung noch geringer, daher gleichfalls ein Flacheisen genügend. — Wir erhalten nunmehr die größte Druckspannung der Diagonale, wenn die Knotenpunkte links vom vierten Felde belastet, rechts davon unbelastet angenommen werden.

$$A_2 \cdot 5,24 =$$

$$800 (7 \cdot 0,5 + 0,12) + 250 \{0,5 (8 + 9) + 2 \cdot 0,12\}$$

$$A_2 = 970 \text{ kg} \parallel B_2 = 1300 - 970 = 330 \text{ kg}$$

Schnitt z-z, Drehpunkt δ , Gurtspannung (14):

$$- (14) \cdot 0,35 - 330 \cdot 2,62 = 0$$

$$\text{Spannung (14)} = -2470 \text{ kg}$$

Drehpunkt ϵ , Spannung (35):

$$- (35) \cdot 0,29 + 2470 \cdot 0,35 - 330 \cdot 3,12 = 0$$

$$\text{Spannung (35)} = -570, \text{ also Druck.}$$

Die Gegendiagonalen in den mittleren Feldern werden stärker beansprucht, die Beanspruchung ist aber jedenfalls kleiner als 1230 kg (größte Zugspannung der Diagonale [35]), mithin genügt für die Gegendiagonalen der für Diagonale (35) gewählte Querschnitt.

Es bleibt noch nachzuweisen, daß im dritten Feld vom Ende keine Druckspannung auftritt, beziehungsweise die vorhandenen Diagonalen genügende Steifigkeit besitzen, um etwa vorhandene Druckspannung aufzunehmen.

Für die entsprechende Belastung der beiden ersten Knotenpunkte ist:

$$A_3 \cdot 5,24 = 250 \{0,5 (8 + 9) + 2 \cdot 0,12\}$$

$$A_3 = 417 \text{ kg} \parallel B_3 = 2 \cdot 250 - 417 = 83 \text{ kg.}$$

Schnitt v-v, Drehpunkt ϵ , Gurtspannung (13):

$$- (13) 0,35 - 83 \cdot 3,62 = 0$$

$$\text{Spannung (13)} = -860 \text{ kg.}$$

Drehpunkt ζ , Spannung (34):

$$- (34) \cdot 0,29 + 860 \cdot 0,35 - 83 \cdot 4,12 = 0$$

$$\text{Spannung (34)} = -145, \text{ mithin Druck.}$$

Erforderlich:

$$J = 2,5 \cdot 0,145 \cdot 0,61^2 = 0,14.$$

$$\text{Vorhanden } J = 2 \frac{5,5}{12} \cdot 0,6^3 = 0,2, \text{ mithin reichlich.}$$

In Wirklichkeit kommt jedoch Druckspannung in dem betreffenden Feld kaum vor, da die Lasten aus Eigengewicht, welche in vorstehender Berechnung außer acht gelassen sind, eine Vermehrung der Zugspannung zur Folge haben.

Rietung.

Erforderlich zum Anschluß der Vertikalen an die Knotenbleche bei 1,4 cm Rietstärke

$$n = \frac{0,8 \cdot 1,675}{1,4^2} = 1 \text{ Riet (doppelschnittig),}$$

desgleichen zum Anschluß der Diagonalen

$$n = \frac{0,8 \cdot 3,63}{1,4^2} = 2 \text{ Riete.}$$

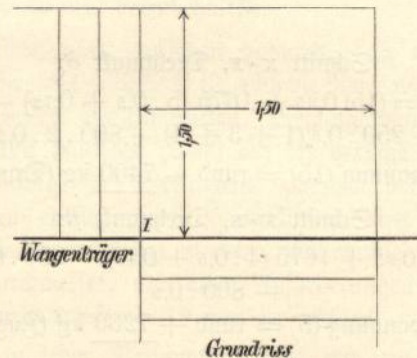
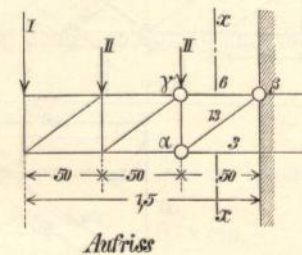
Stärke des Knotenbleches nach Gleichung (4), S. 43:

$$\delta = \frac{1,4}{2} = 0,7, \text{ dafür 1 cm.}$$

4. Eckpodestträger.

Die Eckpodeste werden getragen durch je zwei Freitragler. Am gemeinschaftlichen Ende derselben in Knotenpunkt I (Fig. 338) greift die Last der Treppenwanen an.

Fig. 338 a und b.



Der Auflagerdruck der Wangen mit zehn Stufen beträgt nach obigem 549 kg, derjenige der Wangen mit sieben Stufen

$$= \frac{7 \cdot 122}{2} = 427 \text{ kg.}$$

Hierzu kommt die Podestlast im Knotenpunkt I mit

$$\frac{0,5 \cdot 0,5}{4} \cdot 580 = 37 \text{ kg.}$$

Gesamtlast in Knotenpunkt I für jeden Träger

$$= \frac{549 + 427 + 37}{2} = 507 \text{ kg.}$$

Die Knotenpunkte II werden bei dem einen Träger mit $0,25 \cdot 0,5 \cdot 580 = 73 \text{ kg}$, bei dem anderen Träger mit $0,75 \cdot 0,5 \cdot 580 = 218 \text{ kg}$ belastet, mithin ist letzterer, als der stärker belastete, der Berechnung zu Grunde zu legen.

Gurtspannungen.

Die Gurtspannungen sind am größten in den Stäben 3 und 6 und zwar in Stab 3 Druck, in Stab 6 Zug.

Schnitt x-x, Drehpunkt α :

$$(6) \cdot 0,35 - 507 \cdot 2 \cdot 0,5 - 218 \cdot 0,5 = 0$$

Spannung (6) = + 1760 (Zug).

Drehpunkt β :

$$-(3) \cdot 0,35 - 507 \cdot 3 \cdot 0,5 - 218 \cdot 0,5 (1 + 2) = 0$$

Spannung (3) = - 3110 (Druck).

Diese Spannungen sind geringer als die Gurtspannungen des Hauptpodestträgers. Da jedoch aus praktischen Gründen die Gurtquerschnitte des letzteren auch hier behalten werden, ist eine weitere Berechnung entbehrlich.

Das gleiche gilt von den Vertikalstäben.

Die Diagonalspannungen sind am größten in Stab 13.

Schnitt x-x, Drehpunkt γ :

$$(13) \cdot 0,29 - 3110 \cdot 0,35 + 507 \cdot 2 \cdot 0,5 + 218 \cdot 0,5 = 0$$

Spannung (13) = + 1640.

Erforderlich:

$$f = \frac{1640}{800} = 2,05 \text{ qcm.}$$

Gewählt ein Flacheseisen 50.0,6:

$$f = 0,6 (5,0 - 1,4) = 2,16 \text{ qcm.}$$

Riete.

Rietstärke 1,4 cm.

Zum Anschluß der Vertikalen genügt, wie bei dem Hauptpodestträger, 1 Riet (doppelschnittig). Einschnittige Anschlußriete der Diagonale

$$n = \frac{1,6 \cdot 1,64}{1,4^2} = 2.$$

Einmauerung.

Die Mauern sind 38 cm stark.

Auflagerdruck $A = 507 + 2 \cdot 218 = 943$.

Moment auf die Mitte der Mauer bezogen:

$$M = 507 \cdot (3 \cdot 0,5 + 0,19) + 218 (3 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,19) \\ = 1268 \text{ kgm} = 126\,800 \text{ qcm.}$$

Breite der unteren Auflagerplatte nach Gleichung (8), S. 91

$$b_1 = \frac{1}{a k} \left(\frac{6 M}{a} + A \right)$$

$$a = 38 \text{ cm, } k = 15 \text{ kg f. d. qcm,}$$

wenn unter- und oberhalb der Auflagerplatten ein angemessener Mauerklotz in Klinkern und Zementmörtel hergestellt wird; mithin

$$b_1 = \frac{1}{38 \cdot 15} \left(\frac{6 \cdot 126\,800}{38} + 943 \right) = 37 \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{1}{38 \cdot 15} \left(\frac{6 \cdot 126\,800}{38} - 943 \right) = 34 \text{ cm.}$$

Tiefe der Platten:

$$c_1 + c_2 = 38 \text{ (Gleichung [10], S. 91).}$$

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{\frac{6 M}{a} + A}{\frac{6 M}{a} - A} = \frac{20\,943}{19\,067} = 1,1 \text{ nach Gleichung (11)}$$

$$c_1 = 1,1 \cdot c_2$$

$$1,1 c_2 + c_2 = 38, \text{ mithin } c_2 = 18,1$$

$$c_1 = 38 - 18,1 = 19,9.$$

Dicke der schmiedeeisernen Unterlagsplatten nach Gleichung (12), S. 92:

$$\delta = \frac{b-t}{1,16} \sqrt{\frac{k}{k_4}}$$

Hierin zu setzen für

$$b = 37 \text{ cm}$$

$$t = \text{Flanscbreite des Trägers} = 2 \cdot 4,5 + 1 = 10 \text{ cm}$$

$$k = 15 \text{ (Zementmauerwerk)}$$

$$k_4 = 800 \text{ (Schmiedeeisen).}$$

$$\delta = \frac{37 - 10}{1,16} \sqrt{\frac{15}{800}} = 3,2 \text{ cm.}$$

Man würde auch mit nur einem Eckpodestträger auskommen können. Die Querschnitte der Gurtungen und Vertikalen würden alsdann für die höhere Beanspruchung ausreichen, die Diagonalen würden wie bei dem Hauptpodestträger doppelt anzuordnen sein.

An dem in der Mauer befindlichen Teil des Trägers werden die Gurtungen durch ein volles, mittels Winkel-eisen versteiftes Stehblech von 10 mm Stärke verbunden.

Glasdeckung (Oberlichter).

§ 1.

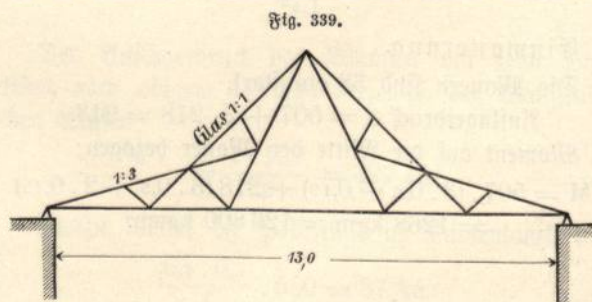
Allgemeine Anordnung der Oberlichter.

Unter Oberlicht versteht man die Beleuchtung eines Raumes durch in der Decke oder dem Dach angebrachte Fenster. Es unterscheidet sich also von den gewöhnlichen Fenstern wesentlich durch die geneigte bis horizontale Lage. Demgemäß müssen die Sprossen, welche die Glas tafeln unterstützen, genügende Tragfähigkeit zur Aufnahme des Eigengewichts und etwaiger Nutzlasten besitzen. Außerdem ist bei Anordnung des Oberlichtes in der Dachfläche für Ableitung des Dachwassers zu sorgen; die Glasdecke muß hier die an jede gute Dachdeckung zu stellenden Forderungen erfüllen. Die in einer Decke befindlichen Oberlichter, welche durch ein entsprechendes im Dach befindliches Oberlicht geschützt werden, nennt man „innere Oberlichter“ (Taf. 24, Fig. 1 und 2). Sie haben nur das Eigengewicht und allenfalls die Last eines die Reinigung besorgenden Arbeiters zu tragen. Da das innere Oberlicht im übrigen nur das Eindringen von Staub und Schmutz in den unteren Raum verhindern soll, so genügt es in jedem Falle, die Scheiben wie bei gewöhnlichen Fenstern in Kitt zu legen. Ein näheres Eingehen auf derartige Anordnungen, welche sich in nichts von einer gewöhnlichen Fensterverglasung unterscheiden, scheint daher nicht erforderlich.

Die äußeren Oberlichter haben außer der Eigenlast die Schneelast und den Winddruck zu tragen. Die Last der das Dach betretenden Arbeiter kann unberücksichtigt bleiben, da sie im Verhältnis zu den übrigen Lasten unbedeutend ist. Ferner sind die äußeren Oberlichter gegen das Eindringen von Wasser und das Abtropfen von Schweißwasser zu dichten. Gerade der letztere Umstand bietet die meisten Schwierigkeiten und hat zu einer großen Anzahl von Konstruktionen geführt, von welchen indes nur die einfachsten für die praktische Verwendung zu empfehlen sind.

Die Form der äußeren Oberlichter wird durch das Bestreben beeinflusst, eine möglichst steile Dachneigung zu erhalten, um einerseits ein selbstthätiges Abgleiten des die Verdunkelung bewirkenden Schnees, andererseits ein möglichst rasches Abfließen des Regenwassers und des inneren Schweißwassers zu erzielen. Das Abgleiten des Schnees erfolgt erst bei einer Dachneigung von etwa 1 : 1,4, während die übrigen Bedingungen allenfalls bereits bei einer Dachneigung von 1 : 3,5 erfüllt werden. Die kleinsten Neigungswinkel des Glasdaches sind hiernach 35° beziehungsweise 16°. Ist die Dachneigung geringer, so muß eine steilere Neigung der Glas tafeln durch besondere Anordnungen ermöglicht werden. Hiernach ergeben sich die nachfolgend angeführten verschiedenen äußeren Gestaltungen der Glasdächer:

a) Die Fläche des Glasdaches fällt mit der übrigen Dachfläche zusammen. Wie vorerwähnt ist dies nur dann rätlich, wenn die Dachfläche mindestens die vorangegebene Neigung von 16°, besser 35° besitzt.



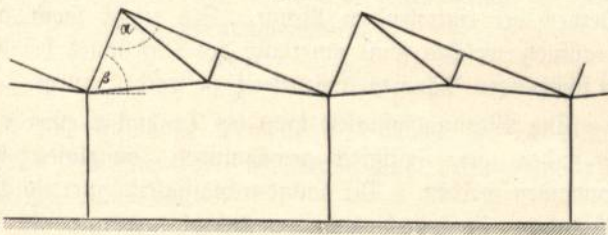
b) Das Glasdach erhebt sich als abgesondertes steileres Dach aus der übrigen Dachfläche. Hierbei kann das Glasdach als Pultdach, Satteldach (Fig. 339) und Zelt Dach (Taf. 24) angeordnet werden.

c) Das Dach erhält eine mit Glas gedeckte Laterne. Dies ist der Fall, wenn das unter b) erwähnte steilere Glasdach nicht unmittelbar auf dem Dach aufliegt, sondern

durch senkrechte Wände davon getrennt ist (Taf. 32, Fig. 1). Die letzteren dienen entweder zur Anbringung von Fenstern (hohes Seitenlicht) oder von Luftklappen, oder sie haben auch nur den Zweck, das Glasdach von der Dachfläche besser abzuheben, um ein gründliches und vollständiges Abgleiten der Schneemassen zu gewährleisten; auch können ästhetische Gründe für ein Herausheben des Glasdaches sprechen.

d) Die mit Glas zu deckende Fläche wird in eine Anzahl kleiner Satteldächer (Sägedach) zerlegt, deren First rechtwinklich zum First des Hauptdaches läuft (Taf. 28, 31, 33, 58). In der Kehle zwischen je zwei kleinen Satteln befindet sich eine das Wasser abführende Rinne. Der Firstwinkel wird zweckmäßig = 90° gewählt. Die Seitenfläche ist gleich der Länge der Glastafeln zu machen, wodurch der Wegfall der unbequemen wagerechten Fugen zwischen zwei aufeinander folgenden Glastafeln erreicht wird. Außerdem bietet die geschützte Lage der einzelnen Dachflächen eine größere Sicherheit gegen Bruch, als bei anderen Anordnungen. Dagegen sind derartige Dächer wegen der vermehrten Glasfläche, des vielen Eisenwerkes und der großen Anzahl von Rinnen ziemlich kostspielig, auch tritt bei Schneefall eine mehr oder weniger starke Verdunkelung ein. Die Sägedächer finden daher gewöhnlich nur bei flachbogigen Hallendächern, bei welchen die Anordnung nach b oder c ein zu schweres Aussehen bewirken würde, Anwendung.

Fig. 340.



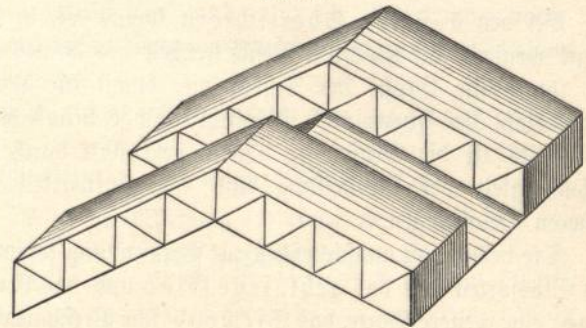
e) Für Werkstätten geeignet ist das englische Schuppen-
dach (Sheddach), welches durch Überdeckung der Grund-
fläche mittels nebeneinander gestellten Satteldächer von
ungleich geneigten Dachflächen entsteht (Fig. 340). Die
steilere 60 bis 70° gegen die Horizontale geneigte
Dachfläche wird mit Glas, die weniger mit 20 bis 30°
geneigte mit anderem Material eingedeckt. Der First-
winkel α beträgt meist 90° . In den Kehlen zwischen den
einzelnen Dächern liegen Rinnen, welche das Wasser ge-
wöhnlich nach den als Abfallrohr dienenden eisernen
Säulen führen.

Die steil geneigten Flächen können entweder wie ge-
wöhnliche Fenster (Kap. 14) verglast, oder wie Dachflächen
behandelt werden. Im letzteren Falle ist besonders Sorg-
falt auf die Anbringung genügender Vorkehrungen zu
verwenden, welche das Herabgleiten der steil geneigten

Glasplatten verhindern. In den Quersügen ist einer
Überdeckung der Glasplatten der Vorzug vor einem
stumpfen Aneinanderstoßen (wobei in der Fuge gewöhnlich
ein Sprosseneisen eingelegt wird), zu geben.

f) Zerlegt man ein Dach durch parallele rechtwinklich
zum First geführte Schnitte in parallele Streifen und hebt
immer einen um den andern Streifen aus der Dachfläche
heraus, so entsteht das sogenannte Boileau-Dach (Fig. 341),

Fig. 341.

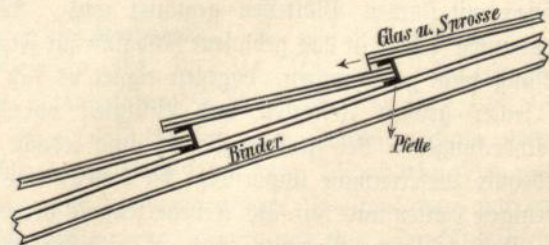


bei welchem lediglich die zwischen den niedrigen und höheren
Dachteilen entstehenden senkrechten Wandflächen verglast
werden. Ein derartiges Dach ist eigentlich kein Oberlicht
mehr, sondern hohes Seitenlicht, bei welchem entgegen der
gewöhnlichen Anordnung die Fensterflächen rechtwinklich,
statt parallel zum First laufen. Derartige Dächer ver-
meiden zwar die Schwierigkeiten, welche beim Eindecken
geneigter Flächen mit Glas entstehen, die Lichtfülle ist
jedoch eine geringere und der Dachstuhl wird ziemlich
kostspielig.

* * *

Die übliche Anordnung der Dachfläche bei den
Oberlichtern ist die eines Sparrendaches. Über die der
Traufe parallel laufenden Dachpfetten werden die eisernen
Sparren, hier Sprossen genannt, gestreckt, auf welchen die
Glastafeln aufliegen. Der Sprossenabstand ist daher gleich
der Tafelbreite und dem nötigen Spielraum. Die Längs-
fugen (rechtwinklich zur Traufe) der Glastafeln fallen mit

Fig. 342.



den Fugen zwischen Glas und Sprosse zusammen. Bei
den Quersügen überdeckt gewöhnlich die obere Glastafel
die untere um ein gewisses Maß. Abweichend hiervon ist
eine stufenförmige Anordnung der Glastafeln nach Fig. 342,

welche aber wegen der hierbei eintretenden Verflachung der Dachneigung und der höheren Kosten nur dann zu empfehlen ist, wenn etwa ein wagerechter Zwischenraum zwischen den Glastafeln behufs Lüftung geschaffen werden soll, oder wenn bei gekrümmter Dachfläche die Glastafeln verschiedene Neigung erhalten müssen. Taf. 60, Fig. 3.

§ 2.

Die Glastafeln.

Bei den äußeren Oberlichtern kommt es in der Regel weniger auf fehlerlose Beschaffenheit des Glases als auf thunlichste Größe der Tafeln an, damit die Länge und Anzahl der Fugen nach Möglichkeit eingeschränkt wird. Andererseits ist die Größe der Tafeln beschränkt durch die Schwierigkeit der Herstellung und die Haltbarkeit bei äußeren Belastungen.

Die beiden fast ausschließlich zur Verwendung kommenden Glasarten sind das geblasene Glas und das Gußglas; eine weitere Sorte, das Siemens'sche Presshartglas, hat seines hohen Preises halber bis jetzt wenig Eingang gefunden. Bei dem geblasenen Glas wird die teigartige flüssige Glasmasse in Zylinderform geblasen, dann aufgeschnitten und mit Walzen oder Plätteisen geglättet. Das Gußglas wird in vollständig flüssigem Zustand in oben offene Formen ausgegossen und an der Oberfläche mittels Walzen geglättet, wodurch jedoch eine vollständige Glätte nicht erzielt wird.

Das geblasene Glas kommt als sogenanntes rheinisches Glas (Fensterglas) und als geblasenes Rohglas (Spiegelrohglas) in den Handel. Von dem rheinischen Glas kommt bei den Dachdeckungen in der Regel Doppelglas dritter Sorte von 3 bis 3½ cm Stärke in Frage. Es eignet sich wegen seiner verhältnismäßig geringen Stärke nur für engere Sprossenteilung. Das geblasene Rohglas wird aus Abfällen mit geringerer Sorgfalt hergestellt und ist durch die auf der einen Fläche eingelagerten zahlreichen Bläschen kenntlich, welche von der Behandlung mit eisernen Walzen herrühren. Bei dem rheinischen Glas ist dieses Kennzeichen nicht vorhanden, da dieses mit flachen Plätteisen geglättet wird. Wegen der genannten Fehler ist das geblasene Rohglas zur Fensterverglasung nicht zu brauchen, dagegen eignet es sich vermöge seiner großen Festigkeit und Billigkeit vorzüglich zu Dachdeckungen. Bei großem Bedarf sind jedoch lang ausgedehnte Liefertermine notwendig, da dieses Glas nur auf wenigen Hütten und nur als Nebenerzeugnis hergestellt wird. Das geblasene Rohglas wird in Stärken bis zu 5 mm und in Tafelgrößen bis zu 64 cm Breite und 1,0 m Länge hergestellt.

Das Gußglas (gegoffenes Rohglas) besitzt eine glatte und eine rauhe Oberfläche und ist bedeutend weniger licht-

durchlassend als geblasenes Glas; die rauhe Oberfläche erleichtert außerdem das Festsetzen von Rauch und Schmutz, wodurch die Lichtwirkung noch mehr beeinträchtigt und öftere Reinigung erforderlich wird. Ferner ist die Festigkeit des Gußglases geringer und die Sprödigkeit größer als bei geblasenem Glas. Dagegen ist das Gußglas billiger und kann in größeren Stärken und Tafeln hergestellt werden. Man wird daher Gußglas vornehmlich in allen den Fällen vorziehen, in welchen eine Dämpfung des einfallenden Lichtes gewünscht wird und in welchen die Kosten möglichst vermindert werden sollen.

Das Gußglas wird in Stärken von 4 bis 90 mm hergestellt, für Dachdeckungen sind jedoch nur Stärken von 6 bis 12 mm zu verwenden. Die Breite der Tafeln beträgt bis 1,0 m,¹⁾ die Länge bis 2,0 m, der Flächeninhalt sollte aber bei den gangbaren Sorten nicht mehr als 1,5 qm betragen. Man verlege stets die rauhe Seite nach außen, da diese widerstandsfähiger gegen Witterungseinflüsse ist, wobei freilich die leichtere Trübung durch Schmutz in Kauf genommen werden muß. Vielfach wird auf einer Seite geriffeltes Gußglas verwendet, wodurch eine ruhige und gleichmäßige Lichtwirkung erzielt wird.

In neuerer Zeit kommt Rohglas mit Drahteinlage mehr und mehr in Aufnahme. Die Drahteinlage bezweckt einmal eine größere Biegungsfähigkeit des Glases, indem die Einlage im unteren Drittel der Glasstücke angeordnet wird, und schützt ferner gegen das Herabfallen von Glasscherben bei eintretendem Bruch. Sie ersetzt somit das Drahtnetz, welches sonst unterhalb des Oberlichtes bei den zu schützenden Räumen angeordnet zu werden pflegt.

Die Biegungsfestigkeit kann bei Drahtglas etwa zum 1½fachen der Festigkeit gewöhnlichen Gußglases angenommen werden. Die Lichtdurchlässigkeit einer solchen Glasplatte ist jedoch nicht unerheblich geringer als bei gewöhnlichen Gläsern. Die Stärke der Drahteinlage beträgt gewöhnlich 1 mm, die Glasstärke 7 bis 60 mm bei einer Flächengröße bis zu 2,5 qm (1,18 . 2,8 m).

Die Biegungsfestigkeit des geblasenen Glases kann zu 375, die rechnerisch zulässige Beanspruchung zu 125 kg f. d. qcm angenommen werden; die Biegungsfestigkeit des Gußglases nimmt mit wachsender Glasstärke ab und zwar ist:

für eine Dicke $\delta =$

5 6 7 8 9 10 12 15 bis 20 mm

die Festigkeit $k_1 =$

360 330 300 280 258 240 214 200 kg f. d. qcm

die zulässige Beanspruchung $k =$

120 110 100 93 86 80 71 67 kg f. d. qcm

1) Im übrigen werden gegoffene Glastafeln bis zu 3,0 . 5,0 m Größe hergestellt.

Die Prüfung des Glases auf seine Verwendbarkeit zu Bauzwecken erstreckt sich in der Regel nur auf den bloßen Augenschein und auf den Widerstand, welchen ein Probestück Stößen und der Bruchbeanspruchung entgegensetzt. Bei Lieferungen größeren Umfanges empfiehlt es sich, mehrere Belastungsproben vorzunehmen. Ferner ist das Glas auf seine Wetterbeständigkeit durch Behandeln mit Salzsäure und in den Fällen, in welchen es auf die Farbe ankommt (wie bei Gemäldesammlungen), auf den Mangengehalt zu prüfen. Letzterer bewirkt, daß das Glas unter der Einwirkung des Lichtes mit der Zeit eine rötlichviolette Farbe annimmt.

* * *

Berechnung der Glasstärken.

Wir berücksichtigen nur die seitliche Auflagerung der Platten und vernachlässigen die etwa an den Stirnseiten vorhandene Auflagerung, ferner ziehen wir zunächst nur das Eigengewicht, den Schnee- und Winddruck in Betracht. Mit zunehmender Steilheit des Daches nimmt die Beanspruchung durch Eigengewicht und Schneelast ab, während die Beanspruchung durch Winddruck wächst. Bei einer Dachneigung von mehr als 1:1,4 gleitet der Schnee, wenn nicht andere Hindernisse vorhanden sind, ab und ist alsdann nicht mehr in Rechnung zu ziehen.

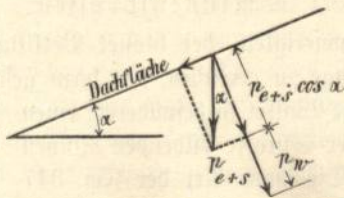
Es sei a die Breite, δ die Stärke der Glasstafel, p die Belastung für das qm Dachfläche rechtwinklich zu dieser, so ist das größte Biegemoment

$$M = \frac{p a^2}{8} = k W = \frac{k \delta^2}{6} \quad (1)$$

Das spezifische Gewicht des Glases ist im Mittel = 2,6. Demnach die Belastung aus Eigengewicht für das qm Dachfläche

$$p_e = 26 \delta \quad (p_e = \text{kg}, \delta = \text{cm}).$$

Fig. 343.



Die Belastung aus Schnee beträgt für das qm Grundfläche

$$p_s = 75 \text{ kg},$$

mithin für das qm Dachfläche bei einem Neigungswinkel α

$$p_s = 75 \cdot \cos \alpha \quad (\text{vergl. S. 13 c}).$$

Die Beanspruchung aus Wind beträgt für das qm Dachfläche, rechtwinklich zu dieser wirkend:

$$p_w = 125 \cdot \sin (\alpha + 10) \quad (\text{vergl. S. 13 d}).$$

Zerlegt man p_e und p_s in zwei Seitenkräfte rechtwinklich und parallel zur Dachfläche (Fig. 343), so ist die erstere

$p_{e+s} \cdot \cos \alpha = (26 \delta + 75 \cos \alpha) \cos \alpha,$
mithin die Gesamtlast f. d. qm Dachfläche rechtwinklich zu dieser

$$p = (26 \delta + 75 \cos \alpha) \cos \alpha + \overbrace{125 \sin (\alpha + 10)}^{p_w} \quad (2)$$

Die der Dachfläche parallel gerichtete Seitenkraft aus Schnee und Eigengewicht kann vernachlässigt werden.

Wie bereits erwähnt, kann bei einer Dachneigung von mehr als 35° die Schneelast in Wegfall kommen. Am ungünstigsten wird also die Berechnung unter Annahme dieses Neigungswinkels und mit Beibehaltung der Schneelast.

Für $\alpha = 35^\circ$ ist $\cos \alpha = 0,82, \sin (\alpha + 10) = 0,707,$
mithin

$$p = \text{rund } 139 + 21 \delta \quad (3)$$

Dies in Gleichung (1) eingesetzt, giebt:

$$\frac{(139 + 21 \delta) a^2}{8} = k \frac{\delta^2}{6}$$

woraus: 1)

$$a = \delta \sqrt{\frac{k}{104 + 16 \delta}} \quad (4)$$

Hieraus berechnet sich unter Einsetzung der entsprechenden Werte von k (S. 226) für verschiedene Glasstärken der größte zulässige Sprossenabstand a zu:

1) bei geblasenem Glas:

$$\text{für } \delta = 0,3 \quad 0,4 \quad 0,5 \text{ cm}$$

$$a = 0,32 \quad 0,43 \quad 0,53 \text{ m}.$$

Bei gegen Sturm geschützter Lage und bei voller Auflagerung der Tafeln auf allen vier Seiten können bei gleicher Glasstärke etwas größere Sprossenabstände gewählt werden. Für geblasenes Tafelglas ist mit Rücksicht darauf, daß Tafeln von 60 cm Breite und 1,0 m Länge schon etwa 20% Überpreis erfordern, daß ferner bei großen Tafeln der Bruch infolge ungleichmäßiger Bewegungen des Glas- und Eisenwerks erheblicher wird, daß aber andererseits kleine Scheiben viele Fugen bedingen und weniger Lichtfläche geben, ein Sprossenabstand von etwa 50 cm bei 4 bis 4 1/2 cm Glasstärke am meisten zu empfehlen.

2) Bei Fußglas:

$$\text{für } \delta = 0,5 \quad 0,6 \quad 0,7 \quad 0,8 \quad 0,9 \quad 1,0 \quad 1,2 \quad 1,5 \quad 2,0 \text{ cm}$$

$$\text{ist } a = 0,52 \quad 0,59 \quad 0,65 \quad 0,71 \quad 0,77 \quad 0,81 \quad 0,91 \quad 1,08 \quad 1,40 \text{ m}.$$

Hier empfiehlt sich eine Sprossenteilung von etwa 0,6 bis 0,9 m bei 6 bis 12 mm Glasstärke. Bei größeren Tafeln tritt der vorerwähnte Übelstand ein, auch werden die Sprossen sehr schwer und die Durchsichtigkeit des Glases geringer.

1) Da bei flacherer Dachneigung nur wenig kleinere Werte sich ergeben, so kann diese Gleichung allgemein für jede beliebige Dachneigung angenommen werden.

Bei Verwendung von Gußglas mit Drahteinlage (S. 226) kann die Sprossenteilung *a* auf das 1,2fache der vorstehenden Werte bemessen werden. Gegen Hagelschlag ist erfahrungsgemäß eine Glasstärke von 5 bis 6 mm bei der üblichen Sprossenteilung für Mitteleuropa ausreichend. Aber auch bereits bei 3 mm starkem Glas ist erheblicher Schaden selten.

Ein Betreten der Glastafeln durch Arbeiter ist wegen der damit verbundenen Gefahr des Abgleitens und mit Rücksicht auf den infolge der Stöße zu befürchtenden Bruch zu vermeiden. Zur regelmäßigen Befichtigung des Daches und wo erforderlich zu den Schneeräumungsarbeiten sind Laufbohlen und Leitern anzubringen. Bei den Ausbesserungen sind vorübergehend Bohlen über die Sprossen zu legen. (Siehe auch § 7.)

§ 3.

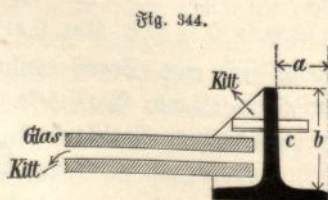
Die Sprosseneisen.

Die Sprosseneisen müssen:

- 1) die Dachlast, bestehend aus Eigengewicht, Schnee und Wind, auf die Pfetten übertragen,
- 2) den Glastafeln ein genügend breites Auflager gewähren,
- 3) eine Form haben, welche eine genügende Dichtung der Längsfuge zwischen Glas und Sprosse bei freier Beweglichkeit der Glastafel innerhalb gewisser Grenzen ermöglicht. Bei fester Verbindung der Glastafeln und Sprosseneisen würden infolge der verschiedenen Ausdehnung der beiden Materialien bei Wärmeänderung Spannungen entstehen, welche ein Zerbrechen der Glastafeln zur Folge haben können, und welche um so erheblicher sind, je größer die Maße der Glastafeln gewählt werden. Nachstehend führen wir die gebräuchlichsten Sprosseneisen vor.

a. Die I-förmigen Sprossen.

Die Glastafeln werden auf den wagerechten Schenkeln gelagert. Als kleinstes Maß für die Auflagerung der Glasplatten ist eine Breite von 6 mm zu bezeichnen. Das



Maß *a* (Fig. 344) muß hiernach einschließlich eines Spielraumes von 4 mm mindestens 10 cm betragen. Das Maß *b* richtet sich nach der Glasdicke. Da sich die

Glustafeln an der Quersfuge überdecken, so muß die Steghöhe mindestens gleich der doppelten Glasstärke zuzüglich der Rittfuge und dem Rittbett sein. Die geringste Höhe *b* ergibt sich hiernach bei 3 mm starkem Glas zu etwa 28 mm. Demnach ist Nr. 3/3 (Tab. 16) das kleinste verwendbare Normalprofil, ausnahmsweise bei schwachen kleinen Scheiben auch Nr. 2¹/₂/2¹/₂.

Wird an einzelnen Stellen eine Beweglichkeit der Längsfuge in der Richtung des Dachfirstes gewünscht, was bei langen Dächern mit Rücksicht auf die Temperaturdehnung der Fall sein kann, so sind an diesen Stellen statt des I-Profils zwei nebeneinanderliegende L-Eisen nach Fig. 345 zu verwenden. Die Dichtung der Fuge wird dann durch eine Blechkappe bewirkt. Ebenso treten an den Enden der Oberlichter einfache Winkelsprossen an Stelle der I-Sprossen.

Fig. 345.

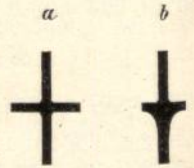


Da die L-Eisen sich bequem mit den Pfetten verbinden lassen und in großer Auswahl gewalzt werden, so finden sie eine sehr ausgedehnte Anwendung.

b. Kreuzförmige Sprossen (Fig. 346a)

besitzen bei gleichem Materialverbrauch eine etwas größere Tragfähigkeit als die I-Sprossen, werden aber selten verwendet, da sie in brauchbaren Größen nur von wenigen Werken gewalzt werden und die Auswahl keine große ist. Die gewöhnlichen Fenstereisen (Fig. 346b) sind zwar in größerer Auswahl zu haben, erweisen sich aber nur bei kleinen Scheiben genügend tragfähig und lassen sich nicht bequem mit der Pfette verbinden.

Fig. 346.



c. Rinnensprossen.

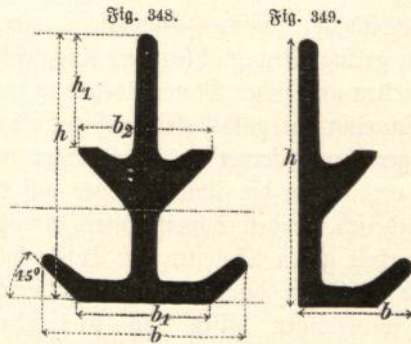
Die Schwierigkeit, bei bloßer Verfittung eine völlig dichte Längsfuge zu erreichen, hat dazu geführt, das etwa durchdringende Wasser in besonderen, einen Bestandteil der Sprosse bildenden Rinnen abzuleiten. Die nach Art der Fig. 347 gestalteten Profile haben sich nicht als zweckmäßig erwiesen, da die kleinen Rinnen alsbald durch eindringenden Schmutz verstopft werden. Auch sind solche Eisen im Handel nur in geringer Auswahl und meist nur in kleinen Größen zu haben, welche wohl für eiserne Fenster, nicht aber für Dachdeckungen ausreichen.

Fig. 347.

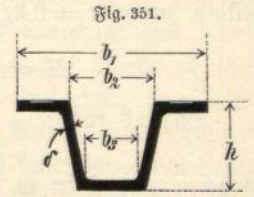


Erheblich zweckmäßiger sind die neuerdings vom Walzwerk L. Mannstädt & Co. in Kalk bei Köln hergestellten

Sprosseneisen (Fig. 348, 349 und Taf. 59, Fig. 2), welche in verschiedenen Größen mit einem Widerstandsmoment von 1,5 bis 1,7 cm³ zu haben sind. Die oberen kleinen Rinnen



zweierlei Material gebildeten Rinnenprofilen, welche überdies nicht die für die Unterhaltung wünschenswerte Einfachheit besitzen, nicht zu empfehlen. Wo daher L-Sprossen nicht genügend dicht oder zu wenig tragfähig erscheinen, wähle man die neuerdings in größerer Auswahl von verschiedenen Werken gewalzten Rinnenprofile nach Fig. 351 und Taf. 54, Fig. 5, auf deren horizontalen Schenkeln die Glasplatten aufliegen. Zwischen je zwei Glasplatten verbleibt über der Rinne ein Zwischenraum von etwa 3/4 bis 5/6 der oberen lichten Weite (b₂) der Rinne, durch welchen das Wasser abtropfen kann. (Siehe Taf. 55, Fig. 4, Aufsicht.)¹⁾



haben hierbei nur den Zweck einer besseren Befestigung des Rittbetts, während die unteren größeren Rinnen zur Ableitung des Sicker- und Schweißwassers dienen.

In nachstehender Tabelle sind einige derartige Profile zusammengestellt:

Tabelle der Rinnenprofilen von Mannstadt & Co.

Profil-Nr.	Abmessungen mm					F qcm	G kg/m	Größtes J cm ⁴	W cm ³	
	h	h ₁	b	b ₁	b ₂					
240	40	19	30	17	19	3,14	2,52	4,06	1,54	Die zugehörigen halben Rinneneisen (Endprofilen) führen die Nr. 248 bis 255.
241	50	28	40	24	24	5,00	3,89	8,7	2,6	
242	60	34	45	30	24	6,15	4,78	17,64	4,2	
243	70	40	52	36	30	8,70	6,77	33,95	7,0	
244	45	20	42	28	28	4,81	3,80	4,47	1,52	
245	55	25	52	35	35	7,09	5,67	14,04	3,83	
246	60	25	53	35	35	7,95	6,36	21,05	5,36	
247	70	30	53	35	35	8,49	6,79	30,35	6,58	

Nr.	Fabrik	h mm	b ₁ mm	b ₂ mm	b ₃ mm	δ mm	W (annahmend) cm ³	G kg	Die oberen Horizontalschenkel sind:
1	Gabriel & Bergenthal in Soest	26	51	—	—	—	1,7	2,1	glatt
2	Dortmunder Union	40	93	45	34	4	6,9	4,8	glatt
3		45	100	45	28	4	8,2	5,2	mit eingewalzten Ritttrinnen
4		59	92	48	36	6	14,6	8,7	glatt

Man hat weiterhin aushilfsweise vielfach Zinkrinnen verwendet, welche die schmiedeeisernen Sprossen umkleiden. Taf. 54, Fig. 2 und 3a/b, zeigt eine solche Anordnung bei L-Sprossen. Nachteilig ist hierbei die durch die Rinnen herbeigeführte Verdunkelung. In dieser Hinsicht sind die auf Taf. 55, Fig. 2a und 3a, dargestellten Formen vorzuziehen, bei welchen als tragender Kern Flacheisen verwendet werden, während das Auflager der Glasplatten sowohl als auch die Rinnen aus umhüllendem Zinkblech bestehen. Bei Pfettendächern nach Art der Fig. 342

Statt dieser Profile hat man auch aushilfsweise U-Eisen verwendet und das Auflager durch angenietete Winkel oder Z-Eisen gebildet (Taf. 54, Fig. 1a). Auch lassen sich zu demselben Zweck Belageisen Nr. 5 bis 7 1/2 (Tab. 18 im Anhang) verwenden. Diese Profile besitzen jedoch eine größere Breite als die der obigen Tabelle und bewirken daher eine größere Verdunkelung.

Zum Schutz gegen Rost empfiehlt sich die Verwendung verzinkter Rinneneisen.

* * *

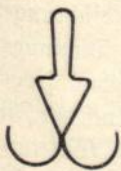
Berechnung der Sprosseneisen.

Bezeichnet l die Entfernung der Pfetten, auf welchen die Sprosseneisen ruhen, so ist das größte auf die Sprosseneisen wirkende Moment

$$M = \frac{pl^2}{8} = kW.$$

1) Es erscheint jedoch zweckmäßig, den Überstand der Glastafeln über den Rinnenrand kleiner als in der Figur angegeben zu halten.

Fig. 350.



(S. 225), bei welchen die Tafeln in den horizontalen Fugen aufliegen und demnach in der Längsfuge nur für die Wasserabfuhrung, nicht aber für die Tragfähigkeit zu sorgen ist, kann man bei geringen Tafellängen den schmiedeeisernen Kern ganz weglassen, wodurch die Sprosse die Form der Fig. 350 erhält.

Da das Zink mehr als doppelt so große Wärme- dehnung besitzt wie Eisen, so sind indes solche aus

Nach Gleichung (3) ist

$$p = a (139 + 21 \delta),$$

und wenn δ näherungsweise $= 1$ cm gesetzt wird

$$p = 160 a \dots \text{kg},$$

mithin, wenn $k = 9$ kg f. d. qmm angenommen wird:

$$M = \frac{160 a l^2}{8} = 9 W.$$

Hieraus rund:

$$W = 2,2 a l^2, \dots (5)$$

wobei a und l in m einzusetzen ist, um W in cm^3 zu erhalten.

Beispiel: Es sei $l = 2,5$ m, $a = 0,5$ m, so ist das erforderliche W des Sprosseneisens

$$W = 2,2 \cdot 0,5 \cdot 2,5^2 = 6,9 \text{ cm}^3.$$

Bei \perp -Sprossen genügt demnach in diesem Falle Profil Nr. 7/7 beziehungsweise $9/4\frac{1}{2}$ Tab. 16, bei Rinnensprossen Profil Nr. 2 (vorstehender Tabelle). Mit Rücksicht auf Durchbiegung und aus praktischen Gründen (bessere Befestigung der Glasplatten und besserer Wasserabfluß) wähle man im letzteren Falle lieber Profil Nr. 3.

* * *

Befestigung der Sprosseneisen auf den Pfetten.

Am einfachsten gestaltet sich die Befestigung, wenn die Oberflanschen der Pfetten mit der Unterkante der Sprosseneisen in einer Ebene liegen. In diesen Fällen werden die \perp -Sprossen mittels zweier Niete aufgenietet, deren obere Köpfe versenkt werden. Kleinere Fenstereisen werden wohl auch nur aufgekämmt (Fig. 352), indem Sprosse und Pfette an der Überdeckungsstelle je zur Hälfte ausgeschnitten werden. Die Rinnen- und $+$ -Sprossen werden mittels seitlicher Winkel befestigt (Taf. 54, Fig. 1 a/b). Trifft die obige Bedingung für die Pfettenlage nicht zu, wie beispielsweise bei allen Dächern mit senkrecht stehendem Pfettensteg,

Fig. 352.

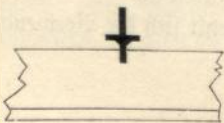


Fig. 353.



so ist die Befestigung etwa nach Fig. 353 mittels zwischengelegter Keilplatten, oder bei größeren Zwischenräumen nach Taf. 54, Fig. 3 durch gußeiserne Zwischenstücke zu bewirken. Bei anderen Lagen der Pfette hat man sich mit entsprechend gebogenen Blechen oder Winkellaschen zu helfen (Taf. 54, Fig. 1c; Taf. 55, Fig. 2a; Taf. 57, Fig. 4 und 5).

§ 4.

Befestigung der Glastafeln auf den Sprosseneisen und Dichtung der Fugen.

Die Verbindung zwischen Glastafeln und Sprosseneisen soll eine geringe Beweglichkeit zum Ausgleich der durch Wärme bewirkten ungleichen Materialdehnung zulassen und dennoch gleichzeitig ein gutes gleichmäßiges Lager für die Glasplatte gewähren; ferner das Eindringen von Schnee und Regen verhindern, die Ableitung des auf der Innenfläche sich niederschlagenden Schwitzwassers ermöglichen und endlich Sicherheit gegen Abgleiten der Tafeln durch Eigengewicht und Abheben durch Sturmwind bieten. Diese sämtlichen Forderungen lassen sich vollständig nur mittels teurer und verwickelter Anordnungen erfüllen, welche nicht die für Ausführung und Unterhaltung wünschenswerte Einfachheit besitzen. Am meisten Schwierigkeiten bietet die Ableitung des Schwitzwassers, welche indessen in vollkommenem Maße nur bei Glasdächern über wertvollen Räumen (Sammlungen u. a.) notwendig wird.

1. Dichtungsmaterial.

Als Dichtungsmittel zwischen Glas und Eisen und zur Ausgleichung der an den Lagerflächen befindlichen Unebenheiten hat sich in den am meisten vorkommenden Fällen von Glasdeckungen guter Glaserfitt aus Leinölfirnis und Kreide, welchem zum besseren Anhaften am Eisen etwas Mennige zugesetzt wird, noch stets am besten bewährt.

Die Wirksamkeit des Kittes besteht in dem dichten Verschluss der Fuge, welcher gleichwohl eine gewisse Beweglichkeit der Glasplatte gestattet. Diese Eigenschaften behält der Kitt jedoch nur so lange, als er nicht hart, rissig und bröckelig wird. Da letzteres namentlich durch ungehindertes Einwirken der Witterung sehr begünstigt wird, so ist die Kittfuge diesen Einwirkungen thunlichst durch geschützte Lage und guten Ölfarbanstrich auf der Oberfläche des Kittes zu entziehen. Letzterer ist so aufzubringen, daß er außer dem Kitt auch seitlich noch einen etwa 1 bis 2 mm breiten Streifen des Glases überdeckt. Wird außerdem der Anstrich mindestens alle zwei Jahre erneuert, so ist die Beständigkeit des Kittes gegen Witterungseinflüsse erfahrungsgemäß eine sehr große, und größer als bei irgend einem anderen Dichtungsmaterial.

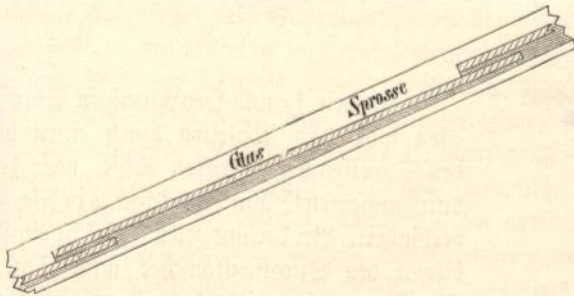
In neuerer Zeit hat man bei vielen Ausführungen den Kitt, in dem Bestreben ein dauerhafteres Dichtungsmaterial zu erzielen, durch Filzstreifen ersetzt, ohne jedoch hierdurch eine günstigere Wirkung zu erzielen. Auch der Filz verliert durch Einwirken der Feuchtigkeit und Witterung seine Geschmeidigkeit und wird hart und bröckelig. Um die Filzstreifen vor Feuchtigkeit zu schützen, hat man sie mehrfach mit $\frac{1}{4}$ mm starkem Bleiblech umwickelt.

In ähnlicher Weise sucht auch das Gölter'sche Verfahren¹⁾ den Kitt durch Einhüllen mit Bleiblättchen besser vor Witterungseinflüssen zu schützen. Alle diese Maßnahmen sind jedoch bereits so umständlich, daß die Überwachung der Ausführung erschwert und der Erfolg sehr in Frage gestellt ist.

2. Anordnung der Längsfugen zwischen Glasaufstapeln und Sprosseneisen.

Die Überdeckung der Glasaufstapeln in den Querschnitten bewirkt, daß ihre untere Begrenzungslinie nicht mit dem Sprossenaufleger parallel läuft. Es bleiben infolgedessen zwischen Glasaufstapel und Sprosse die in Fig. 354 schraffierten dreieckigen Zwischenräume, welche ausgefüllt werden müssen, um ein gutes gleichmäßiges und dichtes Auflager der Glasaufstapeln zu erreichen.

Fig. 354.



Der Zwischenraum ist selbstredend um so größer, je größer die Stärke der Glasaufstapeln. Bei Anwendung von geblasenem Rohglas bis höchstens 5 mm Stärke ist die Ausfüllung der Zwischenräume mit Kitt das einfachste Verfahren, welches auch vollständig genügende Sicherheit gegen Undichtigkeit gewährt. Bei größeren Glasstärken fällt jedoch die Kittfuge so ungleich stark aus, daß hier andere Anordnungen trotz der damit verbundenen Unbequemlichkeiten und Kosten zweckmäßig sein können.

Bei einigen Ausführungen hat man das Sprosseneisen entsprechend der unteren Begrenzungslinie der Glasaufstapeln gekröpft (Taf. 54, Fig. 5c). Diese Kröpfung ist sowohl bei L- als bei Rinnensprossen unschwer auszuführen, sie erfordert aber immerhin Mehrkosten und bedingt eine sehr genaue Einteilung und Verlegung der Sprossen. Bei den in Taf. 54, Fig. 1 dargestellten zusammengesetzten Rinneneisen ist es nur nötig, die seitlichen L- oder Z-Eisen zu kröpfen, während das U-Eisen gerade durchgeführt werden kann.

Um die Kröpfung zu vermeiden, hat man zur Füllung des Dreiecks auch eiserne Keile (auch Keile aus hartem

Holz) auf die Sprosseneisen aufgeschraubt. Diese Anordnung ist gut, aber teuer.

Werden die Pfettenabstände gleich der Länge einer Glasaufstapel gemacht und die Glasaufstapeln stufenförmig nach Fig. 342 und Taf. 60, Fig. 3 angeordnet, so fällt die Überdeckung der Glasaufstapeln in der Querschnitts- und damit die ungleiche Lagerung auf der Sprosse überhaupt fort. Eine solche Anordnung hat jedoch andererseits eine ungenügende Ausnutzung des zu den Pfetten und Sprossen verwendeten Eisens im Gefolge und kann daher überhaupt nur bei sehr großen Tafeln und bei Gebäuden, welche eine besonders sorgfältige Dichtung verlangen, in Betracht kommen.

Die Kröpfung bleibt somit bei allen L-förmigen und Rinnensprossen am meisten zu empfehlen. Ist jedoch, wie stets bei Verwendung geblasenen Glases, die Höhe des Fülldreiecks kleiner als 5 mm, so ist eine keilförmige Kittfüllung vollständig ausreichend.

Die Sicherung der Glasaufstapeln gegen Abheben durch Sturm wird bei L-förmigen und kreuzförmigen Sprossen in der Regel durch einen gleichzeitig zur Dichtung dienenden dreieckigen Kittstreifen (Taf. 54, Fig. 3a und Fig. 344) gebildet, dessen Wirkung mittels eiserner durch den Sprossensteg gesteckten Stifte (c Fig. 344) verstärkt wird. Zwischen Stift und Glas ist ein 2 bis 3 mm betragender Spielraum zu lassen.

Statt des Kittes hat man bisweilen nach Fig. 355 Holzleisten aus hartem getränktem Holz, welche mit dem Steg verschraubt werden, in anderen Fällen nach Fig. 356

Fig. 355.

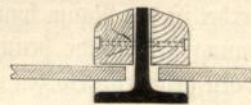
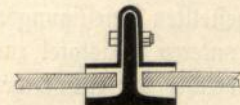


Fig. 356.



durchlaufende Rippen aus Zink, Kupfer oder Blei zum Schutze des Kittes verwendet. Derartige kostspielige Maßnahmen empfehlen sich indes nur bei großen Tafeln mit weiter Sprossenteilung, während bei gewöhnlichen Verhältnissen ein Überzug des Kittes mit gut unterhaltenem Öl-farbenanstrich ausreichend erscheint.

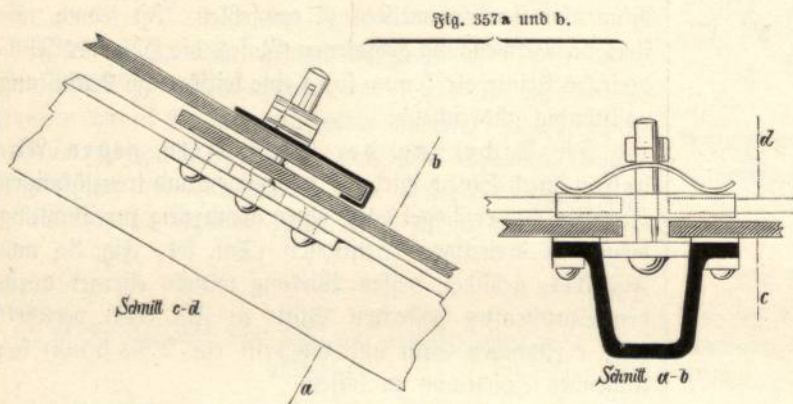
Bei den Rinnensprossen wird das Abheben der Tafeln in wirksamster Weise durch Federn aus Kupfer oder Stahl¹⁾ verhindert, welche gleichzeitig ein leichtes Auswechseln der Glasaufstapeln gestatten. Die Federn werden gewöhnlich an der Überdeckung der Glasaufstapeln in den Querschnitten (Taf. 54, Fig. 5 b/c) angebracht; jede Tafel erfordert

1) Verzinkung ist nicht anwendbar, da der Stahl hierdurch seine Federkraft verlieren würde. Mit Rücksicht auf Kosten wird daher namentlich bei besseren und schwer zugänglichen Dächern Kupfer vorgezogen.

1) Näheres: Berichtsbericht des Württemb. Vereins für Baukunde 1885, Heft 1, S. 15.

dann nur zwei Federn, um an den vier Ecken gehalten zu werden. Bei sehr langen Tafeln empfiehlt sich die Anordnung nach Taf. 54, Fig. 1 b, wobei sich unterhalb und oberhalb der Quersfuge je eine Feder befindet. Man befestigt den Bolzen, welcher die Stahlfeder aufdrückt, am besten mittels einseitigen Bügels an einer Seite des Rinneneisens (Taf. 54, Fig. 5 a). Für eine zweiseitige Befestigung des Bügels (Taf. 54, Fig. 1 a) mangelt es gewöhnlich an Raum zum Schlagen der Niete.

Gut ist auch die in Fig. 357 dargestellte Befestigung, jedoch nur dann, wenn das Widerstandsmoment des durch den Ausschnitt der oberen Flanschen geschwächten Rinneneisens noch ausreichend ist, also in allen Fällen, in welchen



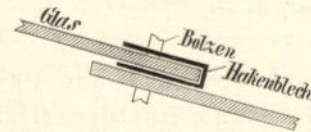
aus praktischen Gründen ein größerer Querschnitt als nötig, gewählt werden muß. Diese Schwächung des Sprossenquerschnitts ist vermieden bei der in Fig. 5 b und c, Taf. 54 dargestellten Befestigungsweise. Hierbei ist der Raum hinter der unteren Glastafel zur Anbringung der Lasche benutzt, an welcher der entsprechend nach vorn gebogene Bolzen befestigt ist. Die früher vielfach angewandte Befestigung des Bolzens auf dem Boden des Rinneneisens ist nicht zu empfehlen, da hierdurch der Querschnitt der Rinne zu sehr beengt und Gelegenheit zur Verstopfung durch Ablagerung von Schmutz geboten wird.

Die Feder erhält den nötigen Druck entweder durch Schrauben (Taf. 54, Fig. 5 a), oder durch Vorstecker (Taf. 54, Fig. 1 a und 5 b/c). Erstere, welche behufs Verhütung des Einrostens aus Messing zu fertigen sind, verdienen den Vorzug.

Das Abgleiten der Glastafeln wird bei den Rinnensprossen in einfachster Weise durch ein hakenförmig gebogenes Blech verhindert, welches auf den Befestigungsbolzen gesteckt und mittels der vorerwähnten Stahlfeder niedergedrückt wird (Taf. 54, Fig. 5 c und Fig. 357). Das Blech kann auch doppelt nach Fig. 358 angeordnet werden. Im ersteren Falle ist 1 mm starkes Kupfer- oder

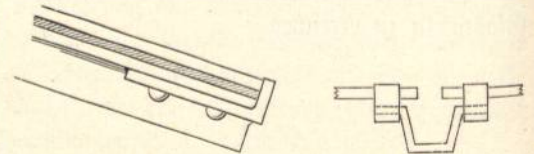
verzinktes Eisenblech erforderlich, im letzteren Falle genügt Zinkblech Nr. 13 ($\frac{3}{4}$ mm). Bei der untersten Tafel empfiehlt es sich außerdem hakenförmig gebogene Eisen

Fig. 358.



nach Fig. 359 unter den Flanschen der Rinneneisen mit verzinkten Nieten zu befestigen. Eine andere gute Lösung zeigt Fig. 4 und 5 auf Taf. 57.

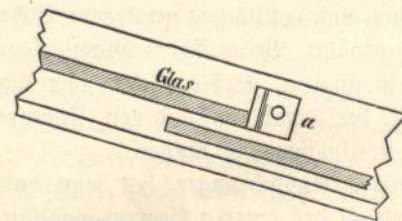
Fig. 359.



Bei den \perp - und kreuzförmigen Sprosseneisen wird das Abgleiten durch einen durch den Sprossensteg gesteckten Stift, oder besser durch angemietete Winkelstückchen (a in Fig. 360) verhindert. Bei der untersten Tafel ist ein Aufbiegen des Sprossenflansches nach Taf. 58, Fig. 3 am besten, jedoch genügen auch Haken

aus Kupfer oder verzinktem Eisenblech, welche an den Sprosseneisen befestigt werden (Taf. 54, Fig. 2 b und Taf. 55, Fig. 2 a).

Fig. 360.



Bei flachen Dachneigungen genügt das Kittbett allein, um ein Abgleiten der Glastafeln zu verhindern, hier sind also besondere Maßnahmen entbehrlich.

3. Anordnung und Dichtung der Quersfugen.

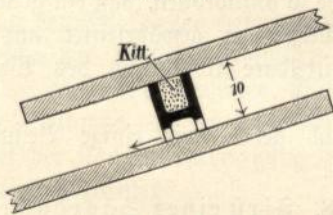
Die Quersfugen (Überdeckungen) der Glastafeln werden am besten mit 2 bis 4 mm starkem Kitt gedichtet, um das Eindringen von Feuchtigkeit und Schmutz zu verhindern. Bei kleinen Tafeln (bis 30 cm) genügt eine Überdeckung von 3 cm, bei größeren Oberlichtern, von etwa 50 cm Tafelbreite an, wähle man das Maß der Überdeckung zu 4 bis 5 cm. Letzteres Maß ist bei Kittdichtung stets aus-

reichend, eine größere Überdeckung hat nur einen größeren Verbrauch an Kitt und eine größere Verdunkelung zur Folge.

Eine lediglich mit Kitt gedichtete Quersfuge ist jedoch nur dann zulässig, wenn die Bildung von Schwitzwasser infolge annähernd gleicher Innen- und Außentemperatur nicht zu fürchten ist, oder wenn bei Vorhandensein eines zweiten inneren Schutzdaches, sowie auch bei untergeordneten Räumen ein etwaiges Abtropfen von Schwitzwasser unbedenklich ist.

In allen anderen Fällen sind besondere Maßnahmen zu treffen, welche entweder der Bildung von Schwitzwasser vorbeugen, oder dessen unschädliche Ableitung bewirken. Am einfachsten ist die bei photographischen Werkstätten, Gewächshäusern u. a. gebräuchliche Anordnung einer Überdeckung der Scheiben um 3 bis 5 cm ohne Kittdichtung. Hierdurch soll einerseits durch den unter der Glasdecke von außen eindringenden Luftstrom eine möglichst gleichmäßige Außen- und Innentemperatur der Glasdecke erzielt und so die Bildung von Schwitzwasser verhindert, andererseits dem sich trotzdem bildenden Schwitzwasser Gelegenheit geboten werden, durch die offenen Fugen nach außen zu gelangen. Die Anordnung ist zwar nicht vollkommen, verhindert u. a. auch nicht das Eintreiben von Regen und Schnee bei Sturm, empfiehlt sich aber durch ihre große Einfachheit und dadurch, daß sie unter gewöhnlichen Verhältnissen ihren Zweck erfüllt. Eine bessere Ableitung des Schwitzwassers wird durch weite Fugen mit Zwischenstücken erreicht. Die Fuge erhält alsdann eine Stärke von 6 bis 15 mm und wird durch Formeisen nach Fig. 361 geschlossen, welche im Grundriß nach der Mitte

Fig. 361.



der Tafel zu gebogen sind. Das sich bildende Schwitzwasser läuft infolgedessen an den Formeisen nach der Mitte der Tafel und entweicht hier durch eine in dem Eisen angebrachte Öffnung.

Die Formeisen sind mit einer oberen und unteren Nille versehen, welche mit Kitt ausgefüllt werden, um das Anhaften am Glase und die Dichtung der Fuge zu erreichen. Statt der Eisen kann man mit Vorteil auch aufgefittete Glasstreifen verwenden (vergl. weiter unten).

Auch diese Anordnungen leiden noch an dem Nachteil, daß sie, bei Verstopfung oder Einfrieren der Abzugs-

öffnung, gerade im Winter, in welcher Jahreszeit am meisten Schwitzwasser entsteht, den Dienst versagen.

Will man daher auch diesen Übelstand vermeiden, so ist man genötigt, das Schwitzwasser im Innern längs der Quersfugen durch Rinnen abzufangen und nach den an den Sprossen befindlichen Längsrinnen zu leiten. Derartige Anlagen sind natürlich sehr umständlich und kostspielig; sie empfehlen sich daher nur in den seltenen Fällen, in welchen ein vollständiger Schutz dringend geboten erscheint.

Auf Taf. 56, Fig. 2 ist eine derartige am alten Museum in Berlin von Tiede¹⁾ ausgeführte Anordnung dargestellt. Die Glasstafeln sind hierbei sowohl in der Längs- als Quersfuge ganz ohne Kitt verlegt. Die Rinnen sind aus Zink gefertigt. Das Hauptauflager für die Glasstafeln bilden die doppelten Γ -förmigen Pfetten (Fig. 2d), auf diesen ruhen die \perp -förmigen Sprossen (Fig. 2e). Zwischen den beiden die Pfette bildenden Winkeleisen befindet sich eine Rinne zur Aufnahme des über den oberen Rand der Glasplatte getriebenen Regenwassers. Außerdem münden in diese Rinne an den Ecken der Glasstafeln die oberhalb des oberen Pfettenwinkels angebrachten Schwitzwasserrinnen und die an den Sprossen entlanglaufenden Längsrinnen. Die Anordnung ist etwas umständlich, gestattet aber bei vollständiger Dichtigkeit eine freie Beweglichkeit und ein leichtes Auswechseln der Glasstafeln.

Durch größere Einfachheit bei gleichem Erfolg zeichnet sich die auf Taf. 56, Fig. 1 dargestellte, gleichfalls von Tiede²⁾ beim zoologischen Museum in Berlin ausgeführte Anordnung aus. Die Querrinne zur Ableitung des Schwitzwassers wird hier durch einen zwischen den beiden Glasplassen einer Quersfuge eingefitteten 2 bis 3 cm breiten, 1 bis 1,2 cm starken Glasstreifen (Fig. 1a und 1b) gebildet. Der Streifen wird schräg gelegt, so daß das Wasser an ihm entlang nach der nächsten Sprossenrinne (Fig. 1c) geführt wird.

Statt des Glasstreifens können in gleichem Falle auch die oben erwähnten eisernen Zwischenstücke mit Kittfüllung verwendet werden.

In ganz ähnlicher Weise wie bei dem zoologischen Museum ist die auf Taf. 56, Fig. 2 dargestellte Eindeckung des naturhistorischen Museums in Berlin bewirkt worden.

§ 5.

Eindeckung der Firste und Grate.

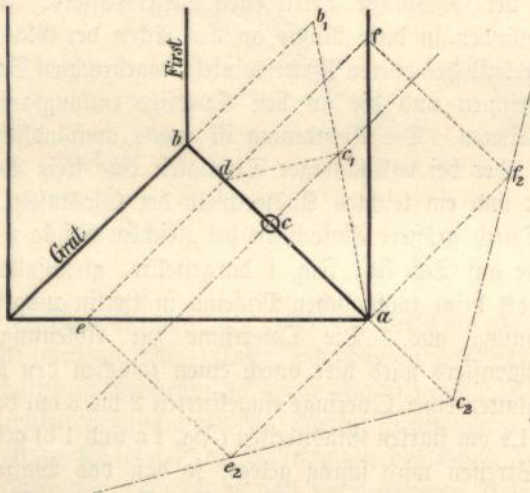
Wir haben bisher nur die ebene Dachfläche betrachtet. Bei pultdachförmigen Oberlichtern reichen diese Anordnungen aus. Bei sattelförmigen Dächern erfordert jedoch der First, bei Walmdächern außerdem der Grat eine besondere Aus-

1) Zeitschrift f. Bauwesen 1871, S. 185.

2) Th. Landsberg, Glas- und Wellblechdeckung. 1887, S. 53.

bildung. Die Anordnung des Firstes ist derjenigen der Grate sehr ähnlich, ein Unterschied wird nur durch die geneigte Lage der Grate bedingt. Bei dem First laufen die Sprossen im Grundriß rechtwinklich zur Firspfette, bei den Graten stehen sie schief zu den Gratparren. Die wirklichen Neigungen der Dachflächen zum Grat werden erhalten, wenn man einen Schnitt rechtwinklich zur Gratlinie führt und die Schnittfigur in wirklicher Größe aufträgt. Fig. 362 veranschaulicht das Verfahren. $a b$ ist der Grundriß des Gratparrens, $a b_1$ die wirkliche Länge. Errichtet man im beliebigen Punkt c_1 eine Senkrechte, so schneidet diese die Grundlinie $a b$ im Punkt d . Die wahre Größe $e_2 - c_2 - f_2$ der Schnittlinie erhält man nun, indem man $e_2 - f_2 = e - f$ und $a c_2 = d c_1$ macht. Eine so gezeichnete Schnittfigur des Gratparrens unterscheidet sich von dem durch den First gelegten senkrechten Schnitt nur durch den schiefen Anschluß der Sprosseneisen.

Fig. 362.



Die Aufgaben, welche bei der Eindeckung des Firstes und der Grate zu lösen sind, bestehen in einer guten Dichtung der First- und Gratfuge, sowie in der Herstellung eines Auflagers für die an die Firspfette, beziehungsweise den Gratparren anschließenden Seiten der Glasaufeln. Die Erfüllung der letzteren Bedingung ist jedoch bei den Firstkonstruktionen nicht durchaus notwendig.

Die Firspfetten und Gratparren werden teils einteilig, teils zweiteilig angeordnet. Zur ersteren Anordnung gehören die Darstellungen Taf. 58, Fig. 4; Taf. 54, Fig. 1 c und 4 a; Taf. 55, Fig. 1 a und Taf. 56, Fig. 2 b; zur zweiten diejenigen auf Taf. 54, Fig. 3 c und Taf. 57, Fig. 3.

Die zweiteilige Anordnung der Firspfetten bietet bei Bogenbindern mit Scheitelgelenken Gelegenheit, die nötige Beweglichkeit des Firstes zu ermöglichen. Außerdem erreicht man den Vorteil, daß jede der beiden nebeneinander liegenden Firspfetten in die Ebene der Dach-

fläche gedreht werden kann, wodurch sowohl die Auflagerung der Glasaufeln, als auch die Befestigung der Sprossen vereinfacht wird. Noch mehr kommt dieser Vorteil bei den Gratparren zur Geltung, bei welchen hierdurch auch die Verbindung mit dem First und den Fußpfetten erleichtert wird. Im übrigen bietet indes die einteilige Anordnung der Firspfette den Vorzug größerer Einfachheit und meistens auch geringeren Materialverbrauchs.

Bei der einteiligen Anordnung sind hauptsächlich der \perp und Γ -förmige Querschnitt gebräuchlich, ersterer bei kleineren, letzterer bei größeren Oberlichtern (Taf. 54, Fig. 1 c). Bei den sägeförmigen Oberlichtern (S. 225 d) wird der First stets durch ein \perp -Eisen gebildet, welches so angeordnet wird, daß die Schenkel in die Dachfläche fallen (Taf. 54, Fig. 4 a; Taf. 55, Fig. 1 a; Taf. 58, Fig. 4). Beträgt der Firstwinkel nicht genau 90° , so ist das Winkeleisen entsprechend zu biegen. Auch bei anderen Satteldächern ist derselbe Querschnitt anwendbar, wenn der Firstwinkel annähernd 90° beträgt und die Beanspruchung der Pfette auf Biegung gering ist.

Bei zweiteiliger Anordnung sind hauptsächlich \perp und Γ -förmige Pfetten- und Gratparrenquerschnitte vorteilhaft, es kommen jedoch auch Γ -förmige Querschnitte vor. Der Zwischenraum zwischen den zweiteiligen Firspfetten wird durch eine Blechfappe (meist verzinktes 1 bis 3 mm starkes Eisenblech, mitunter auch 1 mm starkes Kupferblech) überdeckt.

Die Verbindungen der Sprosseneisen mit den Firspfetten und Gratparren bieten in der Regel keine besonderen Schwierigkeiten, mehr ist dies der Fall bei den Verbindungen der Pfetten mit den Gratparren, sowie der Gratparren mit dem First und den Fußpfetten. In jedem Falle sind diese so anzuordnen, daß ein gleichmäßiges Aufliegen der Glasplatten gewährleistet und die geregelte möglichst unmittelbare Abführung des Wassers nirgends gehemmt wird.

Nachstehend geben wir einige Beispiele derartiger Konstruktionen:

1) Taf. 58. First eines Sägedaches über einer Bahnhofshalle.¹⁾

Die aus einem \perp -Eisen bestehende Firspfette wird von den \perp -förmigen Sprosseneisen, deren Füße gegen die Rinneneisen stemmen, gestützt (Fig. 2 bis 4). Die letzteren ruhen auf den Pfetten. Die \perp -förmigen Sprossen liegen mit dem wagerechten Flansch unmittelbar auf dem Firsteisen, mit welchem sie vernietet sind. Zwischen je zwei \perp -Sprossen sind an dem Firstwinkel zwei entsprechend gebogene Flacheisen befestigt, welche die aus 2 mm starkem verzinkten Eisenblech bestehende Firstkappe tragen. Zwischen

1) Ausgeführt an den Bahnsteigdächern des Bahnhofes Halle a. S.

Firstkappe und Glasstafeln, sowie zwischen letzteren und dem Firstwinkel, bleibt ein Zwischenraum für den Rauchabzug.

2) Taf. 54, Fig. 1 c. First eines Satteldaches.¹⁾

Die Rinnensprossen stoßen gegen den Steg der I-förmigen Firstpfette, an welchem sie mit senkrechten Winkel-laschen befestigt sind. Die Firstfuge wird durch ein 1 mm starkes Kupferblech, welches den oberen Flansch der Firstpfette umhüllt, gedeckt. Das Firstblech wird zweckmäßig durch die an den oberen Enden der Glasstafeln befindlichen Befestigungsfedern (Fig. 1 a) gehalten, kann aber auch mit dem Steg des I-Eisens verschraubt werden.

3) Taf. 54, Fig. 4 a. Sägedach mit Rinnensprossen.

Die Rinnensprossen sind mittels seitlicher Winkel auf dem Winkleisen des Firstes aufgenietet. Die Firstkappe aus 1 mm starkem Kupferblech wird an beiden Enden durch die Befestigungsfedern der Glasstafeln gehalten und durch Haken, welche unter die horizontalen Schenkel der Rinneneisen genietet sind, gestützt.

4) Taf. 55, Fig. 1 a. Sägedach mit L-Sprossen.

Die Unterflanschen der mit Schweißrinnen aus Zinkblech versehenen L-Sprossen sind wie bei 1 auf die Schenkel des Firstwinkels genietet. Die Dichtung der Firstfuge erfolgt durch eine Blechkappe, welche durch ein Holzfutter gestützt wird.

5) Taf. 56, Fig. 2 b. Satteldach mit Flach-eisensprossen.

Auf die aus einem Holzbalken bestehende Firstpfette ist das Firstflacheisen mittels seitlicher Winkel befestigt. Entlang beiden Seiten des Flacheisens laufen zwei Winkleisen, auf welchen die Glasplatten aufliegen. Zwischen dem Flach- und den Winkleisen befinden sich Rinnen aus Zinkblech, welche das mittlere Flacheisen und die Horizontalschenkel der Winkleisen umfassen. Mit diesen Rinnenblechen ist die Firstkappe verlötet. Die Rinnen haben den Zweck, das bei der flachen Dachneigung durch die Fugen dringende Wasser abzuleiten.

6) Taf. 54, Fig. 3 c. Zweiteiliger First.

Die Firstpfette besteht aus zwei C-Eisen, welche auf den Dachbindern (Bogen mit Scheitelgelenk) ruhen. Die Schwirnrinnen der umhüllten L-Sprossen sind über die Firstpfetten hinweggeführt. Um dies zu ermöglichen, wurden zwischen den Sprossen und der Pfette gußeiserne Füllstücke (Fig. 3 a/b) angeordnet. Die Firstkappe besteht

aus zwei Teilen und ist mittels Winkelstücken an den Stegen der Sprosseneisen befestigt. Diese Befestigung erscheint nicht genügend, es empfiehlt sich, in mäßigen Abständen stärkere Eisen zum Tragen der Kappe anzuordnen.

7) Taf. 56, Fig. 3. Zweiteiliger First bei einem Sägedach.

Die Rinnensprossen sind im Firstpunkt mittels einer gebogenen Flacheisenlasche zusammengenietet. Jede Sprosse trägt am oberen Ende ein die Firstpfette darstellendes Winkleisen, dessen in der Dachfläche belegener Schenkel als Auflager für die Glasstafeln dient, während der andere Schenkel ein Eintreiben des Wassers bei Sturm wirksam verhindert. Die Rinnensprossen sind um die Stärke des Winkelflansches gekröpft und mit letzterem vernietet. An den vertikalen Winkelschenkeln sind in angemessenen Abständen gebogene Flacheisen angenietet, welche die Firstkappe tragen. Zwischen Kappe und Winkel verbleibt ein Zwischenraum zum Abzuge des Rauches. Die Anordnung gewährt eine reichlichere Lüftung und dabei eine bessere Dichtung gegen eintreibendes Wasser wie Beispiel 1, erfordert aber auch nicht unerheblich höhere Herstellungskosten.

8) Taf. 25, Fig. 4, 7 und 8. I-förmiger Grat.¹⁾

Das Oberlicht ist eine vierseitige Pyramide mit vier I-förmigen Gratsparren (vergl. auch Taf. 24 und § 8). Fig. 8 stellt den Schnitt rechtwinklich zum Gratsparren, Fig. 4 den Schnitt parallel zu den Rinnensprossen dar. In der Schnittlinie des Steges des Gratsparrens mit der Ebene der Horizontalschenkel der Rinnensprossen sind zwei gegenüberliegende, nach der Dachneigung gebogene Winkleisen längs dem Steg als Auflager für die Glasplatten angeordnet. Die Rinnensprossen kröpfen sich unter diese Winkleisen und sind mit ihnen vernietet. Die Dichtung erfolgt durch eine Blechkappe wie bei Beispiel 2. Die in Fig. 8 sichtbare, an dem unteren Flansch des I-Eisens befestigte Lasche dient nebst den vertikalen Anschlußlaschen zur Befestigung der aus C-Eisen bestehenden Mittelpfette, welche die Rinnensprossen unterstützt.

Die Befestigung des Gratsparrens an den Fußpfetten ist aus Fig. 4 und 7 zu ersehen. An ein vertikal stehendes, der gebrochenen Ecke entsprechend im Grundriß gebogenes Knotenblech schließt der I-förmige Gratsparren mittels zweier Winkel-laschen an, indem der untere Flansch des ersteren auf die Länge der Winkelschenkel abgehauen ist. Die Stege der aus C-Eisen Nr. 22 bestehenden Fußpfette sind unmittelbar mit dem Knotenblech vernietet. Die Höhenlage des Gratsparrens wurde so bemessen, daß die Unterkante der Rinnensprossen gerade über das C-Eisen des unteren Rahmens hinweggeht. Die Rinnen-

1) Die Zeichnungen über Einzelheiten der Berliner Stadtbahn sind der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1885, diejenigen der Bahnhöfe Wiesbaden und Frankfurt a. M. dem Werke: „Th. Landsberg, Die Glas- und Wellblechdeckung, Darmstadt 1887. Verlag von A. Bergstraeßer“, entnommen.

1) Ausgeführt über den Wartesälen auf Bahnhof Halle a. S.

sprossen sind mittels doppelter Winkel auf dem oberen Flansch des \square -Eisens befestigt (Fig. 4).

9) Taf. 55, Fig. 3 u. 4. Abgewalmtes Sägedach.

Die Sägedächer werden an den Stirnen gewöhnlich durch eine senkrechte Wand, welche mit Glas oder Blech bekleidet wird, abgeschlossen (vergl. Taf. 58). Im vorliegenden Falle sind die einzelnen Dächer an den Enden abgewalmt.

Die hierdurch entstehenden Grate werden durch je zwei Winkel (Fig. 3) gebildet, deren untere Schenkel in der Ebene der Dachfläche liegen. Hierdurch bilden sie ein gutes Auflager für die Glastafeln. Die unteren Flanschen der Winkel sind mittels (punktirt gezeichneter) Flacheisen in angemessenen Abständen verbunden.

Die Einzelheiten der Verbindung der Grate mit den \perp -förmigen Sprossen, sowie mit First- und Fußpfette sind aus den Zeichnungen Fig. 4a bis d ersichtlich. Die Ausbauchung des Knotenbleches in Fig. 4c dient zur Durchführung der kleinen Schweißrinnen, welche an den \perp -Sprossen angehängt sind.

10) Taf. 57, Fig. 1 u. 2. Abgewalmtes Sägedach.

Die äußere Gestalt des Daches ist die gleiche wie die des Beispiels 9. Die Gratsparren werden hier durch zwei Winkel gebildet, deren obere Schenkel in der Dachfläche liegen, während der dazu rechtwinkliche Schenkel nach außen, also gerade umgekehrt wie bei Beispiel 9, angeordnet ist (Fig. 2).

Auf den oberen Schenkeln der Winkeleisen ist die durchlaufende 1,5 mm starke Firstkappe aufgenietet. Die Fuge zwischen Firstkappe und dem Befestigungsholz giebt zu Bedenken Veranlassung, auch ist die Vertiefung zwischen den oberen Enden der Glastafeln nicht gerade als ein Vorzug zu bezeichnen, wemgleich das Wasser bei der geneigten Lage des Grates in dieser Fuge abfließen wird. Es dürfte daher zu empfehlen sein, in diesem Falle lieber die Befestigungsfeder als durchlaufende Firstkappe auszubilden. Der Anschluß der Rinnensprossen an den Grat ist unschwer mittels Winkellaschen zu bewirken, da die oberen Schenkel der Rinneneisen und der Winkeleisen des Grates in einer Ebene liegen. Die Verbindung der Gratsparren mit First- und Fußpfette ist in den Fig. 1 a bis c veranschaulicht.

§ 6.

Traufe und Kehlen.

Ebenso wie die Anordnung des Firstes und der Grate nicht wesentlich voneinander verschieden ist, beruht auch die Konstruktion der Traufen und der Kehlen auf den gleichen Grundzügen. Auch hier besteht der Unterschied nur darin, daß bei den Kehlen der Anschluß der Sprossen

an die Kehlsparren schief erfolgt und für ein Auflager der schräg abgechnittenen Seite der Glastafel gesorgt werden muß.

Da die Eindeckung von Kehlen bei Oberlichtern außerordentlich selten vorkommt, so begnügen wir uns mit diesem Hinweis und unterziehen nachstehend nur die Traufe einer näheren Betrachtung.

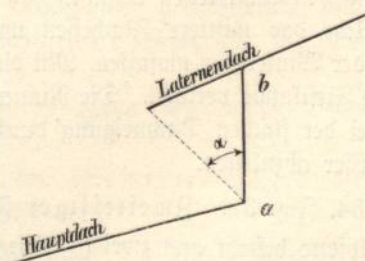
Am Fuße eines jeden Oberlichtes müssen die Sprossenden durch eine Fußpfette unterstützt werden, über deren oberen Flansch die Sprosseneisen hinwegzuführen sind, um einen ungehinderten Wasserabfluß zu ermöglichen. Falls Rinnen für das Schweißwasser vorhanden sind, müssen auch diese über den oberen Pfettenrand hinweggeführt werden.

Die Befestigung der Sprossen an der Fußpfette erfolgt mittels gebogener Bleche oder Winkeleisen.

Die Fuge zwischen der Fußpfette und Glastafel wird in der Regel durch ein Dichtungsblech geschlossen. Das Dichtungsblech wird mit dem oberen Ende an einem durchlaufenden Flach- oder Winkeleisen, oder auch nur an den Sprossen befestigt, das untere Ende hängt frei herab oder wird, falls eine Rinne vorhanden, mit dieser durch Falz verbunden. In Fällen, in welchen eine vollständige Dichtung nicht verlangt wird, kann das Dichtungsblech zwischen Glastafeln und Fußpfette auch fehlen.

Bei Oberlichtern, welche aus einer anders gedeckten Dachfläche mit steilerer Neigung heraustraten, wird eine Rinne in der Regel nicht angebracht. Das Wasser tropft frei auf das darunterliegende Dach ab. Ebenso wird bei Laternendächern in der Regel eine Rinne nicht erforderlich. Der Überstand des Laternendaches ist, wenn die senkrechte Wand a b Fig. 363 vor Schlagregen geschützt werden soll,

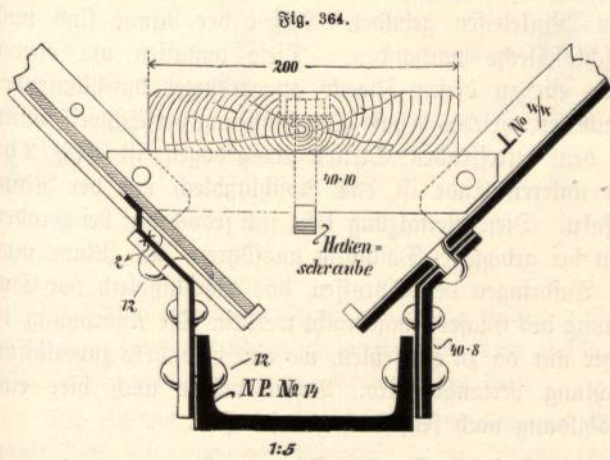
Fig. 363.



so zu bemessen, daß der Winkel α etwa 45° wird. — Befindet sich längs der Traufe eine Rinne, so ist diese nach den im Kap. 11, § 6 und 7 gegebenen Regeln auszubilden. Hierbei, sowie bei den Abschlußblechen ist vor allem auf eine ungehinderte Längenausdehnung zu achten. (Einzelheiten sind in den weiterhin folgenden Beispielen vorgeführt.) — Die Rinne (aus Zinkblech Nr. 13 oder 14) wird auf Rinneneisen gelagert, welche mit den Fußpfetten verbunden werden. Der Überstand der Glastafeln über

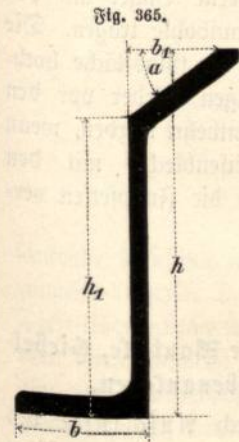
die dem Dach zugekehrte Rinnenwand ist in der Dachfläche gemessen auf etwa 4 cm anzunehmen.

Bei den sägeförmigen Oberlichtern und den Kehlen stehen sich zwei Fußpfetten gegenüber, deren lichter Abstand zweckmäßig mindestens 10 cm, besser 15 bis 20 cm groß zu machen ist. Den Überstand der Glastafeln über die Fußpfette kann man hier der geschützten Lage halber auf 2 1/2 bis 3 cm beschränken, so daß bei der kleinsten Lichtweite von 10 cm noch ein Zwischenraum von 4 bis 5 cm zwischen den Glastafeln verbleibt, welcher für die Reinigung notwendig ist. In den durch die Fußpfetten gebildeten Kästen wird in der Regel eine Zinkrinne eingehängt. Besser ist es jedoch, nach Fig. 364 zu den Fußpfetten



└= Eisen zu verwenden, deren senkrechte Flanschen durch angenietete 3 mm starke Eisenbleche verlängert werden. Letztere können dann Ausschnitte für die Sprossen erhalten, so daß sowohl die seitlichen Dichtungsbleche als auch, wenn der Kasten gut gestrichen oder besser verzinkt wird, die Zinkrinnen ganz gespart werden können. Dieses ist weniger im Hinblick auf die Kostenersparnis, als namentlich mit Rücksicht auf die bei solchen Dächern sehr erschwerte Unterhaltung der Rinnen dringend zu wünschen. Die Anordnung einer Laufbohle über derartigen Rinnen ist mit Rücksicht auf die Auswechslung der Glastafeln und auf Schneeräumungsarbeiten nicht gut zu entbehren.

Neuerdings werden von dem Walzwerk Mannstädt & Co. besondere gewalzte Traufeisen für derartige Dächer hergestellt, bei welchen die Sprossen unmittelbar auf den entsprechend schräg gestalteten oberen Flanschen der Traufeisen befestigt werden können (Fig. 365 und 366 a und b).

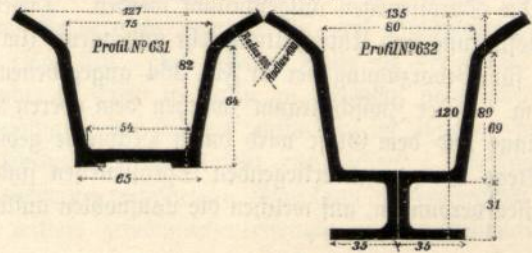


Taf. 59, Fig. 1, 2, 5, 6, 7 zeigen in dieser Weise hergestellte Dächer unter gleichzeitiger Verwendung der S. 229 Fig. 348 angeführten Rinnensprossen. Der untere Teil der Traufrinneneisen in Fig. 1 dient hierbei zur Auflagerung der Glastafeln einer unter den sattelförmigen Dächern angebrachten inneren Glasdecke.

Tabelle der Traufpfetten von Mannstädt & Co.
a. Formeisen nach Fig. 365.

Profil-Nr.	Abmessungen mm				G kg/m	W cm ³	Winkel α
	h	h ₁	b	b ₁			
180	188	159	70	50	0-21	122	30°
181	194,5	158,5	70	47		120	37° 30'
182	201	158	70	43		118	45°
183	285	230	80	55		23,7	183

Fig. 366 a und b.



b. Formeisen nach Fig. 366.

Profil-Nr.	631	632
Gewicht f. d. m in kg	9,7	15,0
Trägheitsmoment, bezogen auf die wagerechte Schwerachse (cm ⁴)	106	255
Widerstandsmoment desgl. (cm ³)	22	37,5

Beispiele:

11) Taf. 57, Fig. 4.

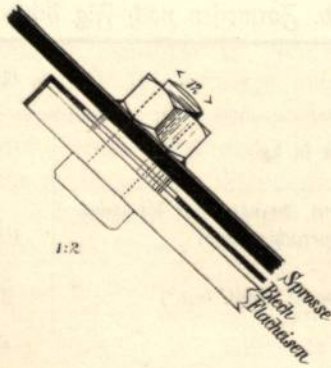
Die Rinnensprossen sind mit seitlichen Winkellaschen auf der └-förmigen Fußpfette befestigt. Zwischen den Rinnensprossen sind 50.8 mm starke verzinkte Rinnenhalter auf den oberen Flansch der Fußpfette aufgeschraubt. Die Rinne besteht aus Zinkblech Nr. 14 und ist an der Innenseite bis unter die Glasfläche hochgeführt. An den Rinnensprossen erhält das senkrechte Blech einen entsprechenden Ausschnitt. Das Abgleiten der Tafeln wird durch ein 2 mm starkes verzinktes Eisenblech verhindert, dessen untere Hälfte auf den oberen Schenkeln der Rinnensprossen angenietet und dessen obere Hälfte in Federform gebogen ist. Eine besondere Befestigungsfeder zum Nieder-

halten der Glasplatten ist hierdurch an dieser Stelle entbehrlieh geworden. Zwischen den Glastafeln ist das Blech eingeschnitten und der eingeschnittene Teil nach unten gebogen, wodurch der Abstand der Glastafeln gewahrt wird.

12) Taf. 58, Fig. 3. Sägedach.

Die Traufe (Fußpfette) wird durch zwei auf den Dachpfetten aufgenietete L-Eisen gebildet. Die L-Sprossen sind mittels gebogener Flachlaschen mit den Fußpfetten verschraubt. Der für die Schraubenmutter auf dem Flansch der L-Sprossen erforderliche Raum wurde durch Abhauen des senkrechten Steges am unteren Ende gewonnen, so daß die Glastafeln durch die Schraubenmutter nicht behindert werden. Der horizontale Flansch ist am unteren Ende aufgebogen und verhütet das Abgleiten der Tafeln. Eine Rinne aus Zinkblech Nr. 13, welche nach der Form des Hallenbogens (vergl. Taf. 28) gebogen werden muß, sorgt für Abführung des Wassers. Sie muß eingebracht sein, bevor die Sprosseneisen aufgeschraubt werden. Dieser für die Ausführung und Unterhaltung sehr unbequeme Umstand spricht für Bevorzugung der in Fig. 364 angegebenen Anordnung. — Der Zwischenraum zwischen dem oberen Rand der Rinne und dem Glase wird durch Deckbleche gedichtet. Die Stege der gegenüberliegenden Sprosseneisen sind mit Flachblechen verbunden, auf welchen die Laufbohlen aufliegen.

Fig. 367.



Wenn die L-förmigen Sprossen wie im vorliegenden Beispiel an den Fußpfetten befestigt sind und Abschlußbleche angewendet werden sollen, so ist es am einfachsten, diese Bleche, wie aus Fig. 367 ersichtlich, zwischen L-Sprosse und der die Befestigung auf der Fußpfette bewirkenden Flachblechlasche anzubringen. Damit jedoch dem Blech die freie Beweglichkeit gewahrt bleibt, werden zwischen dem Sprossen- und dem Flachblech Ringe eingelegt, welche einen Spielraum von etwa 5 mm zwischen beiden Eisen schaffen. Das Blech wird dann an den betreffenden Stellen so weit ausgeschnitten, daß genügender Spielraum zur Längenausdehnung vorhanden ist.

13) Taf. 54, Fig. 2a und b. Sägedach.

Der Fall unterscheidet sich von dem vorigen dadurch, daß die L-Sprossen mit Schweifbrinnen aus Zinkblech umhüllt sind, welche zwischen Sprosse und Fußpfette durchgeführt werden müssen. Die Befestigung der Sprossen ist mittels Winkellaschen und versenkten Nietens bewirkt worden. Das Abgleiten der Tafeln wird durch Blechhaken, welche an dem Sprossensteg angeschraubt sind, verhindert. Über das Einbringen der Rinne gilt das unter 12 Gesagte.

14) Taf. 55, Fig. 2a und b. Sägedach.

Art und Befestigung der Sprossen wie bei dem vorigen Beispiel. Die Fußpfette wird wie bei Beispiel 12 durch zwei Winkelblechen gebildet. Außer der Rinne sind noch Abschlußbleche vorhanden. Diese umfassen am oberen Ende ein zu diesem Zwecke angeordnetes durchlaufendes Flachblech, welches behufs Durchführung der Schweifbrinnen an den betreffenden Stellen ausgebogen ist (Fig. 2b). Am unteren Ende ist das Abschlußblech mit der Rinne verfalzt. Diese Verfalzung läßt sich jedoch nur bei gerader, nicht bei gebogener Dachform ausführen. Die Rinne muß vor Aufbringen der Sprossen, das Abschlußblech vor Eindeckung des Glases eingebracht werden. Die Anordnung ist daher nur da zu empfehlen, wo eine besonders zuverlässige Dichtung verlangt wird. Besser würde auch hier eine Ausbildung nach Fig. 364 gewesen sein.

15) Taf. 57, Fig. 5. Sägedach.

Die breite Rinne wird durch zwei L-Eisen mit untergenietetem Flachblech gebildet. Die Befestigung der Rinnensprossen und die Vorrichtung zum Festhalten der Glastafeln erfolgt in gleicher Weise wie bei Beispiel 11. Gleichzeitig mit den Federblechen sind eiserne Bügel auf den Sprossen festgeschraubt, welche die Laufbohle tragen. Die Wände der Zinkrinne sind bis unter die Glasfläche hochgeführt. Die Rinne, deren Einbringen wieder vor den Sprosseneisen erfolgen muß, konnte entbehrt werden, wenn die senkrechten Bleche (verzinkte Eisenbleche) mit den Stegen der L-Eisen vernietet und die Fußpfetten verzinkt wurden.

§ 7.

Anschluß der Glasdächer an andere Bauteile, Giebelabschlüsse und sonstige Nebenanlagen.

Bei Pultdächern kommen vielfach Anschlüsse des oberen Teils an senkrechte Mauern vor. Man führt in diesem Falle das Sprosseneisen nur bis an die Mauer heran und schließt die Fuge zwischen Glas und Mauer durch ein Dichtungsblech (Zinkblech Nr. 14 oder verzinktes Eisenblech 1 mm stark), welches mit dem oberen Ende

entweder in eine Mauerfuge eingreift (Fig. 368) oder besser an einem an der Mauer entlanglaufenden Winkleisen befestigt wird (Fig. 369).

Wird ein Glasdach seitlich durch eine höher aufgeführte Mauer abgeschlossen, so wird entlang der Mauer eine Endsprosse angeordnet. Die Fuge zwischen Sprosse und Mauer wird in gleicher Weise, wie vor beschrieben, durch ein Blech gedichtet.

Fig. 368.

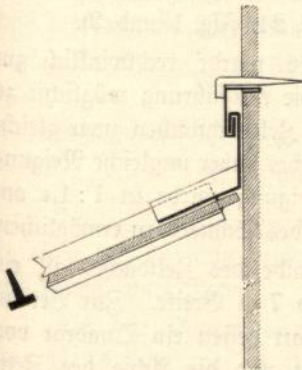
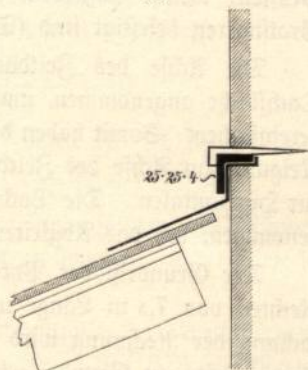


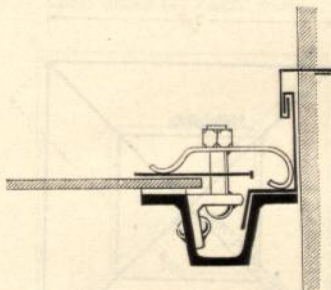
Fig. 369.



Bei Rinnensprossen kann die Feder, welche alsdann zweckmäßig etwas anders gestaltet wird, zum Festhalten des Dichtungsbleches benutzt werden (Fig. 370).

Ist ein und dieselbe Dachfläche zum Teil mit Glas, zum Teil mit anderem Material (meist kommt hierbei Wellblech in Frage) gedeckt, so ist der der Traufe parallel-

Fig. 370.



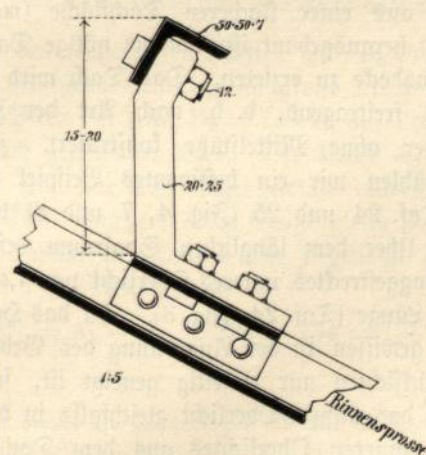
laufende Anschluß stets so zu bewirken, daß die dem First zunächst liegende Dachdeckung die tiefer liegende überdeckt. Diese Überdeckung wird in der Weise erzielt, daß man den dem First zunächst liegenden Dachteil am unteren Ende um das erforderliche Maß hebt. Es kann dies dadurch geschehen, daß entweder an dieser Stelle eine höhere Pfette verwendet oder die Pfette höher gelagert wird. Die Dachfläche des tiefer liegenden Teiles ruht dann auf dem Unterflansch der Pfette oder ist am Steg derselben befestigt, während die obere Dachfläche auf dem Oberflansch der Pfette aufliegt. (Fig. 342 und Taf. 60, Fig. 4.)

Statt der Pfette ein höheres Profil zu geben, kann man sie auch durch aufgelegte L- oder C-Eisen auffüttern (Taf. 55, Fig. 4d und 5). — Falls die Querschnitte der Anschlußstelle klein sind und genügend von dem Deckungsmaterial überragt werden, ist ein Eindringen von Schnee und Schlagregen in die wagerechte Fuge nicht zu fürchten, andernfalls ist die Fuge bei Glas durch Kitt, bei anderem Material durch ein Dichtungsblech, im Bedarfsfall noch durch eine innen an der Pfette entlanglaufende Schweissrinne zu schützen.

Der seitliche Anschluß verschieden gedeckter Teile einer Dachfläche wird in ähnlicher Weise wie der Anschluß an lotrechte Mauern bewirkt (Taf. 54, Fig. 3b).

Bei den über die Dachfläche herausgebauten sattelförmigen Oberlichtern wird, falls sie nicht an senkrechte Mauern anschließen, ein Abschluß des Giebels erforderlich, welcher entweder mit glattem oder gewelltem Eisenblech nach Art der Fig. 5a/b, Taf. 64, oder auch, falls die Lichtquelle vermehrt werden soll, mit Glasplatten bewirkt wird (Taf. 58). Im ersteren Falle ist der Giebel durch L- oder C-Eisen in Fache zu zerlegen, deren Größe der Tragfähigkeit des Bleches entspricht, im anderen Falle ein der Größe der Glasplatten entsprechendes Gerippe von Sprosseneisen zu bilden. — Man kann den senkrechten Giebel auch mittels gewöhnlicher eisernen Fenster schließen.

Fig. 371.



Da ein Betreten der Glasflächen gefährlich ist und Bruch verursachen kann, so sind Einrichtungen zu treffen, welche eine leichte Überwachung des Glasdaches und die Anbringung der nötigen Rüstungen bei Ausbesserungs- und Reinigungsarbeiten ermöglichen. Bei kleinen Oberlichtern genügt es, wenn sie ringsum begangen werden können. Bei den sägeförmigen Oberlichtern ist eine Laufbohle an der Giebelseite entlang und über den Rinnen anzubringen. Bei größeren Dachflächen werden zur Be-

festigung von Leitern und Bohlen in angemessenen Abständen (1,5 bis 2 m) wagerechte Eisenstangen angebracht, welche auf eisernen an den Sprosseneisen befestigten Stangen ruhen (Fig. 371).

Befindet sich das Glasdach über einem Raum, in welchem durch das Herabfallen zerbrochener Glas tafeln Schaden angerichtet werden kann, so ist dieses durch unter der Glasdecke gespannte Drahtnetze zu verhüten. Die Drahtnetze erhalten etwa 5 cm Maschenweite und werden zwischen Rahmen aus 1 cm starken Ründ eisen oder Winkelseisen eingepannt. Letztere werden an den Pfetten befestigt. Die Drahtnetze sind entbehrlich, wenn zur Eindeckung Glas tafeln mit Drahteinlage (vergl. S. 226) verwendet werden.

§ 8.

Berechnung zeltdachförmiger Oberlichter.

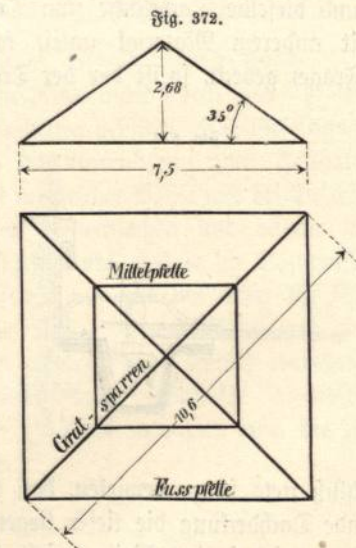
In den §§ 2 und 3 ist die Berechnung der Glasstärke und der Sprosseneisen ausführlich dargelegt worden. Die Berechnung der Pfetten und der übrigen Teile des eisernen Dachstuhl es erfolgt nach den im 12. Kapitel aufzustellenden Regeln. Wir geben an dieser Stelle nur die Berechnung einer häufig vorkommenden Anordnung des Oberlichtes, wobei dieses als Zelt Dach oder als abgewalmtes Satteldach aus einer flacheren Dachfläche (meist Holzzementdach) herausgebaut ist, um die nötige Dachneigung für die Glasdecke zu erzielen. Das Dach wird in diesem Falle stets freitragend, d. h. nach Art der Zelt- und Kuppeldächer ohne Mittelstütze konstruiert. Zur Darstellung wählen wir ein bestimmtes Beispiel und zwar das auf Taf. 24 und 25 (Fig. 4, 7 und 8) dargestellte Oberlicht. Über dem länglichen Saalraum befindet sich hier ein langgestrecktes inneres Oberlicht von 7,5 m Breite und 24 m Länge (Taf. 24, Fig. 3). Da das Holzzementdach aus gewissen in der Anordnung des Gebäudes liegenden Rücksichten nur einseitig geneigt ist, so war es unthunlich, das äußere Oberlicht gleichfalls in der ganzen Länge des inneren Oberlichtes aus dem Dache heraus treten zu lassen, da sonst das an der oberen Langseite des Oberlichtes sich sammelnde Wasser keinen genügenden Abfluß gefunden hätte. Von der Anordnung sägeförmiger Oberlichter wurde Abstand genommen, weil bei Schneefall eine erhebliche Verdunkelung zu befürchten war. Es wurden deshalb drei zeltdachförmige Oberlichter nebeneinander angeordnet, zwischen welchen in einem 0,5 m breiten Zwischenraum das Holzzementdach ohne Unterbrechung durchgeführt wurde. Letzteres hat zwischen den Oberlichtern die Gestalt einer breiten Rinne, welche als Holzkasten ausgebildet, mit

Zinkrinne ausgefüllt und an den eisernen Fußpfetten der Oberlichter aufgehängt ist.

Jedes Oberlicht baut sich auf einem rechteckigen Rahmen aus \square -Eisen auf, welcher auf den Sparren des Holzzementdaches lagert (Taf. 25, Fig. 7). Auf die vier Ecken des eisernen Rahmens stützen sich die Γ -förmigen Grat sparren, welche in einer Spitze zusammenlaufen. Zwischen je zwei Grat sparren befindet sich eine Mittelpfette und auf dieser und auf dem eisernen Rahmen ruhen die Rinnen sprossen, welche außerdem mit dem oberen Ende an den Grat sparren befestigt sind (Taf. 24, Fig. 1 und 2).

Die Achse des Zelt daches wurde rechtwinklich zur Dachfläche angenommen, um die Ausführung möglichst zu vereinfachen. Somit haben die Zelt dachflächen zwar gleiche Neigung zur Achse des Zelt daches, aber ungleiche Neigung zur Horizontalen. Die Dachneigung wurde zu 1 : 1,4 angenommen, um das Abgleiten des Schnees zu ermöglichen.

Der Grundriß der Pyramide des Zelt daches ist ein Rechteck von 7,5 m Länge und 7 m Breite. Zur Vereinfachung der Rechnung wird statt dessen ein Quadrat von 7,5 m Seite zu Grunde gelegt und die Achse des Zelt daches lotrecht angenommen. Hierbei ergeben sich die in Fig. 372 eingeschriebenen Abmessungen. — Das Glasdach soll mit $4\frac{1}{2}$ cm dickem geblasenen Rohglas eingedeckt werden.



Sprossen. Nach der zu Gleichung (4) gehörigen Tabelle 1, S. 227, ergibt sich der größte zulässige Sprossenabstand

$$a = \frac{0,43 + 0,53}{2} = \text{rund } 0,5 \text{ m.}$$

Ferner nach Gleichung (5), S. 230

$$W \text{ des Sprosseneisens} = 2,2 \cdot 0,5 \cdot 2,3^2 = 5,8.$$

Mithin ist Profil Nr. 2 der Tabelle S. 229 ausreichend, besser ist aus praktischen Gründen Profil Nr. 3.

Die Mittelpfette hat eine freie Länge von 3,75 m. Nach S. 230 ist die Last für das qm Dachfläche rechtwinklich zur Dachfläche wirkend = 160 kg, mithin entfällt auf das m Pfette

$$p = 160 \cdot 2,3 \text{ (Sprossenlänge)} = 368 \text{ kg,}$$

wenn die Verkürzung der Sprossen auf der oberen Seite infolge der dreieckigen Form der Dachfläche, sowie auch das Eigengewicht der Pfette vernachlässigt wird. Dann ist das erforderliche Widerstandsmoment der Pfette

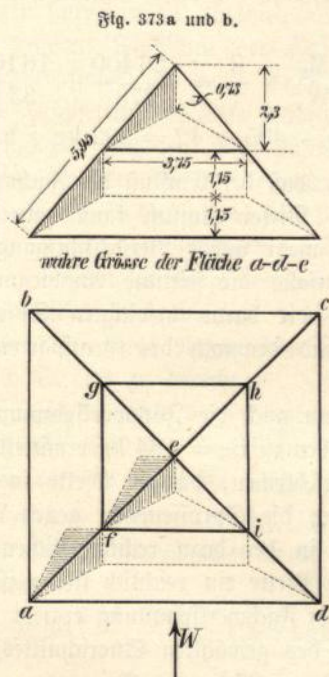
$$W = \frac{368 \cdot 3,75^2}{64} = 81.$$

Gewählt werden zwei \square -Eisen Nr. 10, deren

$$W = 2 \cdot 41,1 = 82,2.$$

Ein Abzug für die Befestigungsniete der Rinnensprossen braucht nicht gemacht zu werden, da die Niete im gedrückten Gurt sitzen.

Auf den Gratsparren entfällt der Auflagerdruck der Mittelpfette und die Last der in Fig. 373 schraffierten Teile der Dachfläche.



Der Gratsparren wird am ungünstigsten beansprucht, wenn die Schneelast, welche sicherheitsshalber bei diesem Grenzfall noch voll in Rechnung gezogen wird, gleichmäßig verteilt wirkt, und der Wind im Grundriß rechtwinklich zu einer der beiden anschließenden Dachflächen, beispielsweise bei Sparren a-e rechtwinklich gegen Fläche aed, gerichtet ist.

Es beträgt alsdann die Last für das qm dieser Dachfläche rechtwinklich zur letzteren (die Seitenkraft in der Dachfläche kann vernachlässigt werden, da sie durch die Sprosseneisen auf die Fußpfette übertragen wird) nach obigem $q = 160$ kg aus Schnee, Eigengewicht und Winddruck f. d. qm Dachfläche. — Auf die Dachfläche a e b wirkt lediglich Eigenlast und Schnee mit

$$160 - 125 \cdot \sin 45 = 72 \text{ kg}$$

f. d. qm Dachfläche.

Es beträgt nun der Auflagerdruck A der Pfette f-i in Punkt f = $160 \frac{3}{4} 1,15 \cdot 3,75 = 518$ kg, derjenige der Pfette g-f:

$$B = 72 \frac{3}{4} 1,15 \cdot 3,75 = 232 \text{ kg.}$$

Diese Kräfte A und B fallen im Grundriß mit den Mittelpfetten fg und fi zusammen.

Zerlegen wir beide in je eine wagerechte und eine senkrechte Seitenkraft, so ist:

$$A_h = 518 \cdot \sin 35 = 297 \text{ kg}$$

$$A_s = 518 \cdot \cos 35 = 425 \text{ "}$$

$$B_h = 232 \cdot \sin 35 = 134 \text{ "}$$

$$B_s = 232 \cdot \cos 35 = 190 \text{ "}$$

Die senkrechten Kräfte vereinigen sich zu

$$S = A_s + B_s = 425 + 190 = 615 \text{ kg.}$$

Von den wagerechten Kräften wird B_h durch die vom Punkt i entgegenwirkende gleich große Kraft aufgehoben, wobei die Pfette f-i durch $B_h = 134$ kg auf Druck (Knicken) in Anspruch genommen wird. Der Kraft A_h wirkt vom Punkt g eine nur aus Eigengewicht und Schnee herührende Kraft entgegen, deren Größe gleich $B_h = 134$ kg. Mithin verbleibt in Punkt f eine wagerecht in Richtung der Pfette fg wirkende Kraft

$$A'_h = A_h - B_h = 297 - 134 = 153 \text{ kg}$$

übrig.

Diese Kraft ist zu zerlegen in eine in der Symmetrieebene des Gratsparrens und eine rechtwinklich dazu wirkende Seitenkraft und zwar ist bei der quadratischen Grundfigur

$$A_{h1} = A_{h2} = 153 \cdot 0,707 = 108 \text{ kg.}$$

Es wirkt mithin in der Symmetrieebene des Grat sparrens die senkrechte Kraft $S = 615$ und die wagerechte $A_{h1} = 108$ kg, woraus sich ein Biegemoment des Grat sparrens

$$M_1 = 615 \cdot \frac{5,3}{4} + 108 \cdot \frac{2,68}{4} = 888 \text{ kgm}$$

ergiebt.

Rechtwinklich zur Symmetrieebene wirkt die Kraft $A'_{h1} = 108 \text{ kg}$ und verursacht ein Biegemoment

$$M_2 = \frac{108 \cdot 5,95}{4} = 161 \text{ kgm.}$$

Außerdem wirken auf die Gratsparren noch unmittelbar die in Fig. 373 b schraffierten Dachflächen.

Der in dieser Weise aus der Dachfläche a e d auf den Gratsparren entfallende Druck ist:

$$\frac{5,95 \cdot 0,73}{2} \cdot 160 = 346 \text{ kg.}$$

Der Druck der Dachfläche a b e =

$$\frac{5,95 \cdot 0,73}{2} \cdot 72 = 157 \text{ kg.}$$

Zur Vereinfachung wird angenommen, daß dieser Druck gleichmäßig auf den Gratsparren verteilt ist und in der Symmetrieebene des Gratsparrens rechtwinklich zu diesem wirkt, dann beträgt die Last auf das m-Sparren

$$p = \frac{346 + 157}{5,95} = 85 \text{ kg,}$$

woraus sich ein Biegemoment in der Symmetrieebene von

$$M_3 = \frac{85 \cdot 5,95^2}{8} = 376 \text{ kgm}$$

ergiebt.

Es beträgt somit das Gesamtmoment in der Symmetrieebene:

$$M_v = M_1 + M_3 = 888 + 376 = 1264 \text{ kgm} = 126400 \text{ kgcm.}$$

Rechtwinklich zur Symmetrieebene wirkt:

$$M_2 = 161 \text{ kgm} = 16100 \text{ kgcm.}$$

Außer den Biegespannungen haben die Grat sparren noch Fachwerkspannungen aufzunehmen, welche zwar im Verhältnis zur Biegung gering sind und in der Regel vernachlässigt werden können, welche hier aber der Vollständigkeit halber berechnet werden mögen:

Hierbei nehmen wir zur Vereinfachung den Wind auf alle Dachflächen gleichmäßig wirkend an, wodurch etwas ungünstiger als in Wirklichkeit gerechnet wird. Die Last für das qm Dachfläche betrug wie oben ermittelt einschließlich Wind = 160 kg rechtwinklich zur Dachfläche. Von jeder Dachfläche entfällt $\frac{1}{3}$ der Last auf die Spitze des Zelt daches, mithin

$$P = \frac{160}{3} \cdot 7,5 \cdot \frac{4,6}{2} = 920 \text{ kg.}$$

Diese Kraft ist rechtwinklich zur Dachfläche gerichtet, die Lotrechte Seitenkraft beträgt demnach

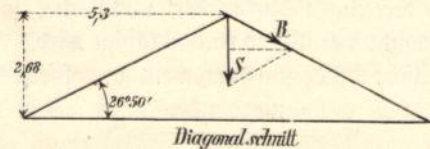
$$S = P \cdot \cos 35 = 920 \cdot 0,82 = 755.$$

Die wagerechten Seitenkräfte der vier Dachflächen heben sich gegenseitig auf. Je zwei sich kreuzende Grat-

sparrenpaare haben mithin eine senkrechte Last von $2 \cdot 755 = 1510 \text{ kg}$ aufzunehmen, welche, wie aus Fig. 374 ersichtlich, nach den Sparrenrichtungen zerlegt werden muß und zwar ist der in der Achse des Grat sparrens wirkende Druck

$$R = \frac{1510}{2 \sin 26^\circ 50'} = \text{rund } 1670 \text{ kg.}$$

Fig. 374.



Es wird ein I-förmiger Querschnitt des Grat sparrens gewählt und zwar genügt Normalprofil Nr. 22.

Nach Tabelle 11 ist das Widerstandsmoment in der Symmetrieebene des Grat sparrens

$$W_x = 278,$$

dasjenige in der rechtwinklich dazu liegenden Biegeebene

$$W_y = 33,3,$$

die Querschnittsfläche $f = 39,5$, mithin die größte Beanspruchung:

$$k = \frac{M_v}{W_y} + \frac{M_2}{W_x} + \frac{R}{f} = \frac{126400}{278} + \frac{16100}{33,3} + \frac{1670}{39,5} \\ = 455 + 495 + 42 = 992 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Man sieht, daß der Einfluß der Fachwerkspannungen nur gering ist. Dieser Einfluß kann daher in derartigen Fällen um so mehr außer Berücksichtigung bleiben, als zum Teil jedenfalls die seitliche Ausbiegung des Grat sparrens durch die daran befestigten Sprosseneisen verhindert wird und demnach der Grat sparren überschüssige Stärke besitzt.

Ebenso kann auch die Fachwerkspannung der Mittel pfette, welche oben zu $B_n = 134 \text{ kg}$ ermittelt wurde, außer Berücksichtigung bleiben, da die Pfette in Richtung der Dachfläche durch die Sprosseneisen gegen Ausknicken gesichert ist und in der dazu rechtwinklichen Richtung der Querschnitt der Pfette ein reichlich steifer ist. Unter Berücksichtigung der Fachwerkspannung ergibt sich die größte Druckspannung des gewählten Querschnittes, dessen $W = 82,2$, $f = 2 \cdot 13,5 = 27$ zu

$$k = \frac{368 \cdot 3,75^2}{8 \cdot 82,2} + \frac{134}{27} = 789 + 5 = 794 \text{ kg/qcm.}$$

Gegen Knicken kann man die Forderung aufstellen, daß bei einer bestimmten größten zulässigen Biegespannung k noch ein Überschuß am Trägheitsmoment vorhanden ist, welches der Gleichung (8), S. 34 entspricht. Es muß also das vorhandene

$$J \text{ des Querschnittes} \geq \frac{M}{k} \cdot \frac{h}{2} + 2,5 \cdot P l^2,$$

worin P der Fachwerkdruck in Tonnen, h die Trägerhöhe, l die Trägerlänge in m. Im vorliegenden Fall ist

$$M = \frac{368 \cdot 3,75^2}{8} = 646 \text{ kgm},$$

$$h = 10 \text{ cm}, P = 0,242 \text{ t}, l = 3,75 \text{ m}.$$

Wird k = 800 zugelassen, so muß also

$$J \geq \frac{64600}{800} \cdot 5 + 2,5 \cdot 0,242 \cdot 3,75^2 = 404 + 8,5 = 412$$

sein.

Der gewählte Querschnitt besitzt ein $J = 2.206 = 412 \text{ cm}^4$, genügt mithin.

Bei Berechnung der Fußpfette sehen wir, um die Dachpfetten nicht zu sehr zu belasten, von der Unterstützung durch die Holzsparren ganz ab, nehmen vielmehr an, daß das Oberlicht nur an den Ecken unterstützt ist. Der Einfachheit halber nehmen wir ferner sowohl den Winddruck, als auch Eigengewicht und Schnee, lotrecht wirkend an. Die horizontale Seitenkraft des Windes kann nämlich vernachlässigt werden, da eine horizontale Ausbiegung der Fußpfette durch die Sprosseneisen verhindert wird. Außerdem wirkt einer horizontalen Ausbiegung noch die Befestigung des unteren Flansches der Fußpfette auf den hölzernen Sparren, sowie die durch die Rinne zwischen je zwei mittleren Fußpfetten gebildete Aussteifung entgegen. Würde die Fußpfette dagegen nicht unmittelbar auf der Dachfläche ruhen, sondern durch eine senkrechte Wand von letzterer geschieden sein, so könnte aus dem oben angeführten Grunde wohl die Horizontalwirkung des auf die Dachfläche, nicht aber die Horizontalwirkung des auf die Wand entfallenden Winddruckes vernachlässigt werden. Die Fußpfette ist dann als oberes Rahm einer Fachwand anzusehen und nach S. 199 zu berechnen.

Auf die Fußpfette wirkt im vorliegenden Fall der aus Fig. 373 ersichtliche Teil der Dachfläche. Wir sehen von der Trapezform ab und setzen die laufende Belastung

$$p = 1,15 \cdot 160 = 184 \text{ kg f. d. m},$$

welche lotrecht wirkend angenommen wird. Mithin ist das Biegemoment

$$M = \frac{184 \cdot 7,5^2}{8} = 1295 \text{ kgm}.$$

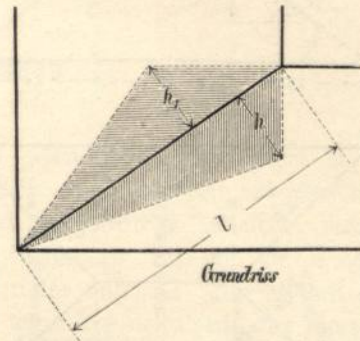
Für das gewählte \square -Eisen Nr. 22 ist $W = 245$ und demnach die größte Beanspruchung

$$k = \frac{129500}{245} = 530 \text{ kg/qcm}.$$

Die gegebene Berechnungsweise der Gratsparren ist etwas umständlich. Für die meist vorkommenden kleineren Oberlichter ohne Mittelpfette genügt mit Rücksicht darauf, daß die Gratsparren gegen seitliches Ausbiegen

durch die Sprosseneisen versteift werden, ein einfacheres Näherungsverfahren. Man kann hier sämtliche Dachflächen gleichmäßig durch Winddruck belastet ansehen und letzteren sowohl wie auch Schnee und Eigengewicht lotrecht wirkend annehmen. Die Gesamtlast ist hierbei für das qm Grundfläche zu 200 kg einzusetzen. Ist h' (im Grundriß gemessen) die Summe der Höhen ($h_1 + h$) der auf den Gratsparren wirkenden Lastdreiecke (in Fig. 375 schraffiert), so

Fig. 375.



ist die statt dessen anzunehmende gleichmäßig verteilt wirkende Last für das m Gratsparren

$$p = 200 \cdot \frac{h'}{2}$$

und das Biegemoment

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8} = 12,5 h' l^2$$

wobei l ebenso wie h' im Grundriß zu messen ist. Man hat dann nur darauf zu sehen, daß ein Querschnitt für den Gratsparren gewählt wird, welcher auch einige Steifigkeit in seitlicher Richtung besitzt, um für die Praxis vollkommen genügende Ergebnisse zu erhalten.

Beispiel: Ein sattelförmiges abgewalmtes Oberlicht habe die aus Fig. 376 ersichtliche Gestalt und Größe.

1. Fachwerkspannungen.

Auf den Firstpunkt f entfällt die Last der in Fig. 376 b schraffierten Dachfläche ghik, mithin

$$P = 1,8 \cdot 1,8 \cdot 200 = 650 \text{ kg}.$$

Diese zerlegt sich nach Fig. 376 a zunächst in die im First wirkende Seitenkraft

$$T = \frac{650}{\text{tg } \alpha} = \frac{650 \cdot 1,8}{1,3} = 900 \text{ kg Druck}$$

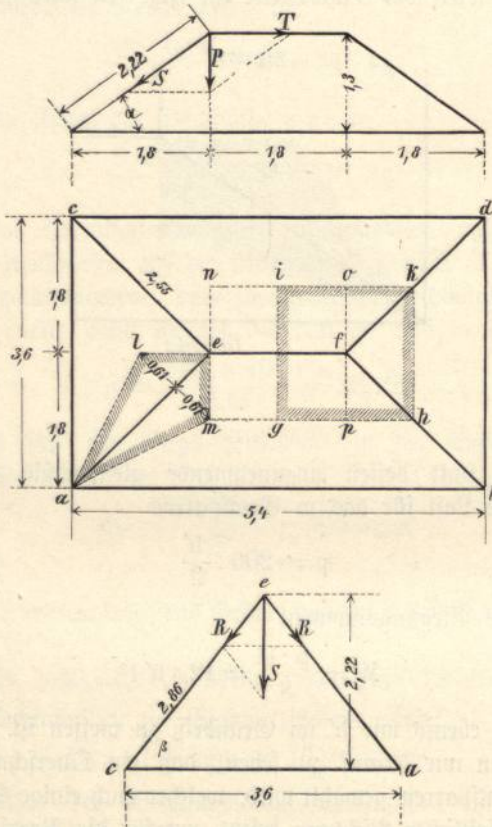
und in die in der Dachfläche aec wirkende Seitenkraft

$$S = \frac{650}{\sin \alpha} = \frac{650 \cdot 2,22}{1,3} = 1110 \text{ kg Druck}.$$

Letztere zerlegt sich nach Fig. 376 c in die Richtungen der Gratsparren und zwar beträgt die in jedem Gratsparren wirkende Druckspannung:

$$R = \frac{S}{2 \cdot \sin \beta} = \frac{1110 \cdot 2,86}{2 \cdot 2,22} = 715 \text{ kg.}$$

Fig. 376 a, b und c.



2. Biegungsspannungen.

Auf die Firstpfette wirkt die Last $p = 1,8 \cdot 200 = 360 \text{ kg f. d. m.}$

Mithin Biegemoment

$$M = \frac{360 \cdot 1,8^2}{8} = 146 \text{ kgm.}$$

Auf den Gratsparren wirkt die Last

$$p = 200 \frac{2 \cdot 0,61}{2} = 122$$

$$\text{Moment } M = \frac{122 \cdot 2,55^2}{8} = 99 \text{ kgm.}$$

3. Querschnittsbestimmung.

a. Firstpfette.

Gewählt wird I-Eisen Nr. 10/10 (Tabelle 16 a im Anhang), dessen

$$f = 20,9; W = 24,7.$$

Mithin größte Beanspruchung:

$$k = \frac{900}{20,9} + \frac{14600}{24,7} = 635 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Eine Gefahr des Ausknickens ist mit Rücksicht auf die versteifende Wirkung der Dachfläche nicht vorhanden.

b. Gratsparren.

Es wird aus praktischen Gründen das gleiche Profil gewählt.

$$\text{Beanspruchung: } k = \frac{715}{20,9} + \frac{9900}{24,7} = 435.$$

Es möge beachtet werden, daß das in Fig. 376 a—c dargestellte Stabsystem an sich und ohne die versteifende Wirkung der Knotenpunkte und der Dachfläche nicht standfester ist. Denkt man sich diese versteifende Wirkung der Dachfläche beseitigt und an Stelle der steifen Knotenpunkte Gelenke in den Punkten a b c d e f, so ist bei ungleichmäßiger Belastung ein gegenseitiges Heben und Senken der Punkte e und f möglich, wenn die Basis a b c d festliegt. Bei kleineren Abmessungen und Lasten wie im vorliegenden Beispiel genügt indes die versteifende Wirkung der Dachflächen und der Knotenpunkte vollständig, um die Standfestigkeit bei jeder vorkommenden Belastung zu gewährleisten. Bei größeren Verhältnissen müssen jedoch die Dachflächen a e f b und c e f d durch Diagonalstäbe versteift werden. (Näheres hierüber im Kap. 13.)

Metalldeckungen. Dachrinnen.

§ 1.

Übersicht über die verschiedenen Arten der Metalldeckung.

Die Vorteile der Metalldeckungen gegenüber den übrigen Eindeckungsarten bestehen in der Möglichkeit, größere Flächen mit einer geringeren Zahl von Fugen eindecken zu können, welche sich vollkommen dicht gestalten lassen; ferner in der größeren Feuerficherheit, der großen Haltbarkeit und Dauer und der selteneren Veranlassung zur Vornahme von Ausbesserungen. Hierzu kommt, daß die Dachneigung nur geringen Einfluß auf die Güte der Deckung ausübt, es also möglich ist, sowohl nahezu wagerechte als auch ganz steile Dachflächen mit gleichem Material einzudecken. Schließlich ermöglicht die große Bildungsfähigkeit des Metalles eine sichere und leichte Eindeckung der Firste, Kehle und Grate, sowie einen bequemen Anschluß an Oberlichter und andere Bauteile, auch ist das Eigengewicht geringer als bei den meisten anderen Deckungsarten.

Als Nachteile der Metalldächer sind die gute Wärmeleitung des Materials, die damit verbundene leichte Bildung von Schweißwasser und das bei Regen entstehende Geräusch zu bezeichnen. Diese Mängel lassen Metallbleche zur unmittelbaren Überdeckung von Wohnräumen nur dann brauchbar erscheinen, wenn eine Zwischendecke, unter Umständen auch nur eine einfache Holzschalung, darunter angebracht wird. Schließlich erfordern die Metallbedachungen große Sachkenntnis und Sorgfalt in der Herstellung und Unterhaltung.

Die bei Dachdeckungen in Frage kommenden Metalle sind Zink, Eisen, Kupfer und Blei. Das Zinkblech besitzt gegenüber dem Eisenblech größere Biegsamkeit sowie eine größere Widerstandsfähigkeit gegen die Einflüsse der Witterung und dementsprechend größere Dauer, während das Eisenblech die Vorteile größerer Wohlfeilheit, einer erheblich größeren Tragfähigkeit und einer geringeren Formänderung bei Temperaturunterschieden besitzt.

Seit es gelungen ist, dem Eisen in praktisch anwendbarer Weise einen vor Kost ausgezeichnet schützenden Überzug durch Verzinken zu verleihen, verdient in allen Fällen, in welchen es mit auf die Tragfähigkeit des Deckungsmaterialies ankommt (also bei den meisten Wellblechdächern) verzinktes Eisenblech den Vorzug vor Zinkblech, dagegen wird bei den Deckungen auf Schalung in der Regel noch Zinkblech mit Rücksicht auf seine leichtere Biegsamkeit vorgezogen.

Wenn die Einwirkung saurer Gase (namentlich schwefeliger Säuren bei Hüttenwerken und Lokomotivqualm bei Bahnsteighallen, sowie salziger Säuren in Küstengegenden) in Frage kommt, ist weder verzinktes Eisenblech noch Zinkblech widerstandsfähig. Man kann alsdann durch zweckentsprechende Anstriche eine größere Haltbarkeit erzielen, wird sich aber besser hierbei des Bleibleches oder verbleiteter Eisenbleche (welche neuerdings in ebenen Tafeln hergestellt werden) bedienen, da Blei gegen fast alle Säuren unempfindlich ist. Bei Bahnsteighallen pflegt man indes gewöhnliche verzinkte Eisenbleche auch an den vom Qualm der Lokomotiven bestrichenen Blechen beizubehalten, indem man diese durch einen öfter zu erneuernden Ölfarbenanstrich thunlichst zu schützen sucht und es im übrigen auf eine häufigere Erneuerung des Deckungsmaterialies an solchen Stellen ankommen läßt.

Erheblich seltener als Zink und Eisen finden Kupfer und Blei bei Dachdeckungen Verwendung. Das Kupfer ist zwar ein vorzügliches Dachdeckungsmaterial; jedoch gestatten die hohen Kosten dessen Anwendung nur bei monumentalen Bauten. Ebenso ist Bleideckung ziemlich kostspielig. Auch steht das hohe Gewicht des Bleidaches und die leichte Schmelzbarkeit bei Feuergefähr der Verwendung entgegen.

Die Formen, in welchen die genannten Metalle zur Dachdeckung verwendet werden, sind: glatte Tafelbleche, gewellte Bleche, Formbleche und Gupfplatten. Mit Ausnahme der gewellten Bleche erfordern sämtliche Formen

eine Holzschalung oder Lattung. Die Schalung ist mit reichlich breiten Fugen zu verlegen, damit das Holz sich bei der Durchfeuchtung mit Schwitzwasser genügend ausdehnen kann.

Die gewellten Bleche bedürfen vermöge ihrer großen Tragfähigkeit keiner weiteren Unterstützung als der durch die Pfetten, welche in den der Tragfähigkeit entsprechenden Abständen angeordnet werden. Dieser Vorzug, verbunden mit der Fähigkeit einer sicheren und schnellen Abführung des Wassers, haben den gewellten Blechen in neuerer Zeit eine immer größere Verbreitung verschafft, während die Verwendung der übrigen Blechformen bei Dachdeckungen entsprechend in Abnahme gekommen ist. Die Verwendung der letzteren empfiehlt sich nur noch in solchen Fällen, in welchen eine Holzschalung ohnedies erforderlich wird, sowie auch bei Dächern, deren verwickelte Form ein Eindecken mit Wellblech sehr erschweren würde. — Von den oben genannten Metallen kommt nur das Zinkblech und das Eisenblech, in seltenen Fällen auch das Kupferblech, in gewelltem Zustand in den Handel. Blei ist mit Rücksicht auf die geringe Elastizität zur Herstellung von Wellenblech nicht geeignet.

Bezüglich der Art und Weise der Eindeckung haben die Dächer aus Tafelblech gewisse Ähnlichkeit mit den Pappdächern, die Dächer aus Formblechen und Gupfplatten mit den Schiefer- und Ziegeldächern. — Bei allen Deckungsarten kommt es in erster Linie darauf an, die Größenänderungen der Metalltafeln infolge der Wärmeunterschiede zu ermöglichen, ohne daß hierdurch schädliche Spannungen entstehen, oder die Dichtigkeit des Daches beeinträchtigt wird. Am gefährlichsten ist in dieser Beziehung das Zink- und Bleiblech, deren Ausdehnungsziffer (Tabelle 2 im Anhang) mehr als das Doppelte der des Eisens und nahezu das Doppelte der des Kupfers beträgt. — Ferner wird die Deckungsart durch die Lötbarkeit des Materials beeinflusst. Zink, Blei und Kupfer können durch Löten luft- und wasserdicht verbunden werden, Eisenblech, selbst verzinktes,¹⁾ dagegen nicht.

Die Konstruktion der Dächer aus geformten und gegossenen Platten ist von der Form dieser Platten abhängig.

In der Regel finden diese Deckungsmaterialien nur aus architektonischen Rücksichten (z. B. bei Mansardendächern) Verwendung. Bei der verhältnismäßigen Seltenheit dieser Ausführungen und der Mannigfaltigkeit der möglichen Formen und Deckungsarten müssen wir davon absehen, näher auf diesen Gegenstand einzugehen. Vor-

kommenden Falles geben die Werke, welche sich mit Herstellung derartiger Deckungsgegenstände befassen, am besten Auskunft: 1)

§ 2.

Dachdeckung mit ebenem Tafelblech.

a. Zinkblech.

Das ebene Zinkblech kommt in Tafeln von 65 bis 100 cm Breite und etwa 200 cm Länge in den Handel. Die Stärke wird durch Nummern bezeichnet. Zu Dachdeckungen sind die Nummern 12 bis 14 am gebräuchlichsten. (Vergl. Tabelle 25 im Anhang.)

Bei der Deckung mit ebenem Zinkblech, welche stets auf Schalung erfolgt, kommt fast ausschließlich die große Ausdehnung des Zinks bei Temperaturerhöhung in Frage, welche nach Tabelle 2 über doppelt so groß ist als bei Eisen. Die Deckung ist demnach so einzurichten, daß die den größten vorkommenden Temperaturunterschieden entsprechenden Größenänderungen der Tafeln ohne schädlichen Einfluß, d. h. ohne Beeinträchtigung der Wasserdichtigkeit, von statten gehen können. Würde die Wärmeausdehnung nicht zu berücksichtigen sein, so wäre die Deckung mit Zinkblech die denkbar einfachste, da dann die einzelnen Tafeln durch Verlöten an den Stößen zu einer großen zusammenhängenden Fläche verbunden werden könnten. In dieser Weise wurden denn auch die ältesten Eindeckungen mit Zinkblech bewerkstelligt. Hierbei nagelte man die Tafeln an zwei Seiten auf der Schalung fest, ließ diese Seiten durch die Nachbartafeln überdecken und schloß die Fugen durch Löten. Infolge der Temperatureinflüsse werden jedoch die Lötnahte bei solchen Dächern sehr bald zerstört, auch ist die Eindeckung zeitraubend und feuergefährlich. Diese Nachteile ließen das Verfahren bald mit einem anderen vertauschen, indem man anfang die Zinkbleche auf dieselbe Weise durch Falze zusammenzusetzen, wie man dies bei der älteren Kupferbedachung gewohnt war. Bei dieser Deckungsart wird jede Tafel an ihrem oberen Rande etwa

1) Es liefern Zinkblechplatten: Gesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb, Bielle Montagne, Belgien. — Schlesiische Aktiengesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb zu Lipine in Oberschlesien. — Kraus, Walchenbach & Felger in Stolberg (Rheinland). — Eisenblechplatten: Jacob Hilgers, Rheinbrohl. — Arn. Georg, Neuwied. — Hermann Klehe, Hofblechmer, Baden-Baden. — A. G. Hein, Lehmann & Co., Berlin. — E. F. Weithas Nachfolger, Leipzig. — Aktiengesellschaft Geisweid bei Siegen. — Tillmanns, Remscheid. — Lahaye & Dierichs, U.-Barmen. — Holdinghausen & Co., Reifentath bei Siegen. — Emaillewerk Braschmann, Püttmann & Co., Schwelm. — Gupfplatten: Eisenwerk Tangerhütte. — Eisenwerk Gröbitz bei Miesä i. S.

1) Man kann zwar auch verzinktes Eisenblech löten, doch besitzt eine solche Lötung nur geringe Festigkeit.

15 mm breit rechtwinklich aufgebogen, die daranstoßende an ihrem unteren Rande ebenso behandelt, der aufstehende Rand aber etwa doppelt so breit gemacht als der der ersten Tafel (Fig. 377 a); darauf wird nach Fig. 377 b der zweite Rand über den ersten heruntergebogen und dann der ganze Falz auf die Fläche der Bleche niedergeschlagen (Fig. 377 c). Auf diese Weise falzt man so viele Tafeln

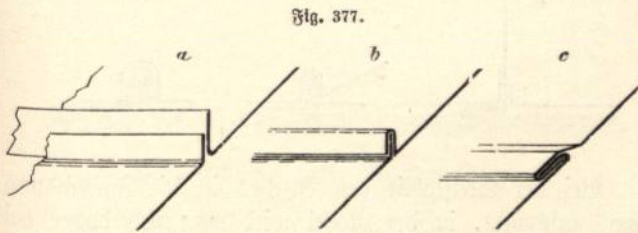


Fig. 377.

zusammen, daß Blechstreifen entstehen, die von der Traufe bis zum First reichen. Diese Arbeit geschieht in der Werkstätte. Die Streifen werden dann auf der Dachfläche selbst an ihren langen Seiten in ganz ähnlicher Weise miteinander verbunden, nur mit dem Unterschiede, daß die Falze nicht niedergeschlagen werden, sondern nach Fig. 378 sogenannte

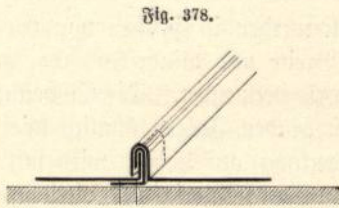


Fig. 378.

stehende Falze bilden. In diese Falze werden auf der Schalung aufgenagelte Haftbleche aus verzinktem Eisenblech eingefalzt, welche die Tafeln mit der Holzschalung verbinden.

Zur größeren Sicherheit kann man auch noch in den Quersügen Haste anbringen (Taf. 61, Fig. 14 d). Vielfach wird auch der liegende Falz in den Quersügen fortgelassen und durch einfache Überdeckung und Lötung ersetzt.

Allen Falzsystemen aus Zinkblech haftet der Nachteil an, daß wegen der Sprödigkeit des Materials die Bleche beim Falzen leicht brechen oder Risse bekommen und daß die stehenden Falze bei dem Betreten des Daches leicht beschädigt werden. Um den erstgenannten Übelstand möglichst zu verringern, empfiehlt es sich, solche Bleche zu verwenden, welche bereits in den Walzwerken so weit als möglich vorgefalzt sind.

Auch die in Frankreich hauptsächlich verwendeten Wulstsysteme, bei welchen an Stelle des stehenden Falzes die Ränder der Tafeln an den Längsfugen mit Wulsten versehen und durch eine wulstförmig gebogene Blechkappe

überdeckt werden (Fig. 379), sind fast ganz außer Gebrauch gekommen und durch die neuere nachstehend beschriebene Eindeckung auf Leisten verdrängt worden.

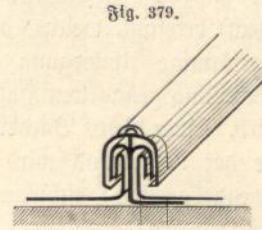


Fig. 379.

Die wagerechten Fugen werden hierbei ganz wie bei der vorherbeschriebenen Deckungsart behandelt, während an Stelle der stehenden Längsfalze durchlaufende Leisten mit untergelegten Haftblechen treten. Im einzelnen ist die Art der Eindeckung auf Taf. 61 dargestellt.

Fig. 11 zeigt eine Blechtafel mit umgebogenen Rändern. In den oberen Rand greifen nach Fig. 10 die aus 1 mm starkem verzinkten Eisen gefertigten Haftbleche des liegenden Falzes. Letztere sind in Fig. 13 vergrößert gezeichnet. Jede Tafel erhält am oberen Ende zwei solcher Haste, welche auf die Schalung aufgenagelt werden. In den oberen Falz greift dann nach Fig. 14 d und 7 der untere Falz der nächst oberen Tafel. Die etwa 5 cm hohen Seitenränder werden nicht umgebogen, sondern lehnen sich gegen die Leisten, welche 4 zu 6 cm stark, nach unten etwas abgechrägt und in den Ranten abgerundet sind (Fig. 5). Die Leisten laufen von der Traufe bis zum First durch und werden (bei Sparrendächern am besten über den Sparren) mittels Holzschrauben auf der Dachschalung befestigt. Unter die Leisten werden in 0,5 m Entfernung die in Fig. 12 abgebildeten Haftbleche aus verzinktem Eisenblech in der aus Fig. 8 ersichtlichen Weise geschoben, deren obere Ränder um die Seitenfalze der Blechtafeln umgebogen werden (Fig. 4) und so ein Abheben der Tafeln verhindern (Fig. 7). Die Leisten werden mit einer Zinkkappe (Fig. 5 und 7) überdeckt, welche um die Haste herumgreift.

Fig. 1 zeigt einen fertig eingedeckten First und Fig. 2 eine Traufe mit der Rinne. In letzterer Figur sind die beiden Leisten a a ohne die Bedeckung durch die Kappe gezeichnet, die Leiste b aber ist in ihrem unteren Teile mit dieser versehen; bei c c sind ein paar Haftbleche für die Decktafeln sichtbar. Fig. 2 und 3 veranschaulicht die Eindeckung der Traufe in Verbindung mit der Rinne. Der oben horizontal umgebogene Rand der Rückwand der Rinne bildet zugleich das sonst übliche Vorstoßblech, welches durch Haftbleche a (Fig. 3) gehalten wird, und um welches die Deckbleche b mit einer zylinderförmigen Umbiegung herumgreifen. Fig. 6 zeigt einen eingedeckten Bord. Er wird durch eine Leiste gebildet, welche an der dem Dache zu-

gekehrten Seite ganz wie die übrigen Leisten behandelt ist, an der Außenseite aber einige Verschiedenheiten zeigt. Zunächst ist auf der Leiste das Bordblech *d* (in Fig. 6a besonders gezeichnet mit dem Ausschnitt für das darüber weggreifende Haftblech) befestigt, welches an seinem unteren Rande eine zylinderförmige Umbiegung hat und mittels dieser und an die Schalung genagelten Haftbleche *c* (Fig. 6) hier festgehalten wird. Über dieses Bordblech hinweg greift dann die Deckkappe der Leiste und wird durch die über das Bordblech hinweggebogenen Haftbleche (welche hier wie überall unter der Leiste liegen) gehalten. Fig. 9 zeigt den Anschluß an eine massive Mauer. Auf der Schalung sind die (punktiert gezeichneten) Haftbleche festgenagelt und auch wohl noch in ihrem vertikalen Teile durch einen Nagel in einer Mauerfuge befestigt. Diese Haftbleche umfassen den aufwärts gebogenen Rand der Blechtafeln und den, ebenfalls aufwärts (aber nach innen) gebogenen unteren Rand der Schutzbleche *b*, welche ihrerseits mit ihrem oberen horizontal abgebogenen Rande in eine Mauerfuge greifen und hier festgehalten werden.

In Fig. 14 ist eine Deckkappe für die Leisten abgebildet, und zwar zeigt *a*, wie sich zwei solcher Kappen überdecken, *b* das vorbereitete Ende der Kappe an der Traufe, und *c* die Endigung selbst; die Fuge bei *x* wird verlötet.

Das Gewicht einer derartigen Zinkeindeckung auf Leisten beträgt für das qm Dachfläche bei den gebräuchlichsten Blechnummern und Tafelgrößen von:

1,0 × 2,0 m	0,8 × 2,0 m
Nr. 12 = 5,4 kg	Nr. 12 = 5,7 kg
" 13 = 6,1 "	" 13 = 6,4 "
" 14 = 6,8 "	" 14 = 7,1 "

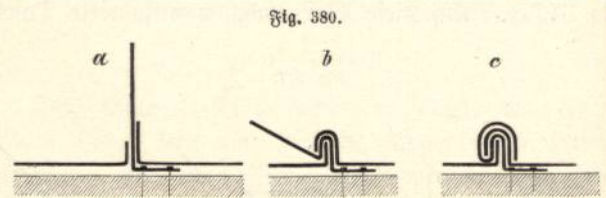
Die Eindeckung mit großen Tafeln ist somit vorteilhafter.

b. Eisenblech.

Wo überhaupt noch Deckungen mit flachem Eisenblech angewendet werden, empfiehlt es sich nur verzinkte Blechtafeln der größten Abmessungen, 1,6 m lang, 0,8 bis 1,0 m breit, 0,6 mm stark, zu verwenden. Die Eindeckung ist annähernd die gleiche wie bei Zinktafeln mit liegenden und stehenden Falzen nur mit denjenigen Abweichungen, welche durch die größere Steifigkeit des Eisenbleches bedingt werden.

Zunächst sind für die Falzbildung die Ecken der Tafeln auszuschnneiden, alsdann wird der liegende Falz der Quersfugen genau wie bei Zinkblech gebildet und mit Haftblechen befestigt. Der stehende Seitenfalz wird meist durch in 50 cm Abstand anzuordnende Hafter gehalten, welche den Falz bügelartig umfassen. Der Hafter (16 cm lang, 4 cm breit, 1 mm stark) wird zunächst stehend mit verzinkten Nägeln aufgenagelt, wie Fig. 380a zeigt, alsdann wird er mit

dem oberen Deckblech nach Fig. 380b über den Falz des unteren Deckbleches abgebogen und schließlich das vorstehende Ende des Haftbleches bügelartig um den Falz herumgelegt (Fig. 380c). Die Eindeckung kann sowohl auf Schalung als auf Lattung vorgenommen werden.



Bei der Steifigkeit des Bleches ist die Falzbildung etwas erschwert, in der Regel wird man sich daher bei Eindeckung mit ebenem Eisenblech der jetzt überall im Handel zu bekommenden verzinkten Formenbleche (Dachpfannen, Dachplatten) bedienen, welche nach Art der Falzziegel bereits mit den erforderlichen Überdeckungen versehen sind und in einfachster Weise wie letztere auf Lattung eingedeckt werden.¹⁾

c. Kupferblech.

Die Tafeln werden in Größen von 0,8 bis 2 qm bei höchstens 1 m Breite und mindestens 0,5, gewöhnlich 0,6 bis 1,0 mm Stärke verwendet. Die Eindeckung erfolgt mit liegenden und stehenden Falzen ähnlich wie bei Zinkblech. Von einer Eindeckung auf Leisten wird mit Rücksicht auf den Mehrverbrauch an Material und die dadurch erwachsenden Mehrkosten meist abzusehen sein, auch ist die Eindeckung mit liegenden und stehenden Falzen bei der geringeren Temperaturdehnung des Kupfers ausreichend.

d. Bleiblech.

Bei der höchst seltenen Anwendung, welche in Deutschland das Bleiblech zu Dachdeckungen an Stelle von Kupferbedachung findet (in Frankreich ist die Verwendung von Bleiblechdeckungen viel häufiger), beschränken wir uns auf einige kurze Hinweise. Wenn das Bleidach von Dauer sein soll, müssen Platten von mindestens 1,5, besser 2 bis 3 mm Dicke verwendet werden. Die Längsfugen werden als stehende Falze oder Wulste (häufig mit untergelegten dreieckigen oder halbrunden Leisten, welche den Wulst aus der Dachfläche herausheben und so das Eintreiben von Wasser erschweren), die wagerechten Fugen teils mit einfacher Überdeckung (bei flacheren Dächern), teils mit Falzen hergestellt. Bei steileren Dachflächen ist auf eine sichere Aufhängung der verhältnismäßig schweren Tafeln in den

1) Siehe Fußnote auf S. 246

Querfugen mittels Haken oder anderer Hilfsmittel Bedacht zu nehmen.

Außer zur Deckung der eigentlichen Dachfläche kommt Bleiblech an Stelle von Zinkblech für die Eindeckung der Kehlen, Grate und der Anschlüsse an Schornsteine u. a. bei solchen Gebäuden in Frage, welche der Einwirkung einer säurehaltigen Atmosphäre ausgesetzt sind.

§ 3.

Dachdeckung mit Zinkwellblech.

Die Dachdeckung mit Zinkwellblech unterscheidet sich von der mit Eisenwellblech dadurch, daß Zinkblech gelötet werden kann, Eisenblech nicht, daß ferner Zinkblech eine geringere Festigkeit und Elastizität besitzt als Eisenblech und demnach eine engere Pfettenteilung bedingt. Da die Deckung mit Zinkwellblech kostspieliger ist als die mit verzinktem Eisenblech und durch neuere Erfahrungen die große Dauer von verzinktem Eisenblech bei sorgfältiger Ausführung außer Frage steht, so kommt die Deckung mit Zinkwellblech heutzutage immer seltener zur Anwendung.

Das Zinkwellblech wird nur als sogenanntes flaches Wellblech hergestellt, bei welchem der Zentriwinkel α (Fig. 381, S. 250) einer Welle größer ist als 90° . Die verschiedenen Sorten und Abmessungen, sowie die Widerstandsmomente solcher Bleche sind aus der Tab. 26 im Anhang zu ersehen.

Berechnung der Pfettenabstände.

Die Zugfestigkeit des Zinkes beträgt etwa 1500 bis 2000 kg f. d. qcm. Über Druckfestigkeit und Elastizitätsgrenze liegen noch keine brauchbaren Angaben vor. Erfahrungsgemäß genügen die Zinkblechbedachungen, wenn die zulässige Spannungsannahme auf Biegung:

$$k = 150 \text{ kg f. d. qcm}$$

gesetzt wird.

Nach Gleichung (2), S. 227 betrug die Last für das qm Dachfläche bei Glasdach

$$p = (26 \delta + 75 \cos \alpha) \cos \alpha + 125 \cdot \sin (\alpha + 10).$$

An Stelle von $26 \delta =$ Eigenwicht des Glases, ist das Eigengewicht des Bleches mit etwa 15 kg einzusetzen, so daß für Wellblech

$$p = 15 + 75 \cos \alpha \cos \alpha + 125 \cdot \sin (\alpha + 10)$$

wird.

Bei einer Neigung von mehr als 35° kommt die Schneelast nur noch teilweise in Betracht, weshalb für den ungünstigsten Neigungsfall zu setzen ist:

$$p = (15 + 75 \cos 35) \cos 35 + 125 \cdot \sin 45 = \text{rund } 150 \text{ kg f. d. qcm} \quad (1)$$

Hiernach ergibt sich die Bieungsgleichung, wenn a der Pfettenabstand, zu

$$\frac{150 \cdot a^2}{8} = 1,5 W, \quad (2)$$

woraus

$$W = 12,5 a^2 \left\{ \begin{array}{l} a \text{ in m} \\ W \text{ in cm}^2 \end{array} \right\} \quad (3)$$

$$a = 0,28 \sqrt{W} \quad (4)$$

folgt.

Da ein Betreten der Wellblechdecke nicht immer zu vermeiden ist, hierbei aber erfahrungsmäßig schwache Bleche durchbiegen, so sind Blechstärken von weniger als 1 mm nicht anzuwenden. Als geringstes Zinkblech ist hiernach Nr. 15 = 0,95 mm stark zu bezeichnen, dagegen die übliche Verwendung von Zinkblech Nr. 12, 13 und 14 auszuschließen.

Der Pfettenabstand schwankt alsdann je nach dem verwendeten Profil zwischen 65 und 110 cm.

Befestigung des Wellbleches auf den Pfetten.

Bei dem geringen Abstand der Pfetten reichen die bis 3,0 m langen Zinkblechtafeln über mehrere Pfetten hinweg (Taf. 62, Fig. 1 a bis d). Eine feste Verbindung mit den Pfetten ist wegen der Wärmedehnung des Materials nicht zulässig. Die Verbindung muß demnach der Blechdecke den hierfür erforderlichen Spielraum gewähren, andererseits ein Abheben durch Sturm, oder ein Abgleiten der Blechtafeln verhindern. Dies wird erreicht durch sogenannte Haken (auch Haster) Taf. 62, Fig. 1 c, welche aus starkem Zinkblech (Nr. 16 bis 18) gefertigt, mit dem oberen Schenkel an die Unterseite des Wellbleches gelötet werden und mit dem Unterschenkel unter den Flansch der Pfette greifen (Taf. 62, Fig. 1 b). Die Länge des angelöteten Schenkels beträgt 5 bis 8 cm; der untere Schenkel muß die Pfette wenigstens $3\frac{1}{2}$ cm weit umfassen. Zwischen Haste und Pfette muß außerdem ein Spielraum von reichlich 3 mm für die Ausdehnung verbleiben.

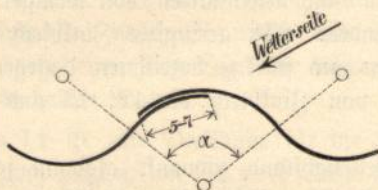
Man ordnet für jede Tafel auf der untersten Pfette je an dem dem Stoß zunächst liegenden Wellenthal eine Haste und in der Mitte der Tafel so viel Haken an, daß deren Entfernung höchstens 40 cm beträgt. Bei den mittleren Pfetten genügt je eine Haste zunächst dem Stoß. Auf der oberen Pfette findet eine Befestigung nicht statt, da hier das Blech durch die Überdeckung der nächst oberen Tafel gehalten wird (Taf. 62, Fig. 1 b u. d).

Bei dem oberen Auflager der obersten Tafel läßt man das Tafelende so viel über die Pfette hinausstehen, daß an dem Überstand die Haken befestigt werden können (Fig. 1 d). Die Zahl der Haken ist hier die gleiche wie bei der untersten Pfette.

Die beschriebene Befestigung setzt voraus, daß der obere Flansch der Pfette parallel zur Dachfläche geneigt ist. Dies trifft für Zinkblech bei den kleinen Pfettenabständen und der dementsprechend geringen Beanspruchung der Pfetten fast stets zu. Bei abweichender Anwendung ist die Form der Haken wie beim Eisenwellblech zu verändern. (Siehe hierüber § 4.)

In den Stoßfugen (senkrecht zum Dachfirst) überdecken sich die Wellbleche nach Fig. 381 im Wellenberg um 5 bis 7 cm, eine besondere Verbindung ist unnötig.

Fig. 381.



Der Stoß ist mit Rücksicht auf den ungehinderten Abfluß des Wassers stets in den Wellenberg zu legen und hierbei zweckmäßig die Fuge so anzuordnen, daß sie von der Wetterseite abgekehrt ist. Die Stoßfugen werden meist ohne Versatz, d. h. vom First bis zur Traufe in einer Linie durchlaufend angeordnet.

Der Lagerstoß (parallel zum Dachfirst) wird, wie aus obigem bereits hervorgeht, stets über der Pfette angeordnet (Taf. 62, Fig. 1 b). Die Überdeckung des oberen Bleches richtet sich nach der Dachneigung und zwar ist zu wählen:

bei Dachneigung: 1:1,5 | 1:2 | 1:2,5 | 1:3 | 1:4 u. weniger
die Überdeckung: 8 | 12 | 15 | 17 | 18 cm.

Geringere Dachneigungen als 1:4 sind bei Wellblech zu vermeiden. Bei den Scheitelstücken der Tonnendächer sind daher die mittleren Tafeln so anzuordnen, daß die beiden Stöße in gleichen Abständen soweit als möglich vom Scheitel entfernt liegen, damit an diesen Stellen die Neigung möglichst bereits 1:4 beträgt, anderenfalls ist für Abführung etwa eindringenden Schlagwassers durch Querrinnen nach Art der bei Glasdächern gebräuchlichen zu sorgen. Die Lagerfugen können sowohl ohne Versatz auf derselben Pfette, oder mit Versatz, auf verschiedenen Pfetten für verschiedene Tafeln angeordnet werden. Bei der ersteren Anordnung kommen an der Kreuzungsstelle zwischen Stoß- und Lagerfuge vier Bleche, bei der zweiten nur drei Bleche übereinander zu liegen.

Die Bildung des Firstes erfolgt bei Zinkwellblech in der Regel unter Anwendung von zwei Firstpfetten, weil in diesem Falle die Anordnung einfacher ist als bei einer Firstpfette, und weil bei den kleinen Pfettenabständen, welche bei Zinkwellblech nötig werden, die mit zwei Firstpfetten verbundene Materialverschwendung unerheblich ist. Die Dichtung des Firstes erfolgt in der Weise, daß das obere Ende der letzten Zinkblechtafel durch ein angelötetes winkelförmiges Zinkblech a (Taf. 62, Fig. 1 a) abgeschlossen wird. Um den oberen Schenkel dieses Bleches werden die Enden der aus ebenem Blech bestehenden Firstkappe b umgefalzt. Die letztere, welche in etwa 4 bis 5 m Länge aus 1 m langen Tafeln zusammengelötet wird, kann sich infolgedessen unabhängig vom Wellblech ausdehnen. Bei großer Firstlänge wird in Abständen von 4 bis 5 m ein beweglicher Stoß angeordnet, bei welchem sich zwei benachbarte Firststücke um etwa 10 cm überdecken. Falls diese Überdeckung nicht genügend dicht erscheint, kann man die in Fig. 382 dargestellte Anordnung, bei welcher der Stoß durch eine bewegliche Querlappe gedichtet wird, anwenden.

Fig. 382.



Statt der ebenen Firstkappe kann man auch geformte Firststücke nach Fig. 3, Taf. 62 benutzen. Dieselben werden von der schlesischen Hütte Lipine gefertigt und können durch Biegen jedem Firstwinkel angepaßt werden.

Die Anordnung des Firstes mit einer Pfette, die Ausbildung der Traufe, der Grate und Kehlen unterscheidet sich in nichts von der Deckung dieser Dachteile mit Eisenwellblech, weswegen dieserhalb auf § 5 verwiesen wird.

§ 4.

Eisenwellblech. — Die ebene Dachfläche.

Das Eisenwellblech sollte zu Dachdeckungszwecken nur in verzinktem Zustand verwendet werden, da Verzinkung billiger ist als Anstrich und außerdem Verzinkung etwa 20 Jahre dauert, während Anstrich bereits nach 3 bis 5 Jahren zu erneuern ist. An Stellen, welche besonders der Einwirkung von Rauch und Dämpfen ausgesetzt sind, ist das verzinkte Eisenblech noch mit einem möglichst säurefesten Anstrich zu versehen. Das Gewicht der verzinkten Bleche ist etwa 0,8 bis 1 kg f. d. qm größer als das der unverzinkten Bleche.

Man unterscheidet flache und hohe Wellbleche. Letztere werden im Hinblick auf die große Tragfähigkeit Trägerwellbleche genannt. Bei den flachen Wellblechen ist die halbe Wellenbreite größer, bei den Trägerwellblechen gleich, oder kleiner als die Wellenhöhe.

Eine Anzahl gebräuchlicher Wellblechsorten sind in Tabelle 24 im Anhang zusammengestellt. Die Tafelbreiten schwanken zwischen 45 und 90 cm, die Normallängen zwischen 3 und 4 m. Die größten Tafellängen betragen 6 m, jedoch wird bei Überschreitung der Normallänge ein Überpreis gefordert. Zwischen flachen und Trägerwellblechen besteht kein erkennbarer Preisunterschied.

Berechnung der Pfettenabstände.

Das zu den Wellblechen verwandte Eisen muß von bester Beschaffenheit sein, da anderenfalls bei dem Auswalzen der Wellen Risse entstehen. Aus diesem Grunde könnte man die zulässige Beanspruchung ziemlich hoch wählen, mit Rücksicht aber auf die der Witterung stark ausgesetzte Lage der Wellblechdächer empfiehlt es sich, k nicht größer als 600 kg f. d. qcm anzunehmen.

Setzt man diesen Wert für k in Gleichung (2), S. 249 ein, so erhält man:

$$\frac{150 a^2}{8} = 6 W,$$

und hieraus:

$$W = 3,1 a^2 \quad \left. \begin{array}{l} a \text{ in m} \\ W \text{ in cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots (5)$$

$$a = 0,57 \sqrt{W} \quad \left. \begin{array}{l} a \text{ in m} \\ W \text{ in cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots (6)$$

Der Pfettenabstand kann mithin bei Eisenblech doppelt so groß wie bei Zinkblech gleichen Widerstandsmoments sein. In der Regel kommen für Dachdeckungen Profile von etwa 60 bis 120 mm Wellenbreite, 40 bis 80 mm Wellentiefe und 1 mm Stärke (in unverzinktem Zustand) zur Anwendung, deren Widerstandsmoment für das m Breite 17 bis 35 cm beträgt. Darnach ergibt sich der gewöhnliche Pfettenabstand für Eisenwellblech zu 2,5 bis 3,5 m. Die Blechstärke wähle man mit Rücksicht auf Einzellasten durch Menschen u. a. nicht unter 1 mm, in unverzinktem Zustand gemessen.

Die Befestigung des Wellbleches auf den Pfetten erfolgt wie bei dem Zinkblech durch Haste, teilweise auch durch Nieten. Während die Haste jedoch bei Zinkblech durch Löten befestigt werden konnten, sind sie hier mit dem Blech zu vernieten und zwar muß das Niet im Wellenberge sitzen, damit keine Undichtigkeiten entstehen. Die Haste bestehen aus $2\frac{1}{2}$ bis 6 (gewöhnlich 5) mm starkem verzinkten Blech und sind 3 bis 5 cm breit, während sich die Höhe nach dem Wellblech- und Pfettenprofil richtet. Die Stärke der verzinkten Niete beträgt 5 bis 6 mm, die Länge ist etwa gleich der drei-

fachen Dicke der Haste. Die Vernietung erfolgt kalt. (Vergl. Kap. 3, S. 41.)

Je nach der Stärke des Bleches, der Größe der Tafeln, der Pfettenentfernung und der Steilheit des Daches wird jede Haste mit 1 bis 3 Nieten (manchmal auch Schrauben) am Wellblech befestigt. In der Regel sind zwei Niete ausreichend. — Bei der großen Pfettenentfernung erhalten die Tafeln fast stets eine Länge gleich dem Pfettenabstand zuzüglich der notwendigen Überdeckung, deren Größe entsprechend der Dachneigung in derselben Weise wie bei Zinkblech zu wählen ist (vergl. S. 250).

Bei Dächern, deren Unterfläche dem Angriff des Windes ausgesetzt ist, werden die Tafeln vielfach am oberen Ende mit der Pfette vernietet und am unteren Ende mittels Hasten an der Pfette befestigt (Fig. 4a u. b, Taf. 62). Die obere Nietreihe wird hierbei durch den Überstand der nächsten Tafel gedeckt. Es genügt in diesen Fällen, jede zweite und dritte Welle mit einem Niet zu versehen, während die Hasten thunlichst auf jeder zweiten Welle anzubringen sind.

Fig. 383.

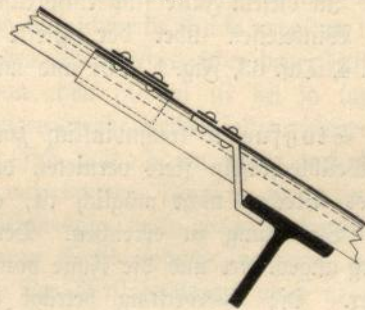
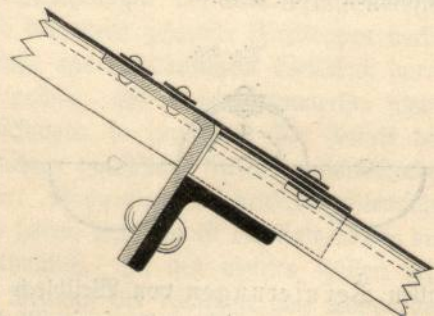


Fig. 384.



Um das Bohren der zahlreichen Nietlöcher in den Pfetten zu vermeiden, kann man auch die Bleche in den wagerechten Fugen miteinander vernieten und die Verbindung mit den Pfetten lediglich mittels Hasten bewirken (Fig. 383 u. 384). Erfolgt diese Vernietung nicht über der Pfette, sondern bei schwebendem Stoß (Fig. 383), so ist mindestens doppelreihige Vernietung notwendig und das Einlegen mit Mennige getränkter Leimwandstreifen

zur besseren Dichtung zu empfehlen. Die Anordnung vernieteter Lagerstöße besitzt den Nachteil einer erschwerten Herstellung und einer geringeren Temperaturbeweglichkeit des Daches. Bei der in Fig. 384 gezeichneten Anordnung besitzt die Pfette keinen nach oben gefehrten Flansch, die Hafte ist hier mit dem Pfettensteg vernietet, wobei die Längenausdehnung lediglich durch die Nachgiebigkeit der Hafte ermöglicht werden muß, was nicht empfehlenswert erscheint. Bei geeigneter Pfettenform kann man anstatt der Vernietung der Lagerfugen auch doppelte Haften am oberen und unteren Tafelende nach Fig. 387, S. 253 (untere Tafel) verwenden.

Ist die Unterfläche eines Daches gegen Sturmangriff geschützt, so können die Riete in den Pfetten oder den Lagerfugen ganz entbehrt werden. Der obere Rand der Blechtafel erhält alsdann gar keine Befestigung, sondern wird lediglich durch die Überdeckung des nächst oberen Bleches gehalten (Fig. 387, S. 253) (obere Tafel).

Nicht immer liegen die oberen Flanschen der Pfette parallel zur Dachfläche, obgleich eine derartige Anordnung bei allen mit Wellblech gedeckten Dächern möglichst anzustreben ist. In diesem Falle sind entsprechend gebogene Flach- oder Winkleisen über der Pfette anzuordnen (Taf. 47, Fig. 4, Taf. 63, Fig. 1 u. 3) und mit letzterer zu vernieten.

In den Stoßfugen (rechtwinklich zum Dachfirst) werden die Wellblechtafeln stets vernietet, da es bei der Steifigkeit des Bleches nicht möglich ist, einen dichten Schluß ohne Vernietung zu erreichen. Der Stoß wird im Wellenberg angeordnet und die Fuge von der Wetterseite abgekehrt. Die Überdeckung beträgt 5 bis 7 cm. Die 5 bis 6 mm starken Riete werden in 25 bis 30 cm Abstand geschlagen (Fig. 385).

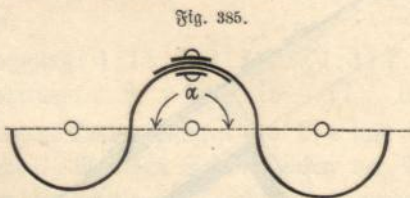


Fig. 385.

Bei allen Vernietungen von Wellblech unterlasse man nicht, beiderseits unter jedem Kopf ein Blechplättchen anzuordnen, um einer Schwächung des Bleches durch das Eintreiben des Sechshammers vorzubeugen. — Die auf der Außenfläche der Wellblechdecke liegenden Riete sind die schlechtesten Stellen des Daches, da die Nietköpfe, selbst wenn sie verzinkt sind, infolge der Hammerschläge von dem Überzug entblößt werden und eine Angriffsstelle für Rost bieten. Zum Schutze der Nietköpfe hat man kleine Hauben von Zinkblech darübergelötet, ohne jedoch hiermit be-

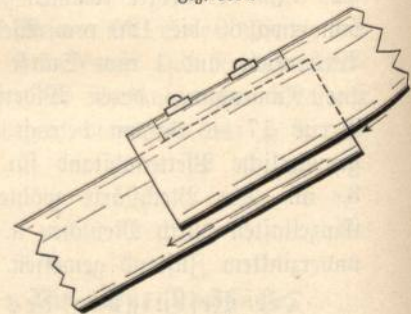
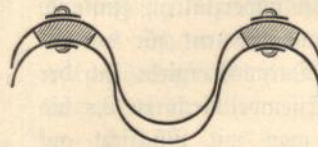
friedigende Ergebnisse zu erzielen. Neuerdings wendet man statt dessen mit Erfolg einen Anstrich des Nietkopfes mit Zinkstaubfarbe an, welcher nach Bedarf zu erneuern ist. Bei unzugänglichen Dächern empfiehlt sich die Verwendung von Kupfernieten.

Beseitigung des Schwitzwassers.

Wenn die Temperatur unterhalb der Wellblechdecke höher ist als oberhalb, so schlägt sich an der Innenseite Schwitzwasser nieder. Bei einer Dachneigung von mindestens 1:2 tropft dieses Schwitzwasser nicht ab, sondern es läuft innen an der untersten Kante des Wellbleches entlang der Traufe zu, bis es ein Hemmnis findet, welches das Abtropfen veranlaßt. Ein solches Hemmnis ist jedesmal der wagerechte Stoß, wenn die Bleche dicht aufeinander liegen, ferner die etwa zwischen zwei Stößen vorhandenen mittleren Pfetten. Läßt man nun zwischen beiden Blechen am Stoß, oder zwischen Pfette und Wellblech einen Zwischenraum von etwa 2 cm, welcher durch Einlegen von Futterblechen erreicht wird (Fig. 386 a u. b), so gelangt das Wasser durch diesen Zwischenraum auf die äußere Dachseite und wird hier wie das Regenwasser abgeführt. Abgesehen davon, daß diese Anordnung etwas gekünstelt erscheint und in ihrer Wirkung zweifelhaft ist, beeinträchtigt sie auch die Dichtigkeit und erscheint daher wenig empfehlenswert. Soll daher das Abtropfen von Schwitzwasser bei besseren Innenräumen vermieden werden, so erscheint die Anordnung einer zweiten inneren Decke, durch welche die Bildung von Schwitzwasser vermieden wird, am zweckmäßigsten.

Fig. 386a.

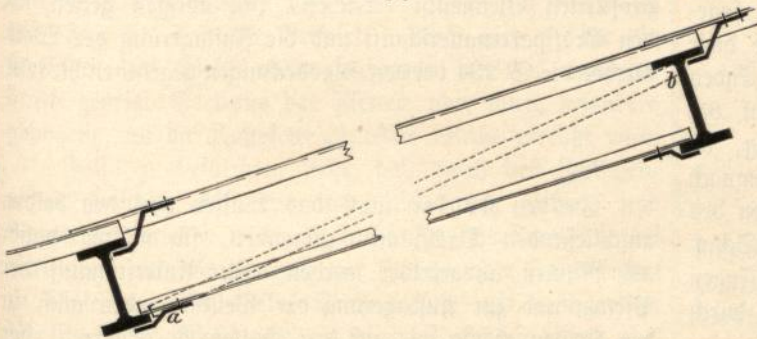
Fig. 386b



Vielfach wird diese zweite Decke gleichfalls aus Wellblech hergestellt und die Anordnung so getroffen, daß die Unterflanschen der Pfette sichtbar bleiben. Da eine solche innere Decke nur das Eigengewicht zu tragen hat, so können hierzu schwächere flache Wellbleche verwendet werden. Das Einbringen der inneren Decke bietet in der Regel einige Schwierigkeiten. Die äußere Wellblechdecke muß nämlich zuerst aufgebracht werden, da sie sich anderenfalls nicht ordnungsmäßig befestigen läßt. Die inneren Bleche dürfen infolgedessen nur höchstens eine Länge

= a b Fig. 387 haben, damit sie von unten eingebracht werden können. Die Haken, welche zur Befestigung dienen, werden bereits vorher an den Tafeln angebracht, wobei die unteren vernietet, die oberen jedoch nur verschraubt werden und zwar so, daß sie sich nach Auflegen der Blechtafeln drehen lassen können. Durch Anziehen der Mutter werden diese Haken dann festgestellt. Ein Vernieten der Stoßfugen ist nicht erforderlich.

Fig. 387.



Falls der überdeckte Raum eine von der Außenluft nicht erheblich abweichende Temperatur besitzt, so ist bei einer derartigen doppelten Wellblechdecke eine Bildung von Schwitzwasser kaum zu befürchten. Etwaige geringe Mengen sammeln sich in der Pfettenkehle bei a und verdunsten hier. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, die Pfettenkehle mit Asphaltpflaster zu bestreichen, oder mit Asphaltpappe zu belegen, um Rostbildungen auszuschließen.

Ist dagegen ein erheblicher Unterschied zwischen Außen- und Innenluft zu erwarten, so ist die innere Wellblechdecke unterhalb des Pfettenflansches anzuordnen. Das Schwitzwasser wird dann durch die zwischen zwei Tafeln verbleibenden Zwischenräume nach der Traufe abgeführt. Dort ist eine Rinne zur Aufnahme und Ableitung des Schwitzwassers anzulegen. — Sind die Dachflächen gebogen (bei Tonendächern, Kuppeln), so können sowohl die äußeren als auch die inneren Wellblechdecken gleichfalls der Form des Daches entsprechend gebogen werden.

Bleibt die Unterfläche des Wellbleches von innen sichtbar, so wird diese bei besseren Räumen in der Regel mit Anstrich versehen. Der gewöhnliche aus Zinkweiß und Schwefelspatzusätzen bestehende Ölfarbenastrich haftet erfahrungsmäßig auf verzinkten Flächen um so weniger, je mehr das Metall dem Wechsel der Temperatur ausgesetzt ist. Bei Bahnhofshallen hat sich ein Glanstrich aus chemisch reinem Bleiweiß mit einem Zusatz von 15 bis 20% Kreide gut bewährt, jedoch ist es notwendig, die Wellblechfläche vorher abzusäuern, damit der Schmutz entfernt und eine raue Oberfläche gebildet wird, an welcher die Farbe besser haftet.

§ 5.

Eisenwellblech. — Eindeckung der Firste, Grate, Kehlen, Traufen und der Anschlüsse an andere Bauteile.

Stoßen zwei Dachflächen unter einem Winkel zusammen, so muß hier die Wellblechdecke unterbrochen werden und an deren Stelle eine anderweite Eindeckung treten. Am einfachsten gestaltet sich noch die Anordnung des Firstes. Da hier die Wellen auf beiden Seiten rechtwinklich zum First gerichtet sind, so könnte man die Tafeln über dem First dem Firstwinkel entsprechend biegen und so ununterbrochen durchgehen lassen. Die Stöße würden dann in gewöhnlicher Weise auf den dem First zunächst liegenden Pfetten gebildet. Bei einem Abstand dieser Pfetten von der Firstpfette = 2,5 m müßten die Wellblechtafeln 5,0 m lang gewalzt werden, was bei Zahlung eines entsprechenden Überpreises ausführbar wäre. Eine solche Anordnung ist jedoch nur bei sehr flacher Dachneigung, etwa 1:4 (Taf. 62, Fig. 4a) empfehlenswert, da die Wellbleche nur schwache Knick erhalten dürfen. Auch das Biegen des Wellbleches über dem First nach einem Halbmesser von etwa 50 cm ist bei so langen Tafeln, welche im übrigen gerade bleiben sollen, schwer zu bewirken. Es empfiehlt sich deshalb am First zwei Pfetten, oder eine Pfette mit breitem Flansch anzuordnen, zwischen denen eine gleichmäßig nach einem Halbmesser von etwa 30 cm gebogene Wellblechtafel gespannt wird (Taf. 63, Fig. 1 u. 2). Die Wellblechtafel wird in den Wellenbergen mit der nächst unteren Tafel vernietet.

Für Ausführungen mit einer Firstpfette fertigen die Werke auch besonders geformte Firstkappen nach Taf. 62, Fig. 3, welche aus gewöhnlichem Wellblech durch Pressen hergestellt werden. Es ist jedoch immerhin schwierig, derartige Firstkappen so genau in der Fabrik herzustellen, daß sie nachher vollständig in die anschließenden Tafeln hineinpassen. Namentlich bei größeren Blechstärken (über 1 mm) und hohen Profilen ist die Anwendung dieser Firstkappen unthunlich. In den meisten Fällen benutzt man daher zur Deckung der Firstfuge eine Kappe von ebenem Zinkblech oder verzinktem Eisenblech (1 bis 1¼ mm stark), welche in den Wellenbergen mit den anschließenden Wellblechtafeln vernietet wird (Taf. 63, Fig. 3). Die einzelnen Firstblechtafeln überdecken sich hierbei in den Stößen um 3 bis 4 cm und werden durch drei Nieten (5 mm) verbunden. Die Längenausdehnung in der Firstrichtung wird durch Anwendung einzelner verschraubter Stöße mit länglichen Löchern im unteren Blech ermöglicht, erforderlichen Falles können Ausgleichschieber nach Art der

Fig. 382, S. 250 in angemessenen Abständen eingeschaltet werden.

Bei der vorbeschriebenen Anwendung ebener Firstbleche bleibt der Zwischenraum zwischen dem Wellenthal und dem Firstblech offen, es kann daher namentlich bei flacher Dachneigung und nicht genügender Überdeckung des Firstbleches Schnee und Regen durch diese Öffnungen in das Innere getrieben werden. Ist letzteres zu befürchten, so ordnet man unter der Firstkappe noch besondere der Wellenform entsprechend ausgeschnittene Zinkbleche, sogenannte Zackenbleche an (Taf. 63, Fig. 3), welche diese Zwischenräume schließen. Mitunter werden auch die Enden des Firstbleches selbst derartig ausgeschnitten (Taf. 63, Fig. 6 u. 7), besser ist aber die erstere Anordnung, da deren Herstellung bereits in der Werkstatt und demnach genauer erfolgen kann, und da durch das Übergreifen des Firstbleches über die Zackenbleche ein größerer Schutz erzielt wird. Behufs besserer Dichtung werden die Fugen zwischen Zackenblech und Wellblech vielfach noch durch Verlöten geschlossen.

Statt der Zackenbleche sind bei der Bahnsteighalle zu Hildesheim besondere Formstücke nach Fig. 4 u. 4a, Taf. 63 gefertigt worden, welche am unteren Ende der Form des Wellbleches folgen und am oberen Ende in ebenes Blech übergehen. Dort ist es mittels Falz mit dem ebenen Firstblech verbunden. Diese Anordnung ist sehr gut, aber schwierig herzustellen.

Soll der First äußerlich aus architektonischen Rücksichten besonders herausgehoben werden, so wird nach Taf. 63, Fig. 7 ein Holzbalken dem First entlang angeordnet, welcher die Kappe unterstützt.

Eine andere Firstbildung, bei welcher die oberen Wellblechtafeln nicht auf den Pfetten ruhen, sondern gegen die Stege der Pfetten anstoßen, zeigt Fig. 5, Taf. 63. Die Pfettenstege schließen hier die Wellbleche am oberen Ende einigermaßen dicht ab, doch läßt bei einer solchen Anordnung die Dichtigkeit zu wünschen übrig, auch wenn die Firstkappe 15 bis 20 cm über die Firstpfetten hinwegreicht. Da das Wellblech bei der nächst unteren Pfette auf dem oberen Flansch ruhen muß, so hat diese Anordnung, sofern nicht etwa die Firstpfette höher gelegt wird, den Nachteil, daß die oberste Wellblechtafel eine flachere Neigung erhält.

* * *

Die Ausbildung der Grate ist der des Firstes ähnlich, Wellblechkappen können jedoch hier nicht angewendet werden, da die Wellenrichtung im Grundriß mit dem Grat einen Winkel bildet. Man ist daher auf ebene Dichtungsbleche aus Zink beschränkt, welche nach Art der Fig. 1, Taf. 64

ausgeschnitten werden, um die Dichtung zu vervollkommen. Der Zackenausschnitt ist hier schwieriger als beim First; es empfiehlt sich daher, das Ausschneiden der Zacken erst auf der Baustelle vorzunehmen.

Die Zackenbleche werden mittels einer Blechkappe überdeckt und mit dieser vernietet. Vielfach wird hierbei zur äußerlichen Hervorhebung des Grates längs desselben eine Holzleiste angeordnet (Taf. 64, Fig. 1), indes läßt sich der gleiche Zweck auch durch einen hohlen, entsprechend profilirten Blechwulst erreichen. Im übrigen gelten für den Gratsparrenquerschnitt und die Auflagerung des Wellbleches die S. 234 bei den Glasdeckungen gegebenen Regeln.

* * *

In den Kehlen läuft das Wasser von den beiden anschließenden Dachflächen zusammen, sie müssen daher als Rinnen ausgebildet werden. Zur Unterstüzung der Pfetten und zur Auflagerung der Wellblechenden muß in den Kehlen ebenso wie auf den Graten ein Sparren, der Kehlsparren, angeordnet werden. Dieser kann wie bei First und Grat in zwei Sparren aufgelöst werden, welche zu beiden Seiten der Kehle liegen und nach der jeweiligen Dachneigung gedreht sind. Bei der Anordnung mit einem Kehlsparren Taf. 64, Fig. 2 wird die Kehle auf eine hinreichende Breite mit Zinkblech ausgefüllert, welches an den Seiten durch besondere dem Kehlsparren parallellaufende Winkel- oder sonstige Trageisen unterstützt wird. Für die Eindeckung des Zinkbleches sind die in § 2 gegebenen Regeln zu beachten. Das Blech ist nur um die Trageisen umgefaltet, sonst aber nirgends mit dem Eisen verbunden. Die Stöße des Zinkbleches werden mit liegendem Falz und Haspen nach Fig. 6 und 14 d, Taf. 61 ausgebildet, es ist jedoch nur nötig, auf je 4 bis 5 m Länge einen solchen Falz anzuordnen, die übrigen Stöße können durch einfache Überdeckung mit Verlöten gebildet werden.

Um eine möglichst ebene Lage des Zinkbleches zu erreichen und zu erhalten, empfiehlt es sich darunter ein 1 mm starkes verzinktes Eisenblech zu verlegen, welches gleichfalls mit Falz um die seitlichen Trageisen herumfaßt. Die Stöße dieses Bleches werden durch einfache 10 bis 15 cm breite Überdeckung ohne weitere Dichtung bewirkt.

Man kann auch den Kehlsparren selbst als Rinne gestalten, indem man verzinkte \square -Eisen oder genietete Kästen nach Art der Fig. 364, S. 237 dafür verwendet. Als Auflager für die Wellblechtafeln dienen im letzteren Falle mit dem Rinneneisen vernietete 2 mm starke verzinkte Bleche, falls nicht für die Neigung passende Eisen der Form Fig. 365 S. 237 verwendet werden können. Die Wellenthäler werden mit Zackenblechen gedichtet. Eine besondere eingelegte Zinkrinne ist bei Verzinkung des Kehlsparrens

zu entbehren. — Ähnlich gestaltet sich die Kehlbildung bei Anwendung von zwei Kehlsparren. Die Zinkrinne wird hier durch eiserne Bügel, welche nach Art der Fig. 4, Taf. 64 an den Kehlsparren befestigt werden, getragen.

* * *

Von der gewöhnlichen Traufe bei Wellblechdächern geben Fig. 1a, Taf. 62 und Fig. 3a und b, Taf. 66, von der Traufe zwischen zwei Satteldächern Fig. 4, Taf. 64 und Fig. 2, Taf. 28 Beispiele. Auch hier ist für ein Auflager des Wellbleches zu sorgen, welches entweder durch geneigte Stellung der Pfetten, oder durch besonders gebogene, an die Fußpfette genietete Bleche erreicht wird.

Falls zu befürchten steht, daß durch den Zwischenraum zwischen Fußpfette und Wellenberg Schnee und Regen eingetrieben wird, ist dieser Zwischenraum wie bei Firnkappe und Gratparren mit Zacken- oder Formblechen zu schließen. Bei steiler Dachneigung und genügendem Überstand des Wellbleches ist dieser Verschluss jedoch entbehrlich. Im übrigen sind die auf S. 236 u. f. für Glasdeckungen angegebenen Konstruktionen mit wenigen Änderungen auch für Wellblechdächer anwendbar.

* * *

Der Anschluß der Wellblechdecke an andere Bauteile erfolgt ebenfalls im allgemeinen in derselben Weise, wie dies bezüglich der Glasdächer S. 239 angegeben ist, indem hier nur an Stelle der Glastafeln und Sprossen eisen das Wellblech tritt.

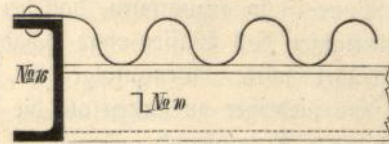
Das stets vorhandene Deckblech ist, falls es nicht parallel zur Wellenrichtung läuft, als Zackenblech auszuscheiden, oder es sind wie bei Fig. 6, Taf. 64 besondere Zacken- oder Formbleche anzuordnen, über welche das ebene Deckblech hinweggreift. Bildet der Anschluß eine Kehle, so ist die Anordnung einer Rinne zwischen Dach und Mauer zu empfehlen.

Die Eindeckung eines Schornsteins ist in den Fig. 3a bis c, Taf. 64 dargestellt. Zwischen der Hinterfläche des Schornsteins und der nächstliegenden Dachpfette, oder auch, falls der Abstand der letzteren zu groß, eines besonders angebrachten Pfettenwechsels werden rinnenförmig gebogene Flachisen a (Fig. 3c) befestigt, welche eine aus Zinkblech Nr. 16 oder $1\frac{1}{4}$ bis 2 mm starkem verzinkten Eisenblech gebildete Kehlrinne unterstützen. Letztere wird in gewöhnlicher Weise an der Schornsteinmauer mittels Schutzblech angeschlossen. Die seitlich an den Schornstein stoßenden Wellbleche (Fig. 3a) werden senkrecht aufgekantet und mittels Schutzblech überdeckt, welches mit der Kehlrinne verlötet wird.

Den Anschluß des Wellbleches an die senkrechte Seitenwand und den Giebel eines Dachreiters zeigen die Fig. 5 a u. b, Taf. 64.

Der Stirnabschluß eines überstehenden Wellblechdaches wird am einfachsten durch ein vor die Pfettenköpfe genietetes Formeisen oder profiliertes Blech bewirkt, dessen Steghöhe gleich der Pfettenhöhe zuzüglich der Wellblechhöhe ist (Fig. 388).

Fig. 388.



Da Unterhaltungsarbeiten bei Wellblechdächern nur äußerst selten vorkommen, so sind besondere Vorkehrungen zum Betreten des Daches im allgemeinen zu entbehren. Sollten indes etwa andere aus dem Dach vortretenden Teile, wie Schornsteine, Oberlichter und dergleichen zugänglich gemacht werden, so lassen sich die für die Laufbohlen und Leitern erforderlichen Stützen leicht auf dem Wellblech durch Vernieten auf den Wellenbergen befestigen.

§ 6.

Dachrinnen. — Allgemeine Anordnung.¹⁾

Die Dachrinnen haben den Zweck, das vom Dache ablaufende Wasser zu sammeln und einem gemeinschaftlichen Abfallpunkt zuzuführen. Eine gute Dachrinne muß die nachfolgenden Forderungen erfüllen:

1. Die Rinne muß genügenden Querschnitt und genügendes Gefälle besitzen, um eine völlige und schnelle Ableitung des Wassers selbst bei stärkstem Regen zu gewährleisten.

Für kleine Gebäude genügt ein kleinster Rinnenquerschnitt von 15 bis 20 cm Breite und 7 cm Tiefe, bei größeren Dachflächen sind diese Maße auf 20 bis 25, beziehungsweise 10 cm zu erhöhen. Allgemein kann man für das qm zu entwässernde Dachfläche 0,8 bis 1 qcm Rinnenquerschnitt rechnen. Die Abfallrohre sind in 15 bis 25 m Entfernung anzuordnen und erhalten einen Durchmesser von 12 bis 15 cm. Das Rinnengefälle ist zu 8 bis 10 mm auf das m (1:125 bis 1:100) anzunehmen. Mehrfach hat man auch der Rinnensohle gar

¹⁾ Wir folgen hier im wesentlichen den vom kgl. Preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten gegebenen Vorschriften. Zentralblatt der Bauverwaltung 1887, S. 217.

kein Gefälle gegeben, sondern nur die Rinnenwand entsprechend hoch angeordnet. Eine derartige Ausbildung bietet zwar den Vorteil, die Rinne in einfacher Weise durch das Hauptgesims gleichmäßig unterstützen zu können, ist jedoch mit dem Nachteil verbunden, daß das Wasser länger in der Rinne zurückbleibt, auch sich Wasserfäcke bilden, welche einen nachteiligen Einfluß auf den Bestand der Rinne ausüben. Derartige Anordnungen können daher nicht empfohlen werden.

2. Die Rinne ist so anzuordnen, daß bei Undichtigkeiten oder Überlaufen das Wasser ohne Schaden für das Gebäude abgeführt wird. Demzufolge ist die äußere Rinnenwand stets niedriger zu halten als die dem Dache zu belegene hintere Rinnenwand. Ferner ist die Rinne derart freizulegen, daß das etwa überlaufende oder durchrinnende Wasser unmittelbar abfließen kann, ohne gegen Wasser empfindliche Gebäudeteile zu berühren. Bei den auf dem Dach liegenden oder den unterhängenden Rinnen ist diese Bedingung ohne weiteres erfüllt. Bei den auf dem Hauptgesims angeordneten Rinnen wird der gleiche Zweck dadurch erreicht, daß die Rinne mit der Unterkante über dem Hauptgesims angeordnet und letzteres in einer gegen Wasser unempfindlichen Weise abgedeckt wird. Werden Brüstungen auf dem Hauptgesims vor den Rinnen angelegt, so sind sie mit genügenden Durchbrechungen für den unbehinderten Abfluß des Wassers zu versehen.

3. Die Rinne muß genügend fest mit dem Gebäude verbunden sein, damit ein Abheben durch Sturm verhütet wird. Gleichwohl muß die aus Metall hergestellte Rinne genügende Beweglichkeit behalten, damit die durch die Wärmeausdehnung entstehenden Verschiebungen frei von statten gehen können. — Die Verbindung der Rinnen mit dem Gebäude wird durch Rinneneisen bewirkt, welche teils an dem Dachstuhl, teils an den Frontmauern befestigt werden. Die freie Beweglichkeit wird durch Falzverbindungen ermöglicht.

4. Es ist zu verhüten, daß zwischen der Dachdeckung und der hinteren Rinnenwand Schlagwasser durch Sturmwind eingetrieben wird. Diesem Zwecke entspricht ein Schutzblech, welches auf der Schalung befestigt und mit der Rinne durch Falz verbunden wird.

5. Die Rinnen müssen behufs Vornahme von Prüfungen und Ausbesserungen leicht zugänglich sein. — Bei niedrigen Gebäuden ist die Zugänglichkeit durch Leitern ermöglicht. In allen anderen Fällen sind die Rinnen begehbar herzustellen, falls nicht bereits das Dach (wie bei Holzzement) begehbar ist. — Die Begehbarkeit der Rinne wird entweder durch auf den Rinneneisen befestigte Laufbohlen, oder durch Unterstützung des Rinnenbodens mittels Holz, oder auch durch entsprechend kräftige Aus-

bildung der Rinne selbst, welche ein Betreten des Rinnenbodens ohne weitere Schutzmaßregeln gestattet, erreicht.

6. Die Rinnen müssen vor Beschädigung durch abgleitende Schneemassen geschützt werden. — Eine solche Gefahr liegt nur bei weniger steilen Dächern von weniger als 1:1,4 Neigung vor, da nur auf diesen größere Schneemassen sich ansammeln können. — Falls auch vor dem Gebäude befindliche Personen oder Gegenstände vor dem Schneesturz geschützt werden sollen, sind Schneegitter, welche auf dem Dache nahe der Traufe befestigt werden, anzubringen, anderenfalls genügen bereits die über den Rinnen angeordneten Laufbohlen, um eine Beschädigung der Rinne durch Schnee zu verhüten.

* * *

Für die Ausbildung der Rinne ist außerdem von Einfluß, ob das Dach steil oder flach geneigt ist, ob es ferner über die Außenwand überhängt oder mit ihr abschließt.

Nach der Querschnittsform unterscheidet man zwei Arten von Rinnen, die flachen und die Kastenrinnen. Die flache Rinne von annähernd halbkreisförmigem Querschnitt findet nur bei untergeordneten Gebäuden Verwendung und zwar bei Dächern ohne Überstand, als auf die Dachfläche schräg aufgelegte Rinne, bei Dächern mit überhängender Traufe, als vorgehängte Rinne (Taf. 62, Fig. 1a und Taf. 65, Fig. 1). Die aufgelegte Rinne ist nur bei steilen Dächern anwendbar, da nur hier ein genügendes Rinnengefälle durch schräge Lage und genügende Sicherheit gegen Eindringen von Wasser über die hintere Rinnenwand zu erreichen ist. Die vorgehängte Rinne kann bei allen überhängenden Dächern, soweit Schönheitsrückichten nicht in Frage kommen, angewendet werden. Es ist darauf zu achten, daß die Dachdeckung so weit über den hinteren Rinnenrand hinausragt, daß ein Abträufeln des Wassers zwischen vorderer Dachkante und Rinne verhindert wird. Am sichersten wird dies durch Anordnung von Schutzblechen, mit welchen die Rinne versalzt wird, erreicht.

Soll bei überhängenden Dächern die unschöne vorgehängte Rinne vermieden werden, so kann man durch Unterschiebende unter den Sparrenenden die Vorbedingungen für eine Kastenrinne, welche durch eine hölzerne Traufleiste verdeckt wird, schaffen (Taf. 65, Fig. 2). Die Schalung ist unten mit genügenden Öffnungen zum Abfluß des Wassers (bei Überlaufen oder Undichtigkeit) zu versehen.

Bei Dächern, welche mit der Außenwand des Gebäudes abschließen, sind die früher namentlich bei Holzgesimsen vielfach angewandten Anordnungen, bei welchen der Rinnenboden tiefer sitzt als die Gesimsoberfläche (Taf. 61, Fig. 2),

wegen Verstoßes gegen obige Bedingung 2 zu verwerfen. — Statt dessen ist die Dachkante um 15 bis 20 cm höher zu legen als die Oberfläche des Hauptgesimses, und auf dem so gebildeten Absatz der Kastenrinne anzuordnen (Taf. 65, Fig. 3 bis 6; Taf. 66, Fig. 1 bis 3).

§ 7.

Dachrinnen. — Ausbildung im einzelnen.

Die Rinneneisen werden aus verzinkten Flacheisen von entsprechender Stärke gefertigt und je nach der Tragfähigkeit der Rinne in etwa 50 bis 80 cm Entfernung angebracht. Bei aufgelegten und vorgehängten flachen Rinnen genügt ein Rinneneisenquerschnitt von 4 bis 5 mm Dicke, 30 bis 40 mm Breite, bei größeren Kastenrinnen ist die Stärke des Eisens = 5 bis 8 mm, die Breite = 40 bis 60 mm zu wählen. Bei den leichteren hängenden Rinnen wird das Rinneneisen genau nach der äußeren Rinnenform gebogen und auf dem untersten Schalbrett mit verzinkten Holzschrauben befestigt (Taf. 65, Fig. 1). Bei den Kastenrinnen ist eine Verschraubung des Rinneneisens mit dem vor den Sparrenköpfen befindlichen Stirnbrett zweckmäßig. Außerdem empfiehlt es sich, das äußere Ende des Rinneneisens durch einen Halter an der gegenüberliegenden Dachschalung zu befestigen (Taf. 65, Fig. 3 bis 6; Taf. 66, Fig. 3). Die Rinneneisen sind thunlichst vor den Sparrenköpfen anzuordnen, treffen sie jedoch zwischen zwei Sparren, so sind Holzfutter unterzulegen, welche ermöglichen, daß die zur Befestigung dienenden Holzschrauben auf ihre ganze Länge im vollen Holze sitzen. Zweckmäßig ist es auch, wenn angängig, jedesmal unter dem verlöteten Stoß der Rinne ein Rinneneisen anzuordnen, da die Tragfähigkeit der Rinnen an dieser Stelle am schwächsten ist. Die Entfernung der Stöße und damit der Rinneneisen hängt alsdann von der Größe und zweckmäßigsten Ausnutzung der zur Verwendung kommenden Zinktafeln ab.

Soll die Rinne begehrbar sein, so genügen die vorbeschriebenen Befestigungsweisen der Rinneneisen nicht. In diesem Falle wird der vordere Stab des Rinneneisens entweder an einer eisernen Stütze befestigt, welche in dem Mauerwerk des Hauptgesimses eingelassen und mit Zement oder Blei vergossen wird (Taf. 66, Fig. 1), oder das Rinneneisen wird auf dem Hauptgesims gelagert und mit letzterem durch aufgelötete Blechösen verbunden (Taf. 65, Fig. 3, 5, 6, und Taf. 66, Fig. 2). Die Rinne wird in diesem Falle durch besondere Quereisen, welche in der dem Gefälle entsprechenden Höhenlage zwischen den senkrechten Teilen der Rinneneisen eingemietet werden, unterstützt. Die erstere Anordnung mit im Hauptgesims eingelassener

Stütze empfiehlt sich namentlich bei frei- und hochgelegenen Rinnen, welche einen bequemen Angriff für Stürme bieten.

Bei eisernen Pfetten und Sparren erfolgt die Befestigung der Rinneneisen mittels Schrauben an den Sparren oder Pfetten (Taf. 28, Fig. 2 und Taf. 66, Fig. 3). Im übrigen ist die Anordnung von der bei Holzdächern gebräuchlichen nicht verschieden.

Die Rinnen und Deckbleche werden fast stets aus Zinkblech Nr. 13 (0,85 mm stark), neuerdings aber auch aus verzinktem Eisenblech gefertigt. Nur in den Fällen, in welchen die Dachdeckung aus mehrwertigem Metall (Blei oder Kupfer) besteht, ist auch die Rinne nebst allem Zubehör in dem gleichen Material herzustellen. Auch bei sehr schwer zugänglichen Rinnen kann die Verwendung von Blei oder Kupfer zur Erzielung größerer Dauer gerechtfertigt sein.

Soll die Rinne ohne weitere Vorkehrungen begehrbar sein, so ist stärkeres Blech, Zink Nr. 14 bis 16 zu wählen, auch ist dann zweckmäßig, dem Rinnenboden eine korb-bogenförmige Rundung zu geben (Taf. 66, Fig. 1).

Wie erwähnt, werden in neuerer Zeit die Rinnen auch mehr und mehr aus verzinktem, 1 bis 1½ mm starken Eisenblech gefertigt. Diese Rinnen besitzen vor den Zinkrinnen mehrfache Vorzüge. Die einzelnen Stücke lassen sich entsprechend der größeren Tafellänge des Eisenbleches bis zu 4 bis 6 m lang herstellen, wodurch die zu Undichtigkeiten am meisten Veranlassung gebenden Stöße an Zahl erheblich verringert werden. Ferner ist die Rinne aus Eisenblech steifer, tragfähiger und den Temperatureinflüssen weniger unterworfen als die Zinkrinne. Am Stoß überdecken sich je zwei Rinnenstücke um 50 bis 60 mm und werden mit einer doppelten Nietreihe verbunden, außerdem werden die Fugen durch Lötung gedichtet. Die Nietköpfe sind wie bei dem Wellblechdach durch Anstrich vor Rost zu schützen und scheint dies der einzige schwache Punkt der Rinne, welcher eine dauernde Unterhaltung beansprucht. Die Verzinkung der Rinne wird erst nach dem Biegen des Bleches bewirkt. Der Abstand der zur Unterstützung dienenden Rinneneisen kann bei der großen Tragfähigkeit der Rinne 1 m und wohl auch mehr betragen.

Das dem Dache zugekehrte obere Ende der aus beliebigem Metall gefertigten Rinne wird mit dem oberen Deckblech versalzt, welches auf der Schalung entweder durch die Befestigungsschrauben des Rinneneisenhalters (Taf. 65, Fig. 3 und 4), oder durch Umsalzen um vorhandene Querlatten oder Quereisen in der aus Taf. 28, Fig. 2 und Taf. 55, Fig. 2a ersichtlichen Weise, oder noch besser durch Haken nach Fig. 6, Taf. 65 und Fig. 1, Taf. 66 befestigt wird. Sind hierbei Niete und Schrauben behufs Befestigung anderer Konstruktionsteile durch das Blech zu führen, oder erfolgt die Befestigung überhaupt

wie im ersten Fall durch die Schrauben der Rinneneisen, so ist die Anwendung der in Fig. 367, S. 238 dargestellten Konstruktion rätlich, bei welcher sich das Verkleidungsblech in dem durch die eingelegten Ringe gebildeten Spielraum ungehindert bewegen kann, falls es mit länglichen Löchern versehen ist.

Die Breite des oberen Verkleidungsbleches richtet sich nach der Dachneigung, sowie nach dem zwischen dem Deckungsmaterial und der Schalung verbleibenden Hohlraum.

An der dem Dache gegenüberliegenden Seite wird das Rinnenblech umgebördelt und in eine entsprechende Öse des Rinneneisens eingeschoben (Taf. 65, Fig. 1, 3, 4; Taf. 66, Fig. 2). Zur besseren Versteifung des äußeren Rinnenrandes ist es zweckmäßig, ein etwa 10 mm starkes Rundeseisen in die Umbördelung einzufalzen (Taf. 57, Fig. 4 und Taf. 65, Fig. 4a).

Wird die Vorderseite der Rinne durch ein profiliertes oder gewelltes Zinkblech verkleidet, so wird auch vielfach die Rinne mit diesem vorderen Verkleidungsblech durch Falz verbunden (Taf. 66, Fig. 1), oder es werden die Rinnen- und Verkleidungsbleche mittels einer gemeinsamen Blechkappe überdeckt und mit dieser verfalzt (Taf. 65, Fig. 5 und 6).

Das Verkleidungsblech selbst wird an den Rinneneisen mittels Haftern befestigt, welche einen gewissen Spielraum für Wärmeausdehnung gestatten (Taf. 65, Fig. 3, 5 und 6; Taf. 66, Fig. 1). Bei Fig. 3, Taf. 65 ist das Verkleidungsblech am oberen Ende nicht mit der Rinne verfalzt, sondern mittels Stift an dem oberen Ende des Rinneneisens befestigt (Fig. 3c). Hierbei sind im Blech längliche Löcher für die Längenverschiebung vorzusehen. — Die Verfalzung des Verkleidungsbleches mit der Rinne ist dieser letzteren Anordnung jedoch vorzuziehen.

Man vermeide, wie vielfach geschieht, das vordere Verkleidungsblech mit dem Abdeckblech des Hauptgesimses (wo ein solches vorhanden) zu verlöten, da hierdurch einerseits der Wasserabfluß bei undichter Rinne, anderenteils die gegenseitige Verschiebung der Bleche bei Wärmeausdehnung behindert wird.



Bei sehr langen Rinnen empfiehlt es sich, um übermäßige Längenverschiebungen zu vermeiden, in Abständen von etwa 30 m in den Gefällbrechpunkten die Rinne zu unterbrechen. Hierbei wird die Rinne beiderseits durch an-

gelötete Stirnbleche abgeschlossen und die Fuge zwischen zwei Stirnblechen durch Verfalzen des oberen Randes der letzteren mit einem Deckblech gedichtet (Fig. 389).

Das untere Verkleidungsblech hat den Zweck, das vor den Sparren hinlaufende Stirnbrett und das Hauptgesims vor Wasserzutritt und Verwitterung zu schützen, auch soll hierdurch der Eintritt von Wasser in die zwischen dem Stirnbrett und dem Mauerwerk verbleibende Fuge verhindert werden. Besteht das Hauptgesims aus wetterbeständigem Material (Granit, Klinker in Zement, Basaltlava, fester Sandstein, Schiefer u. a.), und ist die obere Neigung mindestens 1:3, so kann hier das Abdeckungsblech entbehrt werden.

Das untere Schutzblech greift dann nur so weit auf das Hauptgesims über, daß ein Eindringen von Wasser in die Fuge zwischen Holz und Mauerwerk mit Sicherheit verhütet wird (Taf. 65, Fig. 3; Taf. 66, Fig. 1).

Das untere Verkleidungsblech wird am oberen Ende mit dem Stirnbrett durch die Befestigungsschrauben der Rinneneisen oder durch Haftern verbunden, wobei die oben bezüglich der Befestigung des oberen Verkleidungsbleches gegebenen Regeln zu beachten sind. Das untere Ende des Verkleidungsbleches wird am Hauptgesims in Abständen von nicht über 60 cm mittels Steinschrauben oder Haftern befestigt.

Bei der Verbindung mit Steinschrauben (Taf. 65, Fig. 6; Taf. 66, Fig. 1) wird die über das Verkleidungsblech vorstehende Mutter durch eine aufgelötete Zinkkappe überdeckt. Statt der Steinschrauben werden auch eingegipfte Drahthalter (Taf. 65, Fig. 4c und Taf. 66, Fig. 3) verwendet. Für eine geringe Beweglichkeit des Bleches kann bei dieser Befestigungsart nur durch längliche Löcher gesorgt werden.

Besser ist die Verbindung mit Haftern, bei welcher ein Durchlochen des Bleches überhaupt vermieden, und letzterem volle Beweglichkeit gewährt wird. Das hintere einwärts gebogene Ende der aus verzinktem Eisenblech bestehenden Haftern wird hierbei in dem Hauptgesims mittels Blei- oder Zementdübel sicher befestigt, das andere Ende reicht über die Vorderkante des Hauptgesimses hinaus und ist hier nach unten gebogen. Das Verkleidungsblech umfaßt alsdann diesen Haken mittels Falz (Taf. 65, Fig. 5 und Taf. 66, Fig. 2).

Bei Holzzementdächern ist entlang der Traufe ein Randblech aus Zink anzuordnen, welches das Herabrollen von Kies in die Rinne verhindern soll (Taf. 66, Fig. 2). Das Blech wird auf dem oberen Verkleidungsblech aufgelötet und durch gleichfalls aufgelötete pyramidenförmige Bleche gestützt.

Zur Durchführung des Wassers sind Öffnungen in die Zinkbrüstung eingeschnitten.

Die Vorkehrungen zum Begehen der Rinnen können in verschiedener Weise getroffen werden. Bei Fig. 3, Taf. 65 ist der Rinnenboden durch 3 cm starke mit Holzteer getränkte kieferne Bretter unterstützt, welche auf den Quersprossen der Rinneneisen mittels Schrauben befestigt sind. Bei Fig. 5, Taf. 65 lagern diese Bretter auf keilförmigen Holzunterlagen. In Fig. 6, Taf. 65 ist der obere Rinneneisenhalter wagerecht gestaltet und hierauf eine 4 cm starke Laufbohle mittels Hakenschraube aufgeschraubt.

Über die Anbringung der Laufbohlen bei Kehlrinnen der Glas-, beziehungsweise Wellblechdächer sind Beispiele bereits S. 237 u. 239 angeführt. Bei Wellblech werden hierbei die Trageisen stets auf der Wellblechdecke befestigt (Taf. 28, Fig. 2), damit sich das obere Bekleidungsblech zwischen Wellblech und Fußpfette beliebig bewegen kann, was bei Aufnietung der Trageisen auf den Fußpfetten nicht der Fall sein würde.

Die in Fig. 1, Taf. 66 dargestellte Rinne kann vermöge ihrer Form und des verwendeten kräftigen Zinkblechs (Nr. 15) ohne weitere Schutzmaßregeln begangen werden.

Ein Schneeschutzgitter ist in Fig. 3, Taf. 66 dargestellt. Es besteht aus zwei durchlaufenden wagerechten

Winkleisen, welche an senkrechten, in Abständen von etwa 2,0 m angebrachten und auf dem Wellblech befestigten Eisenstäben angenietet sind. Bei Glasdächern sind die Stützen an den Sprosseneisen (Fig. 371, S. 239), bei anderen Deckungsarten auf der Holzschalung zu befestigen. In letzterem Fall wird die Dichtung der Fuge zwischen Stütze und Dach zweckmäßig mit Bleiblech bewirkt.

* * *

Die Abfallrohre werden in der Regel aus demselben Blech wie die Dachrinnen hergestellt und erhalten meist einen Durchmesser von 13 bis 15 cm. Mit Rücksicht auf Beschädigungen empfiehlt es sich, im unteren Teil bis über Manneshöhe gußeiserne Abfallrohre zu verwenden. Die Rohre werden in Abständen von etwa 1,5 m mittels eiserner, verzinkten Schellen am Mauerwerk befestigt. Am oberen Ende werden die Rohre mit dem Rinnenboden, in welchem sich eine entsprechende Öffnung befindet, verlötet, oder es reicht ein mit der Rinne verlöteter Rohrstützen trichterförmig in das Abfallrohr hinein. Falls die Rinne auf einem Hauptgesims lagert, ist in letzterem eine entsprechende Öffnung für das Abfallrohr auszusparen.

Zwölftes Kapitel.

Binderdächer.

§ 1.

Übersicht.

Die eisernen Dachstühle lassen sich nach zwei Hauptsystemen trennen, welche sowohl nach dem statischen Verhalten, wie nach der Art der Konstruktion wesentlich voneinander verschieden sind.

Bei dem einen Hauptsystem, den Binderdächern, werden sämtliche Belastungen durch Zwischenträger (die Sparren und Pfetten) auf Hauptträger übertragen, welche Binder genannt werden und welche ihrerseits die in der Binderebene wirkenden Belastungen an die unterstützenden Mauern und Säulen abgeben. Für die Aufnahme der (geringfügigeren) nicht in der Binderebene wirkenden Belastungen dienen zwischen den Bindern und mehr oder weniger rechtwinklich zur Binderebene angeordnete, meist wagerecht liegende Tragwerke, welche, da sie fast ausschließlich aus dem in der Längenrichtung des Gebäudes wirkenden Winddruck herrühren, die Bezeichnung Windverband oder Windträger führen.

Bei dem zweiten Hauptsystem, den Manteldächern, werden sämtliche Belastungen, gleichviel in welcher Ebene und Richtung sie wirken, von einem Stabsystem aufgenommen, welches sich innerhalb der Mantelfläche des Daches befindet und somit ein räumliches nach der Dachfläche gekrümmtes Fachwerk darstellt.

Während sich das Stabsystem der Binderdächer in einzelne ebene Träger auflösen und mit den in Kap. 5 bis 7 gegebenen Regeln für Vollsteg-, Fachwerk- und Bogenträger berechnen läßt, müssen die Manteldächer als räumliche Fachwerke betrachtet und nach besonderen Regeln berechnet werden. Bisher wurden die Pult-, Sattel- und Tonnendächer ausnahmslos als Binderdächer konstruiert, ebenso die älteren Zelt- und Kuppeldächer. Neuerdings werden letztere, namentlich wenn es sich um große Spannweiten handelt, oder wenn der Innenraum frei von Kon-

struktionsteilen bleiben soll, fast stets als Manteldächer ausgebildet. Hiervon wird das nächste Kapitel handeln, das vorliegende beschäftigt sich ausschließlich mit den Binderdächern.

Die Aufgabe bei dem Entwurf eines Binderdaches besteht darin, den zu überdachenden Raum durch eine Anzahl Hauptträger (Binder) in Unterabteilungen zu zerlegen, welche dann zunächst durch die Dachpfetten, demnächst durch die Dachsparren in so kleine Felder geteilt werden, daß letztere die Dachdecke unmittelbar aufnehmen können. Die Sparren können fehlen, wenn entweder die Dachdecke, wie bei Wellblech, genügende Tragfähigkeit besitzt, um den größeren Abstand zwischen zwei benachbarten Pfetten zu überbrücken, oder wenn bei weniger tragfähiger Decke die Pfetten in entsprechend engen Abständen verlegt werden. In letzterem Falle rücken die Lastpunkte auf den Bindern enger zusammen, was, namentlich bei Fachwerkbindern, im allgemeinen wenig vorteilhaft ist.

Man pflegt die Dächer mit Sparren „Sparrendächer“, die ohne Sparren „Pfettendächer“ zu nennen. Alle auf Lattung gedeckten Dächer sind Sparrendächer, die Dächer mit Schalung sind in der Regel Sparrendächer, seltener (bei Pappdächern mitunter) Pfettendächer; die Glasdächer werden meist als Sparrendächer (vergl. Kap. 10), die Wellblechdächer stets als Pfettendächer ausgebildet.

Zu den Hauptträgern (Bindern) können alle Formen der in Kap. 5, 6 und 7 behandelten Träger verwendet werden. Träger mit vollem Steg kommen in der Regel nur bei Pultdächern und flachen Satteldächern vor, steilere Satteldächer und überhaupt Dächer größerer Spannweiten erhalten Fachwerkträger als Binder, während Tonnendächer neuerdings gewöhnlich durch Bogenträger, seltener noch durch Fachwerkträger unterstützt werden. Bei kleineren Spannweiten der Tonnendächer werden meist stabförmige Vollstegbogen mit Zugstangen gewählt, bei größeren Spannweiten Fachwerkbogen bevorzugt, deren Kämpfer sich im

Fußboden befinden, so daß diese Dachbinder gleichzeitig die Außenwände, die Decke und das Dach des betreffenden Gebäudes bilden. Derartige Bogenkonstruktionen ermöglichen es, große überdachte Räume ohne Anwendung von Zwischenstützen zu schaffen und finden daher vornehmlich Verwendung bei Bahnsteighallen, Ausstellungsgebäuden, Markthallen u. dergl.

Hinsichtlich der Unterstützungsart bilden Binder auf zwei Endstützen die Regel; in selteneren Fällen kommen Binder als Freitragler (bei Vordächern im Anschluß an massive Mauern), ferner Binder als Träger mit überhängenden Enden (bei Vordächern an eingeschossigen Gebäuden und Kragdächern bei offenen Hallen) und schließlich Binder als Kragelenträger (bei mehrschiffigen Hallenbauten) zur Anwendung. Ferner sind noch die freitragenden Wellblechdächer zu erwähnen, Bogendächer, bei welchen die aus Trägerwellblech bestehende Dachhaut gleichzeitig in Verbindung mit Längsträgern an den Kämpfern und zwischen den Kämpfern gespannten Zugstangen die tragenden Dachbinder darstellt.

Bei allen Dachstühlen ist heutzutage die Verwendung des Eisens umfoweniger zu entbehren, je mehr es sich um die Überdeckung großer Räume handelt. Die Konstruktionen in Holz, auf welche man früher ausschließlich angewiesen war, versagen mehr oder weniger bei großen Spannweiten, teils weil die Querschnittsabmessungen der einzelnen Holzstäbe und damit deren Tragfähigkeit begrenzte sind, noch mehr aber, weil die Verbindungen der einzelnen Stäbe sich nicht in der klaren und rechnerisch unzweideutigen Weise ermöglichen lassen, wie dies bei Eisen, insbesondere bei Schmiedeeisen der Fall ist.

Dieses Vorteils sollte man sich bewußt bleiben und alle Unklarheiten in der Anordnung der Konstruktion vermeiden, am wenigsten aber darauf verfallen, etwa in Holz gebräuchliche Dachstuhlssysteme ohne weiteres auf Eisen übertragen zu wollen. Aus gleichem Grunde empfiehlt es sich, nur solche Systeme zu verwenden, welche bei jeder denkbaren Belastung und ohne daß Biegespannungen in den Stäben auftreten, standsicher und statisch bestimmt sind. Bei statisch unbestimmten Systemen ist die Berechnung meist sehr umständlich und von Annahmen abhängig, welche sich bei der praktischen Ausführung gewöhnlich nicht in genügend genauem Maße verwirklichen lassen. Man sollte daher statisch unbestimmte Systeme nur dann verwenden, wenn zwingende Gründe hierfür vorliegen und eine sorgfältige und sachverständige Überwachung der Ausführung gewährleistet ist.¹⁾

Seltener führen Gründe der Feuer- und Schwamm-sicherheit bei Dachstühlen zur Wahl des Eisens an Stelle des Holzes. Ein völlig feuerfesteres Dach müßte überdies mit vollständiger Unmantelung des Eisens und mit den für Decken im 8. Kapitel angegebenen feuerfesten Konstruktionen ausgestattet werden. Bei den meisten Gebäuden liegt die Notwendigkeit eines derartig feuerfesten Daches nicht vor. Da nun außerdem bei Dachstühlen die Dauer und Haltbarkeit des Holzes eine befriedigende ist, so wird man zweckmäßig alle die Dachstühle, welche bei geringer Spannweite nur einfache Anordnungen erfordern, noch so lange in Holz ausführen, als die Kosten des eisernen Dachstuhls wesentlich höher sind als die des hölzernen. Während daher bei Wohngebäuden, für welche die obigen Voraussetzungen gewöhnlich zutreffen, das Eisen bereits in größerem Umfange bei Wand- und Deckenbauten Verwendung findet, wird das Dach fast noch durchweg in Holz ausgeführt.

Sobald jedoch größere Spannweiten, wie sie bei öffentlichen Gebäuden mit Versammlungsräumen, bei Fabrikwerkstätten, bei Speichergebäuden und bei Bahnhofshallen vorhanden sind, in Betracht kommen, bietet das Eisen vermöge seiner größeren Festigkeit und Verbindungsfähigkeit derartige Vorzüge vor dem Holzbau, daß es den letzteren auf diesem Gebiete bereits größtenteils verdrängt hat. Indes können auch bei geringeren Spannweiten, bei welchen das Dach noch sehr wohl in Holz hätte ausgeführt werden können, Gründe vorliegen, welche für die Verwendung von Eisen sprechen. So pflegt man beispielsweise bei kleineren offenen Hallen im Hinblick auf das gefälligere Aussehen; bei Räumen mit Oberlichtern mit Rücksicht auf die geringere Verdunkelung der Lichtflächen dem Eisen den Vorzug zu geben.

Wie im 5. Kapitel bereits hervorgehoben, kommt das Gußeisen als Material für Träger nicht mehr in Betracht. Dementsprechend werden auch eiserne Dachstühle, bei welchen früher das Gußeisen in ausgiebigstem Maße Verwendung fand, in neuerer Zeit ausschließlich in Schmiedeeisen hergestellt. Wir werden daher auf die zahlreichen Beispiele der älteren gußeisernen Dächer nicht näher eingehen; dagegen können die teils in Holz, teils in Schmiedeeisen ausgeführten Dachbinder bei weniger wichtigen und nur vorübergehenden Zwecken dienenden Anlagen mit Rücksicht auf die geringeren Baukosten noch immer zweckmäßig sein. Die auf Druck in Anspruch genommenen Binderstäbe werden hierbei in Holz, die gezogenen Stäbe aus Rundeisen mit Spannschlössern hergestellt. In welcher Weise die Verbindungen zwischen den Holz- und den Eisenteilen bei derartigen gemischten Konstruktionen bewirkt werden können, ist aus den Abbildungen 2, 3 und 5 auf Taf. 4 ersichtlich.

1) Vergl. auch S. 123 u. 124.

Die Sparren und Pfetten werden vielfach, auch bei Anwendung eiserner Binder, noch in Holz ausgeführt, namentlich dann, wenn eine Dachdeckung auf Holzschalung oder Lattung zur Verwendung kommt; bei Glas- und Wellblechdächern pflegen auch die Sparren und Pfetten in der Regel aus Eisen hergestellt zu werden.

§ 2.

Die Sparren.

Der Querschnitt der Holzsparren ist stets ein rechteckiger, derjenige der Eisensparren meist ein \perp - oder Γ -förmiger. Auf den eisernen Sparren wird Schalung und Lattung gewöhnlich durch Nägel mit umgeschlagenen Spitzen oder mittels Holzschrauben, für welche Löcher in den Sparrenflansch einzubohren sind, befestigt. Statt dessen können auch Holzleisten an den Sparren angebolzt werden, auf welchen dann die Schaldecke wie bei Holzsparren aufgenagelt wird. Mitunter hat man auch \perp -Eisen an Stelle der Holzlatten angewendet. Man erhält auf diese Weise ein vollständig ohne Holz hergestelltes Dach. Für derartige eiserne Latten genügen \perp -Eisen von 45 . 45 . 7 mm, deren Abstand a bei 39 cm langen Ziegeln etwa 27 1/2 cm, bei Schiefer je nach der Länge der Tafeln etwa 25 bis 35 cm, bei Blechtafeln bis 1,5 m beträgt. Ist l die Sparrenentfernung, so ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment der Latten annähernd nach Gleichung (5), S. 230 zu:

$$W = 2,2 a l^2 \dots \dots \dots (1)$$

worin a und l in m, W in cm³ einzusetzen ist. Das kleinste praktisch verwendbare Winkelblech 45 . 45 . 7 besitzt ein kleinstes Widerstandsmoment von $\frac{J_y}{4,5 \cdot 0,707} = 1,38 \text{ cm}^3$, mithin ist der hierfür zulässige Sparrenabstand:

$$l = \frac{0,8}{\sqrt{a}}$$

und demnach für:

a = 0,25	0,275	0,30	0,35	1,00	1,50 m
l = 1,6	1,52	1,46	1,35	0,8	0,65 m.

Bei Holzlatten und Holzschalung beträgt die Sparrenentfernung je nach der Schwere der Deckung und der Tragfähigkeit der Holzdecke 75 bis 100 cm. Über 1,0 m Sparrenentfernung geht man selbst bei leichten Dächern wegen des andernfalls zu befürchtenden Werfens der Schalbretter und Latten nicht hinaus.

Die Berechnung der Sparren erfolgt in der Kap. 10, S. 229 für die Sprossen der Oberlichter entwickelten Weise, nur daß statt des Glasgewichts das Gewicht der jeweiligen Deckung einzuführen und außerdem auf Abgleiten des Schnees keine Rücksicht zu nehmen ist. Zwar gleitet bei jeder Dachdeckung der Schnee bei einer gewissen Steilheit des Daches schließlich ab, da aber das Abgleiten durch Hindernisse, wie Dachkehlen, Dachfenster, Traufgitter u. a. aufgehalten werden kann und der Einfluß der Schneelast bei steileren Dächern nur gering ist, so wird das Abgleiten bei der Berechnung am besten ganz außer Betracht gelassen.

Es sei nun

- α = Neigungswinkel des Daches
 - e = Eigengewicht der Deckung, der Schalung und des Sparrens
 - s = Schneelast
 - w = Winddruck
 - a = Abstand der Sparren in m
 - l = Abstand der Pfetten " "
- f. d. qm
Dachfläche
in kg

so ist zunächst (vgl. S. 13):

$$s = 75 \cos \alpha$$

$$w = 125 \cdot \sin (\alpha + 10).$$

e und s wirken lotrecht, w rechtwinklich zur Dachfläche.

Zerlegt man e und s in eine rechtwinklich zum Sparren und eine in Richtung des Sparrens wirkende Seitenkraft und vernachlässigt die letztere, so ist die f. d. qm Dachfläche rechtwinklich zum Sparren wirkende Gesamtkraft:

$$q = (e + s) \cos \alpha + w$$

$$= (e + 75 \cos \alpha) \cos \alpha + 125 \cdot \sin (\alpha + 10)$$

und das erforderliche Widerstandsmoment des Sparrens

$$W = \frac{a q l^2}{8 k} \cdot 1) \dots \dots \dots (2)$$

Hierbei kann mit Rücksicht auf die Seltenheit des Vorkommens der ungünstigsten Belastungsannahme k für Schmiedeeisen bis 1200, für Holz bis 80 kg/qcm gesetzt werden.

Für verschiedene Deckungsarten und Neigungswinkel ergeben sich die in nachstehender Tabelle berechneten Werte von q.

1) Streng genommen sind die Sparren durchlaufende Träger (vergl. S. 104 u. 170).

Tabelle a.

Art der Eindeckung	e = Gewicht von 1 qm Dachfläche kg	Werte von $q = (e + 75 \cos \alpha) \cos \alpha + 125 \sin (\alpha + 10)$ in kg bei einer Dachneigung $\alpha =$									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°
Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	132	142	148	153	157	159	160	160	156	150
Glas auf Eisen und Pappdach auf Schalung . . .	40	147	157	163	167	170	172	172	171	166	157
Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung oder Lattung	45	152	162	167	171	175	177	176	175	169	160
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	95	—	—	—	218	220	220	217	214	201	185
Einfaches Ziegeldach	100	—	—	—	—	225	224	221	217	204	187
Falzziegeldach	120	—	—	—	—	243	241	237	232	217	197
Doppel- und Kronenziegeldach	130	—	—	—	—	252	250	246	240	224	202
Holzementdach	220	327	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Bei der Bestimmung des Sparrenquerschnittes ist ebenso wie bei den Decken auf die Durchbiegung Rücksicht zu nehmen (vergl. Kap. 5, S. 107). Da jedoch stoßweise Belastungen bei Dächern selten (bei Sturm) und die der Berechnung zu Grunde gelegten größten Belastungen nur äußerst selten vorkommen, so genügt es bei den Sprossen und Sparren etwa $\frac{1}{50}$, bei den Pfetten je nach Spannweite, Pfettenabstand und Belastung $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{50}$ der Spannweite als geringste Trägerhöhe anzunehmen. Bei einer Beanspruchung von 900 kg/qcm ergeben sich dann die größten Durchbiegungen im Ausnahmefall der vollen Belastung zu $\frac{1}{210}$ beziehungsweise $\frac{1}{350}$ der Stützweite.

Beispiel:

Die Sparrenentfernung a bei einem Schieferdache betrage 0,9 m; Entfernung der Pfetten $l = 3,5$ m; Dachneigung $= 1:2 = 26^\circ 34'$; q nach vorstehender Tabelle $= 217$.

Hiernach bei eisernen Sparren nach Gleichung (2)

$$W = \frac{0,9 \cdot 217 \cdot 3,5^2}{8 \cdot 12} = 25 \text{ cm}^3,$$

bei hölzernen Sparren

$$W = \frac{0,9 \cdot 217 \cdot 3,5^2}{8 \cdot 0,8} = 374 \text{ cm}^3.$$

In Holz genügt ein Balken von 10/15 cm Stärke, dessen $W = 375$;

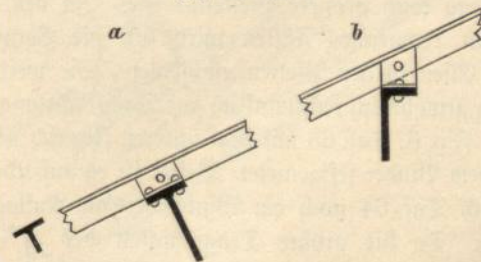
in Eisen \perp -Profil Nr. 10/10, dessen $W = 24,7$,
oder \perp Nr. 18/9 dessen $W = 26,2$,
oder \perp -Profil Nr. 9, dessen $W = 25,9$.

Diese Profile genügen auch in Bezug auf Durchbiegung.

* * *

Die Befestigung der hölzernen Sparren auf eisernen Pfetten erfolgt durch Aufkämmen des Sparrens um mindestens $1\frac{1}{2}$, besser 2 cm. Wenn der Pfettensteg rechtwinklich zur Sparrenrichtung verlegt ist, so wird der Sparrenausschnitt ein gleichmäßig rechteckiger, im anderen Falle ein trapezförmiger (Taf. 68, Fig. 2). In beiden Fällen werden die Sparren außerdem mit Holzschrauben auf den Pfetten befestigt.

Fig. 390 a und b.



Die eisernen Sparren werden bei \perp -Form mittels seitlicher Winkellaschen mit den Pfetten verbunden, wobei es gleichgültig ist, ob der obere Pfettenflansch in der Ebene des Daches sich befindet (Fig. 390 a), oder ob er wagerecht steht (Fig. 390 b). Sparreneisen, welche einen unteren

Flansch besitzen, wie $I=$ und $L=$ Eisen, werden gewöhnlich auf die Pfette genietet, falls deren oberer Flansch sich wie bei Fig. 390a in einer Ebene mit dem Dache befindet, andernfalls ist der untere Flansch am Auflager auszuhauen, worauf die Befestigung in derselben Weise wie bei Fig. 390b erfolgen kann.

§ 3.

Die Pfetten.

Bei nicht zu großer Binderentfernung (3 bis 3,5 m) lassen sich die Pfetten noch aus Holz herstellen, in der Regel werden jedoch, wenn eiserne Binder zur Verwendung gelangen, auch eiserne Pfetten gewählt, da diese namentlich bei schwereren Dächern eine größere Binderentfernung und eine entsprechende Ersparnis an Bindergewicht ermöglichen. Nur bei Pfettendächern, bei welchen die hölzerne Lattung, oder Schalung unmittelbar auf den Pfetten befestigt zu werden pflegt, ist Holz der bequemerer Befestigung halber mitunter vorzuziehen. Die Holzpfetten werden dann am besten in die Ebene der Dachfläche gedreht und mittels seitlicher Winkelleisen und Bolzen auf den Bindergurten befestigt (Taf. 69, Fig. 2 und 3).

Fehlt dagegen eine Holzschalung, so wird selbst bei Pfettendächern mit ziemlich enger Pfettenteilung, wie sie u. a. bei Deckung mit Zinkwellblech notwendig wird, in der Regel Eisen zur Bildung der Pfette vorgezogen. Es genügen in diesen Fällen meist Pfetten aus $L=$ Eisen, deren Höhe mit Rücksicht auf Durchbiegung (vergl. oben) nicht kleiner als $1/40$ bis $1/50$ der Spannweite zu bemessen ist. Die Befestigung auf dem Binder erfolgt hierbei durch ein zweites Winkelleisen (Taf. 62, Fig. 1a und Taf. 70, Fig. 2e), welches erforderlichenfalls bei genügender Schenkelhöhe auch gestattet, die Pfette in verschiedenen Höhenlagen über dem Binder anzubringen.

Liegen die Pfetten, wie bei Dachdeckung mit eisernem Wellblech, weiter auseinander, so erfordert die größere Beanspruchung auch größere Pfettenprofile. In den meisten hierher zu rechnenden Fällen wird sich die Verwendung von $J=$ Eisen zu den Pfetten empfehlen. Sie werden mit dem Steg gewöhnlich rechtwinklich zur Dachfläche angeordnet und nach Fig. 6, Taf. 63 mit dem unteren Flansch unmittelbar auf dem Binder festgenietet. Besser ist es außerdem, wie bei Fig. 6, Taf. 64 noch ein Winkelleisen am Auflager anzuordnen. Da die größte Tragfähigkeit des $J=$ Eisens dann vorhanden ist, wenn die angreifende Kraft in eine Ebene mit der Hauptachse $y-y$ (Tab. 15 im Anhang) fällt, die Mittelkraft der auf die Pfette wirkenden Kräfte aber stets zwischen der Lotrechten und der Winkelrechten zur Dachneigung liegen wird, so ist bei geneigter Pfettenlage der untere Schenkel des $J=$ Eisens stets abwärts, der

obere stets aufwärts gerichtet anzuordnen. Das $J=$ Eisen wird dann namentlich bei Dächern mittlerer Neigung im Stande sein, bei gleichem Materialverbrauch mehr zu leisten als alle anderen Pfettenprofile. Gleichzeitig ermöglicht diese Anordnung bei Wellblechdächern eine bequeme Befestigung der Wellblechdecke. Bei Sparrendächern mit schwerer Dachdeckung, oder größerer Pfetten- und Binderentfernung reichen die vorgenannten Profile in der Regel nicht mehr aus. Man verwendet alsdann zunächst $C=$ und $I=$ Profile und falls auch diese zu schwach sind, genietete Blech- und Fachwerkträger.

Die $C=$ und $I=$ Profile können sowohl rechtwinklich zur Dachfläche als auch lotrecht angeordnet werden. Die geneigte Stellung (rechtwinklich zur Dachfläche) ist vorteilhaft, wenn der Einfluß des Windes überwiegt, also namentlich bei steilen Dächern mit nicht zu schweren Deckungen, während die lotrechte Stellung sich mehr für flache schwere Dächer empfiehlt. Man hat auch mitunter eine zwischen beiden Grenzlagen geneigte Stellung gewählt, bei welcher die größten Spannungen aus rein lotrechter Belastung (ohne Wind) und größtmöglich geneigter Belastung (mit Wind und ohne Schnee) gleich groß werden. Im allgemeinen hat jedoch eine allzu spitzfindige theoretische Ausmittelung der günstigsten Pfettenlage wenig praktischen Wert. Man wähle daher die Pfettenlage vorwiegend nach rein praktischen Erwägungen und bestimme hiernach das geeignete Profil in der weiter unten ausgeführten Weise.

Besitzen gewalzte Profileisen bei größeren Binderentfernungen und stärker geneigten Dächern nicht mehr genügende seitliche Steifigkeit, oder erfordern ästhetische Rücksichten ein thunlichst leichtes Aussehen, so werden die Pfetten als genietete Blechträger oder als Fachwerkträger ausgebildet. Mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch den rechtwinklich zur Dachfläche wirkenden Windstoß sind hierbei für den Obergurt Profile mit breiten wagerechten Winkelschenkeln und weit ausladenden Kopfplatten zu empfehlen. Statt dessen lassen sich auch vorteilhaft zwei gesonderte Fachwerkträger mit gemeinschaftlichem Kopf anordnen, wie solche zuerst von J. W. Schwedler bei einem Ziegeldach von 21 m Spannweite, später in größerem Umfang bei den Hallen der Berliner Stadtbahn und bei ähnlichen Bauausführungen angewendet wurden. Der eine der beiden Träger liegt hierbei in der Dachfläche, der andere rechtwinklich hierzu. (Siehe Taf. 31, Fig. 1 und 7, Taf. 73, Fig. 2 und Textfigur 398, S. 272). Die Untergurte beider Pfetten werden durch einzelne Stäbe verbunden, so daß ein Ausbiegen der schrägliegenden Pfetten infolge des Eigengewichts ausgeschlossen ist. Das Netzwerk wird aus kleinen Flach- und Winkelleisen gebildet. Durch eine derartige Anordnung erhält man eine außerordentlich leistungsfähige Pfette bei geringem Materialaufwand.

Bei der Verbindung der Pfetten mit den übrigen Teilen des Daches ist darauf zu achten, daß die Wärmeausdehnung der meist in beträchtlicher Länge durchlaufenden Pfetten möglich bleibt, ohne daß andere Teile des Daches, namentlich die Binder, in Mitleidenschaft gezogen werden. Dies wird gewöhnlich durch Anordnung länglicher Löcher in den Pfetten an den Stößen der letzteren, oder an den Verbindungsstellen mit den Bindern erreicht. Es muß hierbei der nötige Spielraum am Stoße verbleiben und die Verbindung mittels Schrauben (nicht Nieten) bewirkt werden.

Bei längeren Dächern ist die Ausbildung der Pfetten als Kraggelenträger (vergl. Kap. 5, § 8) vorteilhaft, weil hierdurch einerseits eine Erleichterung der Pfetten erzielt wird und andererseits der Pfettenstoß nicht mit dem Binder zusammenfällt, wodurch sich die Konstruktion vereinfacht. Wegen Ausbildung der Pfettenstöße als Gelenklager ist das erforderliche bereits im 5. Kapitel, § 12 (S. 116) erörtert worden, es möge hier noch darauf hingewiesen werden, daß die wechselnd schiefe Beanspruchung der Pfette eine Gelenkkonstruktion erfordert, welche nicht, wie bei gewöhnlichen Trägern, nur solche Kräfte, welche in der Stegebene wirken, sondern auch dazu rechtwinklich wirkende Kräfte zu übertragen hat. Aus diesem Grunde sind die Taf. 33, Fig. 3 bis 6 dargestellten Gelenkkonstruktionen bei allen steileren Dächern den gewöhnlich angewandten Gelenken mit Flachlaschen vorzuziehen.

Ferner ist zu beachten, daß die durch Winddruck stärker beeinflussten Pfetten außerdem noch durch ein Drehmoment beansprucht werden infolge des Umstandes, daß die Dachhaut im oberen Flansch der Pfette und nicht im Schwerpunkt des Pfettenprofils angreift. Auch aus diesem Grunde empfiehlt es sich, bei solchen Pfetten das Gelenk mit in seitlicher Richtung steifen Laschen zu versehen, auch ist in diesem Falle eine Verschraubung der Laschen und Pfetten mit mehreren Schrauben der Verbindung mit nur einem Gelenkbolzen vorzuziehen.

Bei sehr langen Pfetten kann man die ungünstige Wirkung schiefer Belastung, sofern keine genieteten in zwei Ebenen steife Querschnitte (nach Art der auf Taf. 31, Fig. 1 und 7, bezw. Taf. 73, Fig. 2 dargestellten) angewendet werden, dadurch erheblich abschwächen, daß man je zwei benachbarte Pfetten zwischen den Bindern durch eine oder mehrere Querverbindungen gegeneinander absteift. Werden diese Querverbindungen bis zur First- und Traufpfette durchgeführt und diese letzteren Pfetten entsprechend steif konstruiert, so kommt für die Berechnung der ungünstig auf die Pfette wirkenden Biegemomente an Stelle der Binderentfernung nur die Entfernung der Querverbindungen als freie Länge in Betracht, wodurch eine wesentlich günstigere Beanspruchung der Pfette erzielt wird.

Bei den Sparrendächern werden diese Querverbindungen zwischen den Pfetten in mehr oder weniger vollkommenem Maße durch die Sparren ersetzt. Hier ist also der ungünstige Einfluß der schiefen Belastung weniger zu fürchten als bei den reinen Pfettendächern.

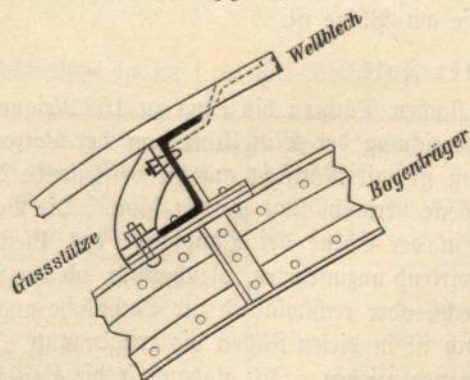
Ebenso fallen bei flachen Dächern und bei steileren Dächern mit schwerer Deckung die vorgenannten Bedenken weniger ins Gewicht und es können für die hier meist senkrecht gestellten und schweren Pfetten dieselben Gelenkkonstruktionen wie bei den Kraggelenträgern in Deckenbalken angewendet werden (vergl. S. 116).

Abweichend von den Mittelpfetten sind die First- und Traufpfetten auszubilden. Die Firstpfette kann aus einem oder zwei Trägern bestehen. Im ersteren Fall steht sie stets senkrecht, im zweiten Fall werden die Pfetten meist rechtwinklich zur Dachfläche gestellt. Die erstere Anordnung empfiehlt sich mehr bei flachen, schweren, die letztere bei steilen Dächern mit leichterer Deckung. Beispiele für die erstere Anordnung sind Taf. 62, Fig. 4, Taf. 64, Fig. 5a, Taf. 68, Fig. 1 und 2, Taf. 73, Fig. 1a; — solche für die zweite Taf. 62, Fig. 1a, Taf. 63, Fig. 2 bis 7, Taf. 10, Fig. 1a, 2a. Die Belastung einer jeden Firstpfette ist im zweiten Fall halb so groß wie bei den Mittelpfetten, weshalb hier in der Regel \square -Profile ausreichen, wenn die Mittelpfetten Γ -Profile aufweisen.

Das gleiche gilt von der Traufpfette.

Bei der Befestigung der Pfetten auf den Bindern sind Vorkehrungen gegen ein Umkanten (infolge des Drehungsmomentes) oder Schiefstellen zu treffen. Liegen die Pfetten auf den Obergurten der Binder auf, was bei den als Kraggelenträger ausgebildeten Pfetten stets der Fall, so

Fig. 391.



genügen bei kleineren Pfetten Winkellaschen (Taf. 62, Fig. 1b und 3, Taf. 63, Fig. 7) zur Befestigung auf den Bindern. Bei höheren Pfettenprofilen erfolgt die Sicherstellung durch strebenartig angebrachte Flach- oder Winkelleisen (Taf. 63, Fig. 4 und 5, Taf. 68, Fig. 1b), oder durch gußeiserne Stühle (Textfigur 391).

Ein unmittelbares Aufnieten der Pfetten auf den Bindergurten ohne weitere Stützung ist zu vermeiden. Demnach können Befestigungen wie Taf. 68, Fig. 2a, Taf. 70, Fig. 1b, nicht empfohlen werden. Bei erstgenanntem Beispiel würde der Übelstand durch das bei der Mittelpfette punktiert gezeichnete Winkelreiß zu beheben sein.

Bei den seitlich an Kantenbleche (Taf. 70, Fig. 1d, 3a und 3d), oder an die Bindergurte und Vertikalstäbe (Taf. 25, Fig. 1 und Taf. 26, Fig. 3) mit Winkelaschen anschließenden Pfetten ist jedes Schiefstellen oder Kanten ausgeglichen, doch lassen sich solche Pfetten nur dann als Gelenkträger gestalten, wenn sie am Knotenblech nicht gestoßen sind wie bei Taf. 70, Fig. 3d.

§ 4.

Berechnung der Dachpfetten.

Die Pfetten werden bei Sparrendächern durch den Auflagerdruck der Sparren, bei den Pfettendächern unmittelbar durch den Druck der Decke; im ersten Falle durch Einzellasten, im zweiten durch gleichmäßig verteilte Last beansprucht. Es ist jedoch zulässig, auch im ersten Fall der Berechnung eine gleichförmig verteilte Last zu Grunde zu legen. — Da Eigengewicht und Schnee senkrecht, der Windstoß rechtwinklich zur Dachfläche wirken, so ist die Mittelkraft der auf die Pfette wirkenden Kräfte schief gerichtet und zwar beträgt die Abweichung vom Lote zwischen 0 und α° , wenn α der Neigungswinkel des Daches. Je nach der Neigung des Daches sind zwei Fälle zu unterscheiden, für welche eine verschiedenartige Berechnungsweise am Platze ist.

Erster Fall.

Bei flachen Dächern bis etwa zu 15° Neigung (1:4) ist die Abweichung der Mittelkraft von der Lotrechten so gering, daß sie mit Rücksicht auf die versteifende Wirkung der Dachdecke vernachlässigt werden kann. Die Belastung ist dann in der Ebene der Hauptachse des Pfettenquerschnittes wirkend anzunehmen, gleichgültig, ob der Pfettensteg senkrecht, oder rechtwinklich zur Dachfläche angeordnet ist. Jedoch ist in diesen Fällen die erstgenannte Stellung der Pfette vorzuziehen. Ist alsdann q die Last für das qm Dachfläche aus Eigengewicht, Schnee und Wind, a der Pfettenabstand, l die Binderentfernung, so ist das erforderliche Widerstandsmoment des Pfettenquerschnittes wie bei den Sparren:

$$W = \frac{a q l^2}{8 k} \dots \dots \dots (3)$$

Die Werte für q sind aus Tabelle a, S. 263, soweit Dachneigungen von 5 bis 15° in Betracht kommen, zu entnehmen.

Bei der Bestimmung des Querschnittes sind hierbei nur solche Profile zu wählen, welche auch einige Steifigkeit gegen Ausbiegen in der wagerechten Achse besitzen, also L-, Γ -, C- und I-Eisen.

Ferner ist die Durchbiegung zu berücksichtigen und hiernach die Trägerhöhe bei schweren Dächern (über 100 kg f. d. qm) auf mindestens $\frac{1}{30}$, bei leichten Dächern (unter 100 kg f. d. qm) auf mindestens $\frac{1}{40}$ der Stützweite zu bemessen. Bei leichten Pfettendächern mit enger Pfettenteilung (Zinkwellblech) kann man indes mit der Pfettenhöhe, ebenso wie bei den Sparren, bis auf $\frac{1}{50}$ der Stützweite herabgehen. In der Regel wird die Durchbiegung nur bei den letztgenannten Dächern in Frage kommen, da bei größeren Belastungen sich ohnehin genügend hohe Pfettenprofile ergeben werden.

Zweiter Fall.

Beträgt die Dachneigung mehr als 15° (1:4), so muß auf die schiefe Richtung der äußeren Kräfte zur Pfettenachse Rücksicht genommen werden. Diese schwankt je nachdem Wind vorhanden ist oder nicht, zwischen der Lotrechten und der bei stärkstem Sturm eintretenden Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck. Für die Berechnung ist die bei stärkstem Wind und bei voller Schneebelastung eintretende Mittelkraft maßgebend, da sich hierdurch die ungünstigsten Beanspruchungen ergeben. Diese Mittelkraft ist nach den beiden Hauptachsen des Pfettenquerschnittes (vergl. S. 30 und 31) zu zerlegen.¹⁾ Man hat jedoch nicht nötig erst die Mittelkraft zu bilden, sondern kann selbstredend Schnee und Eigengewicht sowie Wind einzeln zerlegen und die verschiedenen Seitenkräfte dann zusammenziehen. Ist β der Winkel, welchen die Hauptachse X-X des Pfettenquerschnittes mit der Lotrechten einschließt (Fig. 392), so sind, da die beiden Hauptachsen X-X und Y-Y stets rechtwinklich aufeinanderstehen (vergl. S. 30, 2), die aus den Lotrechten Lasten r (Schnee und Eigengewicht)

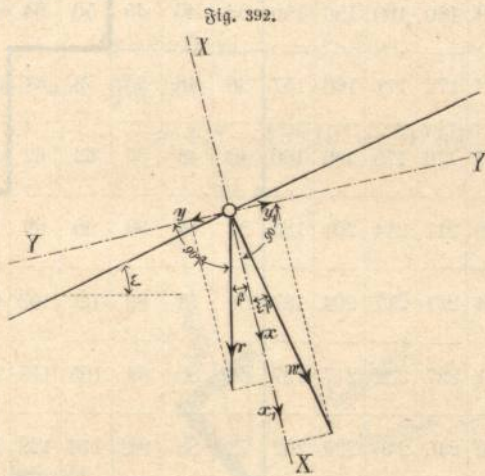
1) Bei Dächern mit gespundeter Schalung und fester Verbindung der Schalung mit Sparren und Pfetten könnte man auch die Mittelkraft der Belastungen in Richtung der Hauptachse der Pfette und der Dachfläche zerlegen. Die letztere Seitenkraft würde dann durch die steife Dachfläche nach den Bindern übertragen werden können, so daß für die Berechnung der Pfette nur die erstere Kraft in Betracht käme. Mit Rücksicht auf Mängel in der Ausführung, sowie auf das Eigengewicht der Pfette, dessen Angriffspunkt nicht in der Dachfläche, sondern unterhalb im Schwerpunkt des Pfettenquerschnittes liegt, empfiehlt es sich jedoch, die Pfette stets als einen frei und ohne seitliche Führung zwischen den Bindern schwebenden Träger anzusehen.

herrührenden, nach diesen Hauptachsen zerlegten Seitenkräfte:

$$\begin{aligned} x &= r \cos \beta \\ y &= r \sin \beta \end{aligned}$$

und die aus Winddruck herrührenden Seitenkräfte, wenn ϵ der Neigungswinkel des Daches:

$$\begin{aligned} x_1 &= w \cos (\epsilon - \beta) \\ y_1 &= w \sin (\epsilon - \beta). \end{aligned}$$



Hierin ist einzusetzen

$$\begin{aligned} r &= e + 75 \cos \epsilon \\ w &= 125 \sin (\epsilon + 10). \end{aligned}$$

Die auf das m Pfette wirkende Last ist dann in der X-X'-Ebene

$$p_x = a \cdot q_x = a (x + x_1)$$

in der Y-Y'-Ebene

$$p_y = a \cdot q_y = (a y \pm y_1)$$

und die entsprechenden Biegemomente folgen aus:

$$M_x = \frac{a q_x l^2}{8} \dots \dots \dots (4)$$

$$M_y = \frac{a q_y l^2}{8} \dots \dots \dots (5)$$

Der Pfettenquerschnitt genügt, wenn:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < k, \dots \dots \dots (6)$$

wobei k mit Rücksicht auf das seltene Vorkommen der angenommenen ungünstigsten Belastung bis zu 1200 kg/qem angenommen werden kann.

Bei den meisten Querschnitten (mit Ausnahme der L- und T-Eisen) ist, wenn die Pfette senkrecht steht:

$$\beta = 0,$$

wenn die Pfette rechtwinklich zur Dachfläche steht:

$$\beta = \epsilon.$$

Im ersteren Falle wird alsdann

$$\begin{aligned} x &= r & x_1 &= w \cos \epsilon \\ y &= 0 & y_1 &= w \sin \epsilon \end{aligned}$$

und $p_x = a (r + w \cos \epsilon)$

$$= a (e + 75 \cos \epsilon) + 125 \sin (\epsilon + 10) \cos \epsilon$$

$$p_y = a \cdot w \sin \epsilon = a \cdot 125 \cdot \sin (\epsilon + 10) \sin \epsilon.$$

Im zweiten Falle wird:

$$\begin{aligned} x &= r \cos \epsilon & x_1 &= w \\ y &= r \sin \epsilon & y_1 &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{oder } p_x = a (r \cos \epsilon + w) = a \{ (e + 75 \cos \epsilon) \cos \epsilon + 125 \sin (\epsilon + 10) \}$$

$$p_y = a r \sin \epsilon = a (e + 75 \cos \epsilon) \sin \epsilon.$$

In den nachstehenden Tabellen sind die Werte von q_x und q_y für verschiedene Lagen der Pfette und verschiedene Dachneigungen berechnet worden.

Tabelle b.

Werte von $q_x = \frac{p_x}{a}$ und $q_y = \frac{p_y}{a}$ bei lotrechter Pfettenlage in kg f. d. qm Dachfläche.

Art der Eindeckung	e = Gewicht f. d. qm Dachfläche kg	$q_x = e + 75 \cos \epsilon + 125 \sin (\epsilon + 10) \cos \epsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\epsilon =$							$q_y = 125 \sin (\epsilon + 10) \sin \epsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\epsilon =$						
		20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°	20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°
Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	155	159	160	160	157	144	122	22	31	40	51	62	84	103
Glas auf Eisen und Pappdach auf Schalung . . .	40	170	174	175	175	172	159	137							
Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung . . .	45	175	179	180	180	177	164	142							
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	95	225	229	230	230	227	214	192							
Einfaches Ziegeldach	100	230	234	235	235	232	219	197							
Falzziegeldach	120	250	254	255	255	252	239	217							
Doppel- und Kronenziegeldach	140	270	274	275	275	272	259	237							

Tabelle c.

Werte von $q_x = \frac{p_x}{a}$ und $q_y = \frac{p_y}{a}$ bei geneigter Pfettenlage in kg f. d. qm Dachfläche.

Art der Eindeckung	e = Gewicht von 1qm Dachfläche kg	$q_x = (e + 75 \cos \epsilon) \cos \epsilon + 125 \sin (\epsilon + 10)$ in kg bei einer Dachneigung von $\epsilon =$							$q_y = (e + 75 \cos \epsilon) \sin \epsilon$ in kg bei einer Dachneigung von $\epsilon =$						
		20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°	20°	25°	30°	35°	40°	50°	60°
		Zink- und Eisenwellblech ohne Schalung auf Eisen	25	153	157	159	160	160	156	150	33	40	45	50	54
Glas auf Eisen und Pappdach auf Schalung . . .	40	167	170	172	172	171	166	157	38	46	53	59	63	68	68
Zink-, Eisen- und Kupferblech auf Schalung	45	171	175	177	176	175	169	160	40	48	55	62	67	72	72
Schieferdach auf Schalung oder Lattung	95	218	220	220	217	214	201	185	57	69	80	90	99	110	115
Einfaches Ziegeldach	100	—	225	224	221	217	204	187	59	72	83	93	102	114	120
Falzziegeldach	120	—	243	241	237	232	217	197	66	80	93	105	115	129	137
Doppel- und Kronenziegeldach	140	—	252	250	246	246	224	202	73	88	103	116	128	145	154

Im allgemeinen ist die günstigste Lage der Pfette die, bei welcher q_y möglichst klein wird. In vorstehenden Tabellen bezeichnet ein dicker Strich die Grenze. Da die Werte von q_y in Tabelle b links vom Strich kleiner sind als die gleichen der Tabelle c, so ist, wie bereits früher erwähnt, bei den flacheren Neigungen und den schwereren Dächern lotrechte, bei den steileren Neigungen und leichteren Dächern geneigte Stellung der Pfette vorteilhafter. Bei den Schiefer- und Ziegeldächern ist überhaupt nur lotrechte Stellung anzuwenden, bei Metallblechdach ohne Schalung sind bis einschließlich 30° Dachneigung lotrechte, bei steilerer Dachneigung geneigte Pfetten vorteilhafter. Bei Glas- und Blechdächern mit Schalung sind die geneigten Pfetten erst von 40° ab wirtschaftlich vorteilhaft; hier sprechen aber vielfach praktische Gründe für Anwendung geneigter Pfetten auch bei flacherer Neigung.

Beispiel:

Es sei bei einem Eisenwellblechdach
 $a = 2,0$ m, $l = 4,3$ m, $\epsilon = 40^\circ$,

dann ist nach Tabelle b bei lotrechter Pfettenlage:

$$q_x = 157 \parallel q_y = 62 \text{ kg,}$$

ferner nach Gleichung (4):

$$M_x = \frac{a q_x l^2}{8} = \frac{2,0 \cdot 157 \cdot 4,3^2}{8} = 725 \text{ kgm,}$$

nach Gleichung (5):

$$M_y = \frac{a q_y l^2}{8} = \frac{2 \cdot 62 \cdot 4,3^2}{8} = 286 \text{ kgm;}$$

nach Tabelle c bei geneigter Pfettenlage (senkrecht zur Dachfläche):

$$q_x = 160 \parallel q_y = 54 \text{ kg,}$$

$$M_x = \frac{2 \cdot 160 \cdot 4,3^2}{8} = 740 \text{ kgm,}$$

$$M_y = \frac{2 \cdot 54 \cdot 4,3^2}{8} = 250 \text{ kgm.}$$

Im ersten Fall (lotrechte Stellung) genügt erst I-Eisen Nr. 22, für welches die größte Beanspruchung

$$k = \frac{72500}{278} + \frac{28600}{33,3} = 1120.$$

Im zweiten Fall genügt bereits I-Eisen Nr. 21, da

$$k = \frac{74000}{244} + \frac{25000}{29,3} = 1158.$$

Geneigte Pfettenlage ist also hier günstiger.

Noch vorteilhafter wird im vorliegenden Falle die Verwendung von II-Eisen aus den S. 264 angegebenen Gründen. Um hier die Berechnung durchzuführen, muß zunächst ein bestimmtes Profil angenommen werden, da der Winkel α , welchen die Hauptachse X-X mit der Stegachse bildet, und welcher bei der Berechnung bekannt sein muß, nicht bei allen Profilen der gleiche ist. (Vergl. auch S. 31, 4.)

Bei geneigter Pfettenlage genügt vorhin I Nr. 21, dessen Gewicht = 28,3 kgm. Das Γ -Profil gleichen Gewichts liegt zwischen Nr. 18 und 20 und da bei geneigter Stellung das Γ -Profil günstiger beansprucht wird als I-Profil, so wird man die Untersuchung zweckmäßig auf Γ -Profil Nr. 18 erstrecken.

Die Lage der Hauptachsen für dieses Profil folgt aus Tabelle 15, Spalte 8, im Anhang.

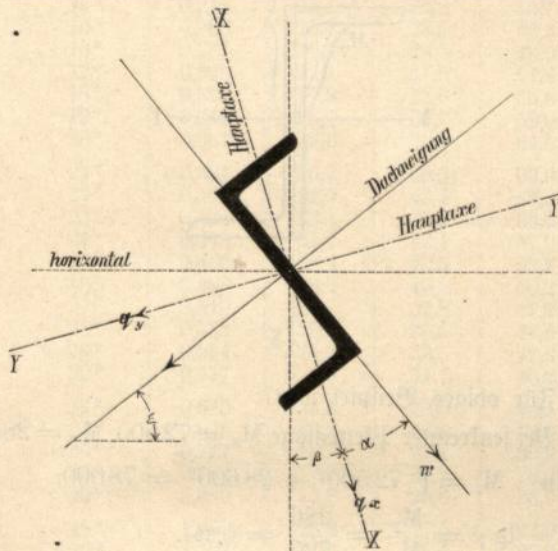
Es ist

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,329; \alpha = 18^{\circ} 10'$$

und somit nach Fig. 393:

$$\beta = \varepsilon - \alpha = 40^{\circ} - 18^{\circ} 10' = 21^{\circ} 50'.$$

Fig. 393.



Demnach (vergl. S. 267)

$$x = r \cdot \cos \beta = r \cdot 0,928$$

$$y = r \cdot \sin \beta = r \cdot 0,372$$

$$x_1 = w \cos (\varepsilon + \alpha) = w \cdot 0,928$$

$$y_1 = w \sin \alpha = w \cdot 0,312$$

$$r = e + 75 \cos \varepsilon = 25 + 75 \cdot \cos 40 = 82 \text{ kg}$$

$$w = 125 \sin (\varepsilon + 10) = 125 \cdot \sin 50 = 96 \text{ "}$$

$$p_x = 2,0 (82 \cdot 0,928 + 96 \cdot 0,928) = 330 \text{ kg}$$

$$p_y = 2,0 (82 \cdot 0,372 - 96 \cdot 0,312) = 1,2 \text{ kg}$$

$$M_x = \frac{330 \cdot 4,3^2}{8} = 780 \text{ kgm} = 78000 \text{ kgcm}$$

$$M_y = \frac{1,2 \cdot 4,3^2}{8} = 2,8 \text{ " } = 280 \text{ "}$$

Für das gewählte Profil ist

$$W_x = \frac{J_x}{\frac{h}{2} \cos \alpha + b \cdot \sin \alpha} = \frac{1759}{9 \cdot 0,95 + 7,5 \cdot 0,362} = 162 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{J_y}{b \cos \alpha - \frac{h}{2} \sin \alpha} = \frac{110}{7,5 \cdot 0,95 - 9 \cdot 0,312} = 25,5 \text{ cm}^3$$

mithin Beanspruchung:

$$k = \frac{78000}{162} + \frac{280}{25,5} = 591 \text{ kg f. d. qcm.}$$

Da bis 1200 kg/qcm zulässig sind, so reicht bereits ein kleineres Profil, für welches die Rechnung zu wiederholen ist. Man ersieht hieraus, wie viel günstiger die Verwendung von Γ -Eisen im vorliegenden Falle ist.

Da der vorbezeichnete Weg des Versuchs ein etwas mühsamer ist, hat man sich bemüht Näherungsformeln zu finden, aus welchen unmittelbar das erforderliche Profil durch Rechnung bestimmt werden kann.

Zu diesem Zwecke ist Gleichung (6) umzuformen in

$$M_x + M_y \frac{W_x}{W_y} = W_x k, \text{ woraus}$$

$$W_x = \frac{M_x + \frac{W_x}{W_y} M_y}{k} \dots \dots \dots (7)$$

Bei den I- und Γ -Profilen kann für $\frac{W_x}{W_y}$ näherungsweise ein fester Wert e eingeführt werden und zwar ist bei den hauptsächlich für Pfetten in Betracht kommenden Profilen

$$e \text{ bei I-Eisen} = 8$$

$$e \text{ " } \Gamma \text{ " } = 7$$

anzunehmen.

Für obiges Beispiel war bei lotrechter Pfettenlage $M_x = 725$, $M_y = 286$ kgm, so daß nach Gleichung (7) und für $k = 1200$ kg/qcm

$$W_x = \frac{725 + 8 \cdot 286}{12} = 251.$$

Dem entspricht I Nr. 22 mit $W = 278$.

Bei geneigter Pfettenlage ist

$$W'_x = \frac{740 + 8 \cdot 250}{12} = 228,$$

wofür bereits I Nr. 21 genügt.

Die Richtigkeit der Näherungsrechnung hat man stets durch Berechnung der tatsächlichen Beanspruchung k nach Gleichung (6) zu prüfen.

Bei Verwendung von Γ -Eisen würde sich nach Gleichung (7) ergeben

$$W_x = \frac{725 + 7 \cdot 286}{12} = 227$$

und

$$W'_y = \frac{740 + 7 \cdot 250}{12} = 208.$$

Tatsächlich ist für \square Nr. 22

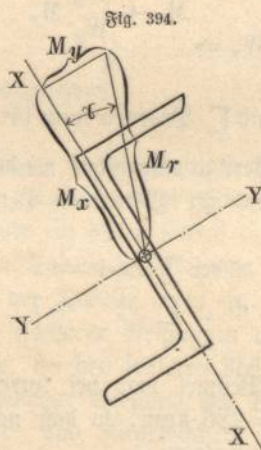
$$\frac{W}{W} = \frac{245}{33,7} = 7,3$$

und die Beanspruchung

$$\begin{aligned} &\text{bei lotrechter Pfettenlage} \\ &= \frac{72\,500}{245} + \frac{28\,600}{33,7} = 1146 \text{ kg/qcm,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{bei geneigter Pfettenlage} \\ &= \frac{74\,000}{245} + \frac{25\,000}{33,7} = 1044 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Bei den \square -Profilen ist dieser Weg nicht gangbar, da die Lage der Hauptachse zum Steg bei jedem Profil eine verschiedene ist und darnach zur Ermittlung von M_x und M_y bereits ein bestimmtes Profil angenommen werden muß, was bei den Γ - und \square -Profilen nicht erforderlich war. Hierfür ist das von Meyerhof¹⁾ vorgeschlagene Verfahren zu empfehlen.



Man berechne M_x und M_y wie bei den Γ - und \square -Eisen für die Stegachse und die dazu rechtwinklige Achse. Aus beiden Werten bilde man dann das resultierende Moment

$$M_r = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

welches mit M_x (vergl. Fig. 394 u. 395) einen Winkel γ bildet, dessen

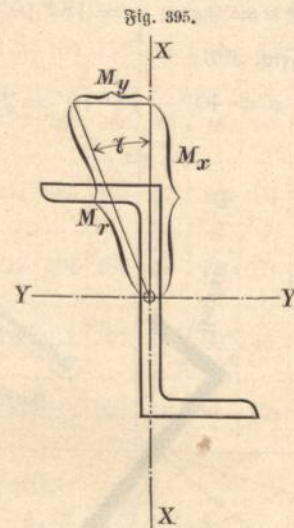
$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{M_y}{M_x}$$

Man beachte hierbei, daß bei geneigter Pfettenlage der obere Flansch des \square -Eisens nach oben (in Richtung nach dem First) wie in Fig. 394, bei senkrechter Pfettenlage dagegen nach unten (in Richtung zur Traufe) wie in Fig. 395, gerichtet sein muß, wenn anders die Tragfähigkeit des Profils zweckmäßig ausgenutzt werden soll.

Nennt man nun das dem resultierenden Moment M_r entsprechende Widerstandsmoment des \square -Profiles $= W_\gamma$, so ist

$$W_\gamma = \frac{M_r}{k}$$

In nebenstehender Tabelle sind die berechneten Widerstandsmomente für verschiedene Lagen der Kräfteebene zur Stegachse (aber nur gültig, wenn die Kräfteebene die Flanschen schneidet, wie bei Fig. 394 u. 395) und die gebräuchlichen \square -Profile zusammengestellt worden.



Für obiges Beispiel war:

Bei senkrechter Pfettenlage $M_x = 72\,500$, $M_y = 28\,600$

mithin $M_r = \sqrt{72\,500^2 + 28\,600^2} = 78\,000$,

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{M_y}{M_x} = \frac{286}{725} = 0,394.$$

Bei geneigter Pfettenlage $M_x = 74\,000$, $M_y = 25\,000$

$M_r = \sqrt{74\,000^2 + 25\,000^2} = 78\,000$,

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{M_y}{M_x} = \frac{250}{74} = 0,338.$$

In beiden Fällen ist erforderlich

$$W_\gamma \geq \frac{78\,000}{1200} = 65.$$

Es genügt nach nachstehender Tabelle bei senkrechter Pfettenlage \square Nr. 12, dessen $W_\gamma = 68$, (für $\operatorname{tg} \gamma = 0,404$) beträgt.

Bei geneigter Pfettenlage ist \square Nr. 12 nicht ganz ausreichend, es muß hier \square Nr. 14 mit $W_\gamma = 90,1$, (für $\operatorname{tg} \gamma = 0,325$) gewählt werden.

Trotz des ungünstigeren Verhaltens ist jedoch die geneigte Pfette fast stets vorzuziehen, da der abwärts gerichtete obere Flansch des \square -Eisens bei senkrechter Stellung für die Verbindung mit der Dachfläche konstruktiv un-
bequem ist.

1) A. Meyerhof, „Die Biegungsspannungen der \square -Profile“. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1891, S. 696.

γ	tg γ	Widerstandsmoment W_{γ} in cm^3 für \perp -Normalprofil Nr.							tg γ	γ
		8	10	12	14	16	18	20		
0°	0,000	10,2	16,8	25,7	38,2	52,9	72,4	94,2	0,000	0°
1°	0,017	10,4	17,3	26,6	39,4	54,5	74,9	97,1	0,017	1°
2°	0,035	10,7	17,7	27,4	40,7	56,3	77,6	101,2	0,035	2°
3°	0,052	10,9	18,2	28,2	42,0	58,5	80,5	105,3	0,052	3°
4°	0,070	11,2	18,7	29,2	43,5	60,6	84,0	109,9	0,070	4°
5°	0,087	11,5	19,3	30,1	45,0	63,0	87,2	114,7	0,087	5°
6°	0,105	11,8	19,9	31,2	46,7	65,6	91,4	120,2	0,105	6°
7°	0,123	12,1	20,5	32,3	48,8	68,4	95,5	126,1	0,123	7°
8°	0,141	12,5	21,2	33,4	50,8	71,7	100,5	132,8	0,141	8°
9°	0,158	12,9	22,0	34,8	52,9	75,2	105,7	140,1	0,158	9°
10°	0,176	13,2	22,8	36,4	55,2	79,0	111,7	148,6	0,176	10°
11°	0,194	13,7	23,5	37,9	58,1	83,3	118,5	157,7	0,194	11°
12°	0,213	14,1	24,7	39,7	61,3	88,2	125,9	168,1	0,213	12°
13°	0,231	14,6	25,6	41,5	64,5	93,5	134,6	180,5	0,231	13°
14°	0,249	15,1	26,8	43,7	68,0	99,2	144,3	194,6	0,249	14°
15°	0,268	15,7	28,1	46,3	73,0	106,3	156,3	212,3	0,268	15°
16°	0,287	16,4	29,5	49,0	77,5	114,2	170,0	232,7	0,287	16°
17°	0,306	17,1	31,0	51,8	83,3	124,5	185,5	222,1	0,306	17°
18°	0,325	17,8	32,8	55,6	90,1	136,4	167,7	200,1	0,325	18°
19°	0,344	18,7	34,7	59,9	98,9	129,0	154,5	182,1	0,344	19°
20°	0,361	19,6	36,8	64,5	96,8	117,3	141,3	167,1	0,361	20°
21°	0,384	20,7	39,5	69,9	88,4	107,7	130,1	154,6	0,384	21°
22°	0,404	21,9	42,4	68,0	81,3	99,0	120,6	143,3	0,404	22°
23°	0,424	23,1	45,9	62,5	75,8	92,3	112,5	134,2	0,424	23°
24°	0,445	24,7	47,1	57,9	70,4	86,5	105,4	125,9	0,445	24°
25°	0,466	26,4	43,5	53,9	66,2	81,0	99,1	118,6	0,466	25°
26°	0,488	28,2	40,5	50,3	62,1	76,6	93,6	112,2	0,488	26°
27°	0,510	30,7	37,8	47,2	58,5	72,3	88,7	106,6	0,510	27°
28°	0,532	28,2	35,5	44,6	55,6	68,7	84,4	101,7	0,532	28°
29°	0,554	26,6	33,5	42,3	52,6	65,3	80,0	96,5	0,554	29°
30°	0,577	24,9	31,7	40,2	50,3	62,4	76,1	92,0	0,577	30°
32°	0,625	22,3	28,5	36,5	46,1	57,3	69,8	84,8	0,625	32°
34°	0,675	20,2	26,0	33,6	42,2	52,6	64,3	78,5	0,675	34°
36°	0,727	18,5	24,1	30,9	38,9	48,8	59,5	72,9	0,727	36°
38°	0,781	17,0	22,2	28,7	36,2	45,5	55,7	68,4	0,781	38°
40°	0,839	15,8	20,6	26,7	33,8	42,5	52,4	64,3	0,839	40°
45°	1,000	13,3	17,5	22,9	29,4	37,0	46,0	56,3	1,000	45°
50°	1,192	11,6	15,4	20,2	26,1	33,0	41,2	50,4	1,192	50°
60°	1,732	9,28	12,6	16,7	21,8	27,7	34,7	42,7	1,732	60°
70°	2,747	7,94	10,9	14,6	19,2	24,5	30,8	37,9	2,747	70°
80°	5,671	7,14	9,92	13,3	17,6	22,5	28,4	35,6	5,671	80°
90°	∞	6,66	9,33	12,6	16,8	21,5	27,1	33,5	∞	90°

Wie bereits S. 265 erwähnt, wird die Pfette (da die in der kleinen Hauptachse Y-Y des Pfettenquerschnittes [Fig. 396] wirkenden Lasten p_x nicht im Schwerpunkt, sondern in der Berührungsebene zwischen Schalung und Pfette angreifen) außer der Biegungsbeanspruchung in der Y-Y-Ebene noch auf Abdrehen mit dem Drehmoment $p_y \cdot x$ beansprucht (x = Abstand des Schwerpunktes des Pfettenquerschnittes). Dieses Drehmoment kann außer acht gelassen werden, so lange x nicht mehr als etwa 15 cm beträgt. Muß bei großen Beanspruchungen, oder aus beliebigen anderen Gründen eine Pfette von größerer Höhe gewählt werden, so empfiehlt es sich, mangels einer geeigneten seitlichen Versteifung, den Obergurt der Pfette so zu verstärken, daß diese Verstärkung allein im stande ist die

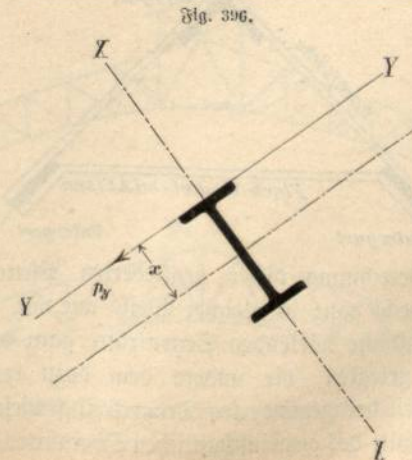


Fig. 396.

Beanspruchung durch die Y-Lasten aufzunehmen. Der in diesem Falle stets rechtwinklich zum Dach geneigte übrige Teil der Pfette wird alsdann nur durch die X-Lasten in Anspruch genommen.

Beispiel: Es sei bei einem Schieferdach von 35° Neigung der Pfettenabstand $a = 3,0$, die Spannweite $l = 10,0$ m.

Hierfür ist nach Tabelle c, S. 268:

$$q_x = 217, q_y = 90,$$

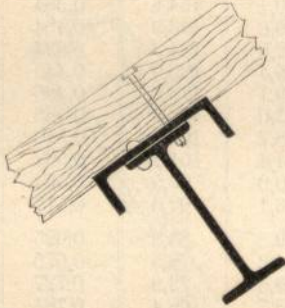
mithin erforderlich:

$$W_x = \frac{3,0 \cdot 217 \cdot 10^2}{8 \cdot 12} = 678$$

$$W_y = \frac{3,0 \cdot 90 \cdot 10^2}{8 \cdot 12} = 281.$$

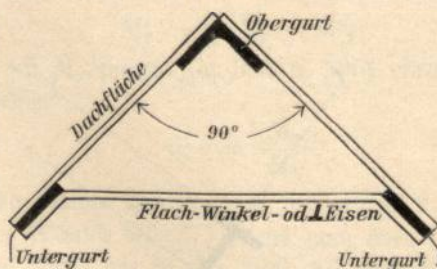
Im ersten Falle genügt I-Eisen Nr. 32, im zweiten □-Eisen Nr. 24, beide Profile sind nach Fig. 397 zusammenzunieten. Da die Vernietung eine erhebliche, nicht in Rechnung gezogene Verstärkung des Querschnittes bewirkt, so ist es nicht notwendig, die Nietlöcher in Abzug zu bringen.

Fig. 397.



Wie man aus vorstehendem Beispiel sieht, werden bei schweren Dächern und großen Binderabständen schon recht ansehnliche Pfettenquerschnitte erforderlich. Teils um ein gefälligeres Aussehen zu erzielen, teils um an Material zu sparen, empfiehlt es sich in diesen Fällen, die bereits oben S. 264 erwähnten zweiseitigen Fachwerkpfitzen zu verwenden.

Fig. 398.



Die Berechnung dieser gegliederten Pfetten erfolgt näherungsweise ganz in gleicher Weise wie vor, indem die in der Dachfläche wirkenden Seitenkräfte ganz dem in die Dachfläche gelegten, die andere dem dazu rechtwinklich stehenden Teil des gegliederten Trägers zugewiesen werden. Der Querschnitt des gemeinschaftlichen Obergurtes (Fig. 398)

ist dann selbstredend gleich der Summe der für die Obergurte der beiden Trägerteile berechneten Querschnittsflächen zu machen.

Die Trauspfette hat nur die Last eines halben Dachfeldes aufzunehmen, demzufolge ist bei der Berechnung $a/2$ für a einzusetzen, so daß sich das Widerstandsmoment halb so groß als bei den übrigen Pfetten ergibt. Gewöhnlich nimmt man Einfachheit halber hierauf keine Rücksicht, sondern verwendet den Querschnitt der Mittelpfette auch für die Trauspfette.

Daselbe gilt von den Firstpfitzen, wenn diese doppelt angeordnet werden.

Bei Verwendung nur einer Firstpfitze, welche in diesem Falle stets lotrecht steht, genügt der für die Mittelpfitzen berechnete Querschnitt, da die Firstpfitze in geringerem Maße durch Winddruck beansprucht wird, während Eigengewicht und Schneelast bei beiden Pfetten gleich ist.

§ 5.

Binder der Balkendächer.

Als Balkendächer bezeichnen wir alle Pult-, Sattel- und Tonnendächer, bei welchen die Hauptträger (Binder) einen Vollsteg- oder Fachwerkträger auf zwei Endstützen darstellen. Für die Konstruktion und Berechnung dieser Binder sind somit die in Kap. 5 und 6 gegebenen Anweisungen maßgebend. Es mögen daher hier nur noch einige Bemerkungen über die Belastungsannahmen Platz finden.

Ist e das Eigengewicht von 1 qm Dachfläche in kg einschließlich Sparren und Pfetten, so ist die lotrechte Belastung durch 1 qm Dachfläche

$$q_s = e + \frac{\text{Schnee}}{75 \cos \alpha}$$

ferner die Belastung durch Wind rechtwinklich zur Dachfläche, wenn α der Neigungswinkel des Daches

$$q_w = 125 \sin(\alpha + 10).$$

Ist ferner a der Pfettenabstand, l die Binderentfernung, so entfällt auf jeden Lastpunkt des Binders eine lotrechte Kraft

$$P = q_s \cdot a \cdot l = (e + 75 \cos \alpha) a \cdot l \quad (8)$$

und eine rechtwinklich zur Dachfläche wirkende Kraft

$$Q = 125 \sin(\alpha + 10) a \cdot l \quad (9)$$

Bei flachen Dächern bis etwa zu 15° Neigung kann man die Windlast lotrecht wirkend annehmen und dadurch die Rechnung vereinfachen; ebenso ist es bei sehr steilen Dächern zulässig, den Winddruck wagerecht (statt rechtwinklich zur Dachfläche) wirkend in die Rechnung einzuführen. — Die volle Schneelast von 75 kg/qm kommt nur bei Dächern bis etwa zu 40° Dachneigung zur Wirkung. Mit Rücksicht auf etwaige Hindernisse, welche

sich durch Dachfehlen, Dachfenster, Schornsteine u. a. dem Abgleiten des Schnees entgegenstellen können und in Betracht der bei steilerer Dachneigung immer geringer werdenden Größe von $75 \cdot \cos \alpha$ wird jedoch empfohlen, die Schneelast bei Dächern bis etwa zu 60° Neigung noch mit in Rechnung zu stellen und sie erst bei Dächern von steilerer Neigung außer acht zu lassen.

Zu den so ermittelten auf den Binder wirkenden Belastungen tritt nun noch das Eigengewicht der Binder hinzu. Dieses ist von vornherein nicht bekannt und muß daher zunächst schätzungsweise angenommen werden. Bei ausgeführten Bauten schwanken die Bindergewichte zwischen 20 und 80 kg für das qm Grundfläche und sind im allgemeinen von der Spannweite, der Binderentfernung, dem Gewicht der Dachdeckung und der Dachneigung abhängig. Es ist nicht möglich, auf alle diese Einflüsse bei Aufstellung einer allgemeinen Gewichtsformel Rücksicht zu nehmen. Da jedoch die Größe des Bindergewichtes auf die schließlichen Abmessungen nicht von so erheblichem Einfluß ist, so genügt eine Formel, welche nur die Binderentfernung l und die Spannweite L berücksichtigt. Mit diesem Vorbehalt mögen nachstehende, aus einer Reihe von Beispielen ermittelte Annahmen empfohlen werden:

1) bei schweren Dächern (Schiefer, Ziegel, Holzzement)
 $\varepsilon =$ Gewicht des Binders, auf das qm Dachfläche verteilt, in kg =

$$1,5 \cdot L \frac{1+l}{l} \dots \dots \dots (10)$$

2) bei leichten Dächern (Pappdach, Wellblech, Glas, ebenes Blech)

$$\varepsilon = 1,3 \cdot L \frac{1+l}{l} \dots \dots \dots (11)$$

Diesen Wert ε hat man dem (aus Tabelle 3e im Anhang zu entnehmenden) Werte von e in Gleichung (8) hinzuzuzählen. Später hat man zu prüfen, ob die gemachte Annahme genügt, oder ob die Rechnung nach dem tatsächlichen Bindergewicht berichtigt werden muß.¹⁾

* * *

Eine Anzahl der gebräuchlicheren Formen von Balkenbindern auf zwei Endstützen sind in den Textfiguren 399 bis 421 zusammengestellt.²⁾

1) Es wird mehrfach empfohlen, von dem Bindergewicht $\frac{2}{3}$ auf die Knotenpunkte des Obergurtes, $\frac{1}{3}$ auf die des Untergurtes zu verteilen. Eine solche, die Berechnung erschwerende, allzu peinliche Maßnahme erscheint jedoch vollständig überflüssig bei dem großen Spielraum, der bei Schätzung der Belastungen durch Wind und Schnee zwischen Annahme und Wirklichkeit ohnedies vorhanden ist. Selbstredend sind, wenn der Untergurt direkt (etwa durch eine Decke) belastet wird, diese Lasten auf die Knotenpunkte des Untergurtes zu verteilen.

2) Vergl. auch Kap. 6, § 1 bis 3.

Breymann, Baukonstruktionstehe. III. Sechste Auflage.

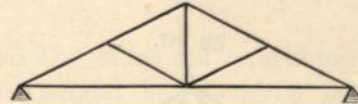
Fig. 399 (Taf. 68, Fig. 1) zeigt die einfachste Form des Fachwerkbinders für kleinere Spannweiten bis etwa

Fig. 399.



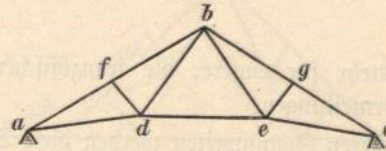
zu 8 m. Das Fachwerk stellt ein einfaches Dreieck, gebildet durch die beiden Sparren und das die beiden Auflager verbindende Zugband dar. Letzteres wird zur Ver-

Fig. 400.



meidung des Durchbiegens mit einer Hängestange an dem First aufgehängt. Bei diesem Dach ist nur First und Traufspitze vorhanden. Tritt eine Mittelspitze hinzu, so

Fig. 401.



erweitert sich die einfache Dreiecksform entweder zu dem einfachen englischen Dachbinder, Fig. 400 (auch deutsches Dach genannt), oder zu dem einfachen französischen (auch

Fig. 402.

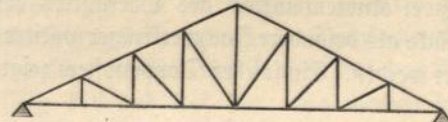


Fig. 403.



Fig. 404.

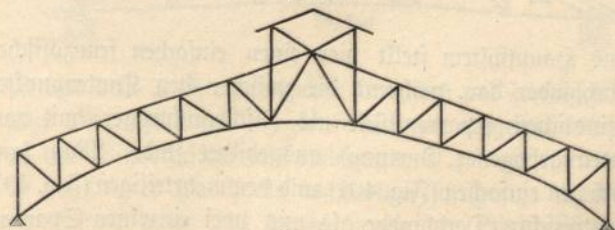
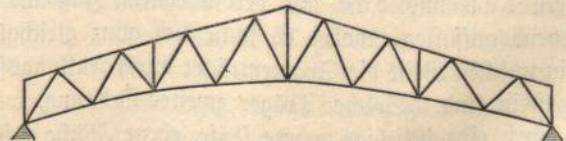


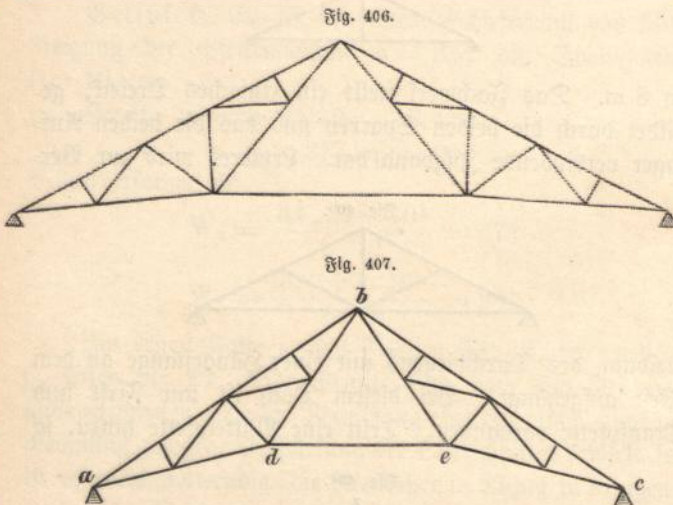
Fig. 405.



Wiegmann- oder Polonceaudach genannten) Stabsystem in Fig. 401 (Taf. 68, Fig. 2). Die Fig. 402 bis 405

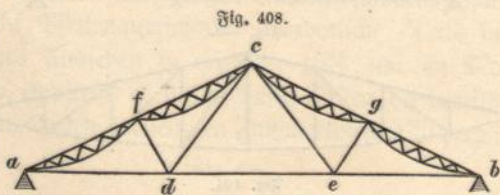
(Taf. 69) stellen mehrteilige englische, die Fig. 406 und 407 (Taf. 70, Fig. 3 und Taf. 73) mehrteilige französische Dachbinder dar. Im allgemeinen eignen sich die englischen

schlechtweg „Scheiben“ zu nennen.¹⁾ So sind bei dem steilen Kirchendach, Fig. 409, die Sparrenträger $a d b$ und $b e c$ zwei Scheiben, welche außer im Firstpunkt b



Dachbinder mehr für engere, die französischen mehr für weitere Pfettenteilungen.

Bei größeren Spannweiten werden diese Systeme, bei welchen jede Pfette durch einen Knotenpunkt des Fachwerkträgers unterstützt wird, zu kostspielig; hier sind Doppelsysteme vorzuziehen, bei welchen das Hauptgerippe möglichst weitmaschig gehalten und die mit Zwischenpfetten belasteten, zwischen zwei Knotenpunkten des Obergurtes befindlichen Sparrenstücke als besondere Fachwerkträger zweiter Ordnung ausgebildet werden. Ein solches Doppelsystem zeigt Fig. 408.



Das Hauptsystem stellt hier einen einfachen französischen Dachbinder dar, während die zwischen den Knotenpunkten befindlichen Sparrenstücke als Fischbauchträger (mit nach unten gebogener Gurtung) ausgebildet sind. Man kann auch den einfachen (Fig. 401) und den mehrteiligen (Fig. 407) französischen Dachbinder als aus zwei einzelnen Sparrenträgern $a d b$ und $b e c$ mit verbindendem Zugband $d e$ bestehend auffassen, wobei es schließlich ganz gleichgültig ist, in welcher Weise die Sparrenträger durch Füllungsstäbe ausgesteift sind. Solche Träger zweiter Ordnung, welche sich durch eine beliebige andere steife, ebene Fläche ersetzen lassen, ohne daß die Spannung der Hauptstäbe hierdurch beeinflusst wird, pflegt man „ebene Scheiben“ oder

durch den Stab $d-e$ verbunden sind; das Gleiche ist bei Fig. 410 und 411 der Fall. Entfernt man den Stab $d-e$, so geht das System in ein Bogenfachwerk über und die Auflagerpunkte a und c erhalten Schub aus den senkrechten

1) Von den Scheiben gelten folgende Sätze, welche die statische Beurteilung und Berechnung verwickelter Fachwerkssysteme wesentlich erleichtern:

1. Jeder Stab in einem Fachwerk kann, ohne daß die Spannung der übrigen Fachwerkstäbe hierdurch irgendwie beeinflusst wird, durch eine beliebig versteifte Scheibe ersetzt werden, wenn die beiden Knotenpunkte (Endpunkte) des Stabes auch Knotenpunkte der versteiften Scheibe sind. Z. B. Stab $a f$ in Fig. 401 durch Scheibe $a f$ in Fig. 408.
2. Umgekehrt kann jede Scheibe, welche mittels zweier Knotenpunkte mit dem übrigen Fachwerk zusammenhängt, durch einen diese beiden Knotenpunkte verbindenden geraden Stab ersetzt werden, ohne daß die übrigen Fachwerkstäbe hierdurch Spannungsänderungen erleiden.
3. Jeder beliebige Teil eines Fachwerkes, welcher eine in sich steife Scheibe bildet, kann durch eine andere beliebig geformte und versteifte Scheibe ersetzt werden, wenn die Knotenpunkte, mit denen die übrigen Fachwerkstäbe an die Scheibe anschließen, bei beiden Scheiben (der alten und der Ersatzscheibe) die gleichen bleiben. Durch die Vertauschung derartiger Scheiben wird in den Spannungen der übrigen Fachwerkstäbe nichts geändert. Z. B. Scheibe $a b d$ in Fig. 407 durch Scheibe $a b d$ in Fig. 410, wenn sich bei beiden die Knotenpunkte a , b , d decken.
4. Sind die Spannungen der an eine steife Scheibe anschließenden Fachwerkstäbe (event. auch die Auflagerkräfte, falls ein Punkt der ebenen Scheibe ein Auflager enthält) auf irgend eine Weise ermittelt, so findet man die Spannungen in den zur Scheibe gehörenden Fachwerkstäben, indem man die erst erwähnten bekannten Spannungen bez. Auflagerkräfte als äußere auf die Scheibe wirkende Kräfte ansieht und dann einen gefonderten Kräfteplan für die Scheibe zeichnet. Dieser Kräfteplan muß eine in sich geschlossene Figur bilden.

Lasten, welcher, falls ihn die Widerlager nicht aufnehmen können, durch eine die Auflager a und c verbindende Zugstange (welche übrigens bei steilen Dächern unter starkem

Dreieck, bei Mansardendächern (Fig. 414) ein Fünfeck und bei Tonnendächern ein Vieleck, dessen Knotenpunkte in der Dachfläche liegen. (Fig. 415 und 416.)

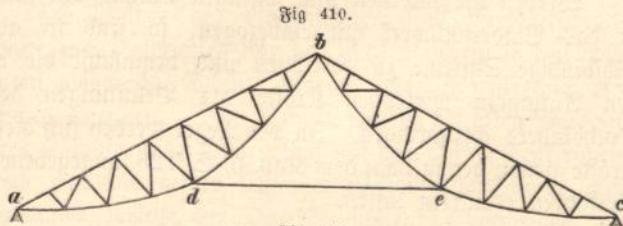


Fig. 410.

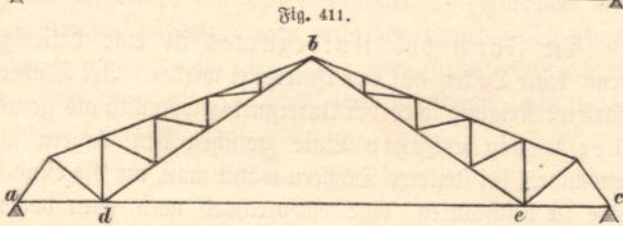


Fig. 411.

Wind auch Druckspannung erhalten kann) aufgenommen werden muß. (Vergl. auch Kap. 7, S. 153.)

Die Form der Gurte der Fachwerkbinder richtet sich in der Regel nach der Dachform. Der Obergurt folgt fast stets

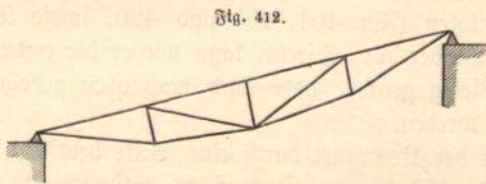


Fig. 412.

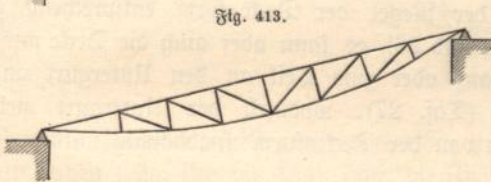


Fig. 413.

der Form der Dachfläche und bildet somit bei Pultdächern (Fig. 412 und 413) eine gerade Linie, bei Satteldächern ein

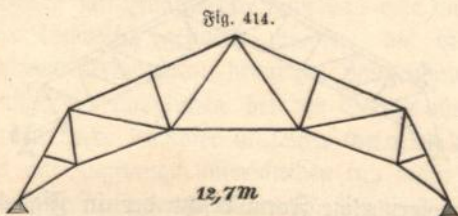


Fig. 414.

12,7m

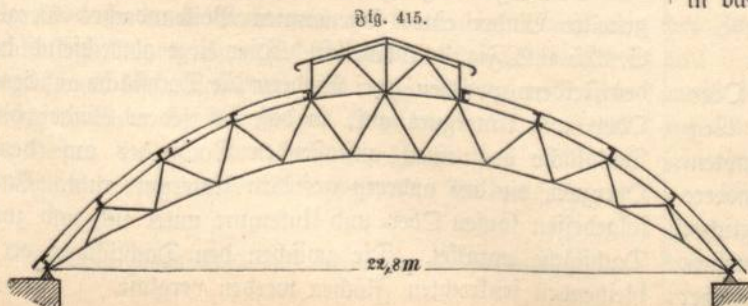


Fig. 415.

22,8m

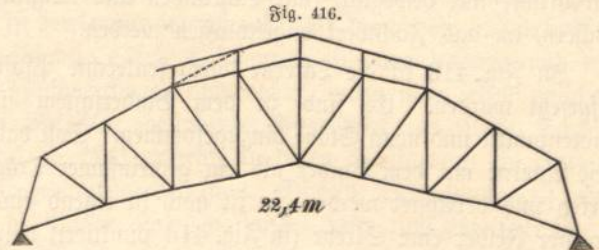


Fig. 416.

22,4m

Auch bei Dachflächen mit verschiedener Neigung wird vielfach der Obergurt der Dachform angepaßt, so bei Fig. 417, wo der mittlere Teil des Satteldaches mit Rücksicht auf die dort angebrachte Glasdeckung erheblich steiler gehalten ist.

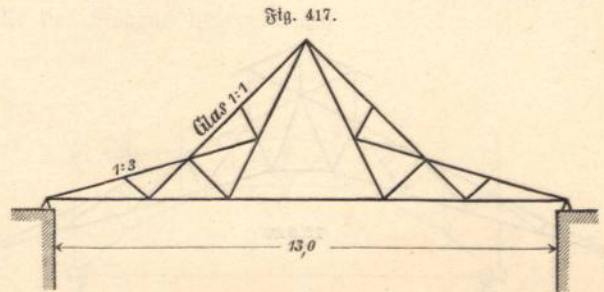


Fig. 417.

13,0

Man kann aber auch den Obergurt ganz oder teilweise unabhängig von der Dachform gestalten und zwischen Dach und Obergurt entsprechende Tragkonstruktionen einschalten, welche die Last des Daches auf den Binder übertragen (Fig. 418 und Taf. 15). So werden in der Regel

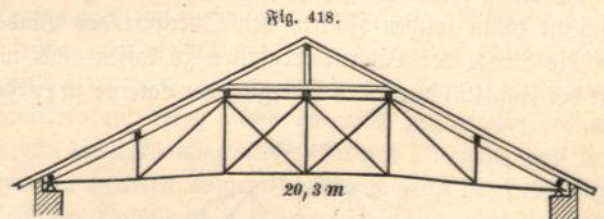


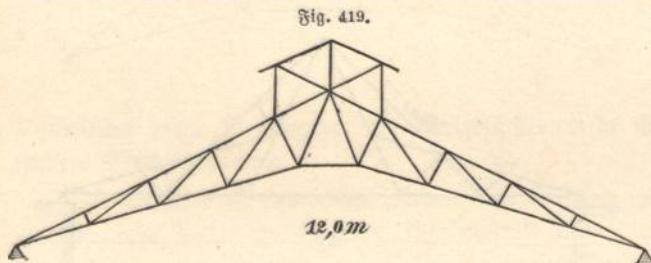
Fig. 418.

20,3m

die aus dem Dach vortretenden Laternen und sonstigen Aufsätze als selbständige Tragkonstruktionen aufgesetzt und nicht in das Binderstystem mit einbezogen. Im allgemeinen ist es jedoch als konstruktiv richtiger zu bezeichnen, wenn die Knotenpunkte der Bindergurte unmittelbar in die zu tragenden Dach- und Deckenflächen gelegt werden. Werden in dieser Weise die Laternen mit in das Binderfachwerk einbezogen, so ist darauf zu achten, daß durch die hinzutretenden Knotenpunkte und Stäbe der Binder nicht labil oder statisch unbestimmt wird. (Vergl. Kap. 6, § 3.) Zu diesem Zweck

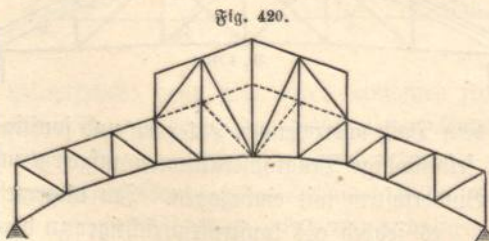
müssen für jeden neu hinzutretenden Knotenpunkt auch zwei neue Stäbe hinzugefügt werden. Alle weiteren Stäbe sind überzählig und sollten, wenn aus anderen Gründen nicht entbehrlich, nur beweglich (mit Schrauben und länglichen Löchern) an das Fachwerk angeschlossen werden.

In Fig. 416 ist die Laterne durch senkrechte Pfosten aufgesetzt worden. Es sind zu dem Binderhystem fünf Knotenpunkte und neun Stäbe hinzugekommen. Soll daher diese Laterne mit dem Binder als ein gemeinsamer Träger wirken und berechnet werden, so ist noch in irgend einem der vier Felder eine Strebe (in Fig. 416 punktiert) einzuziehen. In Fig. 415 besteht die Laterne aus fünf neuen Knotenpunkten und elf Stäben, mithin ist ein Stab überzählig, als welcher zweckmäßig der senkrechte Mittelposten angesehen wird. Bei Fig. 419 kommen mit der Laterne drei neue Knotenpunkte und sieben neue Stäbe hinzu.



Auch hier ist mithin der senkrechte Mittelposten bei der Berechnung als nicht vorhanden anzusehen und auch bei der Ausführung am besten ganz wegzulassen. (Vergl. auch Taf. 23, Fig. 1 und 2 und die zugehörige Berechnung auf S. 148 und 149.)

Bislang selten ausgeführt, aber nicht unzulässig erscheint es in solchen Fällen, den Obergurt des Binders auf die Breite der Laterne wegfällen zu lassen und nach Art der Fig. 420 durch den Obergurt der Laterne zu ersetzen.



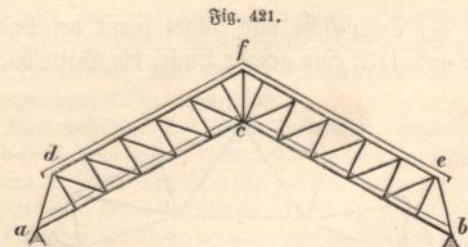
Durch Wegnahme des (punktiert gezeichneten) alten Obergurtes sind drei Knotenpunkte mit sechs Stäben in Wegfall gekommen und an deren Stelle fünf neue Knotenpunkte mit zehn neuen Stäben getreten. Ein anderes Beispiel zeigt Fig. 417. Dieser Träger hat ein bewegliches und ein festes Lager, mithin drei Auflagerbedingungen, wofür auch drei Stäbe gesetzt werden können, ferner

15 Knotenpunkte und 27 Stäbe, mithin $3 + 27 = 30$ Stäbe auf 15 Knotenpunkte, womit die statische Bestimmbarkeit nachgewiesen ist.

Werden die Laternen und sonstigen Dachaufsätze nicht in das Binderfachwerk mit einbezogen, so sind sie als selbständige Systeme zu berechnen und demnächst die in den Auflagern wirkenden Kräfte als Belastungen des Dachbinders anzubringen. In der Regel werden sich diese Kräfte genau genug nach dem Kap. 6, S. 128 angegebenen Verfahren ermitteln lassen.

Die Form des Untergurtes ist eine beliebige, wenn keine Lasten auf den Untergurt wirken. Bei Dächern mittlerer Neigung wird der Untergurt gewöhnlich als gerade oder wenig erhöhte Linie zwischen den Lagern angenommen, bei steileren Dächern wählt man, um die Binderhöhe zu beschränken, eine entsprechend nach oben bogenförmig gestaltete Linie, während bei sehr flachen Dächern die nötige Binderhöhe durch einen nach unten ausgebogenen Untergurt erreicht wird. Da letztere Anordnung einen ungeschönen gedrückten Eindruck macht, legt man besser den Lagerpunkt tiefer und erhält so einen Fachwerkträger mit Endvertikalen (Fig. 404, 405 und 420, sowie Taf. 69, Fig. 1, Binder A). Hierbei kann wieder die untere Gurttung beliebig gerade, oder auch nach oben gebogen ausgebildet werden.

Ist der Untergurt durch eine Decke belastet, so wird er in der Regel der Deckenform entsprechend gestaltet (Taf. 24 und 26), es kann aber auch die Decke mit Hängeseisen ganz oder zum Teil an den Untergurt angehängt werden (Taf. 27), wodurch der Untergurt mehr oder weniger von der Deckenform unabhängig wird.



Eine eigenartige Form besitzt der in Fig. 421 dargestellte Binder eines sogenannten Boileaudaches (vergl. S. 225 und Fig. 341 daselbst). Hier liegt abwechselnd in den Feldern zwischen zwei Bindern die Dachfläche auf dem Ober- und Untergurt auf, so daß bei jedem Binder die Dachfläche des einen anstoßenden Dachfeldes auf dem Obergurt, die des anderen auf dem Untergurt ruht. Infolgedessen laufen Ober- und Untergurt unter sich und zur Dachfläche parallel. Die zwischen den Dachflächen verbleibenden senkrechten Flächen werden verglast.

§ 6.

Binder der Bogendächer.

Die Binder der Bogendächer sind Bogenträger,¹⁾ welche zum Unterschied von den Balkenbindern in den Auflagern wagerechte Schübe auch bei lediglich senkrechter Belastung erzeugen. Diese Schübe werden bei allen Bindern, deren Kämpfer nicht unmittelbar auf dem Fundament ruhen, durch eine die beiden Kämpfer verbindende Stange aufgenommen, welche, um Durchbiegungen zu vermeiden, mit Hängestangen an dem Bogen aufgehängt wird. Die Zugstange kann wagerecht (Fig. 422) oder (unter entsprechender Verkürzung der Hängestangen) gekrümmt (Fig. 423) angeordnet werden.

Fig. 422.

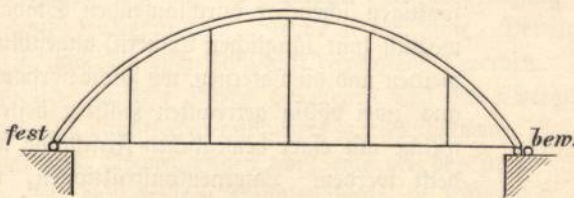
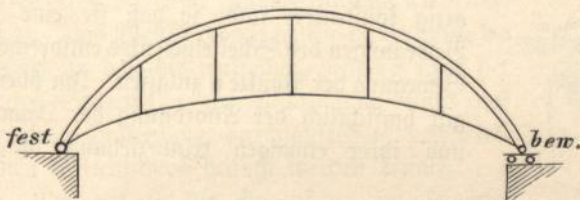


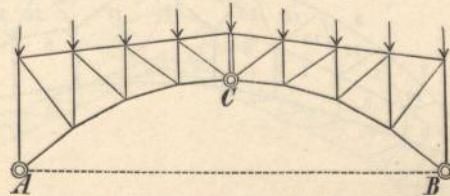
Fig. 423.



Sofern die Kämpfer des Bogens unmittelbar auf dem Fundament ruhen (Fig. 428 bis 433), kann die Zugstange wegfallen; sie wird durch das Fundament, oder die Erde, mit welcher letzteres unverschieblich verbunden ist, ersetzt. Bei den Bögen mit Zugstangen muß das eine Lager fest, das andere beweglich gestaltet werden, um die durch Spannung und Temperatur bewirkten Längenänderungen der Zugstange zu ermöglichen, bei den Bögen ohne Zugstange werden beide Kämpfer in festen Gelenken gelagert. Die Bögen mit Zugstange unterscheiden sich somit in ihrer Wirkung auf die Auflager in nichts von den Balkenbindern, man kann sie auch ebensowohl als Balkenbinder ansehen, welche bei Bögen ohne Scheitелgelenk zwei Stäbe (den Bogen und die Zugstange) und zwei Knotenpunkte (die Kämpfergelenke), bei Bögen mit Scheitелgelenk drei Stäbe (die beiden Bogenhälften und die Zugstange) und drei Knotenpunkte (die drei Gelenke) besitzen. Da das feste und

bewegliche Lager nach S. 122 durch im ganzen drei Stäbe ersetzt werden kann, so besitzt mithin der Bogen mit zwei Gelenken fünf Stäbe und zwei Knotenpunkte, der Bogen mit drei Gelenken sechs Stäbe und drei Knotenpunkte. Mithin ist der letztere statisch bestimmt, der erstere einfach statisch unbestimmt. Diese Anschauung ist ohne weiteres auch auf den Fachwerkbogen anwendbar, wenn man jedes zwischen zwei Gelenken befindliche Bogenstück als steife Scheibe (vergl. S. 274) ansieht, an deren Stelle auch ein einziger Stab gedacht werden kann. Dieselbe Betrachtung gilt auch für die Bögen ohne Zugstange. Hier sind zwei feste Lager vorhanden, für welche vier Stäbe zu setzen sind. Der Bogen ohne Scheitелgelenk besitzt somit fünf Stäbe (da die Zugstange fehlt) und zwei Knotenpunkte; der Bogen mit Scheitелgelenk sechs Stäbe und drei Knotenpunkte. Es ist übrigens für die statische Bestimmtheit nicht nötig, daß das mittlere Gelenk im Bogenscheitel liegt, es kann an jeder beliebigen Stelle des Bogens liegen.

Fig. 424.



Bei kleineren Spannweiten (etwa bis zu 25 m) werden zweckmäßig stabförmige Zweigelenkbogen mit Zugstange gewählt (Fig. 422 und 423, sowie Taf. 28), für welche in der Regel die überschlägliche Berechnungsweise nach § 5, Kap. 7 ausreicht. Bei größeren Spannweiten sind Fachwerkbogen mit drei Gelenken zu empfehlen. Während auch diese früher noch vielfach mit Zugstangen (Fig. 424 bis 427) ausgeführt wurden, werden neuerdings fast ausschließlich Fachwerkbinder, deren Füße bis zum Fundament reichen (Fig. 428 bis 433) angewendet. Einen Übergang von der älteren zur neueren Konstruktionsweise zeigt die Halle des Schlesiischen Bahnhofs in Berlin (Fig. 427 und Taf. 32), welche äußerlich die Form eines Fachwerkbogens mit bis zum Boden reichenden Füßen zeigt, thatsächlich aber aus zwei Pfeilern a, b, c und dem Dreigelenkbogen b, c, d mit der Zugstange b-c besteht. Da nach obigem das Gelenk b ein festes, c ein (horizontal) bewegliches Lager sein muß, so ist der Pfeiler d, c als Pendelpfeiler mit Gelenk bei d und c ausgebildet worden, während der Pfeiler a, b feststeht.

Die Form des Bogens ist bei dem stabförmigen Zweigelenkbogen stets die eines flachen Kreisbogens; das Dach liegt gewöhnlich unmittelbar auf dem Bogen auf, zeigt also äußerlich dieselbe Form wie der Bogen. Es ist

¹⁾ Wegen Konstruktion und Berechnung der Bogenträger siehe Kap. 7.

übrigens nicht ausgeschlossen, das Dach oder einzelne Teile des Daches hiervon abweichend zu gestalten und die Dachlasten durch Zwischenkonstruktionen zu übertragen, besser ist es jedoch, wenn das Dach unmittelbar auf dem Obergurt des Binders ruht. Wenn in einzelnen seltenen Fällen

Bei Fachwerkbogen ist aus den auf S. 154 angeführten Gründen die Wahl eines dritten Gelenkes, welches dann gewöhnlich im Scheitel liegt, zu empfehlen. Die Bogenform wird hierbei in der Regel durch einen äußeren oder inneren Kreis- oder Korbbogen gebildet. Beide Gurtungen laufen in den Gelenkpunkten zusammen, im Scheitel werden indes des Aussehens halber gewöhnlich beide Gurtungen scheinbar getrennt durchgeführt. Das Scheitelgelenk liegt dann zum Teil in der Linie des Obergurtes (Fig. 426, 430, 433), teils in der des Untergurtes (Fig. 425, 428), teils in dem Schnittpunkt der Diagonalen des mittelfsten Feldes (Fig. 427, 431). Außer dem Gelenk dürfen im Scheitel keine weiteren festen Verbindungen zwischen den beiden Binderhälften vorhanden sein, es müssen daher alle sonstigen scheinbar durchlaufenden Stäbe beweglich (mit länglichen Löchern) angeschlossen werden und die Laternen, wo solche vorhanden, aus zwei völlig getrennten Hälften bestehen, welche mit einer beweglichen Firstkappe überdeckt werden. Laternenkonstruktionen, nach Art der in Fig. 431 dargestellten, sind daher nur zulässig, wenn die Punkte *aa* gelenkartig konstruiert sind, so daß sie eine den Bewegungen des Scheitelgelenkes entsprechende Bewegung der Punkte *a* zulassen. Im übrigen gilt hinsichtlich der Anordnung der Laternen und ihrer etwaigen Einbeziehung in das

Fig. 425.

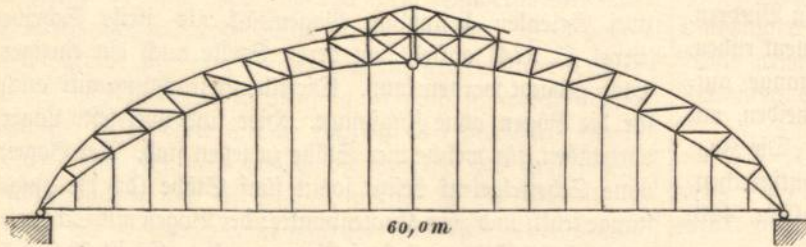


Fig. 426.

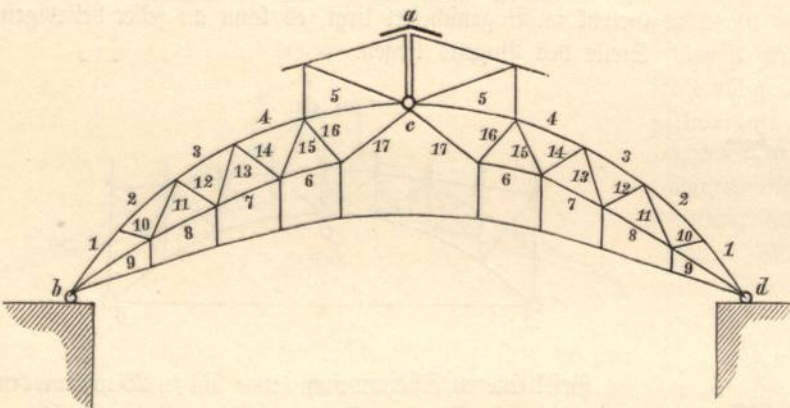
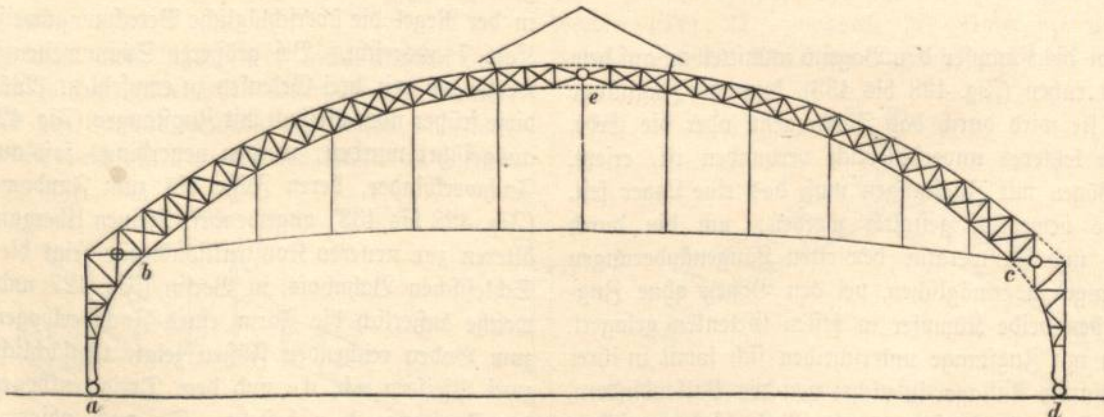


Fig. 427.



erheblichere Abweichungen von der Kreisform des Bogens erforderlich werden sollten, so trifft für solche Bögen mit zwei Gelenken die im Kap. 7, § 5 hierfür gegebene Berechnungsweise nicht mehr zu. Es ist daher zu empfehlen, in diesen Fällen auch bei stabförmigen Bögen ein drittes Gelenk anzuwenden, um die Form statisch bestimmt zu machen, da die für den Dreigelenkbogen gegebene Berechnungsweise für jede beliebige Bogenform verwendbar ist.

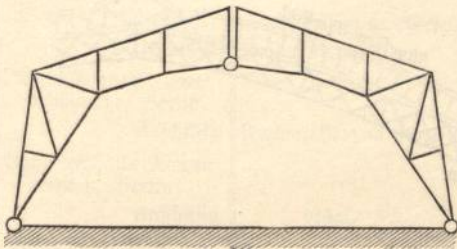
Bogenfachwerk das bei den Balkendächern hierüber Gesagte.¹⁾ In der Regel werden bei neueren Hallenbauten im mittleren Teil des Daches sägeförmige Oberlichter (vergl. S. 225)

1) Um zu beurteilen, ob ein solches Bogenfachwerk mit Laterne statisch bestimmt ist, betrachtet man am besten jeden zwischen zwei Gelenken befindlichen Bogenteil, welcher eine steife Scheibe vorstellt, für sich. Die Wirkung des Kämpfergelenkes kann man sich hierbei durch zwei Stäbe, die des Scheitelgelenkes durch einen Stab (die andere

angebracht. Gehen diese über den Scheitel hinweg, so müssen sie gleichfalls derart eingerichtet werden, daß die Bewegungen des Scheitelgelenkes nicht behindert werden.

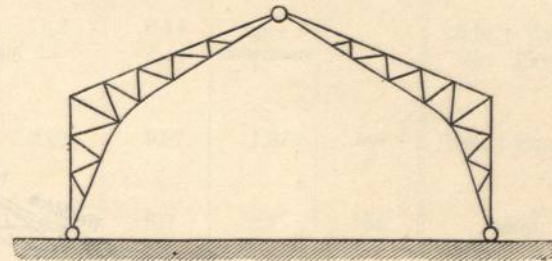
Bei den Bindern mit tiefliegenden Kämpferpunkten pflegt der Bogen des Obergurtes in einer gewissen Höhe über dem Fußpunkt zu endigen. Seine Fortsetzung bildet

Fig. 428.



in jeder Richtung steifen Bogen von kastenförmigem Querschnitt vereinigt werden. Diese Binderpaare werden dann in Abständen, welche der Pfettenlänge entsprechen, aufgestellt, wobei abwechselnd je ein Feld zwischen zwei Kastebindern mit Windstreben versteift wird, während die beiden Nachbarfelder frei bleiben. In diesen freien Feldern pflegen

Fig. 429.

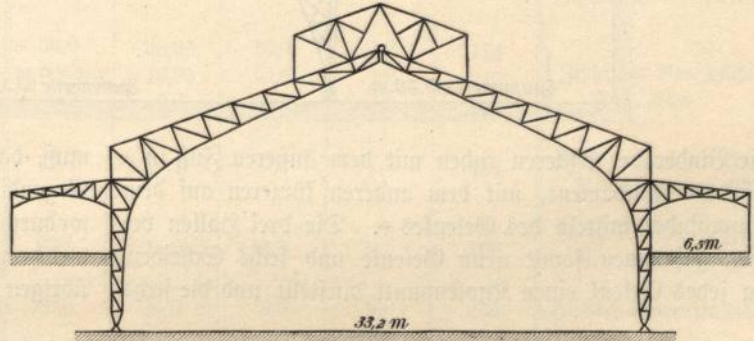


dann gewöhnlich eine der seitlichen Hallenbegrenzung entsprechende senkrechte oder geneigte gerade Linie. Der innere Bogen muß bis zum Fußpunkt durchgeführt werden. Das Dach liegt in dem oberen gebogenen Teil des Obergurtes gewöhnlich unmittelbar auf diesem auf; es kommen jedoch auch Abweichungen vor, wie bei der in Fig. 432 dargestellten Bahnsteighalle zu Köln. Hier ist auf den unteren Teil a-b des Obergurtes eine dreieckige Fachwerkfüllung abc aufgesetzt. Das Wellblechdach wurde in der Linie bc geführt, so daß die senkrechte Linie ac über der kleinen Seitenhalle zur Anbringung eines auf die ganze Hallenlänge durchlaufenden, sehr wirksamen Seitenlichtes benutzt werden konnte.

dann die Gelenklager der als Kraggelenkträger ausgebildeten Pfetten zu liegen. (Näheres über den Windverband siehe § 9.)

Werden bei mehrschiffigen Hallen mehrere Bogenbinder nebeneinander verwendet, so können die auf gemeinschaft-

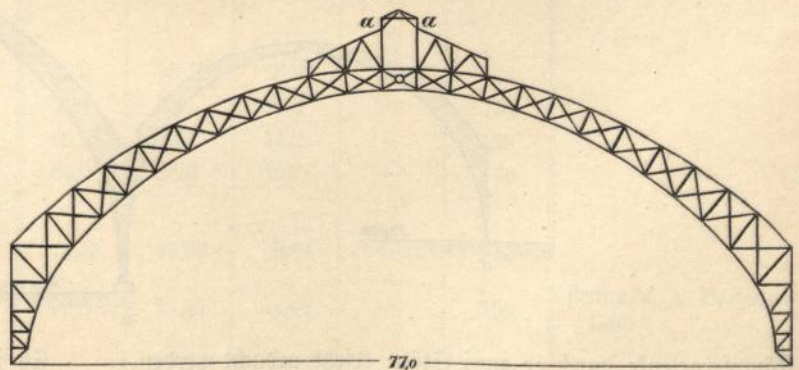
Fig. 430.



Übrigens ist die Bogenform an keinerlei Regeln gebunden, namentlich läßt sich Obergurt und Untergurt auch geradlinig gestalten (Fig. 428, 429, 430), wodurch die Anwendung des Fachwerkbogens auch bei Dächern und Decken mit ebenen Flächen ermöglicht wird.

Bei kleineren Spannweiten werden die Binder gewöhnlich einzeln in den der Pfettenlänge entsprechenden Abständen angeordnet, bei größeren Hallenbauten pflegt man die Binder stets paarweise zu verwenden, so daß zunächst zwei Einzelbinder, welche etwa 1 bis 2 m voneinander abstehen, durch Querverbände zu einem

Fig. 431.



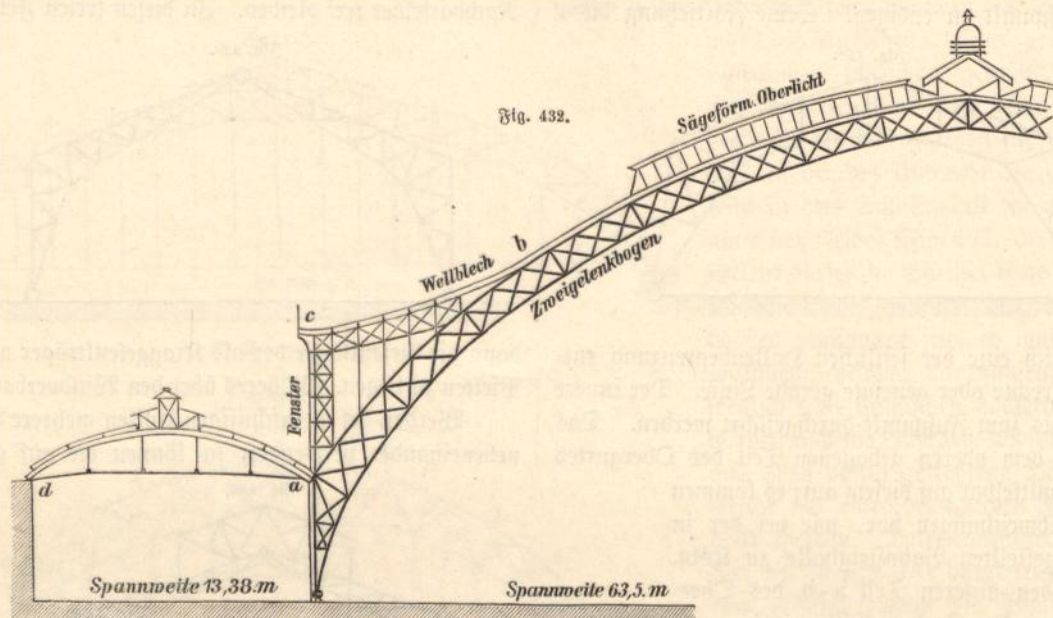
Scheibe ersetzt denken. Betrachten wir beispielsweise die Scheibe (Bogenhälfte) b c in Fig. 426, so besitzt diese außer den beiden Gelenken in b und c und unter Hinwegdenkung der Laterne und der Hängestangen 17 Stäbe und 10 Knotenpunkte. Die Zahl der Stäbe $3 + 17 = 20$ ist mithin doppelt so groß wie die Zahl der Knotenpunkte, und der Bogen somit statisch bestimmt. Tritt die Laterne hinzu, so vermehrt sich hierdurch die Zahl der Stäbe um vier, die der Knotenpunkte um zwei, das Fachwerk ist somit nach wie vor statisch bestimmt, sofern nur im Firstpunkt a für genügende Beweglichkeit gesorgt ist.

lichem Stützpunkt zusammenlaufenden Kämpfer zweier benachbarten Binder zu einem Kämpfergelenk vereinigt werden, es ist aber dafür Sorge zu tragen, daß die Drehung eines jeden der beiden Binder um das Gelenk innerhalb der Grenzen der Bewegungsmöglichkeit völlig frei und unbehindert durch den Nachbarbinder erfolgen kann.

Es ist indes auch angängig, einen der beiden nebeneinanderliegenden Bogenbinder als Hauptbinder aufzufassen

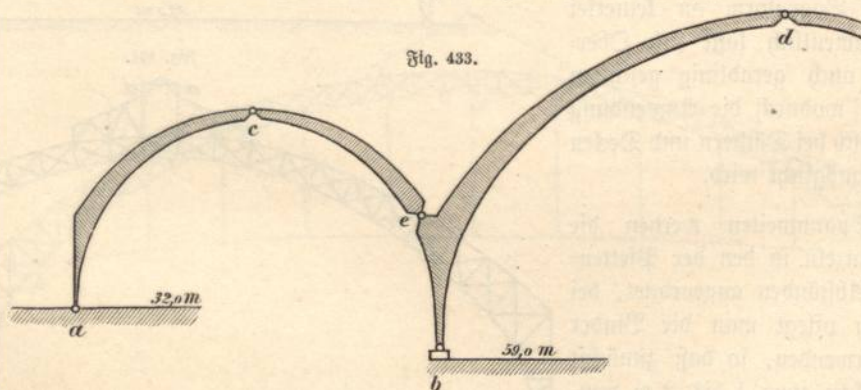
und den anderen Binder in passender Höhenlage mit Gelenk auf dem Hauptbinder aufzulagern. Ein Beispiel hierfür bildet die Bahnsteighalle von Dresden-Mitstadt. Wie aus Fig. 433 ersichtlich, ist der Hauptbinder tiefer gelagert als die Binder der etwa 5 m höher liegenden Seitenhallen.

kann, daß man es in zwei Systeme zerlegt, bei welchen die Gurtstäbe und die Pfosten sich decken, während die Diagonalen in einem System aufwärts, im anderen abwärts laufen. Die ermittelten Spannungen werden dann addiert. Ergiebt sich hierbei für eine Diagonale Druck, so



Die Binder der letzteren ruhen mit dem äußeren Fuß in a auf dem Fundament, mit dem anderen kürzeren auf dem Hauptbinder mittels des Gelenkes e. Die drei Hallen besitzen zusammen somit neun Gelenke und sechs Scheiben. Da jedes Gelenk einen Knotenpunkt darstellt und die sechs

muß, da das Flacheisen solchen nicht aufnehmen kann, die Gegendiagonale einen dementsprechenden Zug aufnehmen, wodurch lediglich die Spannungen in dem Fachviereck, zu welchem die beiden Diagonalen gehören, nicht aber die der übrigen Stäbe beeinflusst werden.



Kämpfergelenke durch je zwei Stäbe ersetzt gedacht werden können, so sind $12 + 6 = 18$ Stäbe bei neun Knotenpunkten vorhanden. Das System ist demnach statisch bestimmt.

Bei den neueren Bahnsteighallen ist das Netzwerk zwischen beiden Bindergurten gewöhnlich (wohl mit Rücksicht auf das Aussehen oder infolge Herkommens) aus gekreuzten Flacheisen zwischen Pfosten aus \perp -Eisen gebildet (Taf. 31). Hierdurch entsteht ein statisch unbestimmtes System, welches näherungsweise dadurch berechnet werden

Es ist nicht einzusehen, weshalb ein solches System mit umständlicher und unbestimmter Berechnung nicht besser durch ein solches mit einfachen steifen Diagonalen (anstatt der gekreuzten Diagonalen) ersetzt werden sollte. Daß das Aussehen hierdurch nicht verschlechtert wird, zeigen hiernach ausgeführte neuere Bauwerke, so die auf Taf. 34 (Textfigur 430) dargestellte Markthalle zu Hannover.

In nachstehender Tabelle geben wir eine übersichtliche Zusammenstellung der bedeutenderen Bogenhäuser der Neuzeit.

Jahr der Fertigstellung	Bezeichnung des Bauwerkes	Binder-system	Spannweite m	Streithöhe m	Abstand der Binder, bez. der Binderpaare von Mitte zu Mitte m	Abstand der Einzelbinder in den Binderpaaren von Mitte zu Mitte m	Länge der Halle m	Nähere Angaben zu finden
A. Deutschland.								
1893	Markthalle Hannover	Fachwerkbog. m. 3 Gelenk. Fachwerkträger	34,06 6,10	18,2 —	6,44 6,44	Keine Binderpaare	—	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1894.
1883	Bahnsteighalle Friedrichstraße, Berlin	einschiffig Fachwerkbog. m. 3 Gelenk.	36,0	20,0	9,97	1,97	145	Ztschr. f. Bauwesen 1885.
1883	Bahnsteighalle Alexanderplatz, Berlin	einschiffig desgl.	37,1	20,0	8,8	1,5	164	desgl.
—	Bahnsteighalle Mainz	einschiffig Fachwerkbogen m. 3 Gelenken u. Zugstange	42,5	15,0	8,8 bis 14,8	Keine Binderpaare	300	Handbuch d. Arch., Tl. 3, Bd. 2, Heft 4.
1897	Bahnsteighalle Wettinerstraße, Dresden	einschiffig Fachwerkbog. m. 3 Gelenk.	44,4	22,2	6,85	1,0	92	Ztschr. d. Ver. dtsh. Ing. 1898.
1888	Bahnsteighalle Frankfurt a. M. dreischiffig	desgl.	3. 56,0	28,6	9,3	1,1	186	Ztschr. f. Bauwesen 1891.
1897	Bahnsteighalle Dresden-Altf. 1 Mittelschiff	desgl.	59,0	28,65	10,0	1,2	174	Ztschr. d. Ver. dtsh. Ing. 1898.
	2 Seitenschiffe	desgl.	30,75 u. 32,0	16,75	10,0	1,2	240	
	1 „	Stabf. Bog. m. Zugstange	9,2	2,2	10,0	1,2	240	
1891	Bahnsteighalle Bremen	einschiffig Fachwerkbog. m. 2 Gelenk.	59,3	27,1	7,2	1,0	131	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1892.
1879	Bahnsteighalle Anhalter Bahnhof, Berlin	einschiffig Fachwerkbogen m. 3 Gelenken u. Zugstange	62,5	15,0	14,0	3,5	168	Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1884.
1897	Bahnsteighalle Köln a. Rh. 1 Hauptschiff	Fachwerkbog. m. 2 Gelenk.	63,5	24,0	8,5	0,8	255	Ztschr. f. Bauwesen 1898.
	2 Seitenschiffe	Stabförm. Zweigelenkbog.						
B. Ausland.								
1875	Bahnsteighalle Liverpool	Zweigelenkbogen	50,0	12,193	16,8	—	134	
1886	Olympiahalle London	desgl.	51,8	27	10,3	—	134	
1876	Bahnsteighalle Glasgow	desgl.	60,35	24,4	11,2	—	159	
1878	„ Manchester	desgl.	64,01	25,6	10,7	—	160	
1868	Bahnsteighalle St. Pancras, London	Bogenbinder mit eingespanntem Kämpfer u. Zugband	73,15	29,26	8,94	—	210	
1891	Bahnsteighalle New Jersey	Dreigelenkbogen m. Zugband	77,0	27,45	17,68	—	199	Zentralbl. d. Bauverw. 1892.
1895	Bahnsteighalle Philadelphia (Readingstation)	desgl.	78,94	26,82	—	—	154	
1895	Desgl. (Broadstreetstat.)	desgl.	94,18	—	—	—	197	
1889	Pariser Weltausstellung 1889, Majchinenhalle	Dreigelenkbogen	110,6	45	21,5	—	—	Nouvelles annales d. l. constr. 1889.
1893	Weltausstellung Chicago 1893	desgl.	112,16	62,28	15,24 u. 22,86	—	—	Deutsche Bauztg. 1893. Stahl u. Eisen 1893.

Die durchschnittlichen Gewichte weitgespannter Bahnhofshallen betragen nach ausgeführten Bauwerken: ¹⁾

	Gewichte für 1 qm schiefe Dachfläche in kg				
	Dachdeckung	Pfetten	Binder	Windverband	Zusammen
A. Bei Wellblechdach					
Spannweite 25 m	13	10	16	1	40
" 40 "	15	15	25	1	56
" 55 "	15	18	40	2	75
" 60 "	15	20	48	2	85
B. Bei Glasdach					
Spannweite 25 m	35	10	16	1	62
" 40 "	40	12	22 ²⁾	1	75
" 55 "	45	15	34	2	96
" 60 "	45	15	43	2	105

§ 7.

Freitragende Wellblechdächer.

Die freitragenden Wellblechdächer bilden eine besondere Art der Bogendächer mit stabförmigem Zweigelenkbogen und Zugstange. Der eigentliche Bogen fällt hierbei weg und wird durch die aus Trägerwellblech gebogene Dachhaut ersetzt. Wegen der den Witterungseinflüssen preisgegebenen Lage und der geringen Stärke des so gebildeten Tragbogens sollten solche Dächer nur zu untergeordneten Fabrikgebäuden, Schuppen u. dergl. verwendet werden; dort können sie aber vermöge ihrer Billigkeit wohl in Frage kommen. Einen recht schwachen Punkt derartiger Dächer bildet außerdem die Vernietung der Wellblechtafeln in den wagerechten Stößen, welche so erfolgen muß, daß an dieser Stelle Biegungsspannungen in gleichem Maße, wie bei dem ungestoßenen Blech ertragen werden können. Wegen der Dichtigkeit des Daches kann die Nietung nur in den Wellenbergen erfolgen, die Nietung erfolgt außerdem be-

1) Nach Förster, Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten, S. 207.

2) Daß das Bindergewicht f. d. qm bei Glasdach niedriger ist als bei Wellblech, liegt daran, daß sich die Glasflächen bei den der Berechnung zu Grunde gelegten Hallenbauten zu beiden Seiten des Scheitels befinden, woselbst der Binder leichter ist, als bei den tiefer liegenden, mit Wellblech gedeckten Dachflächen.

kanntlich kalt und eine Methode, welche die Nietköpfe mit Sicherheit gegen Rostbildung schützt, ist noch nicht gefunden, somit kann man der Festigkeit einer solchen Nietverbinding kein allzugroßes Vertrauen schenken. Jedenfalls wird es sich empfehlen, an den Stößen mindestens drei Nietreihen in Abständen von ca. 20 cm vorzusehen und bei jeder der drei Nietreihen in jedem Wellenberg ein Niet zu setzen.

Ein weiterer Umstand, welcher gewöhnlich nicht genügende Beachtung findet, ist die Schaffung einer Fußpfette, welche im stande sein muß, den Schub des Wellblechbogens nach den benachbarten Zugstangen zu übertragen. Diese Pfette ist als Träger zwischen zwei Stützen (den Zugstangen) anzusehen und im übrigen nach den für die Pfetten allgemein im § 4 gegebenen Grundsätzen zu berechnen.

Die Berechnung des Wellblechbogens erfolgt nach Kap. 7, § 5, und möge durch folgendes Zahlenbeispiel erläutert werden:

Es betrage die Stützweite des Daches = 16,0 m, die Pfeilhöhe = 3,3 m und die Entfernung der Zugstangen = 3,0 m. Dann ist der Halbmesser des Bogens $R =$ rund 11,3 m und der Centriwinkel des halben Bogens $\beta =$ rund 45° (vergl. Fig. 248, S. 159).

Ferner sei

$$\begin{aligned} g \text{ (Eigengewicht)} &= 50 \cdot 3 = 150 \text{ kg/m} \\ q \text{ (Schneelast)} &= 75 \cdot 3 = 225 \text{ "} \\ v \text{ (Windlast)} &= 150 \cdot 3 = 450 \text{ "} \end{aligned}$$

Hierbei ist

50 das Eigengewicht f. d. qm Grundfläche in kg,
75 die Schneelast f. d. qm Grundfläche in kg,
150 der Winddruck f. d. qm einer rechtwinklich zur Windrichtung stehenden Fläche.

Nun ergibt sich nach der Tabelle auf S. 161:

$$\begin{aligned} 1) \text{ Die größte Spannung in der Zugstange bei voller Schneelast und Winddruck von der Seite des festen Lagers:} \\ Z_{\max} &= H_g + H_q + H_w = R(g \cdot 0,832 + q \cdot 0,832 + v \cdot 0,142) \\ &= 11,3 (150 \cdot 0,832 + 225 \cdot 0,832 + 450 \cdot 0,142) \\ &= 4250 \text{ kg.} \end{aligned}$$

2) Die kleinste Spannung in der Zugstange ohne Schneelast und bei Winddruck von der Seite des beweglichen Lagers:

$$\begin{aligned} Z_{\min} &= H_g + H'_w = R(g \cdot 0,832 - v \cdot 0,0007) \\ &= 11,3 (150 \cdot 0,832 - 450 \cdot 0,0007) = + 1410 \text{ kg,} \end{aligned}$$

also noch Zug, mithin erleidet die Zugstange selbst im ungünstigsten Belastungsfall noch Zugspannung.

3) Die Summe der größten negativen Momente:
 $-\Sigma M = M_g + M_{q/2} + M'_w = R^2 (g \cdot 0,00784 + q \cdot 0,0325 + v \cdot 0,0135) = 11,3^2 (150 \cdot 0,00784 + 225 \cdot 0,0325 + 450 \cdot 0,0135) = 1860 \text{ kgm.}$

4) Die Summe der zugehörigen Achsenkräfte:
 $\Sigma Q = Q_g + Q_{q/2} + Q_w = R (g \cdot 1,0 + q \cdot 0,452 + v \cdot 0,152) = 11,3 (150 \cdot 1,0 + 225 \cdot 0,452 + 450 \cdot 0,152) = 3620 \text{ kg.}$

5) Die Summe der größten positiven Momente:
 $\Sigma M = 11,3^2 (150 \cdot 0,00622 + 225 \cdot 0,0304 + 450 \cdot 0,0192) = 2100 \text{ kgm.}$

6) Die Summe der zugehörigen Achsenkräfte:
 $\Sigma Q = 11,3 (150 \cdot 1,0 + 225 \cdot 0,4384 + 450 \cdot 0,119) = 3420.$

Mithin sind die positiven Momente und negativen Achsenkräfte am größten.

Es empfiehlt sich mit der Beanspruchung des Wellbleches bei derartigen Dächern nicht über 900 kg/qcm hinauszugehen, dann muß der zu wählende Querschnitt des Trägerwellbleches auf 3 m Breite so beschaffen sein, daß

bei negativen Momenten und Achsenkräften

$$\frac{186000}{W} + \frac{3620}{F} \leq 900,$$

bei positiven Momenten und Achsenkräften

$$\frac{210000}{W} + \frac{3420}{F} \leq 900$$

ist.

Für Trägerwellblech 100 . 100 mm, 1,5 cm stark ist nach Tabelle 24 im Anhang bei 1 m Blechbreite

$$W = 85,3; F = 24,9 \cdot 1,5 = 37,3 \text{ qcm,}$$

mithin bei 3 m Blechbreite $W = 255,9, F = 111,9.$

Demnach wird die Beanspruchung im ersten Fall

$$k = \frac{186000}{255,9} + \frac{3620}{111,9} = 750 \text{ kg/qcm,}$$

im zweiten Fall

$$k = \frac{210000}{255,9} + \frac{3420}{111,9} = 851 \text{ kg/qcm.}$$

Der zweite Fall der positiven Momente ist somit der ungünstigere.

Der größte Zug in der Spannstange beträgt

$$Z_{\max} = 4250 \text{ kg.}$$

Der durch Schraubengewinde geschwächte Durchmesser ergibt sich nach Gleichung (13) S. 49 zu

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{4250}{900}} = 3,37, \text{ dafür } 3,5 \text{ cm.}$$

Die Fußpfette wird auf 3 m Länge mit einer wagerechten Kraft $H = 4250 \text{ kg}$ oder f. d. m mit

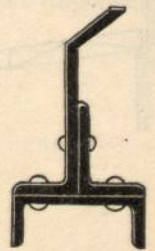
$$p_w = \frac{4250}{3} = 1417 \text{ kg,}$$

ferner durch eine senkrechte Last gleich dem Eigengewicht + Schneelast des halben Daches beansprucht. Die senkrechte Seitenkraft des Winddruckes kann hier außer acht bleiben. Ist die Pfette fortlaufend durch die Umfassungsmauer unterstüzt, so braucht sie nur auf die wagerechte Beanspruchung berechnet zu werden. Im übrigen hat die Berechnung, wie im § 4 ausgeführt, durch Zerlegen der Kräfte nach den Hauptachsen des Pfettenquerschnittes zu erfolgen.

Besondere Sorgfalt ist auf die Befestigung des Wellblechbogens auf der Trauspfette und auf die Verbindung der letzteren mit der Zugstange zu legen. Am besten eignen sich zu den Trauspfetten die Mannstaedt'schen Traufeisen (vergl. S. 237), welche, falls sie gegen die wagerechte Belastung nicht ausreichen, durch aufgenietete

└= oder ┘=Eisen etwa nach Fig. 434 verstärkt werden können. Taf. 59, Fig. 5, 6 und 7 stellen einige dementsprechende Anordnungen dar. Bei Fig. 5 und 7 sind die Wellblechtafeln in den Wellenbergen mit dem oberen schrägen Flansch der Trauspfette verschraubt. Außerdem sind besondere gewellte Bleche an den Befestigungsstellen unter das Wellenblech genietet, welche mit Nasen hinter den oberen Flansch der Trauspfette fassen und so ein Abgleiten des Wellbleches nach abwärts wirksam verhindern. Bei Fig. 7 sind zum gleichen Zweck außerdem noch Haken eingelegt.

Fig. 434.



Eine bloße Vernietung der Wellenthäler mit dem oberen Pfettenflansch und dem über letzteren gefalzten Trausblech wie bei Fig. 6 ist weniger zu empfehlen. Dagegen verdient der hier gewählte Angriff der Zugstange an dem Steg der Trauspfette den Vorzug vor der in Fig. 5 und 7 gewählten Befestigung mittels Winkellaschen, deren Befestigungsschrauben auf Zug beansprucht werden. Zur Berechnung der Zahl dieser Schrauben benutze man Gleichung (14) S. 49 und gebe zur Sicherheit noch ein bis zwei Schrauben zu.

Bei Fig. 6 erfolgt die Nachstellung der Zugstange unmittelbar durch die Verschraubung mit der Trauspfette, bei Fig. 5 und 7 sind zu diesem Zweck Spannschlösser innerhalb der Zugstange zu verwenden.

Werden └=, ┘= oder └=Eisen in geneigter Lage als Trauspfetten verwendet, so wird man am besten für den Angriff der Zugstange einen entsprechend geformten gußeisernen Schuh verwenden, dessen Fußplatte auf der Umfassungsmauer ruht und dessen Backen so geformt sind, daß sie den Pfettensteg in der gewählten Neigung sicher unterstützen und gleichzeitig eine vertikale Fläche für den Angriff der Zugstange bieten.

Da die Ausführung derartiger Dächer eine Spezialität derjenigen Werke bildet, welche sich mit der Anfertigung und Verarbeitung von Wellblech befassen, so erübrigt an dieser Stelle ein näheres Eingehen auf diesen Gegenstand.

§ 8.

Binder der Kragdächer.

Unter Kragdächern mögen diejenigen Dächer verstanden sein, bei welchen die Traufe nicht unterstüzt ist, sondern freischwebt. Bei allen einstöckigen Gebäuden erhält man das Kragdach in einfachster Weise durch Fortsetzung des Binders über die Traufe hinaus. Man erhält dann einen Dachbinder mit überhängenden Enden und zwar stellen

die Dachfläche des Hauptdaches ohne Unterbrechung bis zum Ende des Kragdaches durch (Fig. 435, 436, 438, 439), es kann jedoch auch das Kragdach mit Gefälle nach dem Hauptdach

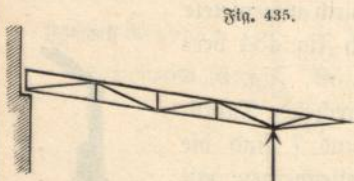


Fig. 435.

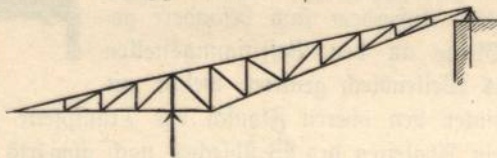


Fig. 436.

Fig. 435 und 436 solche überhängende Dächer bei Pultdächern, Fig. 437—442 solche in den mannigfaltigsten Anordnungen bei Satteldächern dar. Gewöhnlich läuft hierbei

hin angelegt werden, wie bei Fig. 437 und 440. Bei Fig. 437 (Taf. 70, Fig. 1) bildet a-b die Dachfläche des Kragdaches, c-d die des Hauptdaches, so daß in bc ein Seitenlicht

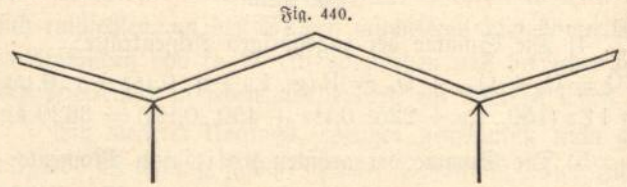


Fig. 440.

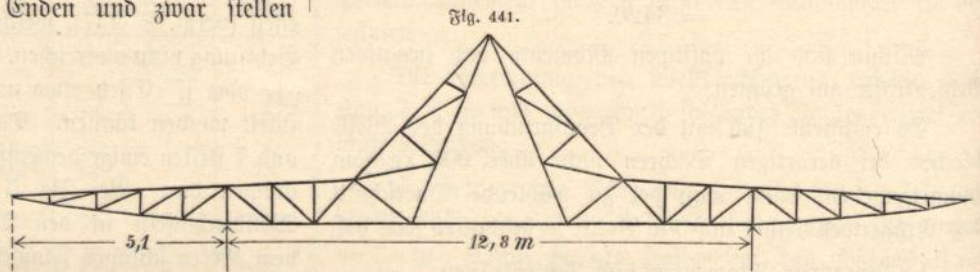


Fig. 441.

angebracht werden kann. Bei Fig. 442 läuft die Dachneigung bei Haupt- und Kragdach nach derselben Seite, es setzt hier jedoch der First des Kragdaches so tief unter der Traufe des Hauptdaches an, daß gleichfalls eine senkrechte Wand e-g zwischen beiden Dächern entsteht, welche als Seitenlicht ausgenutzt werden kann. Bei Fig. 441 ist der mittlere Teil des Binders mit überhängenden Enden als steiles Satteldach zur Aufnahme einer Glasdeckung ausgebildet. Die Berechnung derartiger Dachbinder mit überhängenden Enden ist die gleiche wie bei den Fachwerkträgern auf zwei Endstützen. Nach Bestimmung der Stützdrucke (vergl. hierüber Kap. 5, § 7) wird mit Zeichnen des Kräfteplans am äußersten (freien) Ende des überhängenden Teiles begonnen.

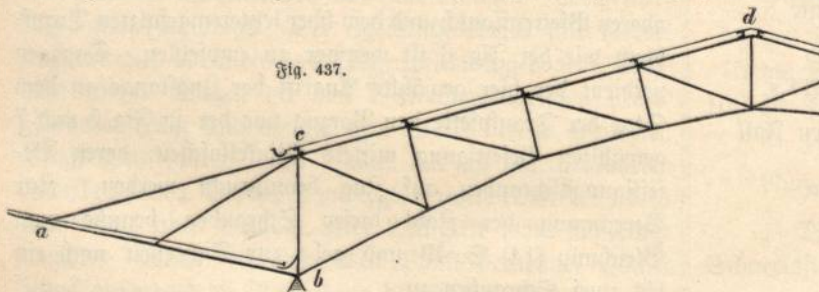


Fig. 437.

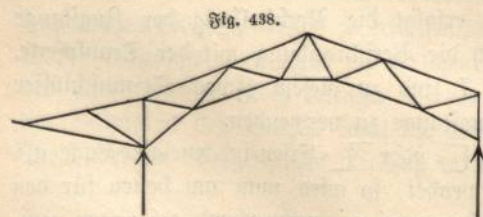


Fig. 438.

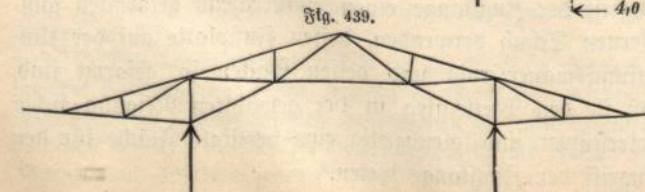


Fig. 439.

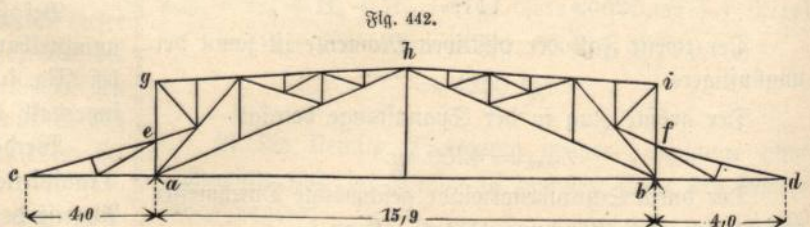
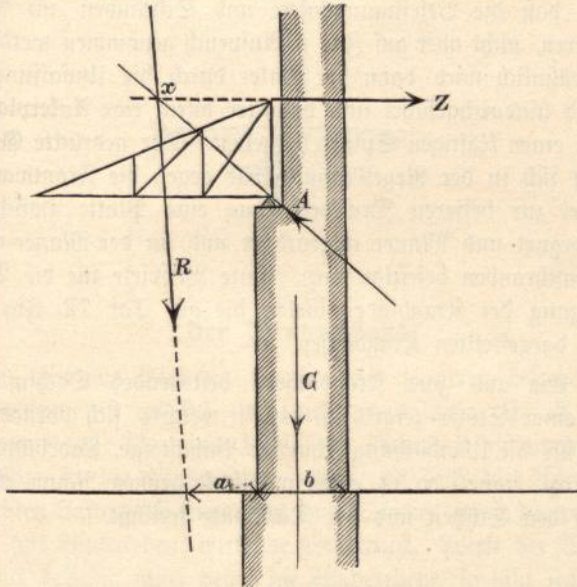


Fig. 442.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden kann das Hauptdach nicht zur Bildung des Kragdaches benutzt werden. Hier können Kragdächer nur dann angebracht werden, wenn die Mauern genügende Standsicherheit für die Aufnahme des nunmehr einen Freitragers darstellenden Kragbinders besitzen.

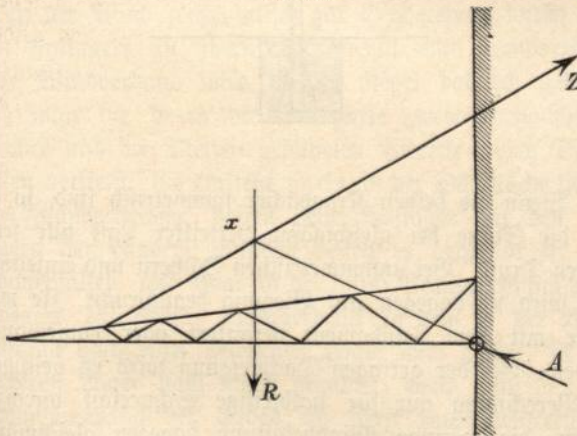
Diese Standsicherheit wird sich durch passende Verankerung an allen den Stellen erreichen lassen, an welchen an die Frontmauern im Innern Querwände anschließen, an allen anderen Stellen werden die Umfassungsmauern zur Aufnahme einigermaßen weit ausladender Kragdächer meist nicht genügen, sondern durch Pfeilervorlagen ver-

Fig. 443.



stärkt werden müssen. Gewöhnlich besteht der Kragbinder aus einem dreieckigen Fachwerkträger, welcher entweder mit dem Obergurt im Mauerwerk verankert ist, während sich der Untergurt gegen die Mauer stützt (Fig. 443), oder

Fig. 444.

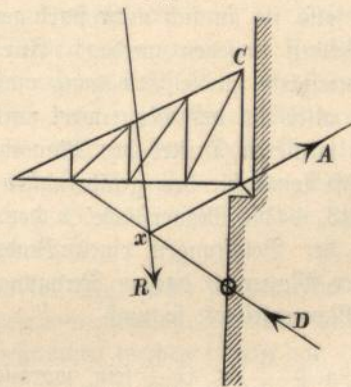


das vordere Ende des Dachbinders wird durch ein schräges Zugband (Fig. 444) oder durch ein Kopfband (Fig. 445) unterstützt. In beiden letzteren Fällen (Zugband oder Strebe) ist der Binder als ein Träger auf zwei Stützen anzusehen, welcher durch die wagerechte Seitenkraft der äußeren Stütze gegen die Mauer gedrückt (Fig. 444), oder

davon abgezogen wird (Fig. 445), es liegt daher kein statischer Grund vor, den Binder nach hinten höher werden zu lassen, auch genügt in der Regel ein leichter Vollstegträger. Ein solches Dach ist auf Taf. 71 dargestellt. Das Dach ist hierbei nicht als Pultdach ausgebildet, sondern es besteht aus abwechselnden Sattel- und Tonnedächern, deren Firste rechtwinklich zum Gebäude laufen und deren Traufen auf den oberen wagerechten Flanschen der Kragbinder ruhen.

Bei den Kragbindern mit Kopfband (Fig. 445) muß entweder der Ober- oder der Untergurt mit der Mauer verankert werden, da er die wagerechte Seitenkraft aus dem vorderen Angriffspunkt des Kopfbandes zu übertragen hat. Es leuchtet ein, daß sowohl bei Fig. 444 wie 445 die Zugstange oder das Kopfband mit einem der beiden Bindergurte das eigentliche tragende Binderfachwerk bildet, während die übrigen Fachwerkstäbe lediglich zur Aufnahme der Zwischenlasten dienen.

Fig. 445.



Die Ermittlung der unbekanntenen Stützendrücke erfolgt am schnellsten unter Beachtung des Gesetzes, daß sich die Mittelkraft R der Belastungen (Eigengewicht, Schnee und Wind) mit den beiden Stützendrücken in einem Punkt schneiden muß. Hat man daher R mit Hilfe des Seilpolygons oder mittels Rechnung ermittelt, so ergibt sich die Richtung des auf die Mauer entfallenden Stützendrucks A in einfacher Weise durch Verbinden des Lagerpunktes mit dem Schnittpunkt zwischen der Mittelkraft R und dem wagerechten Anker Z in Fig. 443, dem schrägen Zugband Z in Fig. 444, dem Kopfband D in Fig. 445.

Die Größe von Z und D findet man dann in bekannter Weise durch Zeichnen des Kräfte Dreiecks aus R , Z und D . Nunmehr bietet die Ermittlung der Stabspannungen durch Zeichnen des Kräfteplans, wobei man an der vorderen Spitze beginnt, keine Schwierigkeiten.

Da die Kragdächer fast ausschließlich flache Neigung besitzen, so wird man den Winddruck gewöhnlich lotrecht

wirkend annehmen können; da außerdem halbseitige Belastung nicht vorkommt, so ist für die Berechnung derartiger Dächer ein einziger Kräfteplan für Eigengewicht, Schneelast und lotrechten Winddruck ausreichend.

Wie bereits oben erwähnt, sucht man die Binder wegen der Verankerung möglichst an solchen Stellen anzubringen, an denen Quermauern oder andere Konstruktionsteile vorhanden sind, mit welchen die Anker verbunden werden können, so daß die Außenmauer möglichst wenig in Anspruch genommen wird.

Bei eingeschossigen Gebäuden liegt, wenn die Anordnung eines Balkenbinders mit überhängenden Enden (welche stets vorzuziehen ist) aus irgend welchen Gründen unbequem erscheint, die Möglichkeit vor, die Verankerung des Kragbinders durch unmittelbare Verbindung mit dem Dachbinder des Hauptdaches, und zwar in der Regel mit dessen Obergurte zu bewirken; in anderen Fällen wird man eine Verankerung im Anschluß an die Deckenträger erreichen können. Liegen solche Hilfsmittel nicht vor, so muß die Außenmauer, falls sie an sich nicht stark genug ist, mit Verstärkungspfählen versehen werden. Für die Berechnung der Mauerstärke ist die Erwägung maßgebend, daß die Mittelkraft aller auf das Mauerwerk wirkenden Kräfte nicht aus dem mittleren Drittel der Mauerbreite heraustrreten darf. Ist somit für den gefährlichsten Mauerquerschnitt, Fig. 443, b die Mauerstärke, a der Abstand der Mittelkraft R der Belastungen eines Binders von der Vorderkante der Mauer, G das in Rechnung zu ziehende Gewicht des Mauerpfählers, so muß

$$R \left(a + \frac{6}{3} \right) \leq G \frac{b}{6} \text{ sein, woraus}$$

$$b_{\min} = \frac{6 R a}{G - 2 R} \text{ folgt.}$$

Es betrage beispielsweise die Ausladung des Kragdaches = 3,0 m, die Binderentfernung = 3,0 m, die gesamte Dachlast f. d. qm = 150 kg, so ist $R = 3 \cdot 3 \cdot 150 = 1350$ kg und $a = 1,5$ m. Ferner sei die Höhe der Mauer 15,0 m, ihre durchschnittliche Stärke 50 cm und die Breite des in Rechnung zu ziehenden Mauerpfählers = 1,5 m, dann ist $G = 15 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \cdot 1600 = 18000$ kg. Alsdann ist die mindest erforderliche Mauerbreite an der gefährdeten Stelle

$$b = \frac{6 \cdot 1350 \cdot 1,5}{18000 - 2 \cdot 1350} = \text{rund } 0,8 \text{ m.}$$

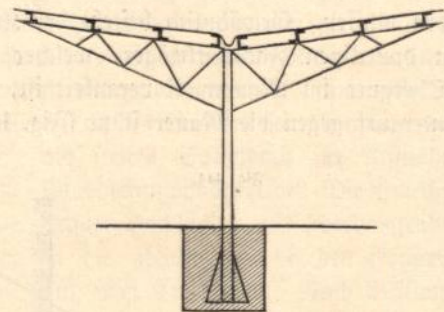
Man erkennt, daß bereits bei kleinen Abmessungen bedeutende Mauerstärken erforderlich werden. In Wirklichkeit stellt sich die Sachlage indes günstiger, da die verankernde Wirkung des Daches, der Decken und der Zwischenwände zu gute kommt. Es sind dies allerdings

Faktoren, welche sich gewöhnlich schlecht feststellen und in Rechnung ziehen lassen.

Was nun die Konstruktion der Verankerung betrifft, so soll der Anker, wenn thunlich, die direkte Verlängerung des Obergurts des Kragbinders (bei Anwendung nach Fig. 443), oder der Zugtonge (bei Anwendung nach Fig. 444) bilden, jedenfalls aber so mit dem Obergurt verbunden sein, daß die Befestigungsniete und Schrauben auf Abscheeren, nicht aber auf Zug in Anspruch genommen werden. Gewöhnlich wird dann der Anker durch die Umfassungswand hindurchgeführt und dahinter durch eine Ankerplatte oder einen kräftigen Splint festgelegt. Der gedrückte Gurt stützt sich in der Regel unmittelbar gegen die Frontwand, wobei zur besseren Druckverteilung eine Platte zwischen Untergurt und Mauer angeordnet und an der Mauer mit Steinschrauben befestigt wird. Gute Beispiele für die Befestigung der Kragbinder bieten die auf Taf. 72, Fig. 2 u. 3 dargestellten Kragdächer.

Ein aus zwei Kragdächern bestehendes Dachsystem mit einer Stütze zeigt Fig. 446,¹⁾ welches sich vornehmlich für die Überdachung schmaler Bahnsteige, Ladebühnen u. dergl. eignet, da es einen möglichst großen Raum zwischen den Stützen und der Dachkante freiläßt.

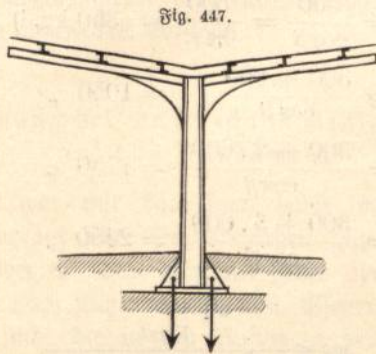
Fig. 446.



Wenn die beiden Kragdächer symmetrisch sind, so erhält die Stütze bei gleichmäßig verteilter Last nur senkrechten Druck. Bei unsymmetrischen Dächern und einseitiger Last wird sie dagegen auf Biegung beansprucht, sie muß daher mit dem Fundament verankert oder eingemauert werden. Bei der geringen Dachneigung wird es genügen, die Berechnung nur für halbseitige Schneelast durchzuführen, die (geringe) Windbelastung dagegen gleichmäßig verteilt anzunehmen. Die Berechnung der Säule erfolgt im übrigen nach Kap. 4, § 8.

1) Vom Verfasser (unseres Wissens zum erstenmal) entworfen im Jahre 1892 und ausgeführt auf dem verlängerten Bahnsteig des Magdeburger Bahnhofes in Leipzig.

Eine nach gleichem System mit einfachen Vollstegbindern ausgeführte Halle von etwas kleineren Abmessungen zeigt Fig. 447 bezw. Taf. 72.



§ 9.

Der Windverband.

Ein aus Bindern, Pfetten und Sparren bestehender Dachstuhl ist an sich noch nicht standsicher. Er ist nur geeignet alle diejenigen Kräfte mit Sicherheit aufzunehmen, welche in die Binderebene fallen; es sind dies die lotrechten Lasten (Eigengewicht und Schnee), sowie der parallel zur Binderebene wirkende Winddruck. Wirkt der Winddruck beliebig schief gegen die Binderebene, so läßt sich die von ihm ausgeübte schiefe Kraftwirkung in eine in die Binderebene fallende und eine rechtwinklich zur letzteren wirkende Seitenkraft zerlegen. Die erstere wird, wie bereits erwähnt, von dem Binder auf die Auflager übertragen; diejenigen Vorkehrungen, welche zu treffen sind, um die letztere Seitenkraft (welche ihren größten Druck erreicht, wenn der Wind rechtwinklich zur Binderebene wirkt) nach den Auflagern zu überführen, nennt man Windverband. Der Windverband wird in der Regel dadurch gebildet, daß man die durch die Obergurte zweier benachbarten Binder und die Pfetten gebildeten Vierecke durch Diagonalen versteift. Es entsteht so ein in der Dachfläche liegender Fachwerkträger, dessen beide Auflager mit den Auflagern der Binder, zwischen denen er gespannt ist, zusammenfallen, und zwar ist der durch Beanspruchung dieses Trägers entstehende Auflagerdruck in dem in der Windrichtung nach vorn gelegenen Lager nach außen, in dem hinteren Lager nach innen gerichtet, wenn man von dem Zusammenhang der beiden im First zusammentreffenden Windträger absieht.

Der Windträger ist alsdann ein Freitragender, dessen eingespannte Lager mit den Binderauflagern zusammenfallen und dessen freies Ende im First liegt.

Diesem Träger fällt gleichzeitig die Aufgabe zu, ein Ausknicken der gedrückten oberen Bindergurten rechtwinklich zur Binderebene wirksam zu verhüten.

Die Winddiagonalen wurden bisher vielfach durch gekreuzte Flachisenstäbe oder Rundisen mit Spannschlössern gebildet. Erstere sind als ungeeignet zu bezeichnen, weil sie bei ihrer verhältnismäßig großen Länge nicht mit der erforderlichen Spannung eingepaßt werden können, letztere sind wegen des unbequemen Anschlusses der Endpunkte unzuweckmäßig. Es empfiehlt sich daher für die Diagonalen steife Profilquerschnitte (in der Regel Winkelseisen) zu wählen und zwar genügt, wenn diese Stäbe auch für Druckspannung ausreichend steif gewählt werden, in jedem Feld eine einzige Diagonale, andernfalls sind zwei gekreuzte Diagonalen notwendig.

Bei geringer Beanspruchung des Daches durch Wind in der Firstrichtung (wie sie bei flachen Dächern mit massiven, gegen Winddruck in sich standsicheren Giebelwänden vorliegt), genügt an Stelle der Diagonalen unter Umständen bereits die Dachschalung, namentlich wenn sie aus gespundeten Brettern besteht. Bei den verhältnismäßig geringen Mehrkosten, welche die Diagonalen verursachen, ist es jedoch zu empfehlen, auch in diesen Fällen einen besonderen Windverband anzuordnen. Unbedingt notwendig wird der Windverband bei steilen, langgestreckten Dächern, bei allen seitlich nicht geschlossenen Räumen und in allen den Fällen, in welchen das Dach die Unterstüzung in wagerechtem Sinne für andere gegen Winddruck in sich nicht standsichere Bauteile (Giebelwände, Laternenaufsätze u. s. w.) bilden muß.

Letzterer Fall liegt unter anderem bei den Abschlußwänden weitgespannter Bahnhofshallen (welche weiter unten noch näher besprochen werden sollen) vor.

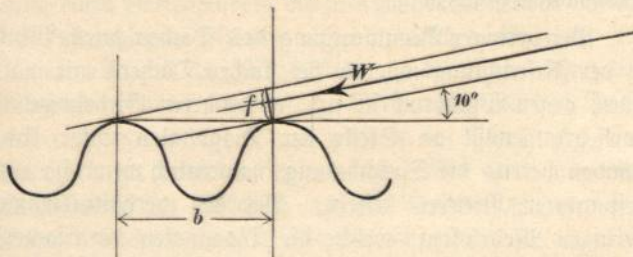
Die Knotenpunkte des Windverbandes liegen stets an den Auflagerpunkten der Pfetten, es ist jedoch nicht nötig, daß jedes Pfettenlager zum Knotenpunkt wird, es können vielmehr die Abstände der Knotenpunkte so groß werden, als es die Steifigkeit des Bindergurtes in seitlicher Richtung zuläßt. In den meisten Fällen würde die Kuppelung nur eines einzigen Binderpaares zur Herstellung eines ausreichenden Längenverbandes genügen. Da aber, wie bereits früher erwähnt, die Pfetten behufs Ermöglichung der Wärmedehnung in gewissen Abständen verschiebliche Stöße erhalten müssen, so ist es wünschenswert, innerhalb einer jeden zwischen zwei derartigen Stößen befindlichen Pfettenlänge mindestens ein Binderpaar zu kuppeln.

Werden die Pfetten als Kraggelenträger konstruiert (vergl. S. 100 u. 265), so wird der Windverband nur in den Feldern angeordnet, in welchen sich keine Gelenklager befinden, es werden dann je zwei Binder zu einem Binderpaare verbunden.

Für die Berechnung des Windverbandes lassen sich nur mehr oder weniger grob geschätzte Annahmen machen.

Theoretisch bringt der Winddruck auf einer ebenen Dachfläche nur rechtwinklich zu dieser gerichtete Belastungen hervor, welche somit den Windverband gar nicht beanspruchen. In Wirklichkeit findet aber bei jedem Dach eine Belastung in wagerechtem Sinne parallel zum First statt (falls der Wind in Richtung des Firstes weht), welche aus den Unebenheiten der Dachhaut herrührt. Am besten läßt sich diese Wirkung bei einem Wellblechdach ermitteln. Für eine wagerechte Wellblechtafel (Fig. 448) ist die Projektion f der Wellblechfläche, welche von dem unter 10°

Fig. 448.



im Aufriß geneigten, im Grundriß rechtwinklich zur Wellenrichtung wirkenden Winddruck getroffen wird auf 1 m Wellenlänge

$$f = b \sin 10^\circ$$

und der hierauf entfallende Winddruck $w = 125 b \sin 10^\circ$ für eine Wellenbreite und $w_1 = 125 \cdot \sin 10^\circ$ für eine Breite von 1,0 m.

Die diesem Druck entsprechende wagerechte Seitenkraft ist

$$w_h = w_1 \cos 10^\circ = \text{rund } 20 \text{ kg/qcm}$$

und zwar kann diese Belastung auch für geneigte Dachflächen beibehalten werden. In Wirklichkeit ist der Druck nicht so groß, da die Unterstellung der Projektion f der Dachfläche für die Dachfläche selbst zu ungünstig ist.

Bei nicht mit Wellblech eingedeckten Dächern ist der Druck je nach der Rauheit der Oberfläche noch kleiner, man rechnet daher jedenfalls nicht zu günstig, wenn man die berechnete Zahl von 20 kg/qm für alle Deckungsarten beibehält, wobei es dann aber auch zulässig ist, kleinere aus der Dachfläche hervorragende Flächen, wie Oberlichter, Laternen, Dachfenster, Dachrohre u. a. nicht weiter in Berechnung zu ziehen.

Beträgt somit bei einem Dach die Binderentfernung $e = 5,0 \text{ m}$, die Höhe des Windträgers (bei Satteldachbindern die Länge des halben Obergurtes, bei Bogendächern die halbe Bogenlänge) $h = 12,0 \text{ m}$ und sind je zwei Binder zu einem Paar gekuppelt, so ergibt sich hierfür ein Winddruck in der Längsrichtung von

$$W = 20 \cdot 2 \cdot 5,0 \cdot 12,0 = 2400 \text{ kg}$$

f. d. m Windträger. Sind vier Diagonalfelder vorhanden,

so entfallen auf die einzelnen Knotenpunkte die aus Fig. 449 ersichtlichen Lasten. Alsdann ist die Spannung in den Diagonalen

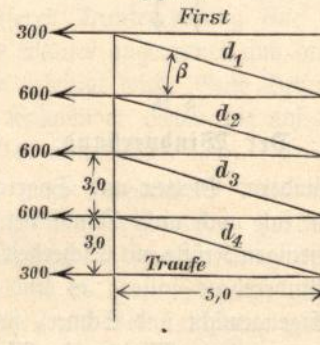
$$d_1 = \frac{300}{\cos \beta} = \frac{300}{0,857} = 350 \text{ kg, } ^1)$$

$$d_2 = \frac{300 + 600}{\cos \beta} = 1050 \text{ ,,}$$

$$d_3 = \frac{300 + 2 \cdot 600}{\cos \beta} = 1750 \text{ ,,}$$

$$d_4 = \frac{300 + 3 \cdot 600}{\cos \beta} = 2450 \text{ ,,}$$

Fig. 449.



Bei gekreuzten Diagonalen muß

$$\frac{d}{f} \leq k$$

sein, worin f den nutzbaren Stabquerschnitt, k die zulässige Beanspruchung, welche hier bis zu 1200 kg/qcm angenommen werden kann, bedeutet.

Bei nur einer steifen Diagonale muß außerdem gegen Knicken (Gleichung (8), S. 34) das kleinste Trägheitsmoment des Stabquerschnittes

$$J \geq 2,5 d l^2 \text{ sein,}$$

wenn l die Stablänge in m und d die Stabspannung in Tonnen.

In den Pfetten und in den Obergurten der Binder, welche die Gurtungen und Pfosten des Windträgers bilden, entstehen aus dieser Eigenschaft zusätzliche Spannungen, welche indes außer Betracht bleiben können, weil im Falle der Beanspruchung des Windträgers die bei der Stärkenbestimmung der Pfetten und Binder in Rechnung gezogene direkte Windlast in Fortfall kommt.

Bei den Bogendächern liegt der in der Dachfläche angeordnete Windträger auf einer der Bogenform entsprechenden Zylinderfläche. In den Knotenpunkten entstehen infolgedessen zusätzliche Belastungen der Binder,

1) $\text{tg } \beta = \frac{3,0}{5,0} = 0,6.$

$\beta = 31^\circ, \cos \beta = 0,857.$

welche jedoch aus dem vorangeführten Grunde gleichfalls vernachlässigt werden dürfen. Man kann somit die Windträger bei Bogenbögen ganz so wie bei ebenen Dachflächen behandeln, indem man sich die Cylinderfläche auf einer Ebene abgewickelt vorstellt.

Übertragung der wagerechten Auflagerdrücke auf das Fundament.

Bisher war nur das Dach selbst Gegenstand der Untersuchung auf seine Standsicherheit gegen Winddruck. Es bleibt aber in jedem einzelnen Falle noch zu prüfen, ob die das Dach stützenden Mauern, Pfeiler oder Säulen im stande sind, die in den Auflagern des Dachstuhles aus Anlaß des Winddruckes übrig bleibenden wagerechten Kräfte mit Sicherheit auf den Erdboden zu übertragen.

Die in die Binderebene fallenden Windlasten werden durch die Binderkonstruktion auf das feste Auflager übertragen und stellen eine dort in der Binderebene wirkende beliebig schief gerichtete Auflagerkraft dar, von welcher uns nur die wagerechte Seitenkraft interessiert. Ebenso entfällt auf das gleiche Lager aus der Inanspruchnahme des Windverbandes eine rechtwinklich zur Binderebene wirkende wagerechte Kraft. Jede dieser beiden Kräfte erreicht ihren Größtwert, wenn die andere Kraft Null ist, es kann daher die eine unabhängig von der anderen betrachtet werden.

a) Die in der Binderebene am festen Lager wirkende wagerechte Kraft wird unmittelbar nur durch Querwände, welche parallel zur Binderebene laufen, aufgenommen. Sind solche nicht vorhanden, so muß das unterstützende Mauerwerk so stark sein, daß in dem gefährlichsten Querschnitt keine Zugspannungen entstehen. In der Regel werden in diesem Falle bei massiven Mauern Verstärkungspfeiler unter den Binderauflagern angeordnet werden müssen. Theoretisch genommen wirkt der ganze wagerechte Druck am festen Lager, die Mauer brauchte daher auch nur hier entsprechend stark gestaltet zu werden, während am beweglichen Lager eine Pendelstütze genügen würde. In Wirklichkeit ist vermöge der Reibung auch das bewegliche Lager zur Aufnahme eines Teiles des Windschubes geeignet, sofern es ein in seiner Beweglichkeit begrenztes Gleitlager ist. Man wird daher in solchen Fällen annehmen können, daß ein Teil (unter Umständen die Hälfte) des Windschubes auch auf das bewegliche Lager entfällt.

Ist H der Windschub eines Lagers, h die Höhe des Lagers über dem gefährlichsten Mauerquerschnitt, M das Moment des auf die Mauer selbst entfallenden Winddruckes, b die Dicke, G das Gewicht der Mauer daselbst, so muß

$$Hh + M \leq G \frac{b}{6} \text{ sein,}$$

woraus die Mauerstärke $b = \frac{6(Hh + M)}{G}$ folgt.

Bildet eine Säule an Stelle von Mauerwerk die Unterstützung, so ist diese zu verankern bez. einzumauern und nach Kap. 4, § 6 u. 8 zu berechnen.

Witunter ist die nötige Standsicherheit der Unterstützung nur an jedem zweiten oder dritten Binder vorhanden; dann kann man ähnlich wie bei dem S. 201 behandelten Beispiel die betreffenden Lager durch einen wagerechten Fachwerkträger verbinden, welcher die wagerechten Schübe von den nicht standsicheren Lagern nach den standsicheren überträgt.

In allen Fällen, in denen sich eine genügende Standsicherheit in vorbeschriebener Weise nicht schaffen läßt, wird man die Binder so gestalten müssen, daß der Binderfuß bis zum Fundament hinabreicht. Alsdann ist der Binder nicht nur im stande, den aus dem eigentlichen Dache herrührenden Windschub, sondern außerdem noch den Winddruck etwaiger Seitenwände aufzunehmen.

b) Die rechtwinklich zur Binderebene, also in der Längsrichtung des Daches wirkende wagerechte Kraft kann von den unterstützenden Wänden in der Regel ohne weiteres aufgenommen werden. Wird die Unterstützung durch Säulen gebildet, so sind diese entweder auch in dieser Richtung als am Fuß eingespannte Freitragler zu behandeln (Kap. 4, § 8), oder es sind mehrere Felder zwischen zwei benachbarten Säulen durch Diagonalen auszusteißen, welche den Schub mit Sicherheit auf den Erdboden übertragen.

Bei den Fachwerkbindern der Bogenbögen wird der Windverband in der Regel nur so weit geführt, als die Dachdeckung reicht. Die Weiterführung des Windschubes erfolgt dann entweder durch die an das Dach anschließende massive oder Fachwerkswand (Taf. 31) oder durch Aussteifung einzelner Felder zwischen je zwei Bindern mittels Streben. Beim Vorhandensein massiver Mauern pflegt der Binder durch einen in einen Falz des Mauerwerks eingreifenden Ansaß so mit der Mauer verbunden zu werden, daß diese nur eine Bewegung des Binders in der Längsrichtung der Halle, nicht aber dessen übrige Beweglichkeit hindert.

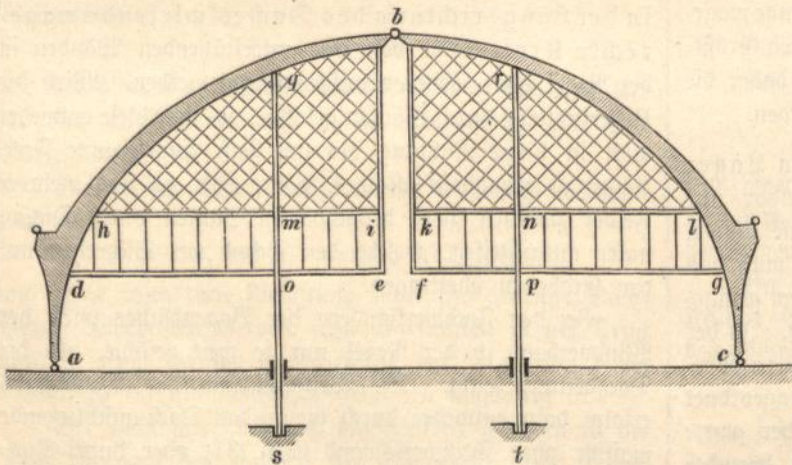
Abschlußschürzen bei Bahnhofshallen.

Die Endbinder der großen Bahnhofshallen werden meist durch eine senkrechte Glaswand, die sogenannte Schürze, abgeschlossen, welche im unteren Teil nur den für die Durchfahrt der Züge erforderlichen Streifen von rund 5,0 m Höhe freiläßt. Zu diesem Zweck wird die senkrechte Fläche durch eine Anzahl senkrechter Stäbe in

Streifen zerlegt, welche ihrerseits durch weitere Unterteilungen in kleinere Felder geteilt und schließlich durch Verglasung geschlossen werden. Die Vertikalstäbe hängen mit dem oberen Ende an dem Abschlußbinder und tragen unweit vom unteren Ende einen wagerechten Fachwerkträger, den sogenannten Windträger, welcher quer über die ganze Öffnung reicht und an den Enden am Binder befestigt ist. Dieser Windträger ist meist als Fußgängerbrücke ausgebildet, auf welcher Signale und andere Betriebseinrichtungen aufgestellt sind.¹⁾

Die senkrechten Lasten werden somit durch die Vertikalstäbe aufgenommen und an den Tragbogen des Binders abgegeben, während die wagerechten Winddrucke von den Vertikalen zur Hälfte oben an den Abschlußbinder, zur andern Hälfte unten an den Windträger abgegeben werden. Der Windträger lagert in wagerechtem Sinne in seinen Endpunkten auf dem Binder und dieser stützt sich gegen den Windverband des Daches. Letzterer muß aus diesem Grunde in den Endfeldern besonders kräftig gestaltet werden und setzt sich gewöhnlich ununterbrochen über die zwei bis drei letzten Felder der Halle fort.

Fig. 450.



Wird der Windträger, wie gewöhnlich, an den Enden fest mit dem Abschlußbinder verbunden, so wirkt er als Zugstange, es muß daher eins der beiden Binderlager zum Unterschied von den übrigen Bindern beweglich gestaltet werden.

Ebenso verhindert die Schürze die Wirksamkeit des Binders als Dreigelenksträger. In der Regel wird daher der Abschlußbinder abweichend von den übrigen Bindern als Zweigelenkbogen angeordnet. Eine besondere Berechnung daraufhin ist entbehrlich, da der Binder durch die Schürze versteift wird und demnach trotz des fehlenden

Scheitelgelenks in den Abmessungen von den übrigen Bindern nicht abzuweichen braucht.

Abweichend hiervon wurde bei der mittleren großen Halle des Bahnhofes Dresden-Altstadt der Abschlußbinder als Dreigelenkbogen beibehalten und um dies zu ermöglichen, die Schürze in der Mitte gespalten, so daß sich jede Hälfte unabhängig von der andern mit der zugehörigen Bogenhälfte des Binders bewegen kann (Fig. 450). Für den Windträger wurde in der Mitte ein besonderes Lager in wagerechtem Sinne durch unter sich verstreute Stützen *sq*, *tr* geschaffen. Damit diese Stützen die Bewegungen des Dreigelenkbogens nicht hindern, sind sie in senkrechtem Sinne beweglich konstruiert worden.

Man könnte übrigens auch den Abschlußbinder mit Schürze als Balkenbinder ausbilden, dessen Netzwerk durch die entsprechend anzuordnenden Stäbe der Schürze und dessen Untergurt durch den Windträger dargestellt würde.

§ 10.

Mehrschiffige Binderdächer.

Die Zerlegung eines Grundrisses in mehrere Schiffe erfolgt teils durch Mauern, teils durch Pfeiler oder Säulen. In den beiden letzteren Fällen pflegt man gewöhnlich über jeder Stützenreihe einen durchgehenden Längsträger anzuordnen, auf welchem die Dachbinder in beliebigen Abständen angebracht werden können. Gewöhnlich ordnet man über jeder Säule einen Binder und dazwischen je nach Bedarf noch ein bis zwei Binder an. Man kann indes auch den Binder bis zum Fußboden herabführen, so daß die Säulenstellung ganz wegfällt und durch die Binderfüße ersetzt wird. Die letztere Anordnung ist teurer, sie besitzt aber den Vorzug, daß die wagerechten Windkräfte ohne Beanspruchung der Umfassungsmauern sicher nach dem Fundament übertragen werden.

Die Überdeckung der einzelnen Schiffe kann sowohl durch einzelne nebeneinandergestellte Binderdächer mit beliebigen Binderformen, welche bei jedem Schiff verschieden sein können, wie auch durch Kraggelenkbinder erfolgen. Über den Stützen ohne Gelenk durchlaufende Binder sind statisch unbestimmt und deshalb zu vermeiden. Die Binderfüße können bei den einzelnen Schiffen sowohl in gleicher als in verschiedener Höhenlage liegen.

Die Zwischenmauern oder Säulenreihen sind in der Regel nicht in der Lage, die aus Winddruck herrührenden wagerechten Kräfte aufzunehmen. Man hat daher die

1) Mitunter finden sich auch zwei bis drei Windträger übereinander angeordnet.

Binder der einzelnen Schiffe so miteinander zu verbinden, daß der wagerechte Lager Schub nach denjenigen Punkten geführt wird, welche geeignet sind, den Schub auf das Fundament zu übertragen. Diese Forderung ist bei ausgeführten mehrschiffigen Bauten oft nicht erfüllt, weshalb für diese die Gefahr des Einsturzes bei starkem Sturmwind besteht. Wenn derartige Katastrophen nur selten eintreten, so liegt dies an zufälligen günstigen Umständen, welche sich der Berechnung entziehen, auf deren Mitwirkung bei rationell konstruierten Bauten aber nicht gerechnet werden sollte.

Eine weitere Forderung, gegen die gleichfalls bei mehrschiffigen Bauten vielfach verstoßen wird, ist die, daß die Binder der einzelnen Schiffe unter sich nur insoweit verbunden sein dürfen, als es den statischen Annahmen entspricht. Mit Ausnahme der als statisch unbestimmte Träger berechneten durchgehenden Binder, dürfen also die Lager zweier nebeneinanderliegenden Binder nur gelenkartig verbunden sein.

Der häufigste Fall mehrschiffiger Dächer liegt bei größeren Fabrik- und Lagerräumen vor, bei welchen der Raum durch Säulenstellungen geteilt wird und die einzelnen Schiffe durch Balkenbinder (in der Regel Säge-dächer nach Fig. 451 u. 452) überspannt sind, deren Lager

sind bei n Stützen, $n - 1$ Binder, sowie n Knotenpunkte vorhanden. Da ferner jeder Binder und jede Pendelstütze als ein Stab angesehen werden kann, so sind $2n - 1$ Stäbe und n Knotenpunkte vorhanden, es fehlt also für die Standsicherheit (vergl. S. 122) ein Stab oder eine Auflagerbedingung. Dieser Mangel wird beseitigt, wenn eins der vorhandenen Lager durch einen weiteren Stab, beispielsweise die Strebe $d-i$ in Fig. 451 in ein festes Lager verwandelt wird. Letzteres kann selbstredend auch durch einen Mauerpfeiler von entsprechender Stärke geschehen. Berechnet man hierbei die erforderliche Mauerstärke, so kommt man gewöhnlich zu sehr erheblichen Abmessungen. Lassen sich diese nicht schaffen, so kann man statt der Pendelhäulen verankerte schmiedeeiserne Säulen verwenden (Fig. 452), welche in der Lage sind, die entstehenden wagerechten Kräfte in den Binderlagern aufzunehmen. Derartige Säulenreihen mit verankerten Säulen sind dann als gegen Windschub standsichere Mauern aufzufassen, so daß nunmehr das mehrschiffige Dach ein System von einzelnen lose nebeneinandergestellten Binderdächern darstellt, deren Lager unabhängig voneinander sind. Gewöhnlich ordnet man in diesen (übrigens seltenen) Fällen lauter feste oder lauter bewegliche Lager über einer Stützen-

Fig. 451.

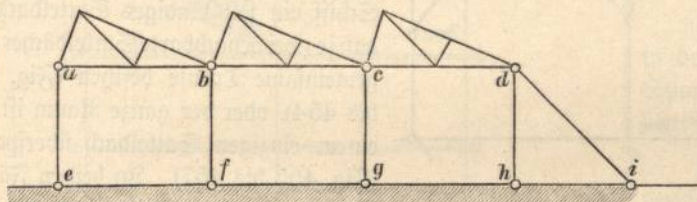


Fig. 452.

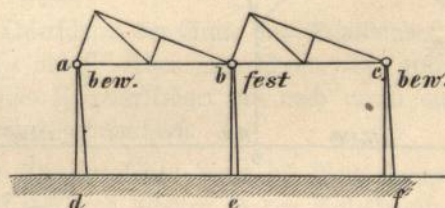
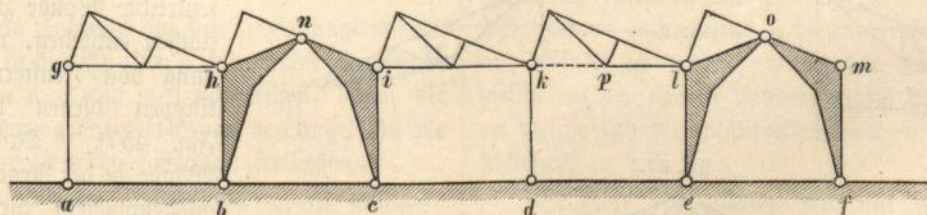


Fig. 453.



sich in gleicher Höhenlage befinden. Die hierbei gewöhnlich verwendeten gußeisernen Säulen sind nicht im Stande, einen nennenswerten Schub aufzunehmen; am zweckmäßigsten ist es daher, sie als Pendelsäulen auszubilden, so daß der Kopf geringe seitliche Bewegungen ausführen kann, ohne daß Biegungsspannungen in der Säule entstehen. Die Säule bildet dann ein bewegliches Lager, welches naturgemäß keine wagerechten Kräfte aufnehmen kann.

Fig. 451 stellt ein solches System dar. Sieht man die einzelnen Binder als Scheiben an (vergl. S. 274), so

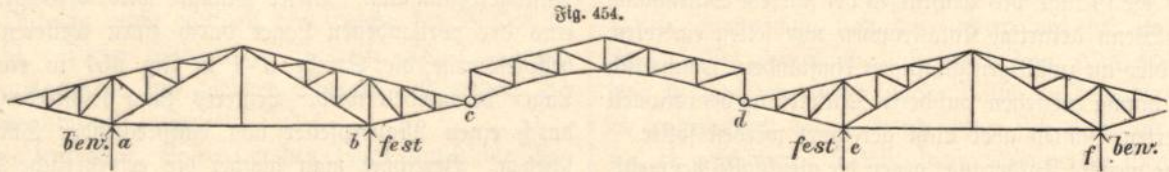
reihe an. Die unter den beweglichen Lagern befindliche Stützenreihe braucht hierbei nur den aus der Reibung der beweglichen Lager entstehenden Schub aufzunehmen.

Zweckmäßiger ist die Schaffung fester Lagerpunkte durch entsprechende Einschaltung von Dreigelenkbindern, deren Füße bis zum Erdboden reichen (Fig. 453). Zu beiden Seiten eines solchen Binders können dann beliebig viele Binder mit Pendelsäulen angeschlossen werden.

Stellt man mehrere Dreigelenkbögen nebeneinander, wie bei Taf. 33, Fig. 1, so hat man wieder darauf zu

achten, daß sich jeder einzelne Bogen unabhängig vom Nachbarbogen bewegen kann (vergl. auch S. 279). Hierbei brauchen die Fußgelenke benachbarter Binder nicht in gleicher Höhe zu liegen, sondern es kann ein Binder als Stütze für den benachbarten Binder dienen, wie bei Fig. 433, S. 280.

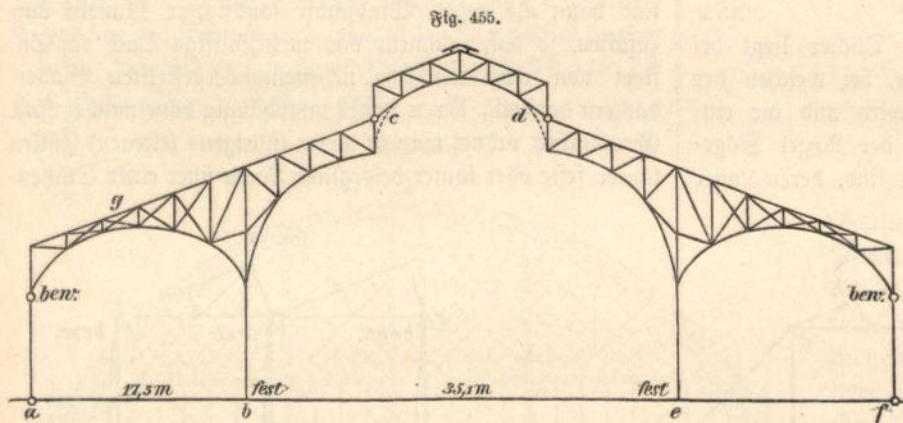
bei dem eingehängten Träger durch längliche Löcher für den Gelenkbolzen zu erreichen ist. Bezüglich der Übertragung des Windschubs gilt hier dasselbe wie bei Bindern ohne Kragarm. Man kann aber auch den Binder mit der Säule zu einem System verbinden, wie bei Fig. 455.



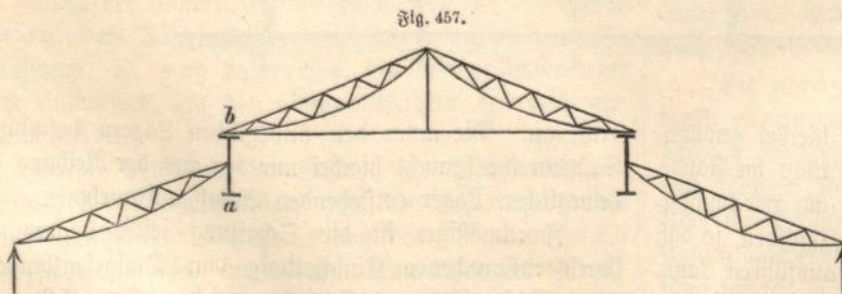
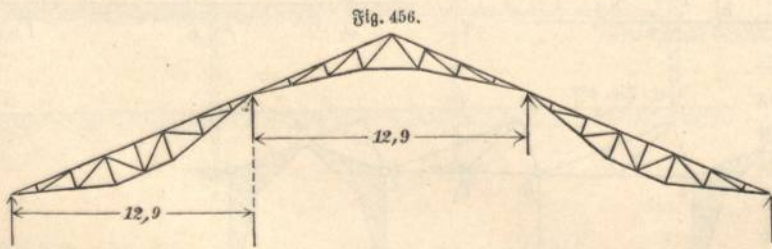
Setzt man zwei Balkenbinder mit überstehenden Enden nebeneinander und überdeckt den Zwischenraum zwischen den gegenüberstehenden Enden mit einem gewöhnlichen Balkenbinder (Fig. 454), so erhält man einen Kraggelenkbinder, welcher sich besonders zur Überdeckung mehrschiffiger

Giebt man dem Kragträger außerdem ein Scheitelgelenk bei g, so muß, um die Standicherheit wiederherzustellen, das Lager a in ein festes verwandelt werden. Man erhält dann einen Kraggelenkträger, bei welchem der Kragträger ein Dreigelenkbogen ist.

Durch Verbindung von Kragbalken, Kragbogen und Balkenbindern lassen sich, wie man sieht, die mannigfaltigsten Systeme für mehrschiffige Dächer entwickeln.



Was die Dachform betrifft, so kann man hauptsächlich zwei Arten unterscheiden: entweder besitzt jedes Schiff ein selbständiges Satteldach, so daß je zwei benachbarte Satteldächer eine gemeinsame Traufe besitzen (Fig. 451 bis 454), oder der ganze Raum ist mit einem einzigen Satteldach überspannt (Fig. 455 bis 457). In beiden Fällen können einzelne Teile des Daches höher herausgehoben sein, so daß senkrechte Wände zwischen den Dachflächen entstehen, welche zur Anbringung von Fenstern oder Lüftungsklappen dienen können (a - b in Fig. 457). Da diese senkrechten Wände in der Regel (massive Mauern ausgenommen) zur Übertragung des Windschubs nicht geeignet erscheinen, so wird man in diesen Fällen dafür zu sorgen haben, daß die Binderlager zweier benachbarten Binder thunlichst in einer Höhe liegen, wie dies in Fig. 454 und 455 der Fall. Das Dach der Fig. 457 entspricht dieser



Gebäude bei ungleichen Spannweiten eignet. Jeder Binder, sowohl der mit überhängenden Enden, wie auch der eingehängte Binder sind mit je einem festen und einem beweglichen Auflager auszustatten, wobei die Beweglichkeit

Bedingung nicht, was als ein Mangel zu bezeichnen ist, da die Pfosten a b des unterstützenden Fachwerkträgers infolgedessen auf Biegung rechtwinklich zur Trägerebene beansprucht werden.

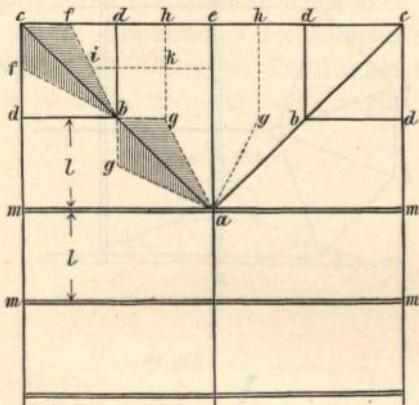
Der Windverband des Daches (gegen Winddruck parallel zum First) muß gleichfalls in den senkrechten Wänden durchgeführt werden; er muß überhaupt so weit ohne Unterbrechung reichen, bis die Aufnahme der wagerechten Kräfte durch die unterstützenden Mauern oder Säulenreihen erfolgt; in der Regel also über die Dächer sämtlicher Schiffe hinweg bis zu den äußeren Längsmauern, es sei denn, daß einzelne Säulenreihen durch eingezogene Streben (zwischen Fuß der einen und Kopf der benachbarten Säule), oder durch andere Maßnahmen in der Längsrichtung genügend versteift sind.

§ 11.

Bindersystem der Walm- und Giebelhäuser.

Bei dem einfachen Walmdach (Fig. 458) wird in der Regel im Anfallpunkt a ein Hauptbinder m-m angeordnet. Auf diesen stützen sich im Punkt a die Gratbinder

Fig. 458.



a-c, welche mit dem Fußende auf den Umfassungsmauern ruhen. Ferner ist in den Punkten a und b eine genügende Anzahl Schifftbinder a-e und b-d vorzusehen, damit die Pfetten nicht auf eine größere freitragende Länge, als die gewöhnliche Binderentfernung l beträgt, freiliegen.

Zur Vereinfachung der andernfalls höchst umständlichen Berechnung der Schifft- und Gratbinder genügt es, an Stelle der Einzellasten der Pfettendrucke stetige, und an Stelle der schief gerichteten Windlasten senkrechte Kräfte anzunehmen. Alsdann wirken nach dem Grundriß, Fig. 458, auf den Gratbinder a-c die schraffierten Lastflächen:

cfbf und bgag,

ferner im Punkt b als Einzellast der Auflagerdruck der Schifftbinder b-d, welcher gleich ist der Lastfläche ikgb. Für die dreieckigen erstgenannten Lastflächen kann, wie bei dem S. 243 vorgeführten Beispiel, auch eine gleichmäßig verteilte Last eingeführt werden.

Die Schifftbinder b d tragen die Lastfläche f-h-g-b, die Schifftbinder a-e die Lastfläche h-g-a-g-h; auch hier genügt es stets an Stelle dieser trapezförmigen Lastflächen gleichmäßige Lastverteilung anzunehmen. Hat man die Lastflächen f im Grundriß ermittelt, so erhält man die entsprechenden Dachflächen f_1 aus:

$$f_1 = \frac{f}{\cos \alpha} \quad (\alpha = \text{Neigungswinkel des Daches}).$$

Letztere sind mit den Werten der Tabellen 3e und 3f im Anhang zu multiplizieren, um die wirklichen Lasten zu erhalten. Hierbei wird der eigentlich rechtwinklich zur Dachfläche wirkende Winddruck, wie bereits erwähnt, rechtwinklich zur Grundfläche (senkrecht) angenommen.

Der im Walm punkt a liegende Hauptbinder m-m hat außer den Lasten der übrigen Hauptbinder im Scheitel die Auflagerlast der Gratbinder a-c und der Mittelschifftbinder a-e anzunehmen. Die aus diesen Einzellasten herrührenden Spannungen sind daher den Spannungen der übrigen Binder zuzuzählen und dementsprechend die Abmessungen der Binderstäbe zu verstärken. Da jedoch der Winddruck nicht gleichzeitig auf alle Dachflächen wirken kann, so ist es angängig, von der auf Punkt a entfallenden Einzellast den auf die Schifft- und Gratbinder entfallenden Winddruck in Abzug zu bringen.

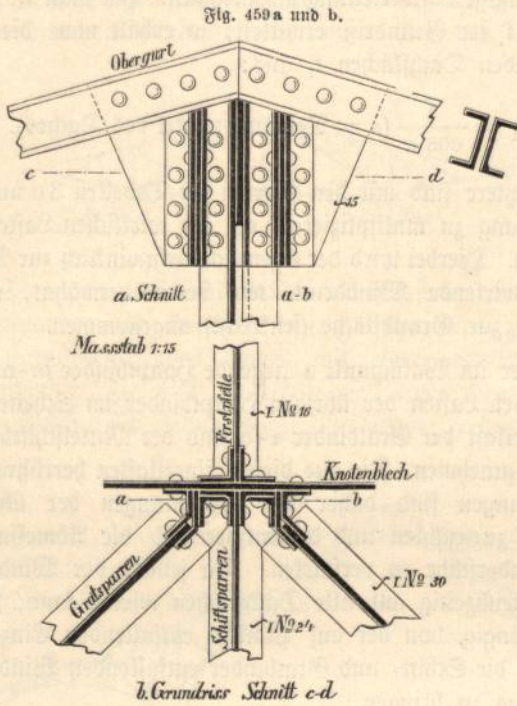
Für den Querschnitt der Grat- und Schifftbinder sind in der Regel I- und C-Eisen ausreichend. Bei größeren Spannweiten sind Fachwerkträger mit nach unten ausgebogenem Untergurt gebräuchlich.

Besondere Schwierigkeiten bietet die Verbindung der verschiedenen Binder und Pfetten in den Anfallpunkten a und b. Die Verbindung wird um so schwieriger, je mehr Stäbe in einem Punkt zusammenlaufen. Sie wird entweder durch entsprechend gebogene senkrechte Laschenbleche und Winkel oder durch wagerechte Knotenbleche erreicht, welche an der oberen Bindergurtung befestigt werden und an welche sich die anlaufenden Grat- und Schifftbinder anschließen.

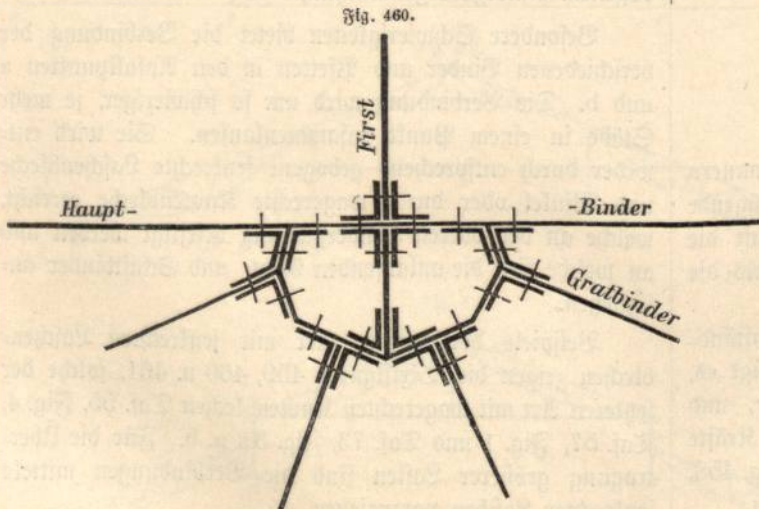
Beispiele der ersteren Art mit senkrechten Laschenblechen zeigen die Textfiguren 459, 460 u. 461, solche der letzteren Art mit wagerechten Knotenblechen Taf. 55, Fig. 4, Taf. 57, Fig. 1 und Taf. 73, Fig. 3 a u. b. Für die Übertragung größerer Lasten sind die Verbindungen mittels senkrechter Laschen vorzuziehen.

Die Konstruktion des Anfallpunktes a (Fig. 458) läßt sich dadurch vereinfachen, daß der Schifftbinder a-e an einen zwischen den Gratbindern a-c eingezogenen Wechsel angeschlossen wird, oder daß an Stelle des Schifftbinders a-e zwei seitliche Schifftbinder angeordnet werden, so daß im Punkt a nur die beiden Gratbinder an den Haupt-

binder anschließen. Ebenso empfiehlt es sich, die Pfettenauflager thunlichst nicht mit den Anfallpunkten a und b zusammenfallen zu lassen.

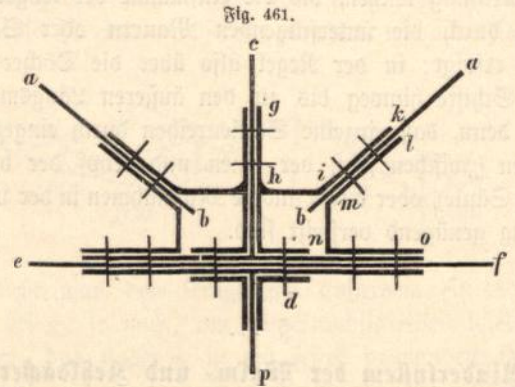


Schließlich kann man auch den letzten Hauptbinder m-m des Satteldaches um ein gewisses Maß vom Anfallpunkt a entfernt anordnen (wie in Fig. 462), und die

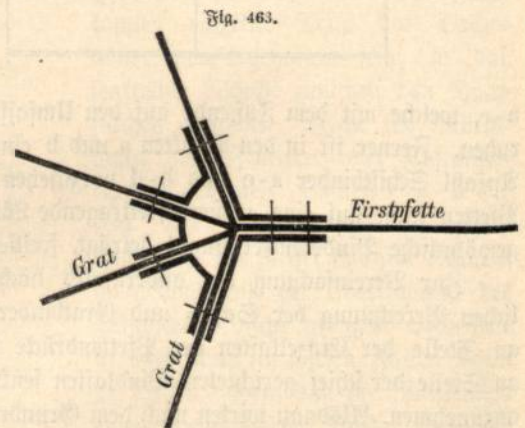
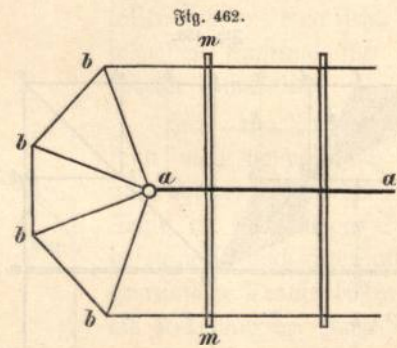


Firstpfette a-a als Tragträger ausbilden, an dessen überhängendes Ende die Gratbinder a-b angeschlossen werden. Der Anschluß der Gratbinder an die überhängende Pfette läßt sich dann durch entsprechend gebogene senkrechte Knotenbleche und Winkelstaschen, etwa wie in Fig. 463 angedeutet, bewerkstelligen.

Der Windverband bei den Walmdächern wird lediglich in dem zwischen den Walmen verbleibenden Satteldach durch Kuppelung je zweier Binder (vergl. § 9) her-

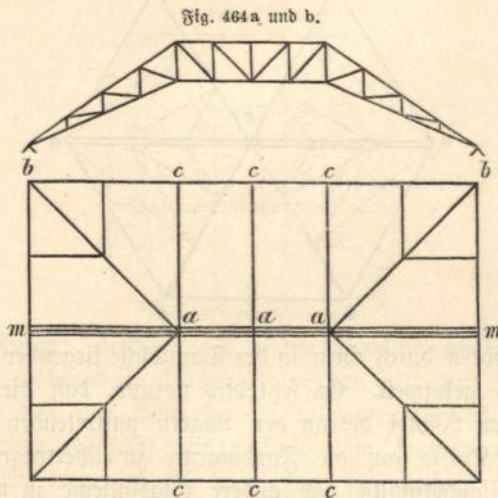


gestellt, in den abgewalmten Teilen ist kein besonderer Windverband nötig. Die an dem oberen Ende am Haupt-

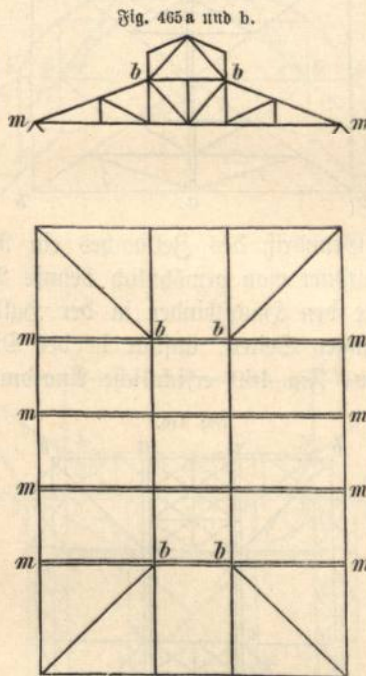


binder befestigten Grat- und Schiffbinder erhalten am unteren Fußpunkt bewegliche Lager; somit überträgt sich der auf diese Dachteile fallende wagerechte Schub lediglich durch das obere Lager auf den Hauptbinder, welcher ihn an den wagerechten, zwischen je zwei Bindern eingespannten Windträger abgibt.

Ausnahmsweise wird bei Walmdächern mit kurzen Firsten auch an Stelle der gewöhnlichen Satteldachbinder ein unter dem First in der Längsrichtung des Daches liegender Hauptträger angeordnet (m-a-a-m in Fig. 464 a u. b).



Der Obergurt dieses Hauptbinders bildet somit ein Trapez, in dessen oberen Eckpunkten a die Gratabinder a-b angreifen, während die Flächen des Satteldaches durch Sparrenbinder a-c, welche oben auf dem Obergurt des Haupt-



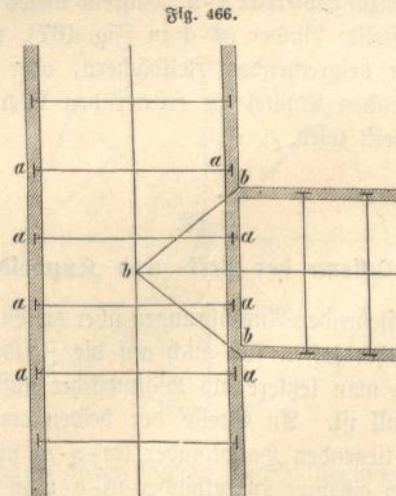
binders, unten auf der Umfassungsmauer aufliegen, unterstützt werden. Ein Längenwindverband ist hierbei entbehrlich, da der Windschub unmittelbar vom Binder aufgenommen und auf dessen Lagerpunkte übertragen wird. Dagegen muß der quer zum Dach wirkende Windschub durch die

Sparren- und Gratabinder auf die Umfassungsmauern übertragen werden, und gleichzeitig haben diese Nebenbinder die Aufgabe, ein Ausknicken des oberen Bindergurtes des Hauptbinders zu verhüten. Zu diesem Zwecke müssen die Füße b und c dieser Nebenbinder feste Lager erhalten, wodurch das ganze System statisch unbestimmt wird. Man kann sich dadurch helfen, daß man den festen Lagern eine geringe Beweglichkeit innerhalb eines begrenzten Spielraums zuteilt, besser ist es aber, eine derartig unklare Konstruktion zu vermeiden.

Bei manchen Walmdächern fehlt der First und es tritt an dessen Stelle eine wagerechte Ebene, welche teils durch flaches Holzcementdach (Mansardendach), teils durch einen Laternenaufsatz überdeckt wird. In diesen Fällen werden die Hauptbinder (m-m der Fig. 465) aus Dreiecksträgern zu Trapezträgern und anstatt des einen Anfallspunktes (n in Fig. 458) treten zwei in den beiden oberen Ecken des Trapezes (b in Fig. 465). Der Laternenaufsatz kann hierbei, wie bei dem gewöhnlichen Satteldach, ein besonderes Konstruktionsystem bilden oder er kann auch in das Fachwerk der Hauptbinder einbezogen werden. (Vergl. S. 275.)

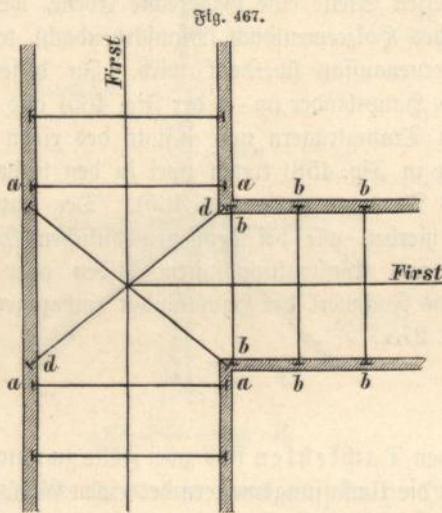
* * *

Bei den Dachkehlen sind zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Umfassungsmauern des einen Gebäudes nach Fig. 466 ohne Unterbrechung durchgehen, oder (wie bei Kirchen) Quer- und Längsbau durch Mauern nicht getrennt sind (Fig. 467).



Im ersten Fall ordnet man gewöhnlich die Dachbinder a-a des Hauptbaues ohne Rücksicht auf das Seitendach an. Zur Aufnahme der Pfetten in den Kehlen werden dann besondere Kehlsparren b-b verlegt, welche entweder auf den Hauptbindern aufliegen, oder zwischen den Ober-

gurten der letzteren eingehängt werden. Befindet sich im Firstpunkt b kein Hauptbinder (wie bei Fig. 466), so werden die Kehlsparren an der Firstpfette befestigt, welche in diesem Feld alsdann entsprechend zu verstärken ist. Für die unter den Kehlsparren liegenden Hauptbinder $a-a$ genügen dieselben Abmessungen wie für die übrigen Hauptbinder. Die Kehlsparren $b-b$ erhalten nur geringe Belastungen, welche in ähnlicher Weise wie bei den Grat sparren zu ermitteln sind. Man kann sie sowohl ein- als zweiteilig gestalten und verweisen wir in dieser Hinsicht auf Kap. 10, § 6 und Kap. 11, § 5.



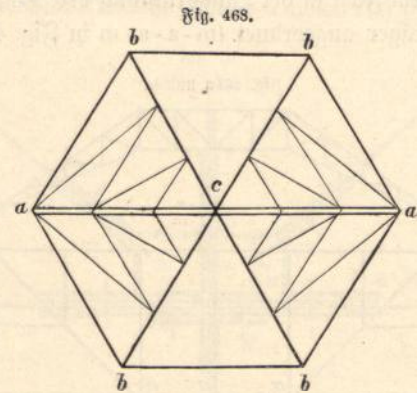
Laufen die Wände des Hauptbaues nicht durch, wie bei Fig. 467, so endigen die regelmäßigen Binder $a-a$, $b-b$ vor dem Kreuzungsviereck $a-a$, während dieses selbst durch diagonal gestellte Binder ($d-d$ in Fig. 467), wie bei den weiterhin zu besprechenden Zeltdächern, oder durch eine der im folgenden Kapitel zu erörternden Mantelkonstruktionen überdeckt wird.

§ 12.

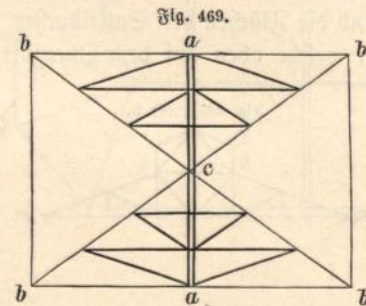
Bindersysteme der Zelt- und Kuppeldächer.

Die vorstehenden Ausführungen über die Bindersysteme der Walmdächer lassen sich auch auf die Zeltdächer übertragen, wenn man letztere als Walmdächer auffaßt, deren Firstlänge null ist. An Stelle der beiden am Ende des Satteldachs liegenden Hauptbinder ($m-a-m$ in Fig. 458) tritt dann ein einziger Hauptbinder ($a-c-a$ in Fig. 468), welcher über einer beliebigen Diagonale des ein Vieleck von beliebiger Seitenzahl bildenden Grundrisses angeordnet wird. Die übrigen Grate werden durch Halbbinder gebildet, welche im Punkt c an dem Hauptbinder befestigt sind und mit dem Fußpunkt b auf der Umfassungsmauer aufliegen. Um ein Ausknicken der oberen Gurtung des

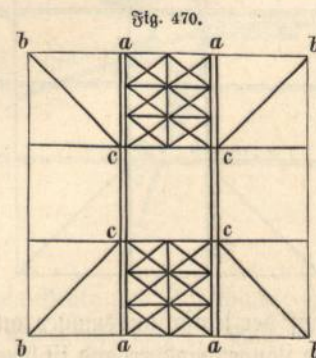
Hauptbinders, sowie ein Umwerfen dieses Trägers durch Windschub zu verhindern, wird er mit den benachbarten



Gratbindern durch einen in der Dachfläche liegenden Windverband gekuppelt. Es setzt dies voraus, daß die unterstützenden Wände die an den Lagern auftretenden waagrechten Kräfte auf die Fundamente zu übertragen vermögen, andernfalls sind andere Stabsysteme zu wählen, welche die Unterstützungen ihren Fähigkeiten entsprechend beanspruchen. (Vergl. hierüber Kap. 13.)



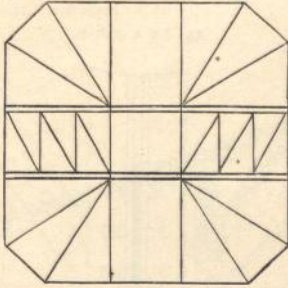
Ist der Grundriß des Zeltdaches ein Rechteck oder Quadrat, so ordnet man gewöhnlich behufs Verringerung der Stützweite den Hauptbinder in der Halbierungslinie der beiden langen Seiten, anstatt in der Diagonale an, so daß die aus Fig. 469 ersichtliche Anordnung entsteht.



In der Regel besitzen derartige Dächer eine Laterne, so daß das Dach die Form einer abgestumpften Pyramide annimmt (Fig. 470), alsdann treten an Stelle des einen

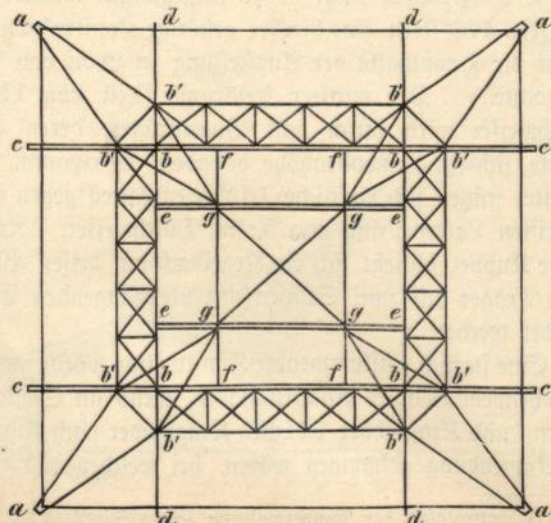
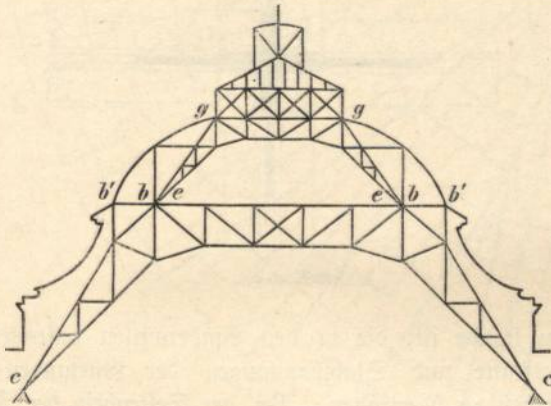
Hauptbinders zwei, deren Obergurte mit zwei gegenüberliegenden Seiten des oberen Rechtecks zusammenfallen. Werden die Ecken des unteren Rechtecks abgestumpft, so entsteht die in Fig. 471 dargestellte Variante. Derartige

Fig. 471.



Bindersysteme werden noch verhältnismäßig häufig ausgeführt, während im allgemeinen bei den Zelt- und Kuppeldächern fast nur mehr die im folgenden Kapitel zu besprechenden Mantelsysteme zur Anwendung kommen, namentlich dann, wenn es sich um große Grundrißabmessungen handelt.

Fig. 472 a und b.



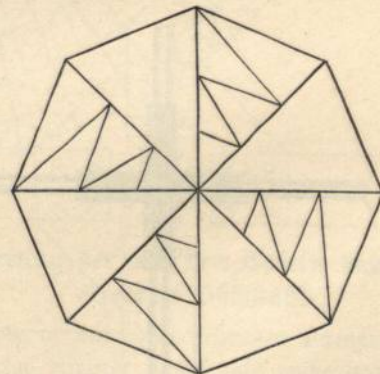
Die Konstruktion der Kuppeldächer mit Bindern unterscheidet sich nur dadurch von der vorherbeschriebenen der Zeltedächer, daß die Obergurte der Haupt- und Nebenträger der Kuppelform entsprechend gekrümmt sind.

Ein Beispiel einer solchen Binderkuppel ist in Fig. 472 a und b dargestellt.¹⁾ Das Dach besteht aus zwei übereinandergestellten abgestumpften Pyramiden und der auf der oberen Pyramide sitzenden Laterne. Die untere Pyramide wird gebildet von den beiden Hauptträgern c-b'-b-b'-c, den acht Gratbindern a-b', den vier Schiftbindern d-b und den beiden Zwischenträgern b-e-e-b. In den Punkten e der letzteren liegen die beiden Hauptbinder e-g-g-e der oberen Pyramide auf, welche mit den beiden Schiftbindern f-g und den beiden Zwischenträgern g-g das zweite Stockwerk bilden. Auf dem hierdurch gebildeten oberen Quadrat g-g-g-g ruht dann die aus senkrechter Wand und Zeltedach bestehende Laterne.

Die Dachhaut wird durch besonders gebogene Eisen oder geschnittene Bohlen unterstützt, welche in geeigneter Weise an dem Traggerüst befestigt sind.

Abweichend von den vorstehenden Bindersystemen mit nur einem oder zwei parallelen Hauptbindern, wendet man mitunter auch Systeme an, bei welchen über jeder Diagonale des Grundrisses ein Hauptbinder angeordnet wird, welche sich somit in der Mittelachse des Gebäudes durchkreuzen. Um das Ausknicken der Bindergurte und ein Verdrehen durch Windschub zu verhindern, genügt es, je zwei nebeneinanderliegende Binder durch einen Windverband nach Fig. 473 zu einem Binderpaare zu kuppeln.

Fig. 473.



Die Hauptbinder können sowohl Fachwerk- als auch Bogenträger sein. Am besten eignen sich hierzu noch Fachwerkbogen mit tiefliegenden Fußgelenken (also ohne Zugstange), weil bei diesen die sich kreuzenden Binderteile auf die geringste Ausdehnung beschränkt sind. Da bei diesen Systemen sämtliche Binder in der Mitte fest zusammen-

1) Ausgeführt am Erbgroßherzoglichen Palais zu Karlsruhe.

hängen, so beeinflusst eine auf einen beliebigen Binder wirkende Last gleichzeitig die sämtlichen übrigen Binder. Es entsteht so eine statische Unbestimmtheit, welche nur dann nicht vorhanden ist, wenn sämtliche Binder gleich gestaltet und gleich belastet sind. Für die praktische Anwendung wird es in der Regel genügen, einen jeden Binder für sich und für die aus der zugehörigen Dachfläche unmittelbar auf ihn fallende Last ohne jede Rücksichtnahme auf die übrigen Binder zu berechnen; besser ist es jedoch, ein solches unbestimmtes System ganz zu vermeiden und es durch eins der oben beschriebenen Bindersysteme oder durch eine Mantelkonstruktion zu ersetzen.

Die Konstruktion des Kreuzungspunktes der Binder verursacht um so mehr Schwierigkeiten, je größer die Zahl der sich kreuzenden Binder ist. An der Kreuzungsstelle läßt man den Obergurt eines Binders am besten ununterbrochen durchgehen, die Obergurte der übrigen Binder stoßen dagegen und werden durch senkrechte Laschenbleche und wagerechte Knotenbleche untereinander und mit dem ersten Binder verbunden. Im Schnittpunkt der unteren Gurtung wird zweckmäßig ein wagerechtes Knotenblech angeordnet, an welches sämtliche Gurtstäbe anschließen.

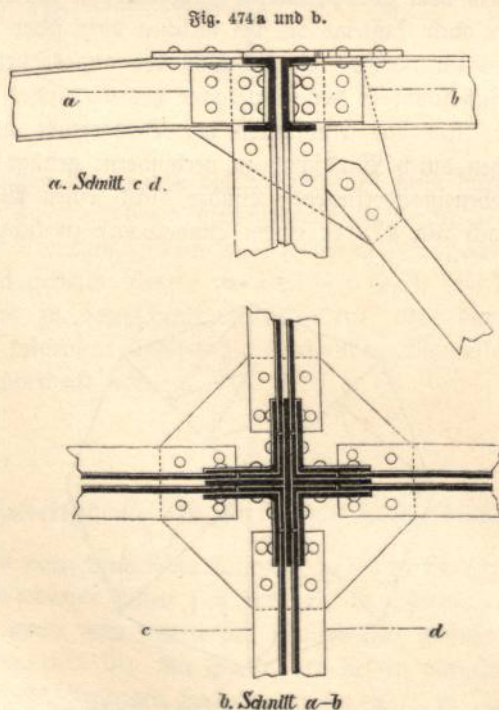
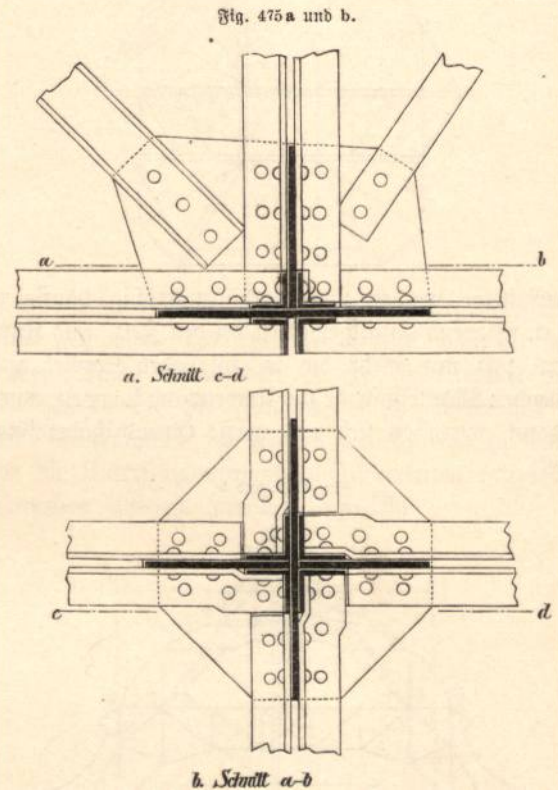


Fig. 474 a und b zeigt eine Anordnung des Obergurts zweier sich kreuzenden Binder, Fig. 475 a und b eine solche des Untergurts.

Um die Schwierigkeiten der Konstruktion bei einer größeren Zahl sich kreuzender Binder zu vermeiden, hat man vielfach einen versteiften Ring in der Kreuzungsstelle

angeordnet, gegen welchen die einzelnen Binderhälften stumpf anstoßen. Bei geeigneter Anordnung dieses Ringes kann man derartige Systeme sogar statisch bestimmt machen, die Berechnung ist aber trotzdem eine sehr umständliche. In jedem Falle muß der Ring so steif gestaltet werden, daß



er im stande ist, die in den Bindermitten auftretenden Scheerkräfte und Stabspannungen der Gurtungen mit Sicherheit zu übertragen. Bei der Seltenheit der Fälle, in denen derartige Konstruktionen in Frage kommen, kann auf die Einzelheiten nicht näher eingegangen werden.

Fig. 476 stellt eine hierher gehörige Konstruktion dar, welche die Haupthalle der Ausstellung zu Lyon von 1894 überdachte.¹⁾ Der mittlere kreisrunde Teil von 110 m Durchmesser wird durch acht Bogenträger, deren Fußgelenke sich in Fußbodenhöhe befinden, überspannt. Im Scheitel stützen sich sämtliche 16 Bogenhälften gegen einen versteiften Laternenring von 5,5 m Durchmesser. An die innere Kuppel schließt sich ein Kegeldach an, dessen Binder durch Träger auf zwei Stützen mit überhängenden Enden gebildet werden.

Eine statisch vollkommenerere Konstruktion würde man bei vorstehendem Beispiel erhalten haben, wenn an Stelle der Bogen- und Kragbinder lediglich Kragbinder nach Fig. 477 zur Anwendung gekommen wären, bei welchen das innen

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1893, S. 525.

überhängende Ende bis zum Laternenring reicht. Da die Belastung der Binder an der Laterne nahezu null ist und nach dem äußeren Umfang gleichmäßig

zunimmt, so würde eine angemessene Lastverteilung stattfinden und voraussichtlich eine Verankerung des äußersten, beweglich gelagerten Binderfußes nicht erforderlich werden.

Fig. 476.

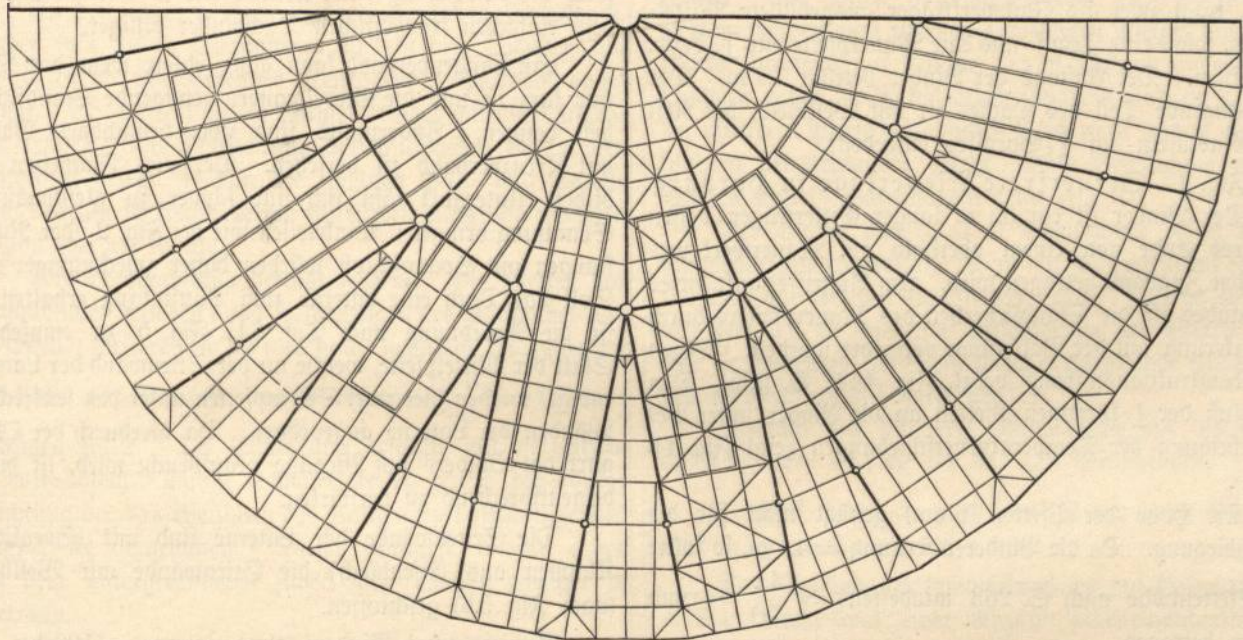
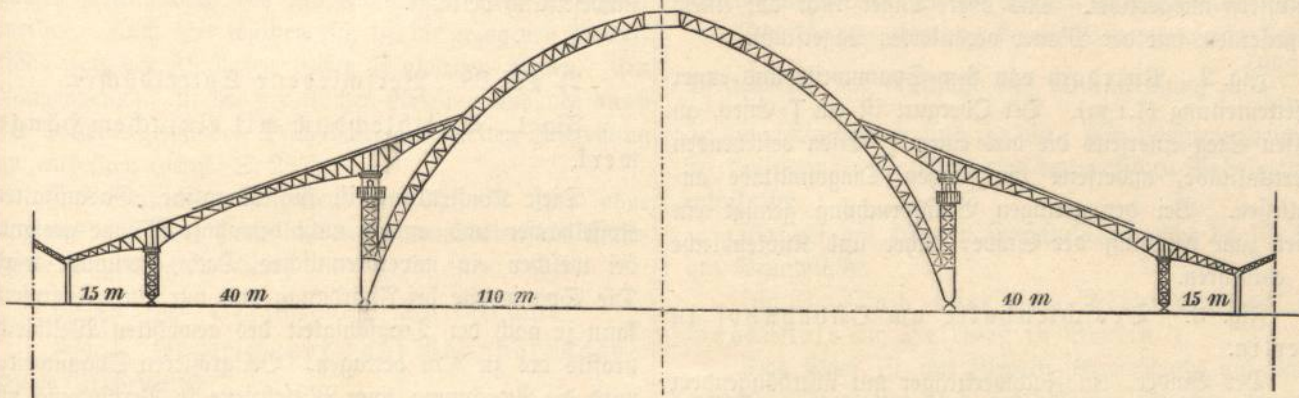
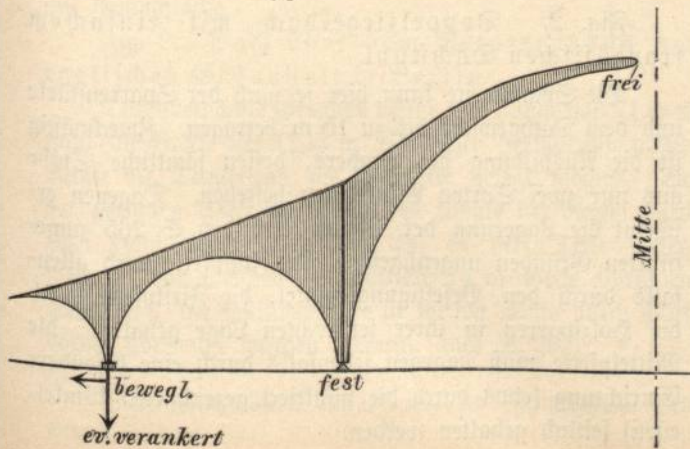


Fig. 477.



§ 13.

Erläuterung der auf den Tafeln dargestellten eisernen Dachstühle.

Nachdem in den vorhergehenden Paragraphen die für das Entwerfen eiserner Dachstühle maßgebenden Gesichtspunkte dargelegt sind und hierbei bereits gelegentlich auf einzelne der auf den Tafeln dargestellten Beispiele hingewiesen ist, sollen nunmehr diese Beispiele nachstehend einzeln im Zusammenhang besprochen werden.

1) Taf. 67. Verschiedene Pultdächer.

Fig. 1. Pultdach von 8,5 m Spannweite, mit nach unten durchhängendem parabolischen Binder, 2,2 m weiter Pfettenteilung und Holzsparren.

Der Obergurt des Binders wird durch ein Γ -Eisen gebildet, an dessen Steg die Knotenbleche seitlich anschließen (besser Γ mit zwischenliegendem Knotenblech). Die gedrückten Stäbe sind in veralteter Weise aus Gußeisen gefertigt, die gezogenen Stäbe als Rundstahl mit Spannschloßern ausgebildet. Das obere Lager ruht auf einem gußeisernen, mit der Mauer verankerten Lagerstuhl.

Fig. 2. Pultdach von 8 m Spannweite und enger Pfettenteilung (1,1 m). Der Obergurt ist ein Γ -Eisen, an dessen Steg einerseits die aus einem \perp -Eisen bestehenden Vertikalstäbe, andererseits die flachen Diagonalstäbe anschließen. Bei der geringen Beanspruchung genügt ein Niet zum Anschluß der Stäbe, daher sind Knotenbleche zu entbehren.

Fig. 3. Droschkenhalle am Ostbahnhof in Berlin.

Der Binder, ein Fachwerkträger mit überhängendem Ende, trägt zwei als Fachwerkträger ausgebildete Mittelpfetten, sowie eine Trauf- und eine Mauerpfette aus \perp - bzw. Γ -Eisen. Der Abstand der Binder beträgt 7,5 m. Der überhängende Teil des Daches ist mit Wellblech, der Rest mit Glastafeln auf \perp -Sprossen eingedeckt.

Fig. 4. Steuerfreie Niederlage in Harburg.

Der Binder ist ein 6,1 m langer Gitterträger, dessen vorderes Ende von einem oberhalb am Mauerwerk verankerten Zugband getragen wird. Am Angriffspunkt dieses Zugbandes ist die Standsicherheit des Mauerpfeilers durch Verankerung mit der Balkenlage vermehrt worden. Wegen des Konstruktionsystems vergl. Fig. 444, S. 285. Den Anschluß der \perp -förmigen Pfetten an die Binder unter Berücksichtigung der Temperaturverschiebungen zeigt Fig. 4b und c.

Die Höhe der Pfetten (6 cm) genügt nicht für die Durchbiegung. Da die Binderentfernung = 4,1 m, so sollte die Pfettenhöhe nach S. 263 mindestens = $\frac{4,1}{50}$ = rund 8,2 cm betragen.

Das Rinneneisen (Fig. 4d) wurde durch Verlängerung des \perp -förmigen unteren Bindergurtes, dessen Steg entsprechend abgehauen wurde, gebildet. Die Anbringung besonderer Rinneneisen würde jedoch sparsamer gewesen sein. Der Längenverband besteht in der Anordnung von Kreuzstreben zwischen den Bindern einiger Felder.

Fig. 5. Bahnsteighalle Bohwinkel.

Die Säulen stehen 7,1 m voneinander entfernt und tragen einen \perp -Träger, welcher den mittleren zwischen je zwei Säulen befindlichen Binder unterstützt. Der Abstand der letzteren beträgt somit 3,55 m. Die Binder stellen einen Träger mit überhängendem Ende dar und sind mit Rücksicht auf leichtes Aussehen als Fachwerkträger ausgebildet,

obgleich bei der geringen freien Länge bereits leichte \perp - oder Doppel- Γ -Eisen genügt hätten. Überhaupt beginnt in neuerer Zeit die frühere Vorliebe für Gitterwerk bei Eisenbauten zu schwinden, wozu jedenfalls auch der gegen früher bedeutend gesunkene Materialwert nicht unwesentlich beiträgt.

2) Taf. 68. Verschiedene Satteldächer.

Fig. 1. Wellblechdach mit einfachem Hängewerk.

Diese Konstruktion ist für Magazine, Gasanstalten, Kesselhäuser und andere nicht bewohnte Räume geeignet, bei welchen ein unverbrennliches Dach gewünscht wird. Die Spannweite bei Anordnung von nur einer Firstpfette kann je nach der Tragfähigkeit des gewählten Wellblechprofils bis zu 8 m betragen. Bei größeren Spannweiten wird die Anordnung einer Mittelpfette in Verbindung mit dem einfachen französischen Dachbinder billiger.

Ein Längenverband kann ganz fehlen, wenn das Dach nur kurz ist und die Giebelmauern genügende Standsicherheit besitzen. Andernfalls sind zwei benachbarte Binder mit Kreuzverband zu versehen. Der aus Flachstahl gebildete Untergurt läßt sich nur schwer zu gleichmäßiger Spannung bringen; Winkelleisen wie bei Fig. 2 oder Rundstangen mit Spannschloß würden daher zweckmäßiger sein. Soll das Dach eine Laterne zum Dunstabzug erhalten, so ist die Anordnung nach Taf. 64, Fig. 5 zu empfehlen. Statt der Mittelpfette, welche an der Stirnwand der Laterne endigt, werden hier zwei Seitenpfetten unter den senkrechten Wänden der Laterne angeordnet. Da hierdurch der Obergurt des Binders auf Biegung beansprucht wird, ist dieser dementsprechend zu verstärken.

Die Seitenwände der Laterne sind mit beweglichen Klappen aus Eisenblech, die Stirnwände mit Wellblech (nach Fig. 5b) geschlossen.

Gewicht eines Binders ohne Laterne = 190 kg.

Fig. 2. Doppelziegeldach mit einfachem französischen Dachstuhl.

Die Spannweite kann hier je nach der Sparrenstärke und dem Dachgewicht bis zu 15 m betragen. Zweckmäßig ist die Ausbildung des Binders, dessen sämtliche Stäbe aus nur zwei Sorten Winkelleisen bestehen. Dagegen erscheint die Lagerung der Pfetten aus den S. 265 angeführten Gründen ungenügend. Die Firstpfette wird allenfalls durch den Befestigungswinkel, die Firstpfette durch die Holzsparren in ihrer senkrechten Lage gehalten; die Mittelpfette muß dagegen jedenfalls durch eine besondere Einrichtung (etwa durch die punktiert gezeichneten Winkelleisen) seitlich gehalten werden.

Fig. 3. Pappdach mit Laterne und einfachem französischen Dachstuhl.

Der Binder ist in der Mitte entsprechend der Breite der Laterne, deren senkrechte Wände durch Pfetten unterstützt sind, abgeflacht. Die Pfetten konnten bei dem geringen Eigengewicht des Pappdaches in Holz hergestellt werden. Auch hier würden sich für die gezogenen Binderstäbe statt der Flacheisen besser Winkleisen eignen. Ein Längenverband ist bei der flachen Neigung und der durch die hölzerne gespundete Dachschalung bewirkten Versteifung zu entbehren (vergl. S. 287).

Bei sämtlichen Beispielen der Taf. 68 kann ohne weiteres auch eine Decke in den Knotenpunkten der Untergurte aufgehängt werden.

3) Taf. 69. Verschiedene Satteldächer.

Fig. 1. Güterschuppen auf Bahnhof Magdeburg¹⁾ (Westseite).

An den, dem vorigen Beispiel ähnlichen Satteldachbinder von 14 m Spannweite ist ein den Ladesteg auf 4,5 m Breite überdachendes freitragendes Pultdach angehängt. Es entsteht so ein Fachwerkträger mit überhängenden Enden. Die Dachdeckung des Pultdaches ist auf den Untergurt gelegt, so daß die zwischen Pult- und Satteldach liegende senkrechte Wand zur Anbringung von Fenstern benutzt werden konnte.

Der Binderabstand beträgt 5,34 m. Die Pfetten des Hauptdaches bestehen aus \perp , diejenigen des Pultdaches aus \perp -Eisen. Erstere sind 72 mm hoch, während die Höhe mit Rücksicht auf Durchbiegung wenigstens $\frac{5340}{50} = 107$ mm betragen sollte. Die Eindeckung erfolgte mit verzinktem Eisenwellblech. Einige Schwierigkeiten dürfte die völlige Dichtung der das Wellblech des Pultdaches durchdringenden Binderteile verursachen. Dieser Nachteil kommt indes bei dem untergeordneten Zweck des Daches weniger in Betracht.

Gewicht des eisernen Dachstuhls = 25,6 kg für das qm Grundfläche.

Fig. 2. Dach über dem Retortenhaus der englischen Gasanstalt in Berlin.

Das überdachte Gebäude besitzt eine Länge von 21,02 m und eine Breite von 12,55 m. Örtlicher Verhältnisse halber mußte die Traufe an die Breitseite gelegt werden. Bei der geringen Tiefe des Gebäudes konnte der Raum durch zwei Hauptträger (a-b Fig. 2a) in drei Teile zerlegt werden, von welchen der mittlere 14 m weite durch ein Satteldach, die seitlichen 5,33 m weiten Teile durch Pultdächer überdacht wurden. Vergl. auch S. 292.

Die Binder der Pultdächer bestehen aus Fachwerkträgern mit parabolischem Untergurt, welche Anordnung mit Rücksicht auf die durch die Eindeckung mit Zinkwellblech gebotene enge Pfettenteilung am zweckmäßigsten erschienen. Dieselben Träger sind auch als Streben des einfachen Hängewerks über dem Mittelschiff beibehalten worden.

Die Binderentfernung beträgt 2,82 m, mithin kleinste Pfettenhöhe mit Rücksicht auf Durchbiegung $= \frac{282}{50} = 5,6$ cm. Vorhanden sind 5,2 cm. Ein Längenverband ist bei der geringen Dachtiefe und den massiven Giebelmauern entbehrlich.

Gewicht des eisernen Dachstuhls = 24,1 kg für das qm Grundfläche.

Fig. 3. Dach über dem Retortenhaus der Gasanstalt am Hellweg in Berlin.¹⁾

Das Dach ist mit Ziegeln (Kronendach) auf Latten gedeckt. Die Latten sind auf hölzerne Sparren genagelt. Letztere werden von eisernen \perp -förmigen Pfetten unterstützt, welche ihrerseits auf den in 3,89 m Abstand angeordneten Bindern ruhen. Die hölzernen Sparren sind an dem auf der mittleren Pfette befindlichen Stoß nicht stumpf gestoßen, sondern nebeneinander gelegt. Ihre Befestigung auf den Pfetten mittels Hakennägeln zeigt Fig. 3 d.

Der Binder von 30,44 m Spannweite besitzt die zusammengesetzte französische Form mit fünf mittleren Knotenpunkten, auf welchen die Pfetten ruhen. Die im einzelnen aus Fig. 3 d zu ersehende Auflagerung der Pfetten ist in sehr empfehlenswerter Weise durch entsprechende Ausbildung des Knotenbleches bewirkt worden.

Gewicht des Binders einschließlich der Pfetten = 5375 kg oder 44,2 kg für das qm Grundfläche.

4) Taf. 70. Englisches Dach mit Laterne und hohem Seitenlicht.

Das Gebäude (Lokomotivschuppen auf Bahnhof Halle a. S.) besteht aus einer Anzahl nebeneinanderliegender Längsschiffe, welche durch Säulenreihen getrennt sind. Um den Innenraum genügend zu erleuchten, sind einige Dächer höher herausgehoben und die so entstehenden senkrechten Wände zur Anbringung von Fenstern benutzt worden. Die niedrig bleibenden Dächer erhalten dreieckige, die herausgehobenen sichelförmige Fachwerkbinder.

Der zwischen den hohen und tiefen Dächern entstehende Schneefang läßt sich vermeiden, wenn zwischen beiden Dächern ein Pultdach, welches von dem höheren Gebäudeteil nach dem niedrigeren abfällt, eingeschoben wird.

In dem gewählten Beispiel beträgt die Binderentfernung 4,51 m, die Spannweite 15,0 m, letztere kann jedoch

¹⁾ Mitgeteilt von L. Quassowski in „Zeitschrift für Bauwesen“ 1871, S. 177.

¹⁾ Mitgeteilt von J. W. Schwedler in „Zeitschrift für Bauwesen“ 1869, S. 65.

bis zu 25 m betragen, ohne zu schwere Binderabmessungen zu erfordern.

Der Längenverband wird durch Ausbildung der senkrechten Wand des Sichelträgers zu einem Fachwerkträger mit gekreuzten Diagonalen (Fig. 4) gebildet. Mit Rücksicht darauf, daß weder die Säulen, noch bei der großen Zahl von nebeneinanderliegenden Dächern die Umfassungsmauern den Windschub aufnehmen können, war die Anordnung eines Querverbandes (S. 289) notwendig, welcher durch einen durchgehenden Kreuzverband in sämtlichen Dachflächen (Fig. 2 b und c) gebildet wird.

Gewicht eines dreieckigen Binders = 940 kg, eines sichelförmigen Binders = 990 kg.

5) Taf. 15. Dach des Industriegebäudes in der Beuthstraße zu Berlin.

Es kam bei dieser Bauausführung darauf an, die Mansarde ebenso wie die übrigen Stockwerke zu einem großen Raum ohne unterbrechende Wände auszubilden (vergl. auch S. 62). Die Binder bestehen aus genieteten Trägern, welche den Dachboden und den hölzernen Dachstuhl des oberen flachen Dachteils tragen und welche in der Mitte auf einem schmiedeeisernen Pfeiler, an den Seiten auf schräg, parallel zur steilen Dachfläche, gestellten schmiedeeisernen Stützen ruhen. Letztere werden nur durch den Stützdruck, nicht aber durch die Dachlast beansprucht, da diese von den hölzernen Sparren unmittelbar auf die Mauerpfette und die oberhalb der Stütze befindliche hölzerne Pfette übertragen wird. Dagegen bewirkt die wagerechte Seitenkraft des im Lager schräg auf das Mauerwerk wirkenden Stützdrucks ein Moment, welches Stütze und Träger auf Biegung beansprucht und eine steife Verbindung zwischen beiden Konstruktionsteilen erfordert.

An jeden Doppelpfeiler (Fig. 3 a/b) schließen zwei derartige 1,88 m voneinander entfernte Binder an. Die lichte Entfernung zwischen diesen einzelnen Binderpaaren beträgt 3,5 m. Die Zwischenräume sind durch gemauerte (in Taf. 15 nicht gezeichnete) Kappengewölbe überdeckt, welche auf den Unterflanschen des genieteten Trägers aufliegen. Die Seitenflächen des Daches sind zum Teil durch Glas-, zum Teil durch Schieferbedachung geschlossen.

6) Taf. 24 und 25. Dach und Decke über den Wartesälen auf Bahnhof Halle a. S.

Die hier dargestellte Konstruktion findet in neuerer Zeit vielfache Anwendung bei Überdeckung größerer Säle, über welchen andere nutzbare Räumlichkeiten nicht mehr belegen sind. Sie besteht im wesentlichen aus einer leichten, nur für geringe Nutzlast berechneten inneren Decke und dem Dach, welches sich in mäßiger Entfernung von der Decke befindet und welches mit Rücksicht auf Unterhaltung einer gleichmäßigen Innentemperatur zweckmäßig als Holz-

zementdach ausgebildet wird. Die zwischen Decke und Dach verbleibende Höhe ist zur Aufnahme eines Fachwerkträgers geeignet, welcher auf den beiden Seitenwänden lagert und die Gesamtlast von Decke und Dach aufnimmt.

Decke und Dach sind von Oberlichtern durchbrochen. Die Einteilung und Anordnung der letzteren ist bereits S. 240 erläutert. Die Hauptbinder mußten mit Rücksicht auf die große Binderentfernung (7,9 m), die geringe zur Verfügung stehende Trägerhöhe und die schwere Belastung durch das Holzzementdach einen kastenförmigen Querschnitt erhalten. Hierbei wurde die obere Gurtung derartig zwischen den Knotenblechen eingeschachtelt, daß die letzteren beliebig über die Gurtung hinaus verlängert und die in verschiedenen Höhenlagen befindlichen I-förmigen Pfetten bequem angeschlossen werden konnten (Taf. 25, Fig. 1, 5 und 6).

Der Untergurt des Trägers tritt behufs thunlichster Vermehrung der Trägerhöhe unter der Deckenfläche vor (Taf. 24) und kann sowohl sichtbar bleiben, als auch eine Holzverkleidung erhalten. Die Decke wird in der Mitte durch das innere bogenförmig angeordnete Oberlicht, an den Seiten durch Kappen aus rheinischen Schwemmsteinen geschlossen. Statt der letzteren kann auch verzinktes Wellblech Verwendung finden, welches in entsprechender Weise durch Bemalung zu beleben ist.

Der Fachwerkträger ist in Kap. 6, § 11, S. 141 u. f. berechnet, das Lager in § 10, S. 141 beschrieben worden.

Gewicht eines Fachwerkträgers ohne Pfetten = 4200 kg.
Gesamteisengewicht f. d. qm Grundfläche = 91 kg.

7) Taf. 26. Entwurf zur Decke über dem großen Sitzungssaal des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig.

Die Anordnung ist im wesentlichen die gleiche wie bei dem vorigen Beispiel. Während bei letzterem die Trägerform mit Rücksicht auf die einfachere Berechnung symmetrisch gestaltet worden war und infolgedessen der Pfettenanschluß in verschiedenen Höhenlagen zur oberen Gurtung bewirkt werden mußte, folgt hier der Obergurt ganz der Dachform, wodurch eine unsymmetrische Trägerform entsteht.

Sowohl Decke als Dach ist mittels massiver Kappengewölbe zwischen eisernen I-Trägern gebildet. Als Dachdeckung ist Holzzement auf Schalung gewählt worden.

Hierdurch wird die Belastung noch erheblich größer als bei Beispiel 2, dagegen gestattet die bedeutende Trägerhöhe, die geringere Spannweite (12,8 m) und Binderentfernung (4,77) eine einfache Querschnittsform und durchweg geringe Abmessungen der Stäbe des Fachwerkträgers.

Da die Dach- und Deckenträger in einer Ebene senkrecht übereinanderliegen, so konnten im Netzwerk des Binders Vertikalstäbe angeordnet und die Walzträger der Decken-

balken und Dachpfetten an diese in einfacher Weise angegeschlossen werden.

8) Taf. 27. Entwurf zur Decke über dem großen Festsaal des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig.

Die Anordnung ist die gleiche wie bei dem vorigen Beispiel. Die gekuppelten Fachwerkbinder haben ungleiche Stützweite, aber gleiche Felderteilung.

9) Taf. 71. Vorhalle über der Droschkenanfahrt auf Bahnhof Alexanderplatz in Berlin.

Dieses Dach zeichnet sich sowohl durch angemessene Anordnung, als durch vorzügliche Anpassung an die Architektur aus. Wie aus Fig. 1—4 ersichtlich, besteht die Frontwand des Empfangsgebäudes aus einer Pfeilerstellung mit zwischengespannten Bögen. Der Abstand der Pfeilermitten beträgt 8,8 m, die Lichtöffnung der Bögen 6,17 m und demnach die Pfeilerbreite 2,63 m. An jedem Pfeiler sind im Abstand von 2,14 m zwei genietete dreieckige 5 m weit ausladende Träger (a-b, Fig. 3) angeordnet, deren Wurzel a mit einer Fußplatte und dem Pfeilermauerwerk verschraubt ist, während das vordere Ende b an einem nach dem oberen Teile des Pfeilers führenden und dort verankerten Zugbande hängt (Fig. 3). Die erhebliche Stärke des Pfeilers bietet Sicherheit für Aufnahme des hierdurch entstehenden Moments. (Über das Konstruktionsystem siehe auch Fig. 444, S. 285.)

Das vordere Ende der Dreiecksträger unterstützt einen aus \square -Eisen gebildeten Träger b-b, welcher vor dem Pfeiler in gerader Linie durchgeht, vor den Bögen aber der Form des Mauerwerks entsprechend gekrümmt ist (Fig. 1). Der Schub des Bogens wird durch eine Zugstange aufgenommen. Dieser \square -förmige Träger dient nun in den Bogenöffnungen je drei \square -förmigen Pfetten c-d als Auflager, welche mit dem anderen Ende im Mauerwerk des Bogens aufliegen (Fig. 2 und 3). Vor den Pfeilern bildet der Träger die Unterstüzung für eine I-förmige Firstpfette des hier angeordneten Satteldaches (Fig. 2). Die Pfetten unterstützen ein auf Rinnensprossen gedecktes Glasdach, dessen Einzelheiten aus Taf. 54, Fig. 1 zu ersehen sind. Die Enden der Rinnensprossen sind unmittelbar auf den genieteten Hauptträgern mittels gebogener Winkelleisen befestigt, welche gleichzeitig die Rinne zwischen sich fassen. Letztere führt das Wasser den beiden am Pfeiler entlanglaufenden Abfallrohren e zu.

Der Längenverband wird durch eine vor jedem Pfeiler zwischen zwei Hauptträgern angeordneten Kreuzverstrebung a-b gebildet (Fig. 4 und 2).

10) Taf. 72. Verschiedene Kragdächer.

Fig. 1 stellt eine kleine Bahnsteighalle dar, welche nach dem S. 286 angeführten System mit einer Mittel-

stütze ausgebildet ist. Hierdurch wird ein möglichst ungehinderter Verkehr entlang den Eisenbahnzügen erzielt. Die Säule besteht aus einem Blechträger von I-förmigem Querschnitt und ist mit dem gemauerten Fundamente nach allen Richtungen umsturzicher verankert. Der Säulenkopf ist zu einer weitausladenden Doppelfonsole ausgebildet, auf welcher die I-förmigen Pfetten ruhen.

Fig. 2 zeigt das Kragdach am Güterschuppen zu Bechelde. Das Konstruktionsystem entspricht dem auf S. 285 (Fig. 443) behandelten. Die Verankerung des Obergurts wird durch dessen unmittelbare Verbindung mit dem Hauptdachbinder bewirkt. — Eine empfehlenswerte Anordnung zeigt das Lager des Fachwerkbinders.

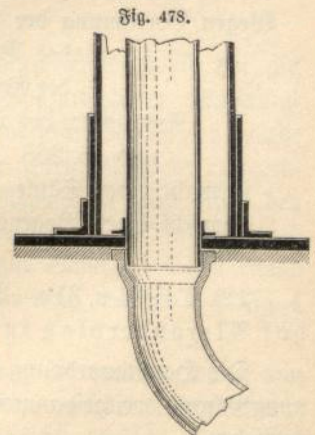
Fig. 3 veranschaulicht ein kleines Kragdach am Bahnhofs-Postgebäude in Nürnberg. Das Konstruktionsystem ist das gleiche wie bei Fig. 2. Das Lager ist in einer Nische der Widerlagsmauer, weniger gut als bei dem vorigen Beispiele, angeordnet.

11) Taf. 28. Entwurf zu einer freistehenden eisernen Halle. (Bahnsteighalle auf Bahnhof Halle a/S.)

Die Binder sind Bogenträger von 21,5 m Spannweite, welche durch schmiedeeiserne Säulen unterstützt werden. Je zwei Säulen sind am Kopf in der Längsrichtung der Halle durch einen Blechträger verbunden, an welchen eine beliebige Anzahl Zwischenbögen angeschlossen werden kann (im vorliegenden Fall ein Zwischenbogen), so daß die Säulenentfernung je nach Wahl das Zwei- bis Dreifache der Binderentfernung beträgt.

Ein Teil der Säulen dient gleichzeitig zur Abführung des Wassers. Zu diesem Zwecke sind verzinkte schmiedeeiserne Rohre in die Säule eingesetzt, welche unten auf der Fußplatte aufstehen (Fig. 478) und am oberen Ende durch eine Schelle gehalten werden. Auf diese Weise wird die Innenwandung der äußeren Säule vor Frost geschützt und gleichzeitig das Einfrieren verhindert, da die Temperatur der zwischen beiden Säulen verbleibenden Luftschicht infolge der aus dem Entwässerungskanal aufsteigenden Wärme nicht leicht unter den Gefrierpunkt sinken wird.

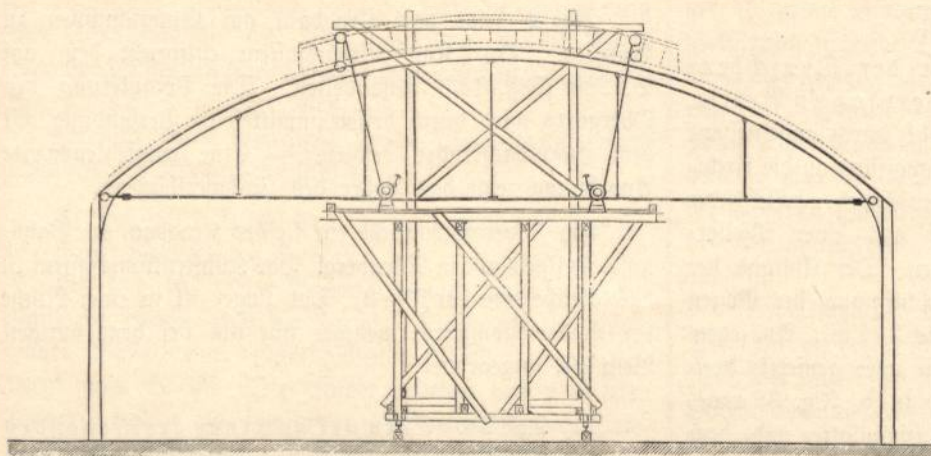
Auf den fünf mittleren der aus \square -Eisen bestehenden Pfetten ruhen die Rinnen des sägeförmigen Oberlichts. Die unteren drei Felder sind mit verzinktem Wellblech überdacht.



Die Aufstellung der Halle wurde mittels eines nach Fig. 479 konstruierten fahrbaren Holzgerüsts bewirkt, welches sich leicht mit Brechstangen auf Eisenbahnschienen fortbewegen läßt. Die Bögen wurden unten zusammen-genietet, mittels Winden und Flaschenzügen, von welchen

größert auf Taf. 36, Fig. 1 und Taf. 37, Fig. 1 dargestellt sind, wogegen der Zuganker am Fuße des Binders für je zwei Binder gemeinschaftlich und dementsprechend in der Mitte eines Binderpaares angeordnet ist. Die mittlere Entfernung zweier Binderpaare beträgt 8,8 m, so daß also auf jeden Einzelbinder eine Lastfläche von 4,4 m der

Fig. 479.



die letzteren an der Spitze der am Gerüst befindlichen Holz-maste befestigt waren, hochgezogen und an den bereits vorher mittels Dreifuß aufgerichteten Säulen befestigt. Die weiteren Arbeiten wurden von über die Zugstangen der Bögen gelegten Brettbühnen bewirkt.

Die Einzelheiten der Halle wurden zum Teil bereits früher besprochen.

- Wegen Berechnung der Säulen siehe S. 70 und 78;
- " " des Bogens S. 162;
- " " der Gelenke der Zugstange S. 51 u. 52;
- " Anordnung des Oberlichts Taf. 58, sowie S. 234 und S. 238.

Gewicht einer Säule = 1480 kg,
Gewicht eines Bogens = 1440 kg.

12) Taf. 31 u. 31 a. Bahnsteighalle auf Bahnhof Alexanderplatz in Berlin.

Die Hauptanordnung dieser Halle ist für alle später ausgeführten weitgespannten Bahnhofshallen mustergültig geblieben.

Die Halle ist 165 m lang und besitzt eine Spannweite von 37,1 m. Die Binder sind paarweise in einer Entfernung von 1,5 m angeordnet und behufs Versteifung gegen Ausknicken in Abständen, welche der Pfettenteilung entsprechen, sowohl in der Mantelfläche des Ober- und Untergurts, als auch in den dazu senkrechten (radialen) Ebenen durch Diagonalverbände gekuppelt. Jeder Binder besitzt ein besonderes Fuß- und Scheitelgelenk, welche ver-

Halle (in der Längsrichtung gemessen) entfällt.

Die zwischen den Binderpaaren liegenden Pfetten sind im unteren Teil des Daches Doppelpfetten mit parabolischem Untergurt und dreieckigem Netzwerk (Textfigur 480 und 481); im oberen Teil der Halle, in welchem die Dachneigung nahezu horizontal ist, I- und C-Eisen.

Von den erstgenannten Doppelpfetten liegt der eine Schenkel in der Dachfläche und in einer Ebene mit dem Obergurt des Binders, der andere Schenkel ist rechtwinklich zur Dachfläche angeordnet. Die im

oberen Hallenteil befindlichen I-förmigen Pfetten sind behufs bequemer Entwässerung des über denselben befindlichen sägeförmigen Oberlichts auf die Obergurte der Binder

Fig. 480.

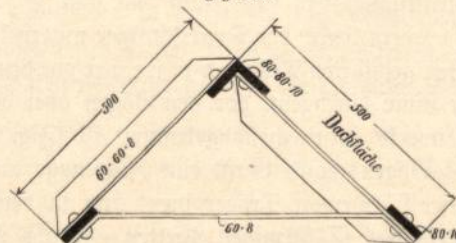
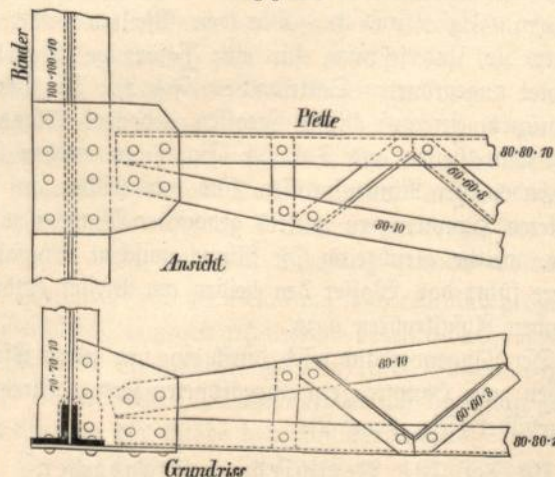


Fig. 481.



gelegt. Hierbei hängen die über einem Binderpaare liegenden Pfetten um 0,96 m über und tragen an den Enden die

5,38 cm langen Zwischenstücke, welche gelenkartig mit den ersteren verbunden sind (Taf. 31, Fig. 9).

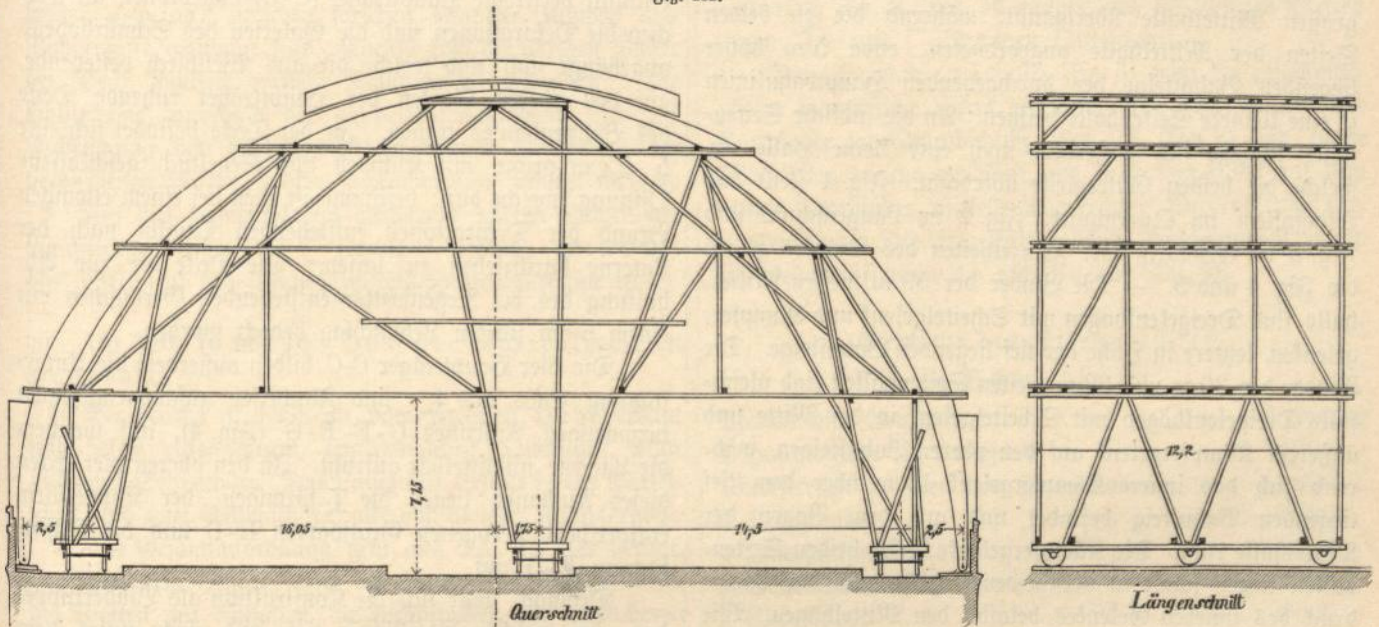
Der Windverband wird durch Diagonalen gebildet, welche in jedem zweiten, zwischen zwei Binderpaaren gelegenen Felde zwischen den Auflagerpunkten der Pfette einbezogen sind. Mit Rücksicht auf die große Länge bestehen diese Diagonalen aus Rundeisen mit Spannschloß.

In allen Hallenfeldern, in welchen sich Winddiagonalen befinden, sind die parabolischen Doppelpfetten nach Textfigur 481 fest mit den Bindern vernietet, in den

Der untere 2 m hohe Teil der Halle ist mit ausgemauertem Eisenschwergewerk geschlossen. Oberhalb dieses beginnt die Wellblechbekleidung, aus welcher in jedem Hauptfeld eine große, mit Rundbogen begrenzte Fensteröffnung ausgeschnitten ist.

Die Aufstellung der Halle wurde mittels des in nachstehender Textfigur 482 dargestellten fahrbaren Holzgerüsts bewirkt. Die Brettbühnen an den Enden der horizontalen Abteilungen waren beweglich und wurden beim Verschieben des Gerüsts zurückgezogen.

Fig. 482.



Feldern ohne Windverband dagegen wird die erforderliche Temperaturverschiebung durch Anschrauben der mit länglichen Böchern versehenen Pfetten ermöglicht. Ebenso ist in diesen Feldern eine Verschieblichkeit der im oberen Hallenteil liegenden I-förmigen Pfetten durch entsprechend längliche Gestaltung des Gelenkauges gewährleistet.

Im oberen Teil der Halle befinden sich zwischen je zwei Binderpaaren fünf nebeneinanderliegende sägeförmige Oberlichter, deren Einzelheiten teilweise auf Taf. 54, Fig. 2 dargestellt sind.

Über dem Scheitelgelenk der Binder ist das Oberlicht unterbrochen und der Zwischenraum zwischen den zunächst dem Scheitel liegenden Sprossen mit Zinkblech derartig überdeckt, daß eine geringe Beweglichkeit der Sparren gegeneinander möglich bleibt.

Die übrigen Dachflächen mit Einschluß der über den Doppelbindern liegenden Scheitelflächen sind mit verzinktem Eisenwellblech gedeckt, dessen Befestigung nach Art der in Textfigur 384, S. 251 dargestellten Konstruktion bewirkt wurde.

Abweichend von den übrigen Bindern ist der auf Taf. 31 a dargestellte östliche Abschlußbinder (Schürzenbinder) gestaltet. Aus architektonischen Rücksichten wurde der Binderfuß erhöht auf einem Steinpostament angeordnet. Die Verankerung in der Bogenebene wird durch den unteren Windträger der Schürze (vergl. S. 290) gebildet. Gegen Winddruck rechtwinklich zur Schürze wurden etwas umständliche Verankerungen notwendig, welche aus Fig. 4 ersichtlich sind.

Der westliche Abschlußbinder, für welchen, da er von der Straße nicht sichtbar ist, keine architektonischen Rücksichten maßgebend waren, ist wie die übrigen Binder bis zum Fußboden der Halle hinabgeführt.

13) Taf. 33. Bahnsteighalle in Frankfurt a/M.

Sie besteht aus drei nebeneinanderliegenden Hallen von je 56 m Spannweite, von denen jede einzelne im wesentlichen nach den gleichen Grundsätzen wie bei der Halle des Bahnhofs Alexanderplatz konstruiert ist. Das Übersichtsprofil der Halle zeigt Fig. 1 auf Taf. 33

Fig. 2a—e stellt das Scheitелgelenk dar (vgl. hierüber S. 168), Fig. 3—6 zeigt die Anordnung der beweglichen Pfettenstöße (vgl. S. 116) und Taf. 54, Fig. 5, sowie Taf. 57, Fig. 1—5 geben Einzelheiten der sägeförmigen Oberlichter (vgl. hierüber S. 236—238).

14) Taf. 73. Bahnsteighalle Dresden-Altstadt.

Dieser Bahnhof ist Kopfstation für die Lokalbahnen, Durchgangsstation für die Hauptbahnen; die Bahnsteige der ersteren liegen in Straßenhöhe und werden von der großen Mittelhalle überspannt, während die zu beiden Seiten der Mittelhalle angeordneten, etwa 5 m höher liegenden Bahnsteige der durchgehenden Hauptbahnlinien je eine kleinere Seitenhalle besitzen. An die südliche Seitenhalle schließt sich außerdem noch eine kleine Halle an, welche die beiden Gütergleise überdacht. Fig. 1 stellt das Stabsystem im Querschnitt, Fig. 2 im Längenschnitt und Fig. 3 im Grundriß dar. Einzelheiten des Binders zeigen die Fig. 4 und 5. — Die Binder der 59 m weiten Mittelhalle sind Dreigelenkbogen mit Scheitелgelenk und Kämpfergelenken, letztere in Höhe der tief liegenden Bahnsteige. Die Binder der 30,75 und 32 m weiten Seitenhallen sind gleichfalls Dreigelenkbögen mit Scheitелgelenk in der Mitte und äußerem Kämpfergelenk auf den oberen Bahnsteigen, während sich das innere Kämpfergelenk 13 m über dem tief liegenden Bahnsteig befindet und auf dem Bogen der Mittelhalle ruht. Die Kämpfergelenke dieser beiden Seitenhallen liegen somit in verschiedener Höhe und der Lagerdruck des inneren Gelenkes belastet den Mittelbogen. Wie bereits S. 280 gezeigt, ist diese Anordnung statisch bestimmt. — Den östlichen Abschluß der Mittelhalle bildet die Kopfwand des Empfangsgebäudes, während die Seitenhallen an den Seitenwänden des Empfangsgebäudes entlang weiterlaufen, so daß auf dieser Strecke an Stelle der Mittelhalle das Empfangsgebäude tritt.

Eigenartig ist der allen drei Hallen gemeinsame westliche Abschlußbinder ausgebildet. (Näheres hierüber siehe Seite 290 mit Textfigur 450).

15) Taf. 74. Eiserner Dachstuhl über dem Stadttheater zu Halle a. S.¹⁾

Entsprechend dem bei diesem Gebäude aufgestellten Grundsatz der thunlichsten Vermeidung brennbaren Materials ist auch der Dachstuhl in Eisen und die Dachdeckung mit verzinktem Eisenwellblech bewirkt worden.

Das Dach zerfällt in zwei vollständig voneinander getrennte Teile: die über dem Bühnenhaus befindliche

Kuppel und das über dem Zuschauerraum nebst Nebenräumen errichtete Lonnendach.

a. Kuppel über dem Bühnenhaus.

Die Umfassungsmauern des einen rechteckigen Grundriß von 15 zu 20 m Seitenlänge besitzenden Bühnenhauses ragen über die übrigen Dachflächen hinaus. Die Bedeckung dieses Gebäudeteiles erfolgt durch eine Kuppel, welche von innen nicht sichtbar ist. Entsprechend den fünf Kulissengängen der Bühne sind über dieser parallel zu den Langseiten vier als Fachwerkträger ausgebildete und gegenseitig reichlich verstreute Hauptträger (C-C) angeordnet, an welchen die Dekorationen und die Galerien des Schnürbodens angehängt sind und welche die aus Wellblech bestehende, auf den oberen Gurten der Hauptträger ruhende Decke des Bühnenhauses tragen. In der Decke befindet sich eine 5 . 2,4 m große, mit Klappen aus Segeltuch geschlossene Öffnung, welche dazu bestimmt ist, den bei einem etwaigen Brand der Dekorationen entstehenden Qualm nach der Laterne durchziehen zu lassen. Die Decke ist zur Abhaltung des bei Regenwetter entstehenden Geräusches mit einem 5 cm starken Lehm Schlag bedeckt worden.

Die vier Hauptträger C-C bilden außerdem die Unterstützung eines aus L- und Flacheisen zusammengesetzten turmartigen Aufbaues G-E-E-G (Fig. 4), auf welchem die Laterne unmittelbar aufruht. In den oberen vier Ecken dieses Aufbaues liegen die I-förmigen, der Kuppelform entsprechend gebogenen Grat sparren E-D und die Schiffsparren E-G auf.

Demnach stellt sich die Konstruktion als Binderkuppel dar, bei welcher die Binder tief, und zwar unter dem Kämpfer der Kuppel liegen, während die Unterstützung der Laterneneckpunkte E durch Zwischenstützen bewirkt wird. — Die Sparren sind außerdem noch durch Steifen aus C-Eisen mit dem Laternengerüst verbunden (Fig. 2 und 4).

Da die Fußpunkte G und D der Sparren mit Rücksicht auf die äußere Gestalt der Kuppel nicht auf den Umfassungsmauern aufstehen, sondern etwas nach innen verschoben werden mußten, so wurde zu ihrer Unterstützung zwischen den Längswänden und den seitlichen Hauptträgern C-C die Anordnung einiger Hilfsträger J-H erforderlich, deren besondere Form durch den auf den darunter liegenden Galerien stattfindenden Verkehr bedingt wurde.

Auf den Grat- und Schiffsparren ruhen die I-förmigen Pfetten, an welchen in gewöhnlicher Weise die Wellblechdecke mittels Haken befestigt ist. Die viereckigen Felder zwischen Sparren und Pfetten sind außerdem durch kreuzende Rundstangen mit Spannschlössern (Fig. 1, in Fig. 2 und 4 der Deutlichkeit halber weggelassen) ausgesteift. Die Hauptträger C-C sind in Fig. 6, die Hilfsträger J-H in Fig. 7 in vergrößertem Maßstabe gezeichnet.

1) Deutsche Bauzeitung 1887, S. 445.

b. Dach über dem Zuschauerhaus.

Über dem Haupttraum befinden sich vier Hauptträger (A-A) von je 17,6 m, über dem hinteren Galerieausbau zwei kleinere (B-B) von 11 m Stützweite (Fig. 1, 3 u. 5). An diesen Hauptträgern ist die aus drei Teilen, dem mittleren kreisförmigen Hauptfelde, der tiefer hinabreichenden Prosceniumsdecke und dem höher gelegenen Teil über der Galerie (Fig. 3), bestehende Decke angehängt. Das Hauptdeckenfeld besitzt in der Mitte eine kreisförmige Öffnung (a-a) für den Kronleuchter; an den diese Öffnung einfassenden Ring schließen strahlenförmig die radialen Deckenträger a-b an, zwischen welchen doppelte Rippen aus Rabitzmasse gespannt sind. Ebenso sind die übrigen Felder der Decke sämtlich mittels Rabitzmasse geschlossen. Die Hohlräume innerhalb der doppelten Rabitzdecke sind zur Anbringung von Lüftungskanälen behufs Abführung der verdorbenen Luft aus dem Zuschauerraum benutzt worden.

Auf den segmentförmig gebogenen oberen Gurten der Hauptträger ruhen die \sqsubset -förmigen Pfetten, an welchen das Wellblech des Daches mittels Haken befestigt ist.

16) Taf. 75 und 76. Dach der Marienkirche in Hannover.

Die Kirche ist 1888/89 vom Architekt Hehl erbaut und besitzt einen Turm, ein Langschiff, Querschiff, Chor und zwei Seitenschöre. Das Langschiff zerfällt in ein Mittelschiff und zwei Seitenschiffe, alle von gleicher Rumpferhöhe.

Die Gesamtanordnung geht aus Taf. 75 klar hervor. Im Grundriß (Fig. 1) sind die Binder mit Doppellinien, die Pfetten mit einfachen, die Windstreben mit schwächeren Linien ausgezogen. Über der Vierung (abcd im Grundriß) befindet sich ein pyramidenförmiger, im Grundriß mit Strichpunkt bezeichneter Aufbau, welcher den sechsseitigen Dachreiter trägt und an welchen die Firstpfetten und Gratsparren anschließen.

Hauptächlich bemerkenswert sind die Binder des Längschiffs, welche Fig. 4, Taf. 75 in kleinem, Fig. 1, Taf. 76 in vergrößertem Maßstab darstellt. Der Binder besteht aus drei Teilen; zwei dreieckigen Böcken, welche auf den Umfassungsmauern und den Pfeilern im Inneren ruhen, und

einem Fachwerkträger, welcher mit den Böcken durch ein Gelenk (Taf. 76, Fig. 1 c—d) verbunden ist. Diese Anordnung ermöglichte einen freien Mittelraum zur Aufnahme des Gewölbes. Der Fachwerkträger zeigt die zusammengesetzte französische Form mit drei mittleren Pfettenpunkten. Der eine Lagerbock hat feste Lager nach Fig. 1 f, Taf. 76 erhalten, während der gegenüberliegende ein vereinigtes Ripp- und Rollenlager besitzt (Fig. 1 e).

Die Fußpfetten bestehen durchweg aus \sqsubset , die Firstpfetten aus I-Eisen. Die Mittelpfetten von größerer Spannweite sind als Doppelpfetten mit parabolischem Untergerute nach Fig. 2, Taf. 76 ausgebildet, die übrigen Pfetten zeigen \sqsubset und \sqsubset -förmigen Querschnitt.

Der Chorbinder (Taf. 75, Fig. 3) zeigt die zusammengesetzte französische Form mit ungerader Feldteilung. Die Gratbinder im Chorabschluß (Taf. 76, Fig. 3) sind halbe Chorbinder, welche am First und in halber Höhe mit dem letzten Chorbinder mittels wagerechter Knotenbleche verbunden sind. Die Einzelheiten dieser Verbindungen zeigen die Grundrißfiguren 3b und 3c auf Taf. 76.

Gewicht des Eisengerüstes.

A. Schmiedeeisen.

Pfetten und Gratsparren	23200 kg
4 Hauptbinder im Langschiff	12000 "
Windstreben zwischen den Hauptbindern	1800 "
2 Kreuzbinder	2500 "
4 Querschiffbinder	6500 "
2 Seitenchorbinder	2220 "
2 Chorbinder	4000 "
8 Chorabschlußbinder	5020 "
Dachreiter mit Unterbau	3500 "
Bolzen zur Befestigung der Sparren und Pfetten	260 "
Summa	61000 kg

B. Gußeisen.

Zu den Auflagerplatten = 1836 "

C. Gußstahl.

Zu den Rollen = 272 "

Gesamtgewicht 63108 kg

Dreizehntes Kapitel.

Manteldächer.

§ 1.

Übersicht.

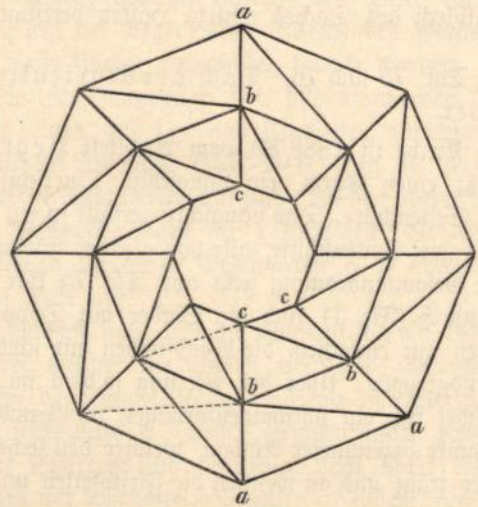
Bei den Manteldächern liegt das ganze Tragwerk innerhalb der Mantelfläche des Daches, so daß der von der Dachfläche umschlossene Raum vollständig frei von Konstruktionsteilen bleibt. Das Tragwerk wird gebildet durch ein räumliches Fachwerk, dessen Knotenpunkte in der Mantelfläche des Daches liegen und dessen Stäbe die Mantelfläche in aneinandergereihte Dreiecke teilen. Die Mantelkonstruktionen kamen bisher ausschließlich bei Zelt- und Kuppeldächern zur Ausführung, sie lassen sich aber auch bei Tonnendächern mit Vorteil verwenden, wenn die Länge des von dem Tonnendache überspannten Raumes nicht erheblich größer als die Breite ist.

Mit Hilfe der erst in neuerer Zeit mehr und mehr entwickelten Theorie des räumlichen Fachwerkes hat man auch in der exakten Berechnung der Manteldächer erhebliche Fortschritte gemacht, so daß die Anwendung derartiger Systeme gegen früher wesentlich erleichtert ist.

Die einfachste Form des Manteldaches ergibt sich für das Zelt Dach. Hier wird in den Graten, welche geradlinig von den Ecken der Grundrißfigur nach der gemeinsamen Spitze verlaufen, je ein Stab angeordnet, welcher Grat sparren genannt wird. Es sind demnach stets soviel Grat sparren vorhanden, als der Grundriß Ecken besitzt. Die Grat sparren werden dann in gewissen Höhenabständen durch wagrechte (der Grundfigur ähnliche) Vielecke, die Ringe, verbunden und schließlich die von je zwei Grat sparren- und zwei Ringstücken gebildeten, im Dachmantel liegenden Stabvierecke (Trapeze) durch je eine Diagonale in je zwei Dreiecke geteilt. Fig. 483 stellt den Grundriß eines derartigen Systems dar, a b c sind die Grat sparren, a-a, b-b, c-c die Ringe, b-a, c-b die Diagonalen. Statt einer Diagonale in jedem Feld wurden bisher gewöhnlich zwei Gegendiagonalen verwendet, jedoch ist die Ver-

wendung einer Diagonale aus den bereits mehrfach (S. 135, 280) erörterten Gründen vorzuziehen. Es möge hier indessen gleich bemerkt werden, daß es für das Verhalten des

Fig. 483.

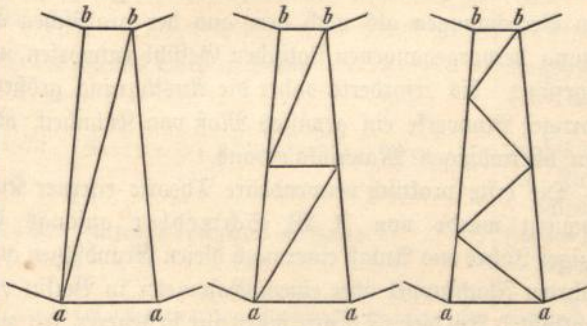


Raumschwerkes ganz gleichgültig ist, in welcher Weise die oberen Stabvierecke ausgesteift werden, da durch eine Änderung in der Art dieser Versteifung lediglich die Spannungen in den Stäben des betreffenden Vierecks, nicht aber die in den übrigen Stäben des Fachwerkes beeinflusst werden. Ist beispielsweise eins dieser Stabvierecke sehr lang gestreckt, so daß bei Anwendung einer Diagonale diese mit dem benachbarten Stabe einen in konstruktiver Hinsicht ungünstigen spitzen Winkel bilden würde (Fig. 484 a), so kann man statt einer Diagonale eine beliebige andere Versteifung, etwa nach Fig. 484 b oder 484 c anordnen, ohne daß hierdurch die Spannungen der nicht in der gleichen Ebene liegenden Stäbe irgendwie beeinflusst werden.

Wird bei einem Zelt Dach die Spitze entfernt und diese durch eine Laterne ersetzt, wie dies namentlich bei flachen Zelt dächern häufig vorkommt, so bildet das Dach ohne die

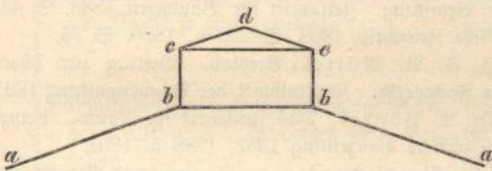
Laterne eine abgestumpfte Pyramide, welche als für sich bestehendes Stabgebilde angesehen werden kann, auf welches die, gleichfalls ein geschlossenes System bildende Laterne

Fig. 484 a, b und c.



aufgesetzt wird. Letztere stellt in diesem Falle eine Belastung der abgestumpften Pyramide dar. Vereinigt man dagegen die Laterne mit dem Dach derart, daß die Gratsparren bis zur Spitze der Laterne durchlaufen, daß ferner in den Knickpunkten (b und c in Fig. 485) Ringe angeordnet werden und die dadurch gebildeten Trapeze gleichfalls Diagonalen erhalten, so entsteht ein einheitliches Manteldach, welches sich von dem früheren nur dadurch unterscheidet, daß die Gratsparren nicht mehr geradlinig verlaufen, sondern in den Punkten b und c geknickt sind.

Fig. 485.

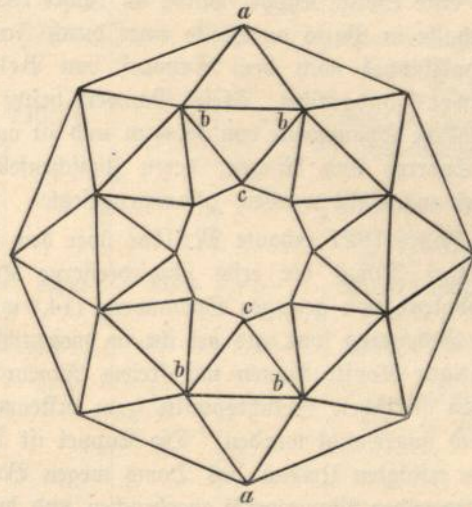


Ein solches Dach stellt bereits ein Kuppeldach dar, welches sich bekanntlich lediglich durch die gekrümmte Form der Gratsparren von dem Zeltdach unterscheidet. Vom Standpunkt der rechnerischen Behandlung aus ist es aber ganz gleichgültig, ob die Form des Gratsparrens nach einer bestimmten Kurve, oder sonst beliebig nach außen oder innen gekrümmt ist, wenn nur an den Knickpunkten Ringe vorhanden und die so entstehenden Trapeze durch Zerlegung in Dreiecke versteift sind. Außerdem dürfen die Gratsparren in keinem Falle in derselben Ebene wie die Ringe liegen, d. h. sie dürfen nicht wagerecht sein. Je größer die Neigung des Gratsparrens zur Ringebene (wagerechten), desto sicherer erfolgt die Aufnahme der äußeren Kräfte.

Bei den im Bauwesen vorkommenden Dachformen liegen die Gratsparren stets in einer senkrechten Ebene, Gratsparren doppelter Krümmung kommen somit nicht vor. Man kann jedoch ein Stabsystem auf einem Kuppelmantel

auch ohne Gratsparren herstellen, indem man die Ringe durch lauter Diagonalstäbe nach Fig. 486 verbindet. Die einzelnen so gebildeten Dreiecke liegen alsdann sämtlich in verschiedenen Ebenen.

Fig. 486.



Derartige Kuppelsysteme nennt man Netzwerkkuppeln gegenüber den vorher besprochenen Kuppelsystemen mit Gratsparren, welche nach deren Erfinder auch Schwedler'sche Kuppeln genannt werden.

Die Anwendung der Netzwerkkuppeln kann jedoch im allgemeinen nicht empfohlen werden, da, wie späterhin gezeigt werden wird, ihre Standsicherheit zu Bedenken Veranlassung giebt und die Berechnung schwierig ist.

Von besonderer Wichtigkeit ist bei allen Manteldächern die Anwendung der Lager. Durch eine zweckentsprechende Ausbildung dieser wird es, wie später ausführlicher gezeigt werden wird, ermöglicht, die aus dem Windschub hervorgehenden wagerechten Kräfte so auf die unterstützenden Wände zu übertragen, daß diese in der ihrer Gestaltung nach günstigsten Weise in Anspruch genommen werden. Infolgedessen lassen sich eiserne Mantelkuppeln über Räumen mit verhältnismäßig schwachen und durch große Fenster unterbrochenen Umfassungswänden auch dann anwenden, wenn ein Bänderystem mit Rücksicht auf die geringe Widerstandsfähigkeit der Umfassungswände ausgeschlossen erscheint.

Es erübrigt nun noch einige Mitteilungen über die geschichtliche Entwicklung der eisernen Manteldächer zu geben.

Als erste Spur einer Mantelkonstruktion ist die Anbringung eiserner Ringe bei gemauerten Kuppeln zu bezeichnen.

So wurde die größte und höchste Steinkuppel, die der Peterskirche in Rom (Spannweite 40 m), bereits bei

der Erbauung mit eisernen Ringen versehen, welche später bei eintretenden Rissen vermehrt wurden. Die Ringe bestanden aus Schmiedeeisen und waren dem damaligen Stand der Darstellungstechnik entsprechend aus kurzen Stäben nach Art einer Kette zusammengesetzt.¹⁾

Die erste eiserne Kuppel wurde im Jahre 1811 über der Kornhalle in Paris an Stelle einer durch Feuer zerstörten Holzkuppel nach dem Entwurf von Bellanger und Brunet²⁾ ausgeführt. Dieses Bauwerk besitzt bereits die ansehnliche Spannweite von 38,86 m und ist aus gußeisernen Sparren und Ringen, deren Zwischenfelder mit Gitterwerk ausgefüllt wurden, zusammengesetzt.

Im Jahre 1827 erbaute Moller über dem Ditchor des Mainzer Doms die erste schmiedeeiserne Kuppel,³⁾ welche, obgleich von geringer Spannweite (14,7 m), insofern von Bedeutung war, als bei ihr im wesentlichen die bei derartigen Konstruktionen mit freiem Innenraum zu beachtenden statischen Gesichtspunkte zum erstenmal entwickelt und angewandt wurden. Die Kuppel ist bei dem inzwischen erfolgten Umbau des Doms wegen Bauauffälligkeit des tragenden Mauerwerks abgebrochen und durch ein Zeltdach ersetzt worden.

Nach den beiden angeführten Mustern sind dann noch mehrere Kuppelbauten, sämtlich jedoch von mäßigen Abmessungen, zur Ausführung gekommen. Wir nennen noch: 1839, schmiedeeiserne Doppelkuppel über dem Speisesaal des Schlosses zu Wiesbaden von 14,95 m Durchmesser,⁴⁾

1) Rondelet, l'art de bâtir. Buch 7, Abteilg. I und Gottgetreu, Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen, III.

2) Rondelet, l'art de bâtir. Buch 7, Abteilg. III.

3) Georg Moller, Beiträge zur Lehre von den Konstruktionen. Heft I, Bl. 2.

4) Allgemeine Bauzeitung, Wien 1845.

1840—1850, schmiedeeiserne Kuppeln der Sternwarten Athen und Berlin von 5 m Durchmesser,¹⁾

1850, gußeiserne Schutzkuppel der Nikolaikirche in Potsdam von 22,8 m Durchmesser.²⁾

Alle diese Bauwerke wurden jedoch weniger nach statischen Berechnungen als nach dem aus der praktischen Erfahrung hervorgegangenen statischen Gefühl entworfen und ausgeführt. Es erforderte daher die Ausführung größerer derartiger Bauwerke ein gewisses Maß von Kühnheit, oder einen übermäßigen Materialaufwand.

Die erste praktisch verwendbare Theorie eiserner Kuppelbauten wurde von J. W. Schwedler anfangs der sechziger Jahre aus Anlaß einer nach diesen Grundsätzen ausgeführten Flachkuppel über einem Gasometer in Berlin veröffentlicht.³⁾ Auf dieser Theorie fußen alle in neuerer Zeit ausgeführten eisernen Kuppelbauten und ist somit Schwedler als Begründer der auf rechnerischer Grundlage ausgeführten freitragenden Kuppelbauten in Eisenschwerk anzusehen.

An dem weiteren Ausbau der Theorie der Schwedler'schen Kuppeln und des räumlichen Fachwerks überhaupt haben weiterhin hervorragenden Anteil: Hacker,⁴⁾ Müller-Breslau⁵⁾, Föppel⁶⁾ und Zimmermann.⁷⁾

1) Allgemeine Bauzeitung, Wien 1846 und Bauausführungen des preuß. Staates. Berlin 1842—1849.

2) Zeitschrift für Bauwesen 1852.

3) Zeitschrift für Bauwesen 1866.

4) Vergl. Hacker, Stat. Bestimmung des Fachwerks im Raum bei schiefer Belastung. Zeitschrift für Bauwesen 1888, S. 43; desgl. Hannover'sche Zeitschrift 1888, S. 223 u. 1890, S. 25.

5) H. F. B. Müller-Breslau. Beitrag zur Theorie des räumlichen Fachwerks. Zentralblatt der Bauverwaltung 1891 u. 92.

6) Dr. A. Föppel, Das Fachwerk im Raum. Leipzig 1892 und Schweizerische Bauzeitung 1882, 1888 u. 1891.

7) Über Raumschwerke, neue Formen und Berechnungsweise für Kuppeln und sonstige Dachbauten von Dr. Zimmermann, Geh. Oberbaurat, Berlin 1901.

Nachstehend geben wir eine Zusammenstellung der wichtigeren in neuerer Zeit ausgeführten Zelt- und Kuppeldächer:

Jahr der Erbauung	Bezeichnung	Konstruktionsystem	Durchmesser des einbeschriebenen Kreises m	Pfeilhöhe m	Gewicht f. d. qm Grundfläche kg	Veröffentlicht
1863	Gasbehälter in der Holzmarktstraße zu Berlin, entworfen von J. W. Schwedler	Schwedler'sche Flachkuppel, Pappdach	30,9	3,9	28,5	Ztschr. f. Bauwesen 1866.
1863	Kuppel der neuen Synagoge, Berlin, von demselben	Steile Zwiebelkuppel nach demselben System. Zinddach auf Holzschalung	13,18	10,0	19,5	Allgem. Bauzeitg. 1868 und 1869, S. 302.
1865	Gasbehälter am Hellweg in Berlin, von demselben	Schwedler'sche Flachkuppel, Pappdach	40,8	6,8	26,6	Ztschr. d. Arch. u. Ing. Ver., Hannover 1870, S. 355.
1872—73	Locomotivschuppen auf Bahnhof Magdeburg	desgl.	55,01	14,5	—	Ztschr. d. Arch. u. Ing. Ver., Hannover 1876, S. 533.

Jahr der Erbauung	Bezeichnung	Konstruktionsystem	Durchmesser des einbeschriebenen Kreises m	Pfeilhöhe m	Gewicht f. d. qm Grundfläche kg	Veröffentlicht
1860-70	Zirkus Otto in Berlin	Flaches Zeltdach, Mantelkonstruktion.	37,32	—	—	Wiebes Skizzenbuch Hft. 18 und Brandt, Lehrbuch d. Eisenf. S. 536.
1873	Rotunde der Weltausstellung, Wien	Flaches Zeltdach auf eisernen Pfeilern, Deckung mittels Eisenblech.	104,78	—	—	Ztschr. d. österr. Arch- u. Ing.-Vereins 1873.
1874-75	Zirkus Fernando in Paris	Flaches Zeltdach auf gußeisernen Säulen.	22,5	—	—	Oppermann, Nouvell. annales de la constr. Paris 1776, S. 137.
1871-73	Gasbehälter des Gaswerks Erdberg bei Wien	Schwedler'sche Flachkuppel, Pappdach.	64,52	14,63	—	Wiebes Skizzenbuch, Heft 7.
1874-75	Gasbehälter in der Fichtestraße, Berlin	Desgl.	54,9	12,2	28,7	Ztschr. f. Bauwesen 1876.
1874	Kirche zu St. Blasien in Baden	Halbkreis-kuppel mit versteiften Sparren, Deckung mittels Kupfer auf Holzschalung.	35,0	17,5	115,5	Allgemeine Bauzeitung 1880, S. 45.
1878	Turmhelm der St. Petrikirche in Hamburg, entworfen von J. W. Schwedler	Steiles Zeltdach mit versteiften Ringen, Deckung mit gewelltem Kupferblech.	12	70	—	Ztschr. f. Bauwesen 1883, S. 165 u. Taf. 37-39.
1882	Umbau der neuen Kirche in Berlin. Kuppeldach, entworfen von Ingenieur R. Cramer	Schwedler'sche Flachkuppel, 20-Eck auf 5 eckigem Grundriß, Zinddach auf Holzschalung.	20	4,5	—	Ztschr. f. Bauwesen 1883, S. 163, Taf. 33. Siehe auch weiter unt. § 6 u. Taf. 68.
1883	Hygieneausstellung, Berlin, entworfen von Dr. Pröll & Scharowsky	Steile quadratische Kuppel mit versteiften Sparren, Glasdach.	18,50	9,2	—	Zentralbl. d. Bauverwalt. 1883, S. 57, 121 u. 347; siehe auch weiter unten § 7 u. Taf. 72.
1890	Vorhalle des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Halle a. S., entworfen vom Verfasser	Quadratische Mantelkuppel: Deckung mit verzinktem Eisenwellblech (doppelt) ohne Schalung.	34,2	9,35	104	Ztschr. f. Bauwesen 1892, S. 218-232.
1891	Kuppel über dem Sitzungssaal des Reichstagsgebäudes, entworfen von Dr. G. Zimmermann	Quadratische Mantelkuppel: Deckung mit Kupferblech und Glas.	Rechteck mit 38,7 bez. 34,7 m Seite	—	—	Ztschr. f. Bauwesen 1897, S. 511 u. Zentralblatt der Bauverwalt. 1901.

§ 2.

Das räumliche Fachwerk.

Soll bei einem ebenen Fachwerk (Kap. 6, § 3) ein neuer Knotenpunkt angeschlossen werden, so genügt es, diesen Punkt durch zwei Stäbe mit zwei Knotenpunkten des Fachwerkes zu verbinden. Bei dem räumlichen Fachwerk sind zum Anschluß eines neuen Punktes drei Verbindungsstäbe erforderlich, welche nicht in einer Ebene liegen dürfen.

Dementsprechend geht die Gleichung (1) für die statische Bestimmtheit des ebenen Fachwerkes

$$s + a = 2k$$

bei dem räumlichen Fachwerk über in

$$s + a = 3k \quad (1)$$

Es muß also die Anzahl der Stäbe und der Auflagerbedingungen zusammen das Dreifache der Anzahl der Knotenpunkte betragen. Denkt man sich jede Auflagerbedingung a durch einen Stab ersetzt, so nimmt Gleichung (1) die einfachere und allgemeinere Form

$$s = 3k \quad (2)$$

an.

Bei dem ebenen Fachwerk gab es nur zwei Arten von Lagern, feste und bewegliche, bei dem räumlichen Fachwerk sind drei Arten von Lagern möglich:

1) Feste Lager oder Punktlager, bei welchen das Lager sich nach keiner Richtung hin bewegen kann. Um den Lagerpunkt in dieser Art festzulegen, sind drei nicht in eine Ebene fallende Stützenkräfte notwendig und aus-

reichend, welche man sich auch durch drei Stäbe ersetzt denken kann. Für ein festes Lager sind somit bei Anwendung der Gleichung (2) stets drei Stäbe zu zählen.

2) Nach einer Richtung (entlang einer Linie) bewegliche Lager oder Linienlager, welche durch zwei Stäbe ersetzt werden können, mit deren Ebene die Linie, nach welcher der Lagerpunkt sich bewegen kann, einen rechten Winkel bildet.

3) Nach beliebigen Richtungen in einer Ebene bewegliche Lager oder Flächenlager, welche durch einen Stab ersetzt werden können, welcher rechtwinklich zu der Ebene steht, innerhalb welcher die Beweglichkeit des Lagers stattfindet.

Es sind somit bei Untersuchung der statischen Bestimmtheit eines Raumbachwerkes zu zählen:

- 3 Stäbe für jedes Punktlager,
- 2 Stäbe für jedes Linienlager,
- 1 Stab für jedes Flächenlager.

Wenn Gleichung (2) bei einem räumlichen Fachwerk erfüllt ist, so besagt dies zwar, daß das Fachwerk statisch bestimmt ist, es giebt aber noch keine Gewißheit über die Standsicherheit des Fachwerks. Ob ein solches Fachwerk auch standsicher ist, d. h. ob es unter jeder beliebigen Belastung praktisch brauchbare Spannungswerte der Stäbe liefert, muß noch besonders untersucht werden. Während bei dem ebenen Fachwerk die Standsicherheit gewöhnlich ohne weiteres erkannt werden kann, ist dies beim räumlichen Fachwerk nicht der Fall. Der rein rechnerische Nachweis der Standsicherheit ist ein sehr umständlicher; für die in der Regel vorkommenden Stabsysteme lassen sich indessen besondere Kennzeichen für die Standsicherheit angeben, was später bei Besprechung der einzelnen Systeme geschehen wird.

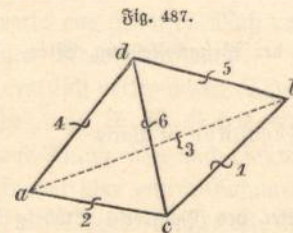
Ist $s > 3k$, so ist das räumliche Fachwerk statisch unbestimmt, und zwar sagt man:

- wenn $s = 3k + 1$, das Fachwerk ist einfach,
- " $s = 3k + 2$, " " " zweifach,
- " $s = 3k + n$, " " " n-fach

statisch unbestimmt. Mit den statisch unbestimmten räumlichen Fachwerken werden wir uns nicht beschäftigen aus den gleichen Gründen, welche bei dem ebenen Fachwerk hierfür bestimmend waren.¹⁾ (Vgl. S. 123.)

Das einfachste räumliche Fachwerk wird erhalten, wenn man an das einfachste ebene Fachwerk, das Dreieck

(abc in Fig. 487), einen außerhalb der Ebene dieses Dreiecks belegenen Punkt (d) anschließt, d. h. durch drei Stäbe (4, 5, 6) mit den drei Ecken a , b , c des Dreiecks verbindet. Es entsteht so ein Tetraeder, welches zwar bei Hochbauten keine unmittelbare Anwendung findet, welches aber als Ausgangspunkt für die Untersuchung räumlicher Stabwerke am geeignetsten erscheint.



Das Tetraeder hat sechs Stäbe und vier Knotenpunkte, für die statische Bestimmtheit fehlen also $3 \cdot 4 - 6 = 6$ Stäbe oder Auflagerbedingungen. Diese können geschaffen werden:

- a) durch 2 Punktlager,
- b) durch 1 Punktlager, 1 Linienlager und 1 Flächenlager,
- c) durch 3 Linienlager,
- d) durch 1 Punktlager und 3 Flächenlager,
- e) durch 2 Linienlager und 2 Flächenlager.

Es leuchtet sofort ein, daß der Fall a kein standfestes Fachwerk liefert, denn versieht man zwei beliebige Eckpunkte mit zwei festen Lagern, so wird der die beiden Eckpunkte verbindende Stab überflüssig und an seine Stelle muß eine weitere Auflagerbedingung treten, welche durch ein Flächenlager in einem der beiden übrigen Eckpunkte erfüllt wird. Würden also beispielsweise in a und c der Fig. 487 Punktlager angeordnet, so wird Stab 2 überflüssig und als Ersatz muß in b oder d (wir wählen b) ein Flächenlager angeordnet werden. Das so erhaltene Fachwerk ist statisch bestimmt und standsicher, letzteres jedoch nur unter der Voraussetzung, daß der für das Flächenlager in Punkt b zu denkende Ersatzstab nicht in die Ebene abc fällt (sondern soweit als möglich rechtwinklich dazu steht), weil sonst eine Drehung des Punktes b um die Achse ac stattfinden kann.

Wird statt des Flächenlagers in b ein Linienlager angeordnet, so muß, um die statische Bestimmtheit wiederherzustellen, ein weiterer Stab beseitigt werden, und zwar kann dies, wenn die Standsicherheit möglich bleiben soll, nur Stab 1 oder 3 sein. Das Fachwerk ist jedoch in diesem Falle nur dann standsicher, wenn das Linienlager so angeordnet wird, daß eine Drehung des Punktes b um $a-d$ oder $c-d$ ausgeschlossen ist. Wird beispielsweise Stab 1 entfernt und bildet die Ebene abc das Flächen-

1) Die Berechnung statisch unbestimmter räumlicher Fachwerke setzt die Kenntnis dieser Berechnung bei statisch unbestimmten ebenen Fachwerken voraus. Näheres hierüber ist zu finden in den Veröffentlichungen von H. F. W. Müller-Breslau, Zentralblatt der Bauverwaltung 1891 u. 92.

lager, so kann sich Punkt b innerhalb der Ebene abc um Punkt a drehen, wenn die Lagerlinie rechtwinklich zum Stab ab steht. Um diese Bewegung zu verhindern, wird man also der Lagerlinie eine andere Richtung zu geben haben, am sichersten eine solche, welche möglichst rechtwinklich zur ersteren steht, also mit der Richtung des Stabes ab zusammenfällt. Auch dieses Fachwerk mit vier Stäben, acht Auflagerbedingungen und vier Knotenpunkten ist alsdann statisch bestimmt und stand sicher.

Fall b. Wird beispielsweise in Punkt c das Punktlager, in a das Linien- und in b das Flächenlager angeordnet, so ist zur Bedingung zu machen, daß der Ersatzstab des Flächenlagers in b nicht in die Richtung von bc fällt, und daß ferner die Gleitlinie des Linienlagers in a weder parallel zu dem Ersatzstab in b, noch rechtwinklich zur Linie ac steht. Ist also der Ersatzstab in b rechtwinklich zur Ebene abc gerichtet (so daß sich also b innerhalb der Ebene abc bewegen kann), so wird die Gleitlinie des Lagers in a am besten in der Ebene abc und mit der Richtung ac zusammenfallend angeordnet.

Fall c. Wir nehmen den in der Praxis fast ausschließlich vorkommenden Fall an, daß die Lager in den drei Eckpunkten a, b und c nur Bewegungen innerhalb der Ebene abc ausführen können, daß also je ein Ersatzstab in den drei Lagern rechtwinklich zur Fläche abc steht. Es handelt sich dann nur um die Richtung der Gleitlinie, beziehungsweise die Richtung des zweiten Ersatzstabes innerhalb der Ebene abc. Es ist klar, daß die gegenseitige Lage der Gleitlinien so sein muß, daß keiner der drei Punkte a b c innerhalb der Ebene abc eine Drehung um einen der beiden anderen Punkte (auch nicht eine eng begrenzte Drehung) ausführen kann.

Es sind demnach beispielsweise solche Linienlager nicht brauchbar, deren Gleitlinien Tangenten zu dem umschriebenen Kreise des die Lager verbindenden Dreiecks bilden.

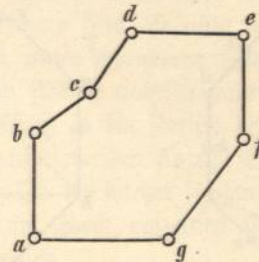
Ein allgemeines Verfahren zur Prüfung derartiger Linienlager auf die Unbeweglichkeit der die Lagerpunkte verbindenden Grundrißfigur wird weiterhin noch gegeben werden.

Die Fälle d und e, bei welchen alle vier Knotenpunkte des Fachwerkes Lager erhalten, kommen für Hochbaukonstruktionen nicht in Frage.

Aus vorstehender Betrachtung über die stand sichere und statisch bestimmte Lagerung eines einfachsten räumlichen Fachwerkes lassen sich bereits die wichtigsten Gesetze über die stand sichere Lagerung der Raumsachwerke überhaupt entnehmen. Es werde hierbei (was bei Hochbaukonstruktionen stets der Fall) vorausgesetzt, daß sämtliche Lager eines Raumsachwerkes in einer Ebene liegen. Verbindet man ferner die einzelnen Lagerpunkte durch einen in sich geschlossenen Stabzug (Fig. 488), so nennt man diesen

den Fußring des räumlichen Stabwerkes. Ist der Fußring fest und unverschieblich gelagert, so kann auf ihm jedes beliebige Raumsachwerk aufgebaut werden, indem man jeden neuen Knotenpunkt mittels drei Stäben (welche nicht in einer Ebene liegen dürfen) an drei vorhandene Knotenpunkte anschließt.

Fig. 488.



Für die stand sichere Lagerung des Fußringes gelten nun (und zwar allgemein für beliebige Grundrißfiguren) die nachfolgenden Sätze:

1) Ist n die Anzahl der Lager, a die Zahl der Auflagerbedingungen (Auflagerstäbe), s_0 die Anzahl der Stäbe des Fußringes, so muß

$$a + s_0 = 3n \quad \dots \quad (3)$$

sein.

Sind alle Lager Punktlager, so ist $a = 3n$ und demnach $s_0 = 0$, die Stäbe des Fußringes sind alsdann sämtlich überflüssig. — Sind alle Lager Linienlager, so ist $a = 2n$ und $s_0 = n$, es müssen somit in diesem Falle sämtliche Stäbe des Fußringes vorhanden sein. — Sind die Lager zur Hälfte fest, zur Hälfte Flächenlager, so ist

$$a = \frac{3n}{2} + \frac{n}{2}$$

und demnach

$$s_0 = 3n - \frac{4 \cdot n}{2} = n,$$

mithin sind in diesem Falle gleichfalls sämtliche Stäbe des Fußringes notwendig.

Ergiebt sich $s_0 > n$, so müssen außer den Ringstäben noch Diagonallstäbe eingezeichnet werden.

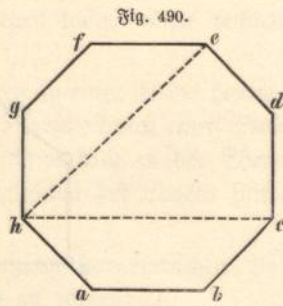
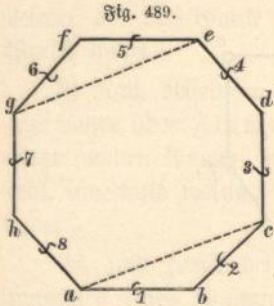
2) Jedes Linienlager muß mit mindestens einem Stabe, welcher nicht rechtwinklich zur Gleitlinie stehen darf, jedes Flächenlager mit mindestens zwei Stäben an feste Lagerpunkte angeschlossen sein.

Sind somit Punkt- und Flächenlager vorhanden, so muß je ein Flächenlager mit zwei Punktlagern durch zwei Stäbe verbunden sein.

Als feste Lagerpunkte sind hierbei nicht nur Punktlager zu verstehen, sondern auch Linien- und Flächenlager, sofern sie ihrerseits feste Lagerpunkte eines in sich stand sichereren Fußringes bilden.

Ein Beispiel möge diese Sätze näher erläutern. Es seien acht Lager in den Ecken eines regelmäßigen Achtecks

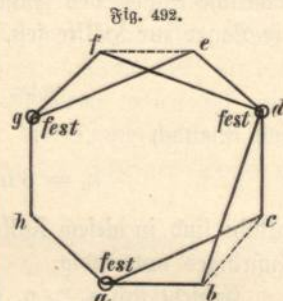
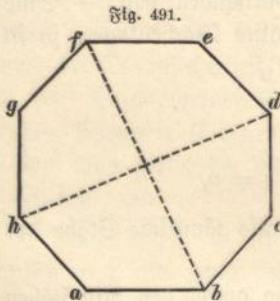
vorhanden (Fig. 489), mithin ist $n = 8$. Werden in sämtlichen acht Ecken Punktlager angeordnet, so sind sämtliche Stäbe 1 bis 8 des Fußringes überflüssig. Werden in den vier Ecken a, c, e, g Punktlager angeordnet und sämtliche Stäbe des Fußringes beibehalten, so sind die Lager b, d, f, h als Flächenlager zu gestalten.



Sollen nur in a, d und g Punktlager, in allen übrigen Ecken aber Flächenlager angeordnet werden, so sind nach Gleichung (3)

$$s_0 = 3n - a = 3 \cdot 8 - (3 \cdot 3 + 5) = 10$$

Stäbe des Fußringes erforderlich. Außer den acht Seitenstäben des Vielecks müssen daher noch zwei Diagonalstäbe eingezogen werden, und zwar sind diese so zu ziehen, daß jedes Flächenlager mit je zwei Stäben an zwei feste Lagerpunkte angeschlossen ist. Dies kann in verschiedener Weise durch die punktiert gezeichneten Stäbe der Fig. 489, 490 und 491 geschehen.

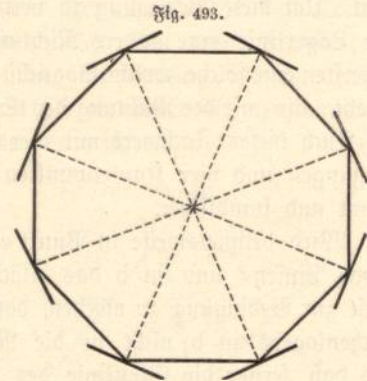


Es können aber auch Stäbe in den Vieleckseiten weggelassen und dafür Diagonalen eingezogen werden. So sind in Fig. 492 die Stäbe bc und ef beseitigt und dafür die Diagonalen fd und bd eingezogen worden.¹⁾

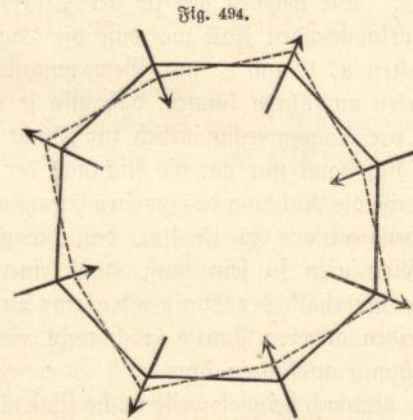
Sind sämtliche acht Lager Linienlager, so sind sämtliche acht Ringstäbe für die Standicherheit erforderlich und ausreichend. Die Gleitlinien der Lager müssen jedoch hierbei so angeordnet sein, daß jede Veränderung der Winkel des Fußringes ausgeschlossen ist. Nicht zulässig ist es daher, wenn die Gleitlinien beispielsweise Tangenten zum umschrie-

1) Diese Art der Lagerung ist bei der Kuppel des Berliner Domes zur Anwendung gekommen, woselbst sich je zwei Flächenlager zwischen zwei Punktlagern befinden.

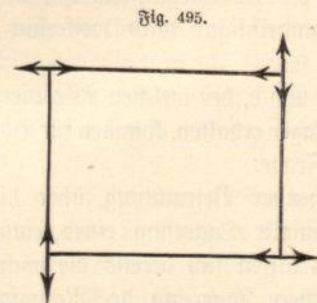
benen Kreis des Achtecks bilden, wie bei Fig. 493, weil sich dann sämtliche Lager um den Mittelpunkt drehen können.



Fernerhin dürfen die Gleitlinien nicht mit dem Halbmesser des umschriebenen Kreises zusammenfallen, da alsdann der Ring sich in der in Fig. 494 punktiert dargestellten Weise verschieben kann. Es leuchtet hiernach ein, daß diejenige Lage der Gleitlinie die sicherste ist, welche das Mittel zwischen den beiden vorbenannten unzulässigen Lagen bildet. Eine



geeignete Stützungsart ist es jedoch bereits, wenn die Gleitlinien in der Verlängerung der Ringseiten oder rechtwinklich dazu gezogen werden. Die Stützung wird um so sicherer,



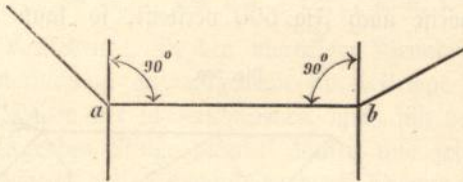
je geringer die Seitenzahl der Grundrissfigur wird und bei rechteckigem Grundriß decken sich, wie Fig. 495 zeigt, beide Stützungsarten.

Die Stützungsart, bei welcher die Gleitlinien rechtwinklich zu den Grundrissseiten stehen, ist in praktischer

Hinsicht am bemerkenswertesten, da alsdann die wagrechten Lagerdrücke in der Richtung der Ringseite auf das Mauerwerk wirken, also in der Richtung, in welcher die unterstützenden Mauern einem Umsturzmoment in der Regel den größten Widerstand entgegensetzen.¹⁾

Hierbei ist der besondere Fall zu betrachten, in welchem die Gleitlinie der durch einen Stab des Fußringes verbundenen benachbarten Linienlager beide rechtwinklig zu diesem Stab, also unter sich parallel wie in Fig. 496

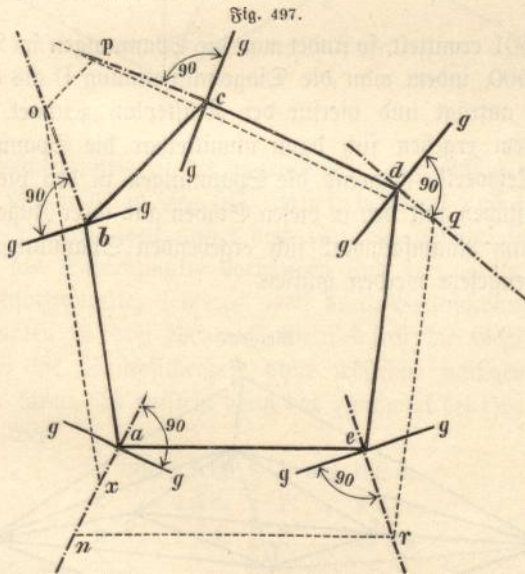
Fig. 496.



angeordnet sind. Es leuchtet ein, daß in diesem Falle der Stab ab durch die Bewegung der Linienlager nicht in Mitleidenschaft gezogen wird, sondern spannungslos bleibt. Der Stab ist dann ebenso überflüssig, als wenn er sich zwischen zwei Punktlagern befände und darf daher bei der Untersuchung der statischen Bestimmtheit nicht mitgezählt

1) Ein einfaches Verfahren zur Untersuchung der Unverschieblichkeit eines nur durch Linienlager gestützten Fußringes ist von Müller-Breslau angegeben worden.

In Fig. 497 seien die stark ausgezogenen Linien gg die für ein Raumbachwerk angenommenen Gleitlinien, es soll untersucht werden, ob der Fußring festgelagert ist.



Man errichte in sämtlichen Eckpunkten Winkelrechte zu den Gleitlinien, setze in einem der Eckpunkte, beispielsweise in a, eine beliebige Strecke a-n auf der Winkelrechten ab und ziehe dann durch n eine zu a e Parallele, welche die Winkelrechte der Ecke e im Punkt r schneidet. Man ziehe ferner r q || e d, q p || d c, p o || c b und o x || b a. Fällt x nicht mit n zusammen, so ist der Fußring standsicher, im anderen Falle nicht.

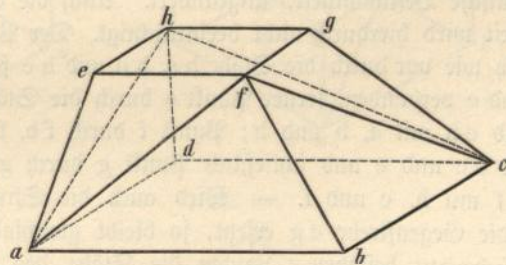
werden. Alsdann ist der Fußring für sich allein betrachtet nicht mehr räumlich statisch bestimmt und somit auch nicht mehr in sich unverschieblich. Um die statische Bestimmtheit wiederherzustellen, muß daher das auf dem Fußring aufgebaute Raumbachwerk einen Stab mehr erhalten, als es für die statische Bestimmtheit ohne Berücksichtigung des Fußringes notwendig wäre.

Dieser besondere Fall ist nicht unwichtig, da er die Handhabe bietet, unter besonderen späterhin zu erörternden Verhältnissen ein statisch unbestimmtes Raumbachwerk (mit überzähligen Stäben) in ein statisch bestimmtes (durch Beseitigung einer entsprechenden Anzahl Stäbe des Fußringes) zu verwandeln. Ob ein solches Fachwerk dann auch standsicher ist, muß in jedem einzelnen Falle noch besonders nachgewiesen werden.

* * *

Auf jedem in sich statisch bestimmten und unverschieblichen Fußring kann nun, wie bereits erwähnt, jedes beliebige Raumbachwerk errichtet werden, indem man jeden neuen Knotenpunkt durch drei (nicht in eine Ebene fallenden) Stäbe an drei vorhandene Knotenpunkte anschließt. In dieser Weise kann man sich auch das bei Hochbauten fast ausschließlich gebräuchliche Schwedler'sche Raumbachwerk (§ 1) entstanden denken. Fig. 498 stellt ein solches

Fig. 498.



Fachwerk über einem rechteckigen Grundriß dar. abcd ist der Fußring, efg h der obere Ring, a e, b f, c g und d h sind die Gratsparren und a f, c f, c h und a h die Streben (Diagonalen). Die Eckpunkte abcd des Fußringes sind nach der Voraussetzung unverschieblich gelagert, Punkt f ist durch die drei nicht in einer Ebene liegenden Stäbe f a, f b, f c mit den festen Punkten a b c verbunden und damit selbst festgelegt. Ebenso ist Punkt h mit a, d und c verbunden. Schließlich ist Punkt e durch die Stäbe e f, e h und e a mit den Punkten f, h, a und Punkt g durch die Stäbe g f, g h und g c mit den Punkten f h c verbunden. Das Fachwerk ist somit standsicher. Da es ferner außer dem Fußring vier Knotenpunkte und zwölf Stäbe besitzt, so ist es auch statisch bestimmt.

Der gleiche Nachweis läßt sich auch für jedes beliebige Vieleck führen.

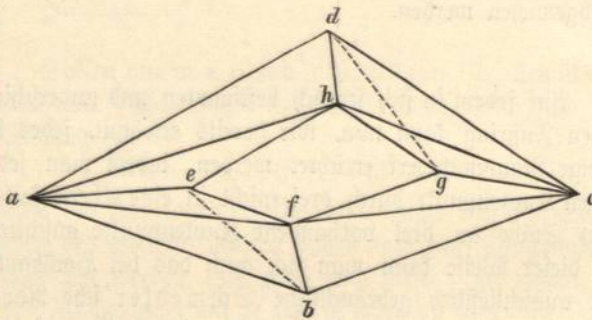
§ 3.

Umformung der Stabsysteme.

Jedes Stabsystem läßt sich unter unveränderter Beibehaltung der Knotenpunkte und der Stabzahl durch Wegnahme einzelner Stäbe und Anbringung einer gleichen Anzahl neuer Stäbe umformen, ohne daß hierdurch die statische Bestimmtheit geändert wird. Ob das so gebildete neue Stabsystem auch standsicher ist, muß in jedem Falle besonders untersucht werden.

Ersetzt man in dem in Fig. 499 im Grundriß dargestellten vierseitigen Kuppelfachwerk die Strebe af durch die punktiert gezeichnete Gegenstrebe be , so bleibt die Zahl

Fig. 499.



der Knotenpunkte und die Zahl der Stäbe, mithin auch die statische Bestimmtheit, ungeändert. Auch die Standsicherheit wird hierdurch nicht beeinträchtigt. Der Punkt h ist nach wie vor durch die Stäbe ha , hd und hc fest mit a , d und c verbunden, ferner Punkt e durch die Stäbe ea , eb und eh mit a , b und h ; Punkt f durch fb , fc und fe mit b , c und e und schließlich Punkt g durch gh , gc und gf mit h , c und f . — Wird auch die Strebe hc durch die Gegenstrebe dg ersetzt, so bleibt gleichfalls die Standsicherheit bestehen. Laufen die Stäbe des oberen Ringes parallel denen des unteren, so sind die Vierecke $abfe$ u. s. w. ebene Vierecke (Trapeze). Wird in einem solchen ebenen Viereck eine Diagonale durch die Gegendiagonale ersetzt, so bleibt die Steifheit dieses Vierecks nach wie vor bestehen und es wird in seinem Verhältnis zu dem übrigen Fachwerke nichts geändert.

Dieser Satz gilt allgemein für alle ebenen im Raumfachwerk befindlichen Stabvierecke, sofern diese durch in derselben Ebene liegende Diagonalen in einzelne Dreiecke zerlegt und dadurch versteift sind. Ein solches versteiftes Viereck nennt man eine ebene Scheibe (vergl. S. 274) und man kann daher sagen:

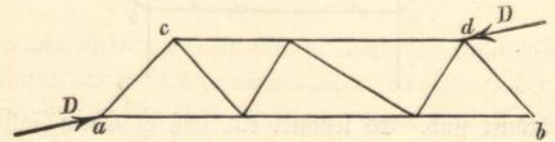
Jede ebene Scheibe im Raumfachwerk kann durch eine beliebige andere Scheibe ersetzt werden, ohne daß sich hierdurch in dem Gesamtverhalten des Fachwerkes irgend

etwas ändert, sofern nur die Knotenpunkte, mittels welcher die alte und die neue Scheibe mit dem Raumfachwerk verbunden sind, dieselben bleiben.

Durch die Änderung der Versteifungsstäbe einer ebenen Scheibe entstehen Spannungsänderungen nur in den zur Scheibe gehörigen Stäben des Raumfachwerkes, nicht aber in den übrigen nicht zur Scheibe gehörigen Stäben.

Ist daher in einem Raumfachwerk ein an den Ecken a b c d mit dem übrigen Raumfachwerk verbundenes Viereck beispielsweise nach Fig. 500 versteift, so kann man zur

Fig. 500.



Vereinfachung der rechnerischen Untersuchung ohne weiteres statt dessen das in Fig. 501 dargestellte Viereck setzen. Sind dann die Spannungen in den Stäben des Vierecks

Fig. 501.

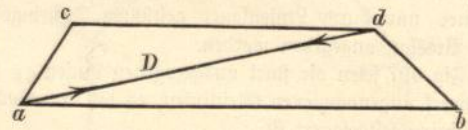
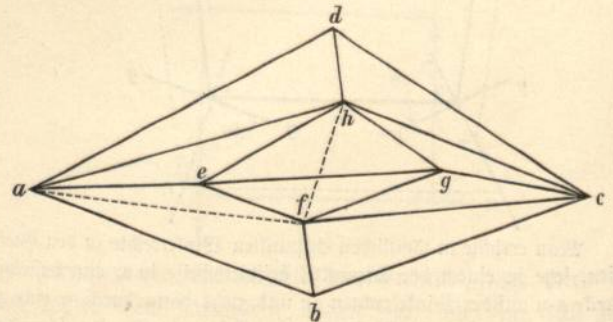


Fig. 501 ermittelt, so findet man die Spannungen im Viereck Fig. 500, indem man die Diagonalspannung D als äußere Kraft anträgt und hierfür den Kräfteplan zeichnet. Aus letzterem ergeben sich dann unmittelbar die Spannungen des Netzwerkes, während die Spannungen in den vier Umfangsstäben mit den in diesen Stäben aus ihrer Zugehörigkeit zum Raumfachwerk sich ergebenden Spannungen zusammengesetzt werden müssen.

Fig. 502.



Eine andere Umformung des in Fig. 499 dargestellten Stabgebildes kann dadurch bewirkt werden, daß man nach

Fig. 502 eine der Diagonalen in den Seitenflächen (beispielsweise a f) durch eine im oberen Ring gezogene Diagonale (e g) ersetzt. Auch dieses System ist standsficher. Um dies nachzuweisen, ersetze man die Diagonale e g durch h f, was zulässig, wenn der obere Ring ein ebenes Viereck ist. Dann ist fest verbunden:

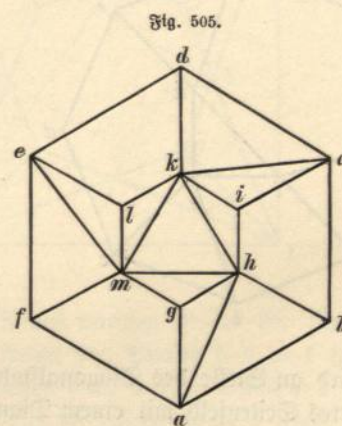
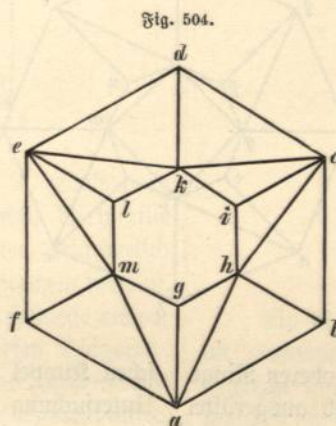
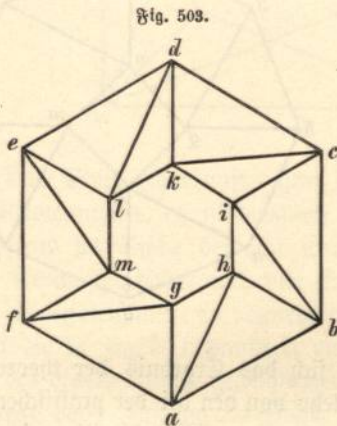
Punkt h durch h a, h d, h c mit a, d, c,
 " f " f b, f c, f h " b, c, h,
 " g " g c, g h, g f " c, h, f,
 " e " e a, e h, e f " a, h, f.

Die vorstehende, für den viereckigen Grundriß ange-
 stellte Untersuchung gilt allgemein für beliebige Vielecke,
 wenn die Seiten der in verschiedenen, unter sich parallelen
 Ebenen liegenden Ringe parallel laufen und sofern nur
 noch mindestens drei Seitenflächen durch Diagonalen ver-
 steift bleiben.

gleichgültigen, an die Punkte g, i und l anschließenden je
 drei, zusammen neun Stäbe. Dann bleibt das Fachwerk
 der Fig. 506 übrig. Man nehme nun an, der Punkt h
 drehe sich um die Achse a b, indem er sich hebt oder senkt.
 Einer Senkung des Punktes h muß eine Hebung des
 Punktes m entsprechen, da die Länge des Ringstabs m h
 sich nicht ändern kann und die Drehachse e f ebenso wie
 a b als Bestandteil des Fußringes festliegt. Der Hebung
 des Punktes m muß wiederum eine Senkung von k und
 letzterer eine Hebung von h entsprechen. Es müßte sich
 also h gleichzeitig senken und heben, was unmöglich ist.

Da andere Bewegungen von h, k, m als die Drehung
 um die festgelagerten Achsen a b, c d, e f nicht denkbar
 sind, so ist mithin das Fachwerk standsficher.

Bei der achtsseitigen abgestumpften Pyramide entsteht
 durch Vertauschung von fünf Diagonalen in den Seiten-
 flächen mit fünf Stäben der oberen Ringebene das Fach-



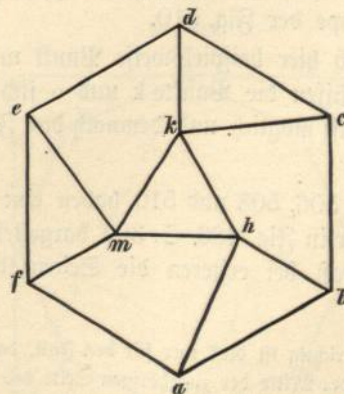
Beispielsweise ist die abgestumpfte, regelmäßig sechs-
 seitige Pyramide in Fig. 503 statisch bestimmt und stand-
 ficher; ersteres, weil außer dem Fußring dreimal so viel
 Stäbe als Knotenpunkte vorhanden sind (18 Stäbe und
 sechs Knotenpunkte), letzteres, weil durch Vertauschung der
 Diagonalen in drei ebenen Feldern durch die Gegen-
 diagonalen die Standsficherheit ohne weiteres nachgewiesen
 werden kann. Es entsteht dann das Fachwerk der Fig. 504,
 bei welchem

h mit a b c, || i mit h k c,
 k " c d e, || l " k m e,
 m " e f a, || g " m a h

fest verbunden sind.

Vertauscht man nunmehr die Diagonalen in drei
 Seitenflächen mit drei Diagonalen in der oberen Ring-
 ebene, so erhält man das in Fig. 505 dargestellte Fach-
 werk, welches gleichfalls standsficher ist. Um dies nach-
 zuweisen, entfernt man zunächst die für die Standsficherheit

Fig. 506.



werk der Fig. 507. Läßt man hierbei die für die Stand-
 ficherheit nicht in Betracht kommenden Stäbe weg, so
 entsteht das Fachwerk der Fig. 508. Man erkennt, daß
 dieses Gebilde hinsichtlich der Standsficherheit ganz gleich
 dem in Fig. 506 dargestellten und demnach gleichfalls
 standsficher ist.

Fig. 507.

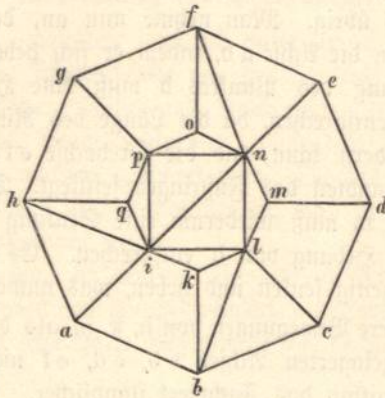


Fig. 508.

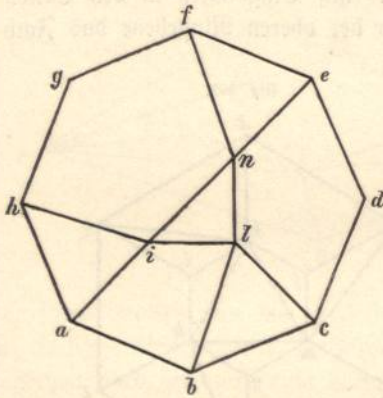


Fig. 509.

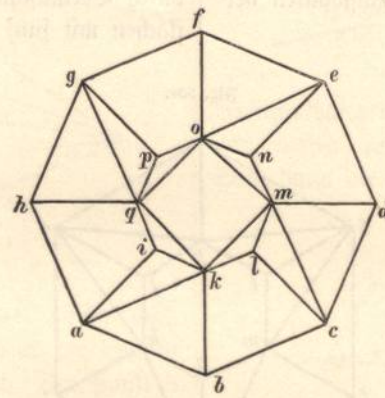
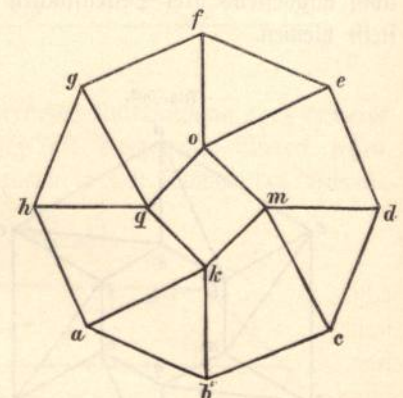


Fig. 510.



Wird an Stelle des Diagonalstabes im oberen Ringe ein viertes Seitenfeld mit einem Diagonalstab ausgerüstet so entsteht das in Fig. 509 dargestellte Fachwerk und nach Beseitigung der für die Standicherheit gleichgültigen Stäbe das Stabgerippe der Fig. 510.

Senkt sich hier beispielsweise Punkt *m* bei Drehung um *cd*, so müssen die Punkte *k* und *o* sich heben, *q* sich senken. Dies ist möglich und demnach das Fachwerk nicht standfester.¹⁾

Die Fig. 506, 508 und 510 haben eine gewisse Ähnlichkeit mit der in Fig. 486, S. 309 dargestellten Netzwerkkuppel, nur daß bei ersteren die Seitenzahl des oberen

1) Genau richtig ist dies nur für den Fall, daß die Ecken des oberen Vierecks der Mitte der zugehörigen Seite des unteren Achtecks gegenüberliegen, da nur dann die Hebung und Senkung der gegenüberliegenden Endpunkte des oberen Vierecks gleich groß sind. Im anderen Falle müßte ein und derselbe Punkt zwei verschieden große Senkungen bez. Hebungen gleichzeitig ausführen, was nicht möglich ist. Ein System nach Fig. 510 ist daher theoretisch noch standfester. Da es aber durch geringfügige Verschiebungen, sowie Ungenauigkeiten der Ausführung labil werden kann, so wird man es in praktischer Hinsicht als nicht standfester bezeichnen müssen.

Ringes halb so groß ist als die des unteren, während bei Fig. 486 die Seitenzahl bei beiden Ringen die gleiche ist.

Von der Netzwerkkuppel läßt sich auf Grund der gleichen Betrachtung, wie sie oben für die Schwedler'sche Kuppel mit versteiftem oberem Ring angewendet wurde, darthun, daß die Kuppeln mit gerader Seitenzahl nicht standfester, die mit ungerader Seitenzahl aber standfester sind. Je größer nun aber die Seitenzahl wird, desto mehr verschwindet der Unterschied zwischen der standfesteren Kuppel mit gerader Seitenzahl und der nicht standfesteren mit ungerader Seitenzahl, es werden alsdann beide Systeme in Rücksicht auf die bei der Ausführung unvermeidlichen Abweichungen von der theoretischen Konstruktionsform praktisch unbrauchbar. Aber auch bei der Schwedler's

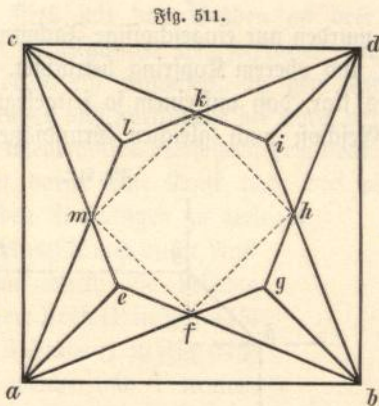
chen Kuppel entfernt sich das Ergebnis der theoretischen Untersuchung um so mehr von den bei der praktischen Ausführung tatsächlich vorhandenen Verhältnissen, je größer die Seitenzahl der Kuppel ist, woraus die Regel folgt, bei allen Kuppelkonstruktionen die Seitenzahl möglichst zu beschränken und auch dann noch die Netzwerkkuppeln, wenn überhaupt, so doch nur bei ungerader Seitenzahl anzuwenden.

Bei Turmhelmen und bei Kuppeln über Räumen von rechteckigem Grundriß kommt es mehrfach vor, daß die Seitenzahl des oberen Ringes von der des unteren abweicht. Laufen hierbei die entsprechenden Seiten des oberen und unteren Ringes parallel, so sind die Seitenflächen des Systems zum Teil ebene Vierecke wie bei den Schwedler'schen Kuppeln, zum Teil Dreiecke wie bei den Netzwerkkuppeln; laufen die Seiten des oberen und unteren Ringes nicht parallel, so handelt es sich um ein reines Netzwerkkuppel mit lauter in verschiedenen Ebenen liegenden Dreiecken.

Bei den am meisten vorkommenden Stabwerken dieser Art ist der eine Ring ein Achteck, der andere ein Rechteck, und zwar pflegt bei Turmhelmen der untere Ring ein

Rechteck, der obere ein Achteck, bei Kuppeln umgekehrt der untere ein Achteck, der obere ein Rechteck zu sein. Die beiden Fälle sind in Fig. 511 und Fig. 515 im Grundriß dargestellt. Das System in Fig. 515 hat beispielsweise bei der Kuppel über dem Sitzungsaal des Reichstagsgebäudes in Berlin und bei der Kuppel über der Eingangshalle des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Halle Anwendung gefunden.

Betrachten wir zunächst Fig. 511.



Das System hat außer dem Fußring 20 Stäbe und acht Knotenpunkte, es ist demnach nicht stabil, da hierfür mindestens 24 Stäbe bei acht Knotenpunkten erforderlich sind. Es müssen daher noch vier Stäbe eingezeichnet werden, ohne die Knotenpunkte zu vermehren. Versuchsweise mögen hierzu die in Fig. 511 punktiert eingezeichneten Diagonalstäbe des oberen Ringes gewählt werden. Das Fachwerk hat nunmehr ohne Fußring 24 Stäbe und acht Knotenpunkte, ist somit statisch bestimmt. Es bleibt noch zu untersuchen, ob es auch standsicher ist. Nach Weglassung der für die Standsicherheit gleichgültigen Stäbe erhält man das Stabsystem der

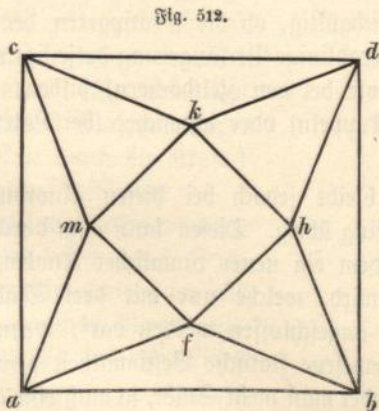
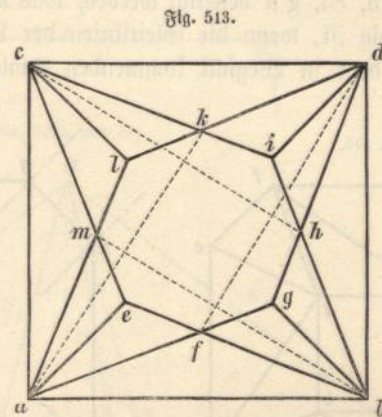


Fig. 512, welches eine Netzwerkkuppel mit gerader Seitenzahl darstellt und demnach nicht standsicher ist. Die versuchte Lösung ist somit nicht brauchbar. Die Standsicherheit wird in

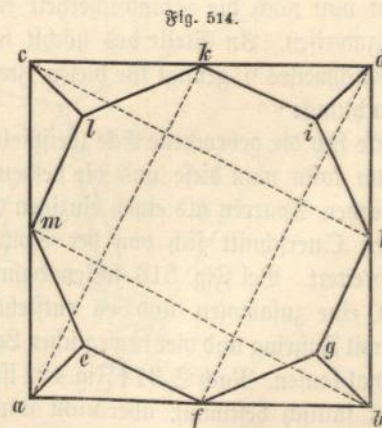
derartigen Fällen am besten erreicht, wenn die vier fehlenden Stäbe teilweise durch den Innenraum gezogen werden, und zwar verbindet man zweckmäßig (in Fig. 513 punktiert gezeichnet) Punkt f mit d, h mit c, k mit a und m mit b. Jeder der vier Punkte f, h, k, m ist alsdann durch drei nicht in einer Ebene liegende Stäbe mit den festen Punkten des Fußringes verbunden, ferner ist

e durch die Stäbe e a, e m, e f,
 g " " " g b, g f, g h,
 i " " " i d, i h, i k,
 l " " " l c, l k, l m

festgelegt.



Ein Spezialfall des vorigen ist der bei Turmhelmen oft vorkommende, wobei die Punkte h, k, m, f (Fig. 514) senkrecht über die Seiten b-d, d-c, c-a und a-b zu liegen kommen, so daß die vier Giebeldreiecke a f b, b h d, d k c und c m a entstehen. Werden hierbei die Giebel gemauert, so



können die Stäbe a b, b d, d c, c a des Fußringes gewöhnlich nicht ausgeführt werden, die Lager a, b, c, d sind dann als Punktlager auszubilden (vergl. § 2) und mit dem Mauerwerk zweckentsprechend zu verankern.

Bei dem System nach Fig. 515 sind außer dem Fußring 16 Stäbe und vier Knotenpunkte vorhanden, es sind daher vier Stäbe zu viel vorhanden.

Entfernt man die vier Diagonalen, so wird das System, wie leicht einzusehen, labil, entfernt man die vier Stäbe des oberen Ringes, so bleibt das System zwar stabil, denn es ist jeder der Punkte i k l m durch je drei Stäbe mit drei festen Punkten des Fußrings verbunden, aber ein derartiges Fachwerk würde praktisch unbrauchbare Stabspannungen ergeben. Es erübrigt somit nur, den Fußring und die Lagerbedingungen einzuschränken. Dies kann dadurch geschehen, daß von den acht Stäben des Fußrings vier, und zwar entweder die Stäbe b c, e d, f g, h a oder die Stäbe a b, c d, e f, g h beseitigt werden, was nach S. 315 dann zugänglich ist, wenn die Gleitlinien der Lager rechtwinklich zu dem in Wegfall kommenden Stab des Fuß-

für die beiden Gratsparren je ein einziger gesetzt werden kann, so entfallen auf jedes der vier Lager zwei sich rechtwinklich kreuzende Gleitlinien, diese Lager werden daher zu festen Punktlagern und es liegt eine vierseitige Kuppel ohne Fußring mit vier Punktlagern vor, welche nach S. 314 u. 315 sowohl statisch bestimmt als auch standficher ist. Da die für eine sehr kleine Ecke angestellte Betrachtung auch für jede beliebige Größe der Schrägseite ihre Gültigkeit behält, so ist die Anordnung für alle Seitenabmessungen brauchbar.

* * *

Bisher wurden nur eingeschossige Fachwerke mit unterem Fußring und oberem Kopfring betrachtet. Es ist aber ohne weiteres klar, daß auf einem so festgelegten Fachwerk ein zweites Geschoß nach gleichen Grundsätzen aufgebaut

Fig. 517.

Fig. 515.

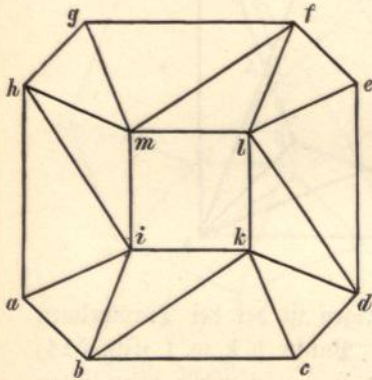
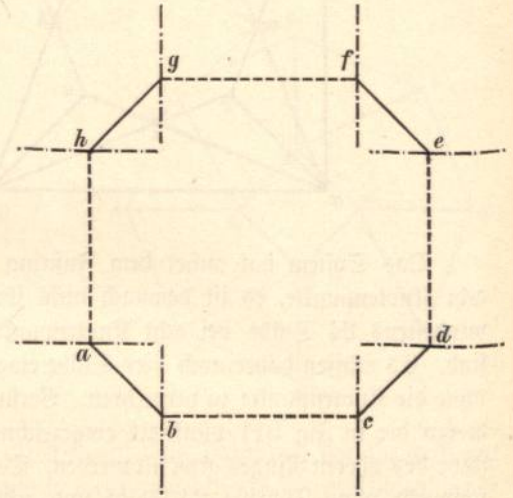
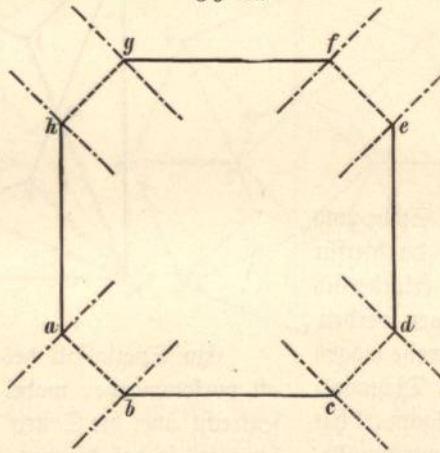


Fig. 516.



ringes angeordnet werden, also entweder nach Fig. 516 oder nach Fig. 517.

Es bleibt nun noch die Standsicherheit eines solchen Systems nachzuweisen. An Stelle des höchst langwierigen rechnerischen Nachweises ¹⁾ genügt für diesen Zweck folgende einfache Betrachtung:

Man denke sich die gebrochene Ecke (beispielsweise a - b) sehr klein, dann kann man diese und die beiden in Punkt i zusammenlaufenden Sparren als einen einzigen Gratsparren ansehen, dessen Querschnitt sich von der Spitze nach der Basis zu verbreitert. Bei Fig. 516 fallen dann die beiden Gleitlinien in eine zusammen und es entsteht eine vierseitige Kuppel mit Fußring und vier beweglichen Lagern, deren Gleitlinien radial laufen. Nach S. 314 Fig. 494 ist ein solches Fachwerk zwar statisch bestimmt, aber nicht standficher, die Anordnung nach Fig. 516 ist somit nicht brauchbar. Anders verhält es sich jedoch mit dem Fachwerk der Fig. 517. Wird hier die abgestumpfte Ecke sehr klein gedacht, so daß

werden kann, indem die Knotenpunkte des Kopfringes, welche durch die standfichere Verbindung mit dem Fußring zu unverschieblichen Lagerpunkten geworden sind, als Fußring für das neue Geschoß angesehen werden. Es ist hierbei ganz gleichgültig, ob die Gratsparren des neuen Geschoßes die geradlinige Verlängerung derjenigen des unteren Geschoßes (wie bei den Zeltdächern) bilden, oder ob sie stärker (bei Kuppeln) oder schwächer (bei Laternenwänden) geneigt sind.

Stets bleibt jedoch bei diesen Anordnungen oben ein offener Ring übrig. Diesen kann man durch eine Spitze schließen, indem ein neuer räumlicher Knoten, die Spitze, hinzugefügt wird, welche nur mit drei Stäben an dem oberen Ring angeschlossen werden darf, wenn die vorher vorhanden gewesene statische Bestimmtheit gewahrt bleiben soll. Verwendet man mehr Stäbe, so muß eine entsprechende Anzahl aus dem übrigen Fachwerk beseitigt werden, wozu die früheren Ausführungen die Handhabe bieten. In der Regel wird man jedoch hiervon keinen praktischen Gebrauch machen, da die Berechnung derartiger Systeme, auch wenn

1) Der rechnerische Nachweis ist durchgeführt in der Abhandlung „Über Raumfachwerke“ von Dr. Zimmermann, Berlin 1901.

sie statisch bestimmt sind, sehr zeitraubend ist. In welcher Weise man die gleichen Zwecke durch einfachere Näherungsverfahren erreichen kann, wird später gezeigt werden.

§ 4.

Ermittlung der Stabspannungen.

(Allgemein für beliebige Raumbachwerke und beliebige Belastung.)

Ist ein Raumbachwerk so aufgebaut, daß ein neuer Knotenpunkt stets mit drei Stäben an drei vorhandene Knotenpunkte angeschlossen ist, so lassen sich die Stabspannungen durch ein einfaches, an dem letzten Knotenpunkt beginnendes und schrittweise bei jedem vorhergehenden Knotenpunkt wiederholtes Verfahren ermitteln. Dies Verfahren besteht darin, eine Kraft nach drei nicht in einer Ebene liegenden Richtungen zu zerlegen.

Bei der Ausführung dieser Aufgabe legt man durch die beliebige gerichtete äußere Kraft (P in Fig. 518) und einen der 3 Stäbe (1 in Fig. 518) eine Ebene, welche wir I nennen wollen. Eine zweite Ebene II wird durch die beiden anderen Stäbe (2 und 3 in Fig. 518) gebildet. Beide Ebenen I und II schneiden sich in einer Geraden ($a b$ in Fig. 518). Die Kraft P wird nun zuerst innerhalb der Ebene I in zwei Seitenkräfte zerlegt, wovon die eine (S_1) mit dem in der Ebene I liegenden Stab 1, die andere R mit der Schnittlinie $a b$ beider Ebenen zusammenfällt. Dann wird die letztere Seitenkraft R in Ebene II wieder in zwei Seitenkräfte S_2 und S_3 zerlegt, welche mit den beiden in dieser Ebene liegenden Stäben 2 und 3 zusammenfallen. Hiermit sind die 3 Stabspannungen S_1, S_2, S_3 , welche durch die Kraft P verursacht werden, bestimmt.

Die Ermittlung der Spannungswerte erfolgt am besten durch Zeichnung unter Zuhilfenahme einer senkrechten und wagerechten Projektionsebene in der aus Fig. 519 ersichtlichen Weise. Die Stabrichtungen S_1, S_2, S_3 und die Kraft P sind im Aufriß und Grundriß gegeben.

Man legt durch den Aufriß (Fig. 519a) eine wagerechte Ebene $a b$, welche S_1, S_2, P, S_3 in den Punkten 1,

Fig. 518.

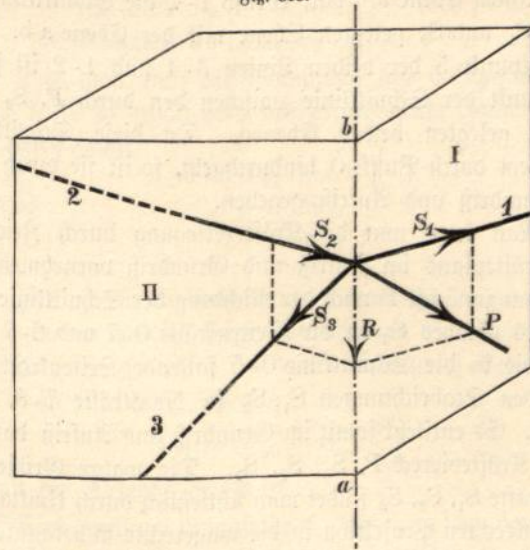
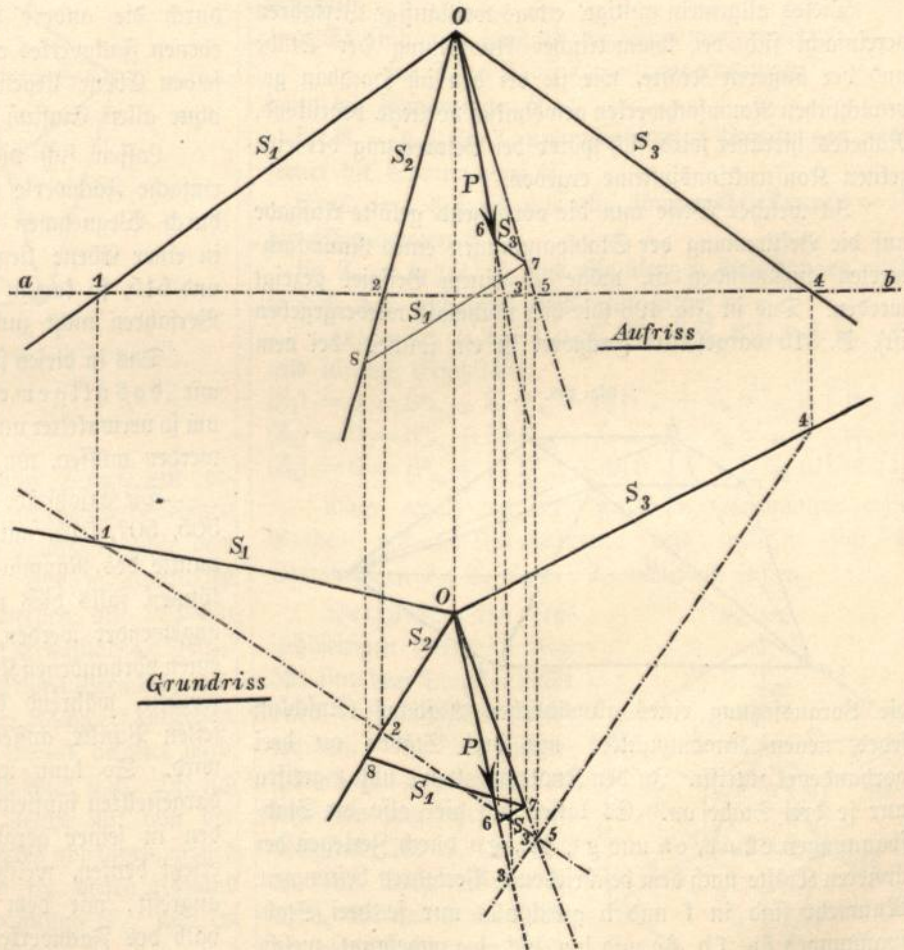


Fig. 519a und b.



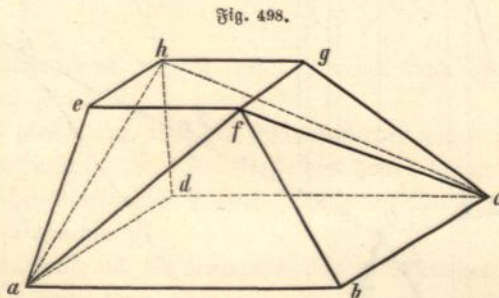
2, 3, 4 schneidet. Diesen Punkten entsprechen die mit gleichen Ziffern bezeichneten Punkte im Grundriß (Fig. 519 b). Legt man nun durch P und S_3 eine Ebene, so stellt die Linie 3-4 im Grundriß die Schnittlinie dieser Ebene mit der

wagerechten Ebene $a b$ dar, ebenso 1-2 die Schnittlinie der durch S_1 und S_2 gelegten Ebene mit der Ebene $a b$. Der Schnittpunkt 5 der beiden Linien 3-4 und 1-2 ist somit ein Punkt der Schnittlinie zwischen den durch P , S_3 und S_1 , S_2 gelegten beiden Ebenen. Da diese Schnittlinie außerdem durch Punkt O hindurchgeht, so ist sie durch 5- O im Grundriß und Aufriß gegeben.

Man kann nun die Kräftezerlegung durch Zeichnen des Kräfteplans im Aufriß und Grundriß vornehmen, indem man zunächst P nach der Richtung der Schnittlinie $O-5$ und des Stabes S_3 in die Seitenkräfte $0-7$ und $6-7$ und dann die in die Schnittlinie $O-5$ fallende Seitenkraft $0-7$ nach den Stabrichtungen S_1 , S_2 in die Kräfte $7-8$, $8-0$ zerlegt. Es entsteht somit im Grundriß und Aufriß das gesuchte Kräfteviereck P , S_3 , S_1 , S_2 . Die wahre Größe der Stabkräfte S_1 , S_2 , S_3 findet man schließlich durch Umlappen der senkrechten Projektion in die wagerechte in bekannter (in Fig. 519 der Deutlichkeit halber nicht dargestellten) Weise.

Dieses allgemein gültige, etwas weitläufige Verfahren vereinfacht sich bei symmetrischer Anordnung der Stäbe und der äußeren Kräfte, wie sie bei den im Hochbau gebräuchlichen Raumschwerkern gewöhnlich vorliegt, bedeutend. Näheres hierüber wird sich später bei Besprechung der einzelnen Konstruktionsysteme ergeben.

In welcher Weise nun die vorstehend gelöste Aufgabe auf die Bestimmung der Stabspannungen eines Raumschwerkes anzuwenden ist, möge an einem Beispiel gezeigt werden. Das in Fig. 498 (die hier nochmals wiedergegeben ist), S. 315 dargestellte Fachwerk ist ein solches, bei dem



die Voraussetzung eines allmählichen Aufbaus (Anschluß jedes neuen Knotenpunktes mit drei Stäben an drei vorhandene) zutrifft. In den Knotenpunkten e und g greifen nur je drei Stäbe an. Es lassen sich hier also die Stabspannungen ef , eh , ea und gf , gh , gc durch Zerlegen der äußeren Kräfte nach dem beschriebenen Verfahren bestimmen. Nunmehr sind in f und h gleichfalls nur je drei Stabspannungen fa , fb , fc und ha , hd , hc unbekannt, welche sich in gleicher Weise bestimmen lassen. Es folgen dann die Lagerpunkte $a b c d$, bei welchen nur die Spannungen im Fußring und die Auflagerkräfte unbekannt sind. Da nach § 2 der Fußring so gelagert ist, daß in keinem Endpunkt

mehr als drei Stäbe und Auflagerbedingungen (Fußringstäbe und Auflagerstäbe) vorhanden sind, so führt auch hier das gleiche Verfahren zum Ziel.

Bei Fachwerken, welche der obigen Bedingung eines Aufbaus durch Anfügung jedes neuen Knotenpunktes mit je drei Stäben nicht entsprechen, hat man zunächst zu versuchen, ob sich dieses Fachwerk nicht durch Vertauschung der Stäbe innerhalb eines der ebenen Fachwerkteile in ein einfaches Fachwerk umformen läßt, wie beispielsweise bei Fig. 503, S. 317 durch Einführung der Gegendiagonalen in drei Feldern, also der Diagonalen ma , hc , ke an Stelle von fg , bi , de oder der Diagonalen gb , id , ef an Stelle von ah , ek , em .

Ist dieses der Fall, so hat man für das so hergestellte einfache Fachwerk (Fig. 504, S. 317) die Stabspannungen wie vor zu ermitteln¹⁾ und dann innerhalb der ebenen Fachwerkteile diejenigen Spannungsänderungen mittels des auf S. 316 gezeigten Verfahrens zu berücksichtigen, welche durch die andere Anordnung der Stäbe innerhalb des ebenen Fachwerkes entstehen; auf die übrigen, nicht in derselben Ebene liegenden Stäbe des Raumschwerkes aber ohne allen Einfluß sind.

Lassen sich die Fachwerke in dieser Weise nicht in einfache Fachwerke umwandeln, sondern läßt sich dies nur durch Wegnehmen und Ersatz von Stäben, welche nicht in einer Ebene liegen, bewirken, wie bei Fig. 505, 507 und 515, so kommt man mit dem oben erörterten einfachen Verfahren nicht zum Ziel.

Das in diesen Fällen anzuwendende Verfahren, welches wir „das allgemeine Verfahren“ nennen wollen, wird um so verwickelter und umständlicher, je mehr Stäbe vertauscht werden müssen, um ein einfaches Fachwerk zu erhalten.

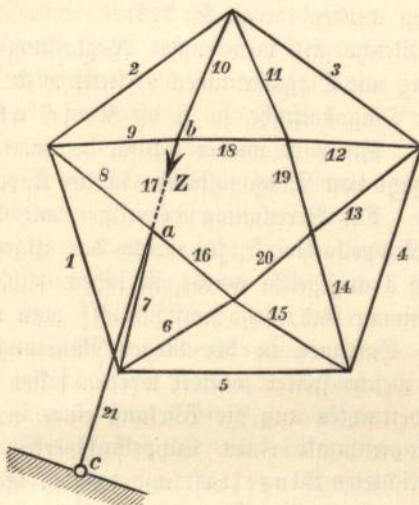
Die Ersatzstäbe können hierbei sowohl wie bei Fig. 503, 505, 507, 515, mit beiden Enden an vorhandene Knotenpunkte des Raumschwerkes angeschlossen werden, oder es können, falls dies nicht zum Ziele führt, solche Ersatzstäbe angewendet werden, welche nur mit dem einen Ende an einen vorhandenen Knotenpunkt des Fachwerkes angeschlossen werden, während das andere Ende an einem beliebigen festen Punkte außerhalb des Fachwerkes befestigt gedacht wird. So kann man bei der in Fig. 520 im Grundriß dargestellten fünfseitigen Netzwerkkuppel den Stab $a b$ durch den in seiner geraden Verlängerung liegenden Stab $a c$ ersetzt denken, welcher mit dem einen Ende im Punkt a angreift, mit dem anderen mit einem beliebigen außerhalb des Fachwerkes liegenden festen Punkt c verbunden

1) Bei dem Fachwerk Fig. 504 würden zunächst die Spannungen der je drei in den Punkten e , g , i zusammenlaufenden Stäbe, demnächst die je drei unbekannteren Spannungen in den Punkten h , k , m und schließlich die des Fußringes zu ermitteln sein.

gedacht wird. Man erhält so ein einfaches Fachwerk, welches in Punkt b mit drei Stäben beginnt.

Um das Gleichgewicht in den so erhaltenen einfachen Fachwerken wiederherzustellen, müssen in den Punkten, in welchen die weggenommenen Stäbe angriffen, drei unbekannte Spannkraften als äußere Kräfte Z_1, Z_2, Z_3 angebracht werden. Es handelt sich nun darum, diejenigen rein geometrischen Beziehungen zu ermitteln, welche (um bei dem Beispiel der Fig. 520 zu bleiben) zwischen den Spannungen des weggenommenen Stabes a b und denen des Ersatzstabes a c bestehen. Für das betrachtete Fachwerk muß dann die Spannung in a c Null sein, und für diesen Fall erhält man schließlich die bis dahin unbekannte Spannung Z aus der ermittelten Beziehung zwischen den Spannungen in a b und a c.

Fig. 520.



Man setze zu diesem Zweck zunächst $Z = 0$ und ermittele die Stabspannungen bei einer gegebenen beliebigen Belastung für das nunmehr einfache Fachwerk nach dem oben gezeigten einfachen Verfahren. Die so ermittelten Stabspannungen mögen S^0 genannt werden, also beispielsweise für Stab 14 $| S^0_{14}$ und für den Ersatzstab a c $| S^0_{21}$.

Nunmehr ermittelt man nach demselben Verfahren diejenigen Stabspannungen, welche in dem Fachwerk entstehen, wenn es nur mit der äußeren Kraft $Z = 1$ belastet wird, sämtliche übrigen Belastungen demnach Null sind. Die sich dann ergebenden Stabspannungen, welche nur von den geometrischen Verhältnissen des Fachwerkes abhängen, mögen S' genannt werden. Es ergibt sich für diesen Zustand ($Z = 1$) somit in Stab 14 eine Spannung S'_{14} und im Ersatzstab a c = 21 eine solche von S'_{21} .

Für eine beliebige Größe von Z und bei Wegfall der übrigen äußeren Belastung ist somit die Spannung im Stab 14 $| (14) = Z S'_{14}$ und im Ersatzstab a c $| (21) = Z S'_{21}$ und wenn die übrigen äußeren Belastungen hinzutreten

$$\text{im Stab 14 } | (14) = S^0_{14} + Z S'_{14} \dots (4)$$

$$\text{im Ersatzstab 21 } | (21) = S^0_{21} + Z S'_{21} \dots (5)$$

Setzt man nun die Spannung des Ersatzstabes (21) gleich Null, so erhält man das ursprüngliche Fachwerk und für dieses somit

$$0 = S^0_{21} + Z S'_{21} \dots (6)$$

$$\text{woraus } Z = -\frac{S^0_{21}}{S'_{21}} \dots (7)$$

folgt.

Hiermit ist die unbekannte Spannung Z des Stabes a b bestimmt und es folgen die übrigen Stabspannungen, beispielsweise für Stab 14 unter Einsetzung des Wertes von Z in Gleichung (4) aus:

$$(14) = S^0_{14} - S'_{14} \frac{S^0_{21}}{S'_{21}},$$

womit die Aufgabe gelöst ist.

Sind mehrere Ersatzstäbe Z_1, Z_2, Z_3 u. s. w. vorhanden, so muß das Verfahren für jeden Ersatzstab durchgeführt werden.

Es sind also zunächst die Spannungen S^0 für $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 0$ zu ermitteln,

dann die Spannungen S'

für $Z_1 = 1, || Z_2, Z_3$ und alle übrigen Belastungen = 0, ferner die Spannungen S''

für $Z_2 = 1, || Z_1, Z_3$ und alle übrigen Belastungen = 0, die Spannungen S'''

für $Z_3 = 1, || Z_1, Z_2$ und alle übrigen Belastungen = 0, so daß man schließlich erhält für Stab x:

$$(x) = S^0_x + Z_1 S'_x + Z_2 S''_x + Z_3 S'''_x \text{ u. s. w. } (8)$$

und für die Ersatzstäbe:

$$(Z_1) = 0 = S^0_{z_1} + Z_1 S'_{z_1} + Z_2 S''_{z_1} + Z_3 S'''_{z_1} \text{ u. s. w. } (9)$$

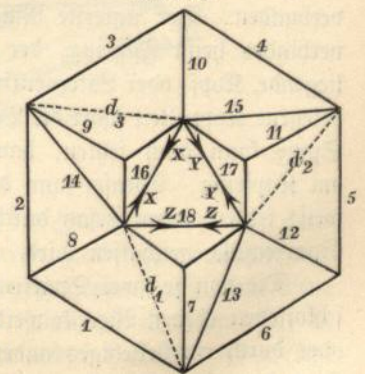
$$(Z_2) = 0 = S^0_{z_2} + Z_1 S'_{z_2} + Z_2 S''_{z_2} + Z_3 S'''_{z_2} \text{ u. s. w. } (10)$$

$$(Z_3) = 0 = S^0_{z_3} + Z_1 S'_{z_3} + Z_2 S''_{z_3} + Z_3 S'''_{z_3} \text{ u. s. w. } (11)$$

Man erhält auf diese Weise n-Gleichungen ersten Grades mit n-Unbekannten, aus welchen sich die Spannungen $Z_1, Z_2, Z_3 \dots Z_n$ ermitteln lassen.

Beispiel. Bei dem sechsseitigen Grundriß Fig. 521 sind drei Diagonalstäbe durch drei Ringstäbe ersetzt worden. Um die Stabspannungen zu ermitteln, ersetzt man umgekehrt die drei Ringstäbe 16, 17, 18 durch die drei Diagonalstäbe d_1, d_2, d_3 und bringt an Stelle der weggenommenen Stäbe deren Spannungen X, Y, Z als äußere Kräfte an.

Fig. 521.



Man erhält somit ein einfaches Fachwerk, dessen Spannungen S^0 für die gegebene Belastung und für den

Zustand $X = Y = Z = 0$ nach dem einfachen Verfahren der Kräftezerlegung gefunden werden können.

Sodann ermittelt man die Stabspannungen S' für den Fall, daß $X = 1$, sämtliche übrigen äußeren Kräfte aber Null sind; demnächst die Stabspannungen S'' für den Fall, daß $Y = 1$, und schließlich die Stabspannungen S''' für den Fall, daß $Z = 1$. Bei der Symmetrie der Figur ist die Ermittlung nur einmal nötig, beispielsweise für $X = 1$. Die Spannungen für Y und Z ergeben sich dann ohne weiteres, indem man die Figur gedreht denkt, so daß Y beziehungsweise Z mit X zusammenfällt.

Nunmehr ergeben sich die Spannungen in den Diagonal-(Ersatz-)stäben

$$(d_1) = 0 = S^0_{a_1} + X S'_{a_1} + Y S''_{a_1} + Z S'''_{a_1}$$

$$(d_2) = 0 = S^0_{a_2} + X S'_{a_2} + Y S''_{a_2} + Z S'''_{a_2}$$

$$(d_3) = 0 = S^0_{a_3} + X S'_{a_3} + Y S''_{a_3} + Z S'''_{a_3}$$

Dies sind drei Gleichungen, aus welchen sich die drei unbekanntenen Spannungen X, Y, Z ermitteln lassen.

Nachdem so die Spannungen X, Y, Z in den Stäben 16, 17, 18 gefunden sind, ergeben sich die Spannungen der übrigen Stäbe, beispielsweise für Stab 13 zu:

$$(13) = S^0_{13} + X S'_{13} + Y S''_{13} + Z S'''_{13}$$

womit die Aufgabe gelöst ist.

§ 5.

Kuppelfachwerke.

Die gebräuchlichen Kuppelfachwerke sind dadurch gekennzeichnet, daß von den Ecken der ein beliebiges Vieleck bildenden Grundrißfigur Gratsparren oder Rippen nach einem gemeinsamen Mittelpunkt, der Spitze, geführt werden. Im Grundriß verlaufen diese Gratsparren stets geradlinig, im Aufriß können sie beliebig geknickt sein, jedoch müssen die Knicke bei sämtlichen Rippen in gleicher Höhe liegen. Die Gratsparren werden von den Knickstellen stets, im übrigen in beliebigen Abständen durch wagerechte Ringe verbunden. Der unterste Ring, welcher die Sparrenfüße verbindet, heißt Fußring, der oberste, der Spitze zunächst liegende, Kopf- oder Laternenring, der zwischen zwei Ringen belegene Kuppelteil führt die Bezeichnung Kuppelzone. Die Spitze kann auch fehlen, dann endigen die Gratsparren am Kopfring. Ebenso kann der Fußring ganz oder teilweise fehlen, wenn Ersatz durch entsprechende Lagerung der Sparrenfüße geschaffen wird.

Die von je zwei Sparren und zwei Ringstücken umschlossenen ebenen Vierecke werden durch je eine Diagonale oder durch ein beliebiges anderes Stabfüllwerk in einzelne Dreiecke zerlegt und hierdurch versteift.

Ein jedes so gebildetes Raumschwerk ist standsfest, sofern die Sparrenfüße unverrücklich gelagert sind. Letzteres

ist nach § 2 stets der Fall, wenn die Zahl der Stäbe des Fußringes zusammen mit der Zahl der Auflagerstäbe (Auflagerbedingungen) das dreifache der Anzahl der Sparrenfüße beträgt.

Das Kuppelfachwerk ist ferner statisch bestimmt, wenn die Spitze entweder fehlt oder wenn sie nur mit drei Stäben an drei Knotenpunkte des Kopfringes anschließt (vergl. hierüber § 2 und 3). Ist die Spitze mit mehr als drei Stäben angeschlossen, so ist das Fachwerk entsprechend der Zahl der überzähligen Stäbe ein- oder mehrfach statisch unbestimmt. Es kann jedoch dadurch wieder statisch bestimmt gemacht werden, daß an Stelle der überzähligen Stäbe die gleiche Anzahl von Diagonalstäben entfernt wird, jedoch müssen alsdann in jeder Kuppelzone mindestens drei mit Diagonalen versteifte Felder verbleiben, auch muß die Standsfestigkeit in jedem einzelnen Falle untersucht und nachgewiesen werden (vergl. S. 317).

Das Gleiche gilt, wenn unter Weglassung der Spitze der Kopfring mit Diagonalstäben versteift wird. Ist n die Zahl dieser Diagonalstäbe, so ist die Kuppel n fach statisch unbestimmt. Sie wird wieder statisch bestimmt, wenn die gleiche Anzahl von Diagonalstäben in der Kuppelzone beseitigt wird. Die Berechnung derartiger mit Ersatzstäben versehener Kuppelfachwerke, für welche das allgemeine Verfahren in § 4 angegeben wurde, ist indes, selbst wenn sie statisch bestimmt sind, sehr umständlich; man wird daher bei solchen Systemen in der Regel Näherungsverfahren anwenden, welche später erörtert werden sollen.

Wir betrachten nun die Wirkung einer in einem beliebigen Knotenpunkt eines Kuppelfachwerkes wirkenden, beliebig gerichteten Einzellast und wählen hierzu die in Fig. 522a und b im Aufriß und Grundriß dargestellte achtsseitige Kuppel mit drei Zonen. Wir bezeichnen die acht Gratsparren mit I bis VIII, die Ringe (am Kopfring beginnend) mit 1 bis 4, ferner die zwischen je zwei Sparren belegenen (vom Kopf- und Fußring begrenzten) Dachflächen mit der römischen Ziffer des die Dachfläche auf der linken Seite (vom Fußring nach der Kuppelmitte gesehen) begrenzenden Gratsparrens, und die zwischen zwei Ringen belegenen Dachzonen mit der arabischen Ziffer des die Zone oben begrenzenden Ringes. Hiernach bezeichnen wir also beispielsweise die zwischen dem Sparren III und IV und den Ringen 2 und 3 belegene Dachfläche (ebenes Viereck) mit III 2; ferner die Stäbe des Kopfringes und deren Spannungen mit $R_{I1}, R_{II1} \dots R_{VIII1}$; die des folgenden Ringes mit $R_{I2}, R_{II2} \dots R_{VIII2}$; die Sparrenstäbe der obersten Kuppelzone mit $S_{I1}, S_{II1} \dots S_{VIII1}$, die Diagonalstäbe der oberen Zone mit $D_{I1}, D_{II1} \dots D_{VIII1}$ u. s. f.

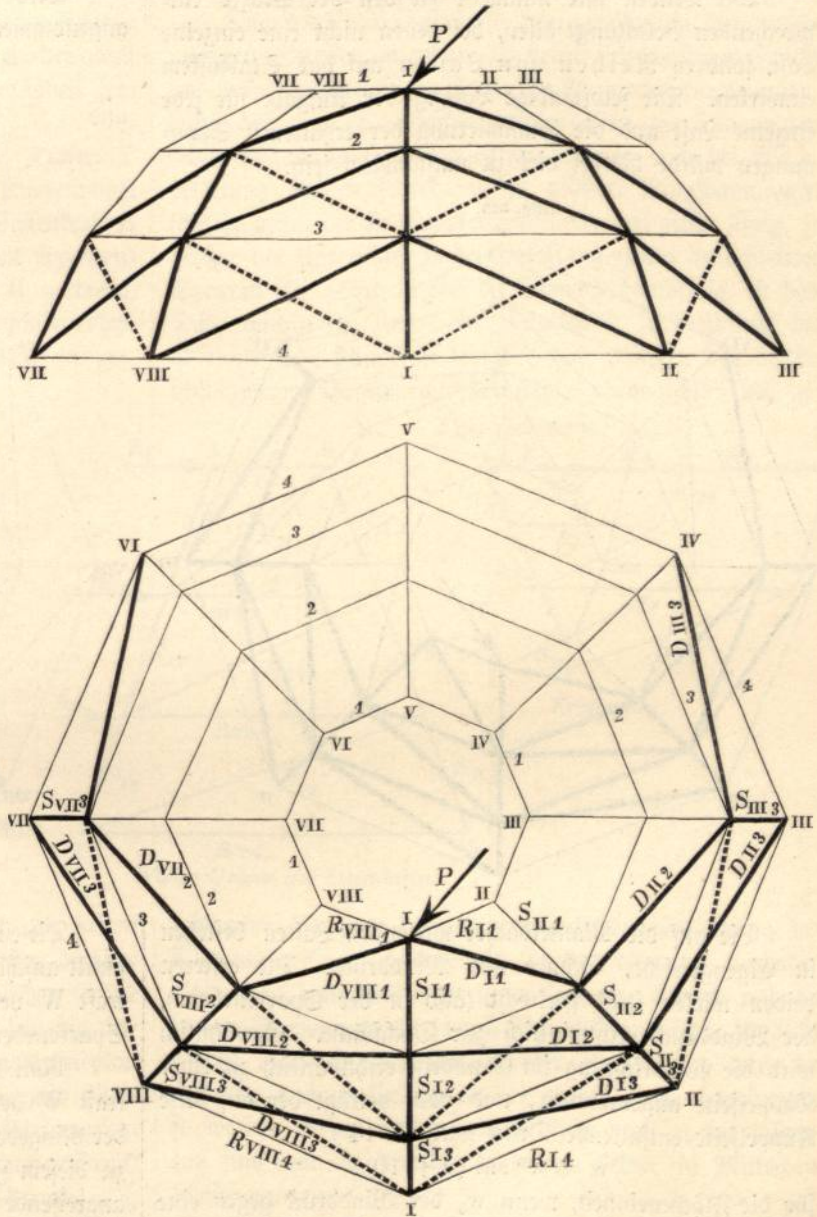
Die Einzellast wirke nun in Punkt I des Kopfringes (Fig. 522), so ist zunächst die oberste Kuppelzone 1 als

System für sich mit dem Fußring 2 zu betrachten. Die schnellste Führung der Kraft P zum Fußring erfolgt dann durch die drei nicht in einer Ebene belegenen Stäbe S_{I1} , D_{VIII1} und D_{I1} nach den Punkten VIII, I, II des Ringes 2. Nur diese in Fig. 522 a u. b stark ausgezogenen Stäbe der obersten Kuppelzone erleiden unter der Einwirkung der Last P Spannung, alle übrigen Stäbe der Zone 1 bleiben spannungslos. Wird nun beispielsweise die Diagonale im Dachfeld I 1 in umgekehrter Richtung angeordnet, so ändern sich, wie bereits früher ausgeführt (vergl. S. 316) hierdurch nur die Spannungen in den dem Dachfeld I 1 angehörenden Stäben, es erhalten also in diesem Falle auch die Stäbe R_{I1} und S_{II1} Spannung, während alle übrigen Stäbe des Raumbachwerkes hiervon unberührt bleiben. Hieraus folgt, daß man bei der vorläufigen Untersuchung die Diagonale eines ebenen Vierecks beliebig so annehmen kann, wie es gerade am klarsten und bequemsten ist.

Hiermit ist die Untersuchung der obersten Kuppelzone beendet. Wir sehen nun die Zone 2 als selbständiges Kuppelfachwerk mit dem Kopfring 2 und dem Fußring 3 an. Die Stabspannungen D_{I1} , D_{VIII1} und S_{I1} der oberen Zone 1 werden als äußere in den Knotenpunkten VIII 2, I 2 und II 2 des Ringes 2 wirkende Kräfte eingeführt. Die Kraft S_{I1} wirkt in der Richtung des Stabes S_{I1} und wird durch die Stäbe S_{I1} , D_{VIII2} und D_{I2} in kürzester Weise nach dem Fußring 3 geführt, ebenso die in den Punkten VIII 2 und II 2 angreifenden äußeren Kräfte D_{VIII1} und D_{I1} durch die Stäbe D_{VII2} , S_{VIII2} und D_{VIII2} , sowie D_{I2} , S_{II2} und D_{II2} nach den Fußpunkten VII 3, VIII 3, I 3, beziehungsweise I 3, II 3, III 3, womit die Zerlegung in der zweiten Kuppelzone gleichfalls beendet ist. In gleicher Weise erhält man in der dritten Kuppelzone diejenigen (in Fig. 522 a u. b stark gezogenen) Stäbe, welche Spannungen erleiden. Man sieht, daß die Ringstäbe sämtlich spannungslos bleiben, wenn die punktiert gezeichneten Diagonalen vorhanden sind; da aber die Ausführung der doppelten Diagonalen in den Dachflächen VII 3, VIII 2 und 3, I 2 und 3, II 3 ein statisch unbestimmtes System ergeben würde, so ist je eine Diagonale in diesen Feldern durch eine mit der anderen zusammenfallende Diagonale zu ersetzen. Durch diese Umformung ändern sich die Spannungen der Stäbe des betreffenden Vierecks und es erhalten nun-

mehr auch die Ringe Spannung. Werden die Diagonalen sämtlich nach einer Richtung (anstatt wie bisher symmetrisch zum Sparren I) laufend angeordnet, so ergibt sich demnach die Spannungsfigur 523.

Fig. 522 a und b.

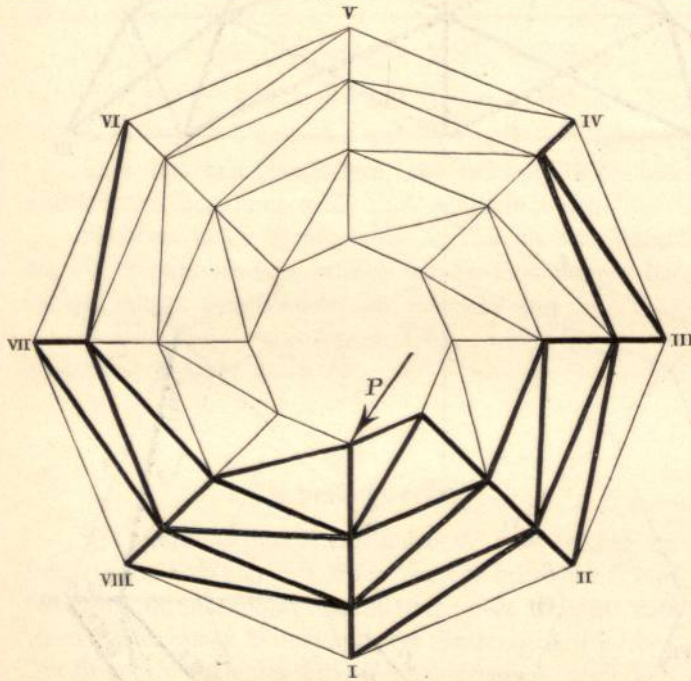


Einfacher gestaltet sich die Zerlegung bei den Zelt-dächern, da hier die Gratsparren geradlinig verlaufen und die von zwei Gratsparren eingeschlossenen Dachflächen ebene Vierecke bilden. Es braucht somit die Stabkraft S_{I1} in Fig. 528 in den Punkten I 2 und I 3 nicht mehr zerlegt zu werden, sondern sie wird direkt durch den Gratsparren zum Fußring geführt. Ebenso wirken die Stabspannungen D_{VIII1} und D_{I1} , welche für die zweite Zone als äußere

Kräfte anzusehen sind in der Ebene der Dachflächen VIII 2 und I 2, es erhalten somit die Diagonalen VII 2 und II 2 keine Spannung, so daß sich für das Zeltdach bei einer Belastung P im Punkt I 1 die aus Fig. 524 ersichtliche einfachere Spannungsfigur ergibt.

Wir wenden uns nunmehr zu den der Praxis entsprechenden Belastungsfällen, bei denen nicht eine einzelne Last, sondern Reihen von Lasten auf das Stabsystem einwirken. Die selbständige Lösung der Aufgabe für jede einzelne Last und die Summierung der erhaltenen Spannungen würde hierbei viel zu umständlich sein.

Fig. 523.



Die auf die Manteldächer wirkenden Lasten bestehen in Eigengewicht, Schnee und Winddruck. Die ersteren beiden wirken stets senkrecht (also in der Sparrenebene), der Winddruck rechtwinklich zur Dachfläche. Gewöhnlich wird die Windrichtung im Grundriß rechtwinklich zu einer Kuppelseite angenommen, und zwar beträgt der auf diese Kuppelseite entfallende Druck nach S. 14

$$w = w^0 \sin(\alpha + 10)$$

für die Flächeneinheit, wenn w_0 der Winddruck gegen eine rechtwinklich zur Windrichtung stehende Fläche, α der Neigungswinkel der Dachfläche gegen die Wagerechte. Diese ist bei Zeltdächern für die einzelnen Zonen gleich, bei Kuppeldächern verschieden.

Ist nun beispielsweise w die für die Dachfläche I Fig. 522 ermittelte Windlast, so ergibt sich nach S. 14 die auf die Nachbarflächen VIII und II entfallende Windlast, wenn der Neigungswinkel der Windrichtung $\beta = 10^\circ$ gesetzt wird zu

$$\begin{aligned} w' &= w_0 (\cos \alpha \sin 10 + \sin \alpha \cos 10 \cos \gamma) \\ &= w_0 (0,174 \cos \alpha + 0,985 \sin \alpha \cos \gamma), \end{aligned}$$

wobei γ der Winkel ist, welchen die Grundrißseite VIII-I mit der Seite I-II bildet.

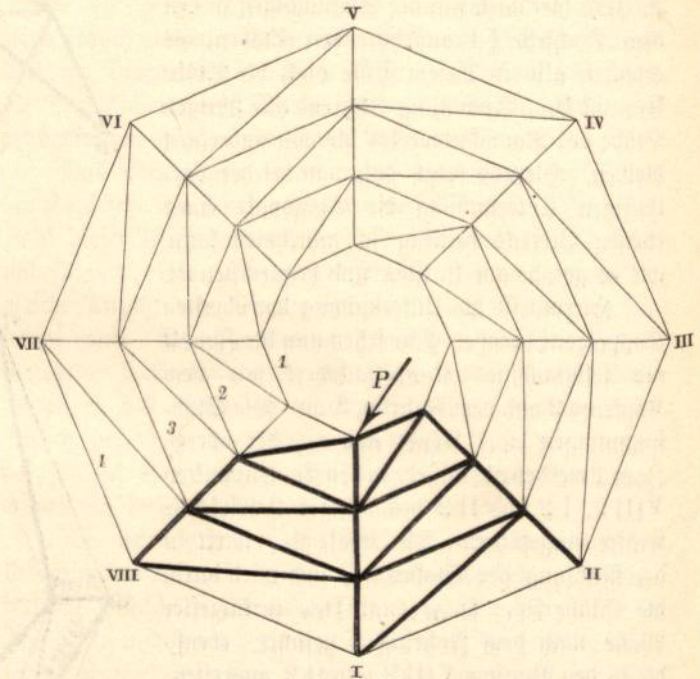
Wird die Windrichtung wagerecht und somit $\beta = 0$ angenommen, so wird

$$w = w_0 \sin \alpha$$

und

$$w' = w_0 \sin \alpha \cos \gamma = w' \cos \gamma.$$

Fig. 524.



Die einzelnen Windlasten aus den vier an einen Knotenpunkt anschließenden Dachfeldern lassen sich zu einer Mittelkraft W vereinigen, welche im allgemeinen nicht in der Sparrenebene wirkt.

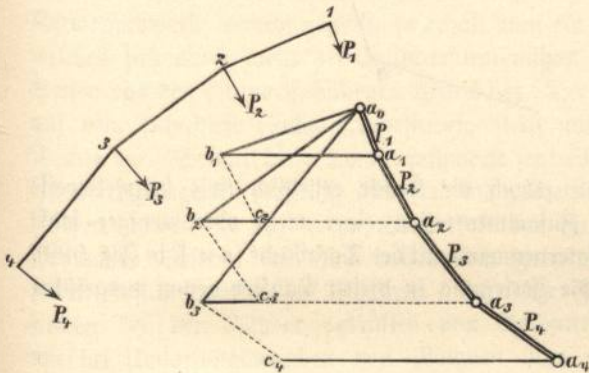
Man hat daher die beliebig schief gerichtete Mittelkraft W der Windlasten in zwei in der Sparren- und in der Ringebene liegende Seitenkräfte zu zerlegen. Man legt zu diesem Zweck durch den Knotenpunkt und die in diesem angreifende Kraft W eine im übrigen beliebig gerichtete Ebene, welche die Sparren- und die Ringebene in zwei vom Knotenpunkt ausgehenden Graden schneidet. Die Kraft ist dann nach diesen beiden Graden zu zerlegen. Man kann nun die Ebene so wählen, daß sie außer der Kraft W noch den dieser zunächst liegenden Ringstab enthält; dann zerlegt sich W unmittelbar in eine in diesen Ringstab fallende wagerechte Seitenkraft und in eine schief gerichtete Seitenkraft in der Sparrenebene, welche letztere sich mit den senkrechten Lasten aus Eigengewicht und Schnee zu einer schief

gerichteten in der Sparrenebene wirkenden Mittelkraft vereinigen läßt.

Im allgemeinen läßt sich die Zerlegung schneller bewirken, wenn man die durch W zu legende Ebene senkrecht stellt, dann erhält man eine senkrechte Seitenkraft in der Sparrenebene, welche zu den senkrechten Lasten aus Eigengewicht und Schnee hinzutritt, sowie eine wagerechte Seitenkraft in der Ringebene, welche sich ihrerseits wieder nach den beiden am Knotenpunkt angreifenden Ringstäben zerlegen läßt.

Die in der Sparrenebene wirkenden Kräfte P lassen sich nach der Richtung des vom Knotenpunkt nach unten führenden Sparrenstabes in die Seitenkraft S und nach der wagerechten Schnittlinie zwischen Sparren- und Ringebene in die wagerechte Seitenkraft H zerlegen, von welchen die letztere wieder nach den anschließenden beiden Ringstäben in die Seitenkräfte R_x und R_y zu zerlegen ist.

Fig. 525 a und b.



Die Ausführung dieser Zerlegung erfolgt am besten durch einen für jeden Gratsparren zu zeichnenden Kräfteplan, welcher alle in der Sparrenebene befindlichen Stäbe und Kräfte enthält. Fig. 525a stellt einen beliebig belasteten Sparren, Fig. 525b den zugehörigen Kräfteplan dar. Die Kräfte $P_1 - P_4$ werden ihrer Größe und Richtung nach aneinandergereiht und nach den Sparrenrichtungen zerlegt. $a_0 b_1$ stellt hierbei die Stabspannung (Druck) im Sparren 1—2, $a_0 b_2$ die im Sparren 2—3 und $a_0 b_3$ die im Sparren 3—4 dar. Außerdem bleiben die wagerechten Kräfte $b_1 a_1$ im Punkt 1, $b_2 - c_2$ im Punkt 2 und $b_3 - c_3$ im Punkt 3 übrig, welche nach den Richtungen der anschließenden Ringstäbe in die Spannungen R_1, R_2 u. s. w. zerlegt und mit den oben erwähnten Ringkräften (falls solche vorhanden) vereinigt werden. Nachdem in dieser Weise sämtliche Lasten in Sparrenspannungen und Ringkräfte zerlegt sind, wird ermittelt, welche von den auf einen Ringstab aus den beiden benachbarten Knotenpunkten ent-

fallenden Kräften sich gegenseitig aufheben und den Ringstab somit auf Druck (Zug) in Anspruch nehmen und welche Ringkräfte übrig bleiben. Diese übrig bleibenden Ringkräfte sind dann mittels der durch Diagonalen versteiften ebenen Vierecke nach dem nächst unteren Ring und schließlich nach dem Fuhring zu überführen.

Sind die Kuppelfachwerke, wie gewöhnlich, über regelmäßigen Vielecken aufgebaut, so heben sich bei Eigengewicht und voller Schneelast die sämtlichen Ringspannungen gegenseitig auf und es erhalten infolgedessen die Diagonalen keine Spannung. Bei einseitiger Schnee- und bei Windbelastung bleiben jedoch um so größere Ringspannungen (welche durch die Diagonalen zu übertragen sind) übrig, je größer der Unterschied in der Belastung zweier benachbarter Sparren ist. Sind hierbei die Sparren geradlinig, ist das Dach mithin ein Zelt- oder Regeldach, so beeinflusst die überschießende Ringkraft lediglich das zwischen den beiden benachbarten Gratparren befindliche ebene Feld; bei ge-

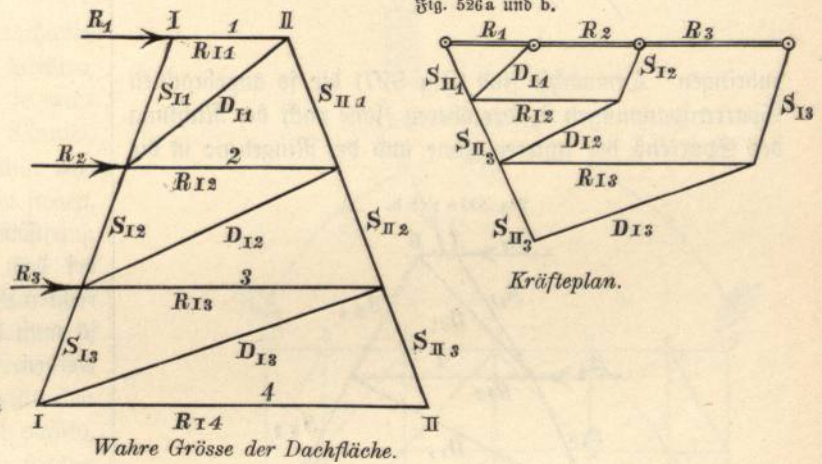
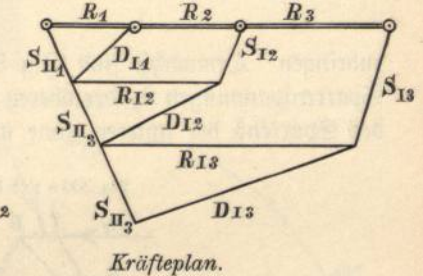


Fig. 526 a und b.



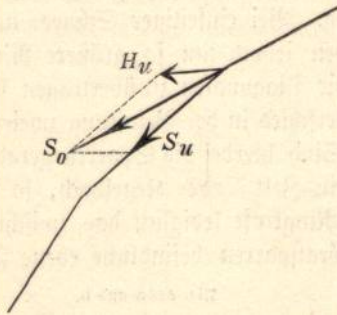
krümmten Sparren beeinflusst jedoch die Spannung der Diagonale eines Feldvierecks in der darunter liegenden Zone das unmittelbar darunter liegende Viereck und die beiden Nachbarvierecke (vergl. Fig. 523 und 524, S. 326). Besitzt demnach eine Kuppel vier Zonen und wird die Diagonale eines Feldes in der oberen Zone beansprucht, so werden in der nächst unteren Zone drei, in der folgenden fünf und in der letzten sieben Felder in Mitteleidenschaft gezogen.

Bei den Zeltdächern ist somit die Ermittlung der Stabspannungen in den Diagonalen noch verhältnismäßig einfach. Die sämtlichen übrig bleibenden Ringspannungen in einem zwischen zwei Sparren belegenen Dachfeld wirken in einer Ebene; das betreffende Dachfeld ist daher als ein trapezförmiger ebener Fachwerks-Freitragger anzusehen (Fig. 526a), für welchen der Kräfteplan, aus welchem sich die Spannungen ergeben, in bekannter Weise, am oberen Ende beginnend, gezeichnet werden kann (Fig. 526b).

Die so erhaltenen Stabspannungen der Sparren und Ringe sind den früher aus dem Raumbachwerk erhaltenen Sparren- und Ringspannungen hinzuzuzählen.

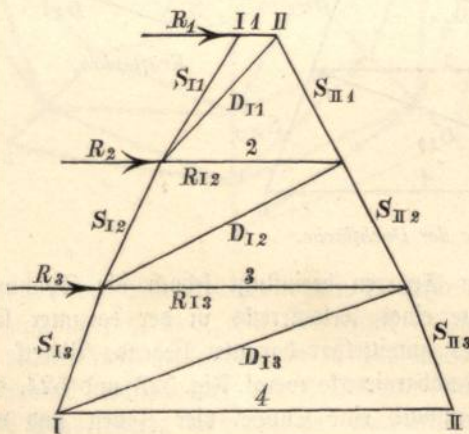
Bei den Kuppeldächern kann dies Verfahren nur für je eine Kuppelzone ausgeführt werden, indem eine solche für sich als Zeltdach (ohne Mittelringe) angesehen wird. Die dann sich ergebenden Stabspannungen sind als äußere Kräfte an dem oberen Ring der nächsten Zone an-

Fig. 527.

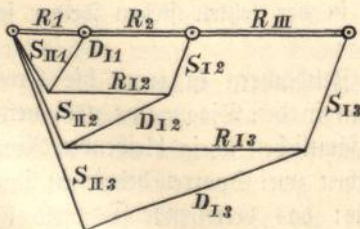


zubringen. Demnächst sind (Fig. 527) die so angebrachten Sparrenspannungen S_0 der oberen Zone nach der Richtung des Sparrens der unteren Zone und der Ringebene in die

Fig. 528 a und b.



Abgewickelte Kuppelfläche.



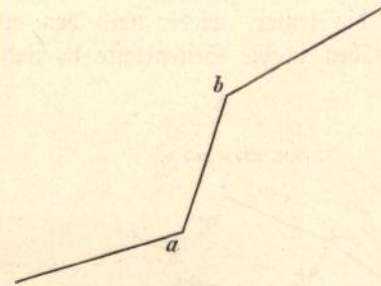
Kräfteplan.

Seitenkräfte S_u und H_u , letztere wieder in die Ringkräfte R_u links und R_u rechts zu zerlegen und mit den anderen

übrig gebliebenen Ringkräften zu vereinigen, worauf das bei der ersten Zone ausgeführte Verfahren wiederholt wird. In dieser Weise wird fortgefahren, bis sämtliche Kräfte bis zum Fußring geführt sind.

Man kann nun mit praktisch genügender Genauigkeit das für die Zeltächer streng richtige Verfahren auch auf Kuppeldächer anwenden, wenn die Änderung der Sparrenrichtung in den Knotenpunkten keine erhebliche ist, also bei flach gekrümmten Kuppeln. In diesem Falle kann man also die abgewickelte zwischen zwei Gratsparren befindliche Fläche (Fig. 528 a und b) als ebenen Träger ansehen und wie bei dem Zeltdach verfahren.

Fig. 529.



Sind jedoch die Knicke erheblich (wie beispielsweise bei dem Zusammentreffen einer mehr oder weniger senkrechten Laternenwand mit der Dachfläche (a u. b in Fig. 529), so muß die Zerlegung in diesen Punkten genau ausgeführt werden.

* * *

Wir haben bislang nur Kuppelfachwerke mit offenem Kopfring betrachtet. Werden die Gratsparren bis zur Spitze durchgeführt, so wird, wie bereits in § 2 näher ausgeführt, das Fachwerk $n-3$ -fach unbestimmt, wenn n die Anzahl der die Spitze bildenden Stäbe. Die Unbestimmtheit kann man beseitigen, wenn man nur drei Stäbe ohne Unterbrechung bis zur Spitze durchführt, die übrigen Stäbe der Spitze aber entweder wegläßt oder beweglich anschließt, und zwar so, daß sie Spannungen aus dem Raumbachwerk nicht erhalten können. Es würden dies somit blinde Stäbe sein, welchen lediglich die Rolle von Zwischenträgern zweiter Ordnung zufallen würde. Man kann aber auch sämtliche Stäbe in feste Verbindung mit dem Kuppelfachwerk bringen, ohne daß es insolgedessen notwendig wäre, die strenge Berechnung des statisch unbestimmten Fachwerkes durchzuführen. Zunächst verteilt man die in der Spitze wirkenden senkrechten Lasten

gleichmäßig auf sämtliche Sparren (sofern deren Füße wie gewöhnlich ein regelmäßiges Vieleck bilden). Die Mittelkraft der wagerechten Kräfte zerlegt man dann nach drei beliebigen, für die betreffende Belastung möglichst günstig gewählten Sparren, während man die übrigen Stäbe als spannungslos ansieht (welche Annahme der Wirklichkeit nicht entspricht, sondern etwas ungünstigere Ergebnisse liefert). Sämtliche auf diese Weise für die Stäbe der Spitze ermittelten Spannungen sind dann in den Knotenpunkten des Kopfringes als Lasten anzubringen, worauf die weitere Behandlung ebenso wie bei Kuppeln ohne Spitze durchgeführt wird. Im allgemeinen üben die Stäbe der Spitze einen günstigen Einfluß auf die Diagonalspannungen aus, indem letztere bei Fachwerken mit Spitze nicht unerheblich kleiner ausfallen als bei solchen ohne Spitze.

§ 6.

Tonnenschalwerke.

Werden die Gratsparren eines der im § 5 betrachteten Kuppelfachwerke lotrecht gestellt, so erhält man ein Prisma, welches sich um so mehr der Cylinderform nähert, je mehr Seiten das den Grundriß bildende Vieleck hat. Der Mantel, auf dem sich diese Fachwerke befinden, stellt mithin eine Tonne dar. Sobald diese Tonnenschalwerke senkrecht stehen, einen festgelagerten Fußring und frei endigenden Kopfring besitzen, bilden sie nur einen Sonderfall der im § 5 besprochenen Systeme und sind daher auch ganz nach denselben Gesichtspunkten zu berechnen. Derartige Fachwerke finden bei den Führungsgerüsten von Gasometern, sowie bei Umfassungswänden von Räumen über zentralen Grundrissen Anwendung, wenn diese Wände nicht massiv, sondern in Fachwerk ausgeführt werden. Ist ein solcher Raum dann mit einem Kuppeldach überspannt, so kann man das Tonnenschalwerk auch als unterste Zone der Kuppel auffassen.

Trennt man ein Tonnenschalwerk durch einen parallel zu den senkrechten Gratsparren geführten Schnitt in zwei Teile und verbindet einen der beiden Teile so mit der Erde, daß die bisher senkrechten Gratsparren wagerecht liegen und der bisherige Kopf- und Fußring durch Stirnmauern ersetzt wird, so erhält man ein als Manteldach ausgebildetes Tonnendach, bei welchem die sämtlichen tragenden Teile auf dem Dachmantel liegen und der Innenraum von Stäben vollkommen frei bleibt.¹⁾ Fig. 530 stellt ein

solches Tonnendach in Perspektive, Fig. 531 a und b im Querschnitt und Grundriß dar.

Fig. 530.

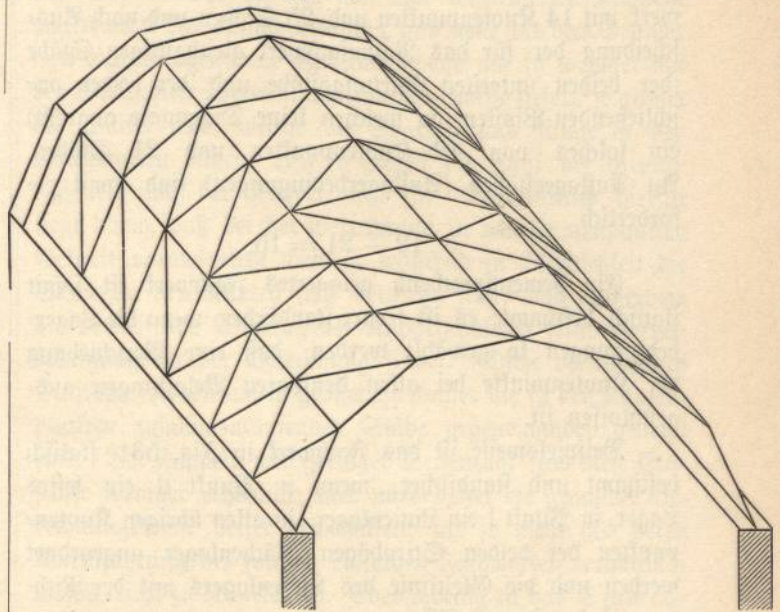
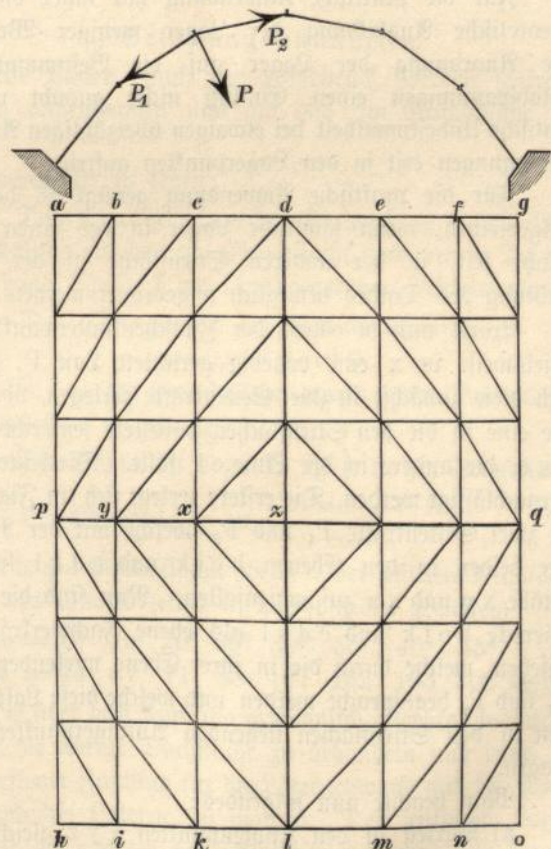


Fig. 531 a und b.



Die Vierecke abhi, beik, cdkl u. f. f. in Fig. 531 b bilden ebene Fachwerkträger, deren Füllungsstäbe nach S. 316

1) Die Idee, in dieser Weise auch Tonnendächer als Manteldächer herzustellen, rührt von A. Höppl her, welcher derartige Konstruktionen mit dem Namen Tonnenschalwerke belegt in Übereinstimmung mit der Bezeichnung Kugelschalwerke für Mantelkuppeln. Eine praktische Anwendung von Tonnenschalwerken ist bis jetzt nicht bekannt geworden.

durch je eine einzige Diagonale ersetzt werden können, ohne daß sich in den statischen Verhältnissen des Raumschwerwerks hierdurch etwas ändert. Man erhält dann ein Raumschwerwerk mit 14 Knotenpunkten und 25 Stäben und nach Ausschcheidung der für das Raumschwerwerk gleichgiltigen Stäbe (der beiden untersten Gurtungsstäbe und der beiden anschließenden Pfosten, an welchen keine Diagonale angreift) ein solches von 12 Knotenpunkten und 21 Stäben. An Auflagerstäben (Auflagerbedingungen) sind somit erforderlich

$$3 \cdot 12 - 21 = 15.$$

Ein dementsprechend gelagertes Fachwerk ist somit statisch bestimmt; es ist ferner standsicher, wenn die Lagerbedingungen so gewählt werden, daß eine Verschiebung der Knotenpunkte bei allen denkbaren Belastungen ausgeschlossen ist.

Beispielsweise ist das Fachwerk in Fig. 531 statisch bestimmt und standsicher, wenn in Punkt d ein festes Lager, in Punkt l ein Linienlager, in allen übrigen Knotenpunkten der beiden Stirnbögen Flächenlager angeordnet werden und die Gleitlinie des Linienlagers mit der Richtung d-l zusammenfällt.

Für die praktische Anwendung hat indes die streng theoretische Ausbildung der Lager weniger Wert, da die Anordnung der Lager auf die Bestimmung der Stabspannungen einen Einfluß nicht ausübt und die statische Unbestimmtheit bei etwaigen überzähligen Auflagerbedingungen erst in den Lagerpunkten auftritt.

Für die praktische Anwendung genügt es daher im allgemeinen, wenn sämtliche Lager in der einen Stirnfläche fest, in der anderen Stirnfläche in der Längsrichtung des Daches beweglich angeordnet werden.

Wirkt nun in einem der Zwischenknotenpunkte, beispielsweise in x eine beliebig gerichtete Last P, so läßt sich diese zunächst in zwei Seitenkräfte zerlegen, von denen die eine in die den Stirnflächen parallele senkrechte Ebene p x q, die andere in die Linie c k fällt. Die letztere kann vernachlässigt werden. Die erstere zerlegt sich (in Fig. 531 a) in zwei Seitenkräfte P₁ und P₂, welche mit der Richtung der beiden in den Ebenen b c i k und c d k l liegenden Stäbe xy und xz zusammenfallen. Nun sind die ebenen Vierecke b c i k und c d k l als ebene Fachwerkträger anzusehen, welche durch die in ihrer Ebene wirkenden Lasten P₁ und P₂ beansprucht werden und welche diese Lasten nach den in den Stirnflächen liegenden Auflagerpunkten übertragen.

Man beachte nun folgendes:

a) Wirken in den Knotenpunkten x y z gleich große Lasten, so heben sich die Seitenkräfte P₁, P₂ in den Stäben x y und x z zum Teil auf und es verbleiben nur die vollen Seitenkräfte in den Stäben p—y des äußersten Trägers.

Hieraus folgt, daß die Endträger stets, die Mittelträger nur dann in Anspruch genommen werden, wenn die Seitenkräfte der in zwei gegenüberliegenden Knotenpunkten des Ober- und Untergurts wirkenden Lasten sich nicht aufheben.

b) Die mittleren Gurtungen sind gleichzeitig Obergurt des nach unten liegenden und Untergurt des nach oben liegenden Fachwerkträgers, also beispielsweise c k in Fig. 531 b gleichzeitig Obergurt des Fachwerkträgers b c i k und Untergurt des Fachwerkträgers c d k l.

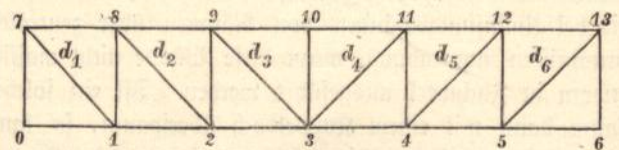
Hiernach ergeben sich die folgenden allgemeinen Regeln für die Stabspannungen:

1. Ein Stab erhält nur dann Spannung, wenn ein Knotenpunkt desjenigen ebenen Fachwerkträgers, welchem er angehört, belastet wird, wobei zu beachten ist, daß die Gurtstäbe gleichzeitig zwei benachbarten ebenen Fachwerkträgern angehören.

2. Ein Gurtstab erhält die größte Druckspannung, wenn alle Knotenpunkte der Gurtung, welcher er angehört, belastet, die der nächstfolgenden Gurtungen unbelastet sind; er erhält die größte Zugspannung, wenn das umgekehrte stattfindet.

3. Ein Schrägstab erhält die größte Druckspannung, wenn die beiden Knotenpunkte, welche der Schrägstab verbindet und die in der Richtung der Diagonale folgenden Knotenpunkte des Ober- und Untergurts belastet, die übrigen aber unbelastet sind. Größte Zugspannung entsteht bei der umgekehrten Belastung.

Fig. 532.



In Fig. 532 entsteht somit der größte Druck:
 bei Schrägstab d₁
 wenn Knotenpunkt 1, 2, 3, 4, 5,
 bei Schrägstab d₂
 wenn Knotenpunkt 8, 2, 3, 4, 5,
 bei Schrägstab d₃
 wenn Knotenpunkt 8, 9, 3, 4, 5 belastet ist.

Ferner der größte Zug:
 bei Schrägstab d₁
 wenn Knotenpunkt 8, 9, 10, 11, 12,
 bei Schrägstab d₂
 wenn Knotenpunkt 1, 9, 10, 11, 12,
 bei Schrägstab d₃
 wenn Knotenpunkt 1, 2, 10, 11, 12 belastet ist.

4. Die Pfosten erhalten als Bestandteile des Raumfachwerkes den größten Druck, wenn die beiden Knotenpunkte, an welche sie anschließen, belastet sind.

Außerdem erfahren sie als Bestandteil des ebenen Fachwerkes noch Druck- oder Zugspannungen, welche je nach Lage der Stäbe (am Ende oder in der Mitte) und je nach Anordnung der Diagonalen (steigend oder fallend) verschieden und in jedem einzelnen Falle besonders zu ermitteln sind.

Die Tonnenfachwerke eignen sich vornehmlich für rechteckige Grundrisse, welche nicht allzusehr vom Quadrat abweichen, so daß die Spannweiten der ebenen Fachwerkträger nicht zu groß werden. Als günstig in dieser Hinsicht sind noch Grundrisse zu bezeichnen, deren Länge das 1,3fache, allenfalls bis zum 1,6fachen der Breite beträgt. Ist das Verhältnis der Länge zur Breite größer, so teilt man den Raum durch geeignete Binder (am besten Bogen mit im Fußboden liegenden Kämpfern) in mehrere passende Rechtecke.

Außerdem muß auch das Pfeilverhältnis des Daches ein möglichst großes sein, damit der von zwei benachbarten ebenen Fachwerkträgern eingeschlossene Winkel und damit die Seitenkräfte der äußeren Kräfte P möglichst klein werden. Am besten ist daher ein voller Halbkreis, dessen Anwendung bei manchen Gebäuden (wie Gewächshäusern und Palmenhäusern) auf keinerlei praktische Schwierigkeiten stößt.

Hat man hiernach die Hauptabmessungen des Daches festgesetzt, so wähle man die Höhe der einzelnen ebenen Fachwerkträger möglichst zu $\frac{1}{10}$ der Dachlänge und die Sparrenentfernung thunlichst ebensoviele, so daß nahezu quadratische Gefache des Fachwerkträgers entstehen. Im Falle die Widerlager Schub aufzunehmen vermögen, können die Pfosten (Sparren) der untersten Fachwerkträger unmittelbar auf der Mauer gelagert werden, wodurch die Diagonalen in diesen untersten Feldern in Wegfall kommen.

Die Gurte der einzelnen Fachwerkträger dienen gleichzeitig als Pfetten, welche entweder unmittelbar die Dachdeckung (bei Wellblechdächern) oder die Sparren und Sprossen (bei Dächern mit Schalung und bei Glasdächern) tragen. Insofern die Gurtungen insolge dessen zwischen zwei benachbarten Knoten auf Biegung beansprucht werden, ist dies bei der Querschnittsbemessung zu berücksichtigen.

§ 7.

Vereinfachte Berechnung flacher Kuppel- und Zeltdächer.

Die im § 5 vorgesehene genaue Berechnung der Stabspannungen von Kuppelfachwerken wird um so umständlicher und unübersichtlicher, je größer die Seitenzahl des Grundrisseckes und je größer die Anzahl der Kuppel-

zonen wird. Für solche Fälle genügt bei einigermaßen flacher Dachneigung und regelmäßiger Grundrißform das von Schwedler bei den von ihm konstruierten Kuppeln angewandte Näherungsverfahren, und zwar aus dem Grunde, weil auch die genauere Rechnungsweise um so weniger mit der Wirklichkeit übereinstimmende Ergebnisse liefert, je größer die Winkel sind, welche die Sparren und Ringe in den Knickpunkten bilden, also je größer die Zahl der Grundrisseiten und der Kuppelzonen ist. Der Grund hierfür liegt darin, daß bei der Berechnung in den Knotenpunkten Gelenke vorausgesetzt werden, während in Wirklichkeit die Stäbe an den Knoten steif vernietet sind, daß außerdem die versteifende Wirkung der Kuppelschalung keine Berücksichtigung bei der Berechnung findet. Diese versteifenden Einflüsse werden um so größer, je flacher die in den Knotenpunkten zusammenlaufenden Stäbe gegeneinander geneigt sind. Bei Kuppeln mit geringer Seitenzahl sind diese Einflüsse weniger erheblich; hier wird daher die genauere Berechnungsweise besser beibehalten, um so mehr als deren Durchführung bei solchen einfachen Fachwerken verhältnismäßig leicht zu bewirken ist. Ebensovienig ist das Schwedler'sche Verfahren auf steile Dächer anwendbar.

a) Belastungsannahmen.

Alle Lasten, auch der Winddruck, werden senkrecht wirkend angenommen und auf das q_m Grundfläche bezogen.

Hierbei ist zu setzen:

1. Das Eigengewicht e der Dachdeckung einschließlich der Schalung für das q_m Grundfläche nach den in Tab. 3^o im Anhang Spalte 3 bis 11 angegebenen Mittelwerten.

2. Das Eisengewicht des Mantelfachwerkes zu

$$\varepsilon = (0,25 d + 19,5)$$

in kg für das q_m Grundfläche, worin d den Durchmesser der Kuppel in m bedeutet.

3. Die Schneelast s zu 75 kg f. d. q_m Grundfläche.

4. Der Winddruck w' zu $\frac{125 \sin(\alpha + 10)}{\cos^2 \alpha}$

in kg f. d. q_m Grundfläche, wenn α der mittlere Neigungswinkel des Daches (etwa in halber Höhe gemessen)

für $\alpha = 10^\circ \ 15^\circ \ 20^\circ \ 25^\circ \ 30^\circ \ 35^\circ \ 40^\circ \ 45^\circ$
wird $w' = 44 \ 57 \ 71 \ 88 \ 107 \ 132 \ 163 \ 205$ kg/ q_m .

Die über dem Kopfring gewöhnlich angebrachte Laterne ist wie die übrige Dachfläche zu behandeln und dabei ein angemessener Zuschlag für die Laternenwand und den Dachüberstand der Laterne zu machen. Der senkrechte Lagerdruck ist am größten bei vollbelasteter Kuppel und beträgt für jeden Sparren

$$A = l \frac{d}{2} (e + \varepsilon + s + w') + Z,$$

wenn l die Entfernung zweier Sparrenfüße oder die Seitenlänge des Kuppelgrundrisses und Z der für die Laterne auf jeden Sparren entfallende Zuschlag ist.

b) Spannungen in den Gratsparren.

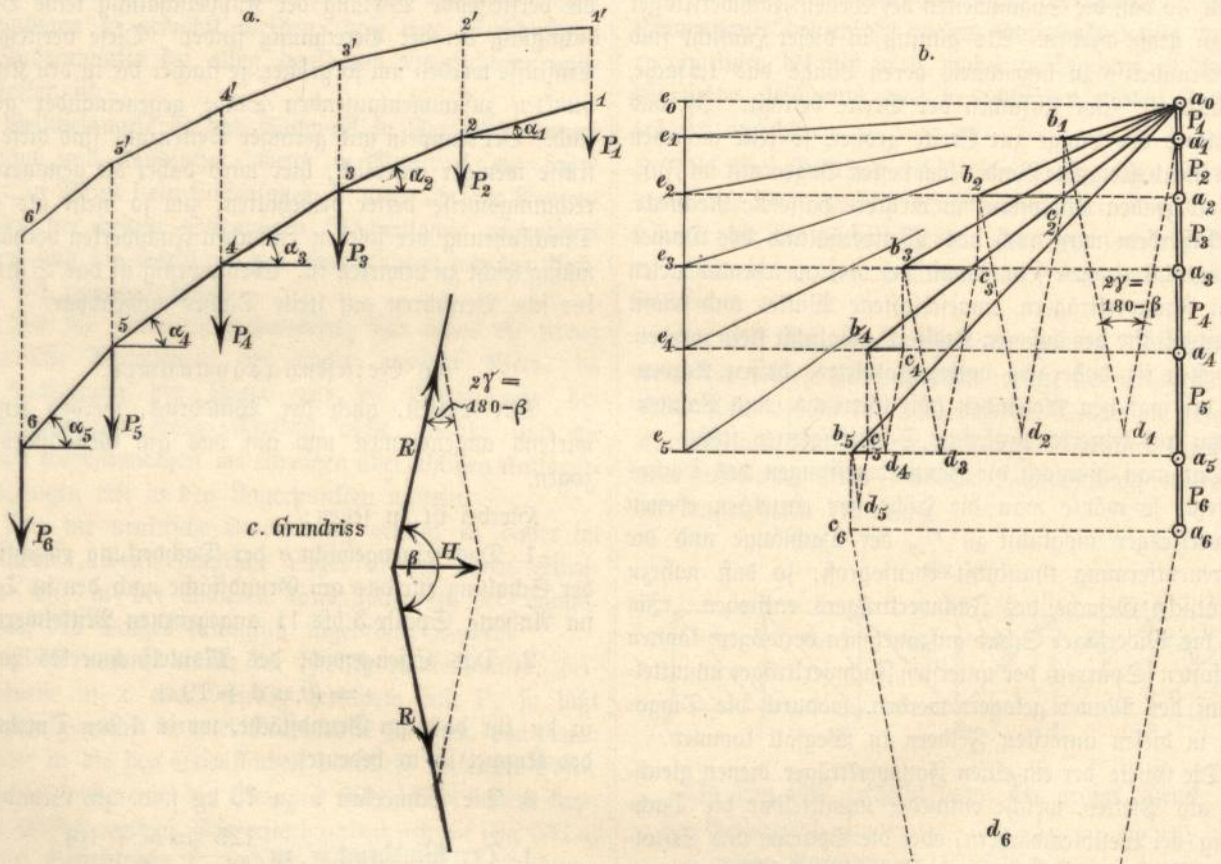
Die Gratsparren erleiden nur Druckspannungen, welche bei voller Belastung der beiden an den Sparren anstoßenden Dachfelder ihren größten Wert erreichen. Die Ermittlung der Spannungen erfolgt am besten durch Zeichnen des Kräfteplans.

Horizontalkräfte und die punktierten Linien $b_1 - d_1$ $b_2 - d_2$... $c_6 - d_6$ die Ringspannungen dar.

Bei dem Zeltdach ist der Gratsparren geradlinig und es ergibt sich alsdann der in Fig. 534 b dargestellte Kräfteplan.

Man erkennt aus den Fig. 533 b und 534 b die Unterschiede zwischen den Spannungen des Kuppel- und Zeltdaches, welche darin bestehen, daß sowohl Sparren- als Ringspannungen bei der Kuppel geringer werden, daß ferner die Spannung um so kleiner ausfällt, je stärker der Knick des Sparrens am Knotenpunkt, je kleiner also der Halb-

Fig. 533 a, b und c.



Die Linie 1 bis 6 in Fig. 533 a stellt den gekrümmten Sparren einer Kuppel (in der Sparrenebene) dar, welcher sich mit dem oberen Ende 1 gegen den Laternenring lehnt. Man reihe die Knotenpunktlasten P_1, P_2 u. s. w. nach einem bestimmten Kräftemaßstab im Kräfteplan, Fig. 533 b, untereinander und ziehe durch die Teilpunkte a wagerechte Linien $a b$, ferner aus Punkt a_0 parallele Strahlen zu den Sparrenstücken 1-2, 2-3 ... 5-6 und durch die Schnittpunkte b senkrechte Linien $b-c$, so stellen die Linien $a_0 - b_1, a_0 - b_2$... $a_0 - b_5$ die in den einzelnen Sparrenstücken entstehenden Spannungen, die Linien $b_1 - a_1, b_2 - c_2$... $c_6 - a_6$ die in der Schnittlinie der Sparren- und Ringebene wirkenden

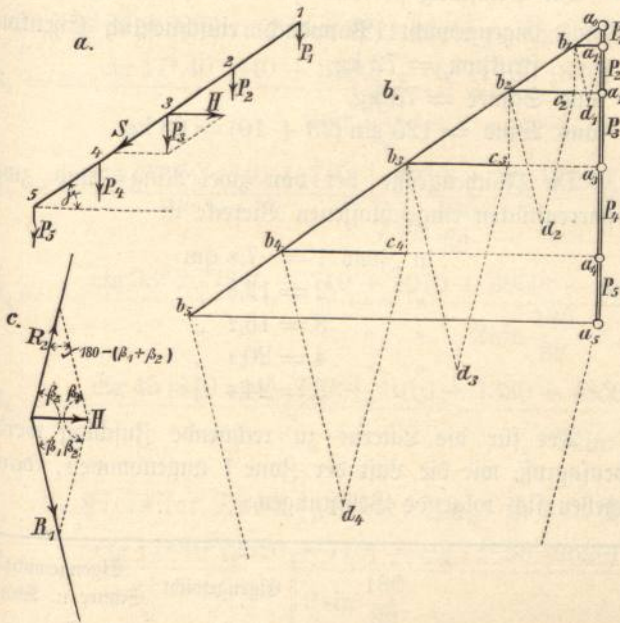
messer der Kuppel ist. Während bei dem Zeltdach die mittleren Ringe stets Druckspannungen erleiden, können bei der Kuppel auf die Mittelringe je nach der Form der Sparrenkrümmung teils Zug-, teils Druckspannungen entfallen.

Offenbar entspricht nun jeder Belastung eine bestimmte Sparrenform, für welche die Spannungen in den Mittelringen Null werden. Diese Form ist graphisch leicht zu ermitteln, indem man zu der Kraftlinie $e_0 - e_5$ (Fig. 533 b) mit dem Pol a_0 das Seilpolygon 1'-6' (Fig. 533 a) zeichnet. Je nachdem hierbei der Polabstand $e_0 - a_0$ kleiner oder größer gewählt wird, fällt die Kuppel steiler oder flacher

aus. Bei gleichförmig verteilter Belastung erhält man auf diese Weise als Sparrenform eine kubische Parabel.

Von praktischem Wert ist indes diese Ermittlung nicht, da für die Kuppelform meist andere Rücksichten bestimmend sind und ausschließlich gleichförmig verteilte Belastungen in Wirklichkeit nicht vorkommen.

Fig. 534 a, b und c.



Durch Rechnung findet man den größten Sparren-
druck in einem beliebigen Sparrenstück, beispielsweise dem
n^{ten} vom Kopfring ab gezählt, zu

$$S_n = - \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\sin \alpha_n} \dots (1)$$

worin α der Neigungswinkel des betreffenden Sparren-
stabes zur Wagerechten. Es geht dies ohne weiteres aus
dem Kräfteplan Fig. 533 b hervor.

c) Spannungen in den Ringen.

Der Kopfring erhält stets Druck, der Fußring stets
Zugspannung, die Mittelringe erleiden bei den Zeltdächern
ausschließlich Druck, bei den Kuppeldächern u. U. auch
Zugspannung, und zwar entsteht der größte Druck, wenn
die Knotenpunkte des betreffenden Ringes belastet, die der
höher gelegenen Ringe aber unbelastet sind. Umgekehrt
entsteht der kleinste Druck oder größte Zug dann, wenn
die Knotenpunkte des betreffenden Ringes unbelastet, die
der höher liegenden Ringe belastet sind. Die Richtigkeit
ergibt sich ohne weiteres durch Zeichnen der Kraftpläne.

Hieraus lassen sich folgende Formeln zur Berechnung
der Ringspannungen ableiten:

Es sei R_n die Spannung des n^{ten} Ringes vom Kopf-
ring mit 1 beginnend gezählt,

α_n der Neigungswinkel des an den Ring nach unten
anschließenden Sparrenstabes gegen die Wagerechte,

2γ der Nebenwinkel des von zwei Ringseiten ein-
geschlossenen Vieleckwinkels (vergl. Fig. 533 b u. c),

m die Seitenzahl des regelmäßigen Grundriß-Vieleckes,
 $P_1, P_2 \dots P_n$ die volle Belastung durch Eigengewicht,
Schnee und Wind,

$G_1, G_2 \dots G_n$ die Belastung nur durch Eigengewicht.

Alsdann ist bei gleichmäßiger voller Belastung nach
Fig. 533 b

$$R_n = - \frac{\text{ctg } \alpha_n (P_1 + P_2 + \dots P_n) - \text{ctg } \alpha_{n-1} (P_1 + P_2 + \dots P_{n-1})}{2 \sin \gamma}$$

Nun ist

$$2\gamma = 180 - \frac{180m - 360}{m}$$

und demnach

$$\gamma = \frac{180}{m},$$

so daß:

$$R_n = - \frac{\text{ctg } \alpha_n (P_1 + P_2 + \dots P_n) - \text{ctg } \alpha_{n-1} (P_1 + P_2 + \dots P_{n-1})}{2 \sin \frac{180}{m}}$$

Für den Kopfring ist

$$P_{n-1} = 0$$

und demnach

$$R_1 = - \frac{\text{ctg } \alpha_1 P_1}{2 \sin \frac{180}{m}} \text{ (Druck)} \dots (2)$$

für den Fußring ist $\alpha_n = 90^\circ$

$$\text{ctg } \alpha_n = 0$$

und somit

$$R_n = + \frac{\text{ctg } \alpha_{n-1} (P_1 + P_2 + \dots P_{n-1})}{2 \sin \frac{180}{m}} \dots (3)$$

also Zug.

Für die Mittelringe ergeben sich die größten Be-
anspruchungen bei ungleichmäßiger Belastung zu:

1. Größter Druck (kleinster Zug)

$$R_n = - \frac{\text{ctg } \alpha_n (G_1 + G_2 + \dots P_n) - \text{ctg } \alpha_{n-1} (G_1 + G_2 + \dots G_{n-1})}{2 \sin \left(\frac{180}{m} \right)} (4)$$

2. Kleinster Druck (größter Zug)

$$R_n = - \frac{\text{ctg } \alpha_n (P_1 + P_2 + \dots G_n) - \text{ctg } \alpha_{n-1} (P_1 + P_2 + \dots P_{n-1})}{2 \sin \left(\frac{180}{m} \right)} (5)$$

Ergiebt sich R_n negativ, so erleidet der Ring Druckspannung, im anderen Falle Zugspannung.

Bei den Zeltdächern ist α konstant, infolgedessen ist R stets negativ, es tritt bei diesen Systemen also niemals Zug in den Zwischenringen auf.

d) Spannungen in den Diagonalen.

Hier wird die Annahme gemacht, daß die Diagonale den Spannungsunterschied zwischen einem belasteten und einem unbelasteten Sparren zu übertragen habe.

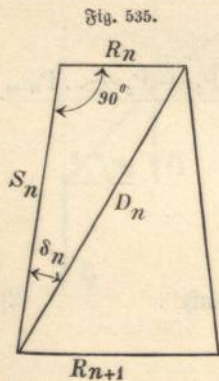
Nach Gleichung (1) beträgt dieser Spannungsunterschied:

$\Delta S_n = 1/\sin \alpha_n [(P_1 + P_2 + \dots P_n) - (G_1 + G_2 + \dots G_n)]$,
und demnach die Spannung in der Diagonale, wenn näherungsweise der Winkel zwischen Sparren und Ring zu 90° angenommen wird

$$D_n = \frac{\Delta S_n}{\cos \delta_n} \dots \dots \dots (6)$$

worin δ_n den Winkel bedeutet, welchen der n^{te} Sparren mit der n^{ten} Diagonale tatsächlich bildet (Fig. 535).

Die vorstehende Annahme ist eine willkürliche und insofern nicht zutreffend, als die Diagonalspannung von dem Unterschied der Ringspannungen abhängt, welcher seinerseits wieder stark durch die Seitenzahl des Grundrissvielecks beeinflusst wird. Gleichung (6) liefert demnach bei größerer Seitenzahl der Kuppel zu kleine Spannungswerte. Gleichwohl ist die Gleichung für kreisähnliche Grundrisse brauchbar, auch hat sich ihre Anwendung in der Praxis



bewährt und zwar aus dem Grunde, weil einmal bei Grundrissen mit großer Seitenzahl die versteifende Wirkung der Vernietung der Knotenpunkte mehr zur Geltung kommt und weil außerdem ein so scharfer Wechsel zwischen voll und gar nicht belasteten Sparren, wie ihn die obige Annahme voraussetzt, nur bei Kuppeln über vierseitigem Grundriss denkbar ist, während mit zunehmender Seitenzahl ein immer allmählicherer Übergang von der belasteten zur unbelasteten Kuppelhälfte stattfindet.

e) Zahlenbeispiel.

Der Durchmesser eines kreisrunden Lokomotivschuppens betrage 50 m, die Anzahl der Grat Sparren $m = 32$, der Durchmesser des Laternenringes = 10 m, die Anzahl der Kuppelzonen = 5. Die Grat Sparren seien so gebogen, daß

- $\alpha_1 = 11^\circ 50'$ $\alpha_4 = 33^\circ 20'$
- $\alpha_2 = 17^\circ 40'$ $\alpha_5 = 45^\circ$
- $\alpha_3 = 23^\circ 50'$

Die Winkel, welche die Diagonalen mit den Sparren einschließen, seien

- $\delta_1 = 15^\circ$
- $\delta_2 = 21^\circ 50'$
- $\delta_3 = 27^\circ 40'$
- $\delta_4 = 33^\circ 50'$
- $\delta_5 = 38^\circ 20'$

Die Belastung für das qm Grundfläche beträgt:
aus Eigengewicht (Pappdach) einschließlich Eisenkonstruktion = 72 kg,
aus Schnee = 75 kg,
aus Wind = $125 \sin (23 + 10) = 68$ kg.

Die Flächengröße der von zwei Ring- und zwei Sparrenstücken eingeschlossenen Vierecke ist

- in Zone 1 = 7,8 qm
- " " 2 = 12,0 "
- " " 3 = 16,2 "
- " " 4 = 20,4 "
- " " 5 = 24,6 "

Der für die Laterne zu rechnende Zuschlag werde ebensogroß, wie die Last der Zone 1 angenommen, dann ergeben sich folgende Belastungen:

	Eigengewicht kg	Eigengewicht. Schnee u. Wind kg
Knotenpunkt 1	840	2520
" 2	710	2130
" 3	1010	3030
" 4	1320	3950
" 5	1620	4850
" 6	890	2650

Nun erhält man:

1) Die größten Sparrendrucke nach Gleichung (1)

$$S_1 = - \frac{2520}{\sin 11^\circ 50'} = - 12\,300 \text{ kg,}$$

$$S_2 = - \frac{2520 + 2130}{\sin 17^\circ 40'} = - 15\,400 \text{ kg,}$$

$$S_3 = - \frac{2520 + 2130 + 3030}{\sin 23^\circ 50'} = - 19\,000 \text{ kg,}$$

$$S_4 = - \frac{2520 + 2130 + 3030 + 3950}{\sin 33^\circ 20'} = - 21\,300 \text{ kg,}$$

$$S_5 = - \frac{2520 + 2130 + 3030 + 3950 + 4850}{\sin 45^\circ} = - 23\,300 \text{ „}$$

2) Druck im Kopfring nach Gleichung (2)

$$R_1 = - \frac{\text{ctg } 11^\circ 50' \cdot 2520}{2 \sin \frac{180}{32}} = - 60000 \text{ kg.}$$

3) Zug im Fußring nach Gleichung (3)

$$R_6 = + \frac{\text{ctg } 45^\circ (2520 + 2130 + 3030 + 3950 + 4850)}{2 \sin \frac{180}{32}} = + 82400 \text{ kg.}$$

4) Größter Druck der Mittelringe nach Gleichung (4)

$$R_2 = - \frac{\text{ctg } 17^\circ 40' (840 + 2130) - \text{ctg } 11^\circ 50' (840)}{2 \sin \frac{180}{32}} = - 26550 \text{ kg,}$$

$$R_3 = - \frac{\text{ctg } 23^\circ 50' (840 + 710 + 3030) - \text{ctg } 17^\circ 40' (840 + 710)}{2 \sin \frac{180}{32}} = - 27650 \text{ kg,}$$

$$R_4 = - \frac{\text{ctg } 33^\circ 20' (840 + 710 + 1010 + 3950) - \text{ctg } 23^\circ 50' (840 + 710 + 1010)}{2 \sin \frac{180}{32}} = - 20500 \text{ kg,}$$

$$R_5 = - \frac{\text{ctg } 45^\circ (840 + 710 + 1010 + 1320 + 4850) - \text{ctg } 33^\circ 20' (840 + 710 + 1010 + 1320)}{2 \sin \frac{180}{32}} = - 14200 \text{ kg.}$$

5) Kleinster Druck (größter Zug) in den Mittelringen nach Gleichung (5)

$$R_2 = - \frac{\text{ctg } 17^\circ 40' (2520 + 710) - \text{ctg } 11^\circ 50' (2520)}{2 \sin \frac{180}{32}} = + 10000 \text{ kg (Zug),}$$

$$R_3 = - \frac{\text{ctg } 23^\circ 50' (2520 + 2130 + 1010) - \text{ctg } 17^\circ 40' (2520 + 2130)}{2 \sin \frac{180}{32}} = + 9000 \text{ kg (Zug),}$$

$$R_4 = - \frac{\text{ctg } 33^\circ 20' (2520 + 2130 + 3030 + 1320) - \text{ctg } 23^\circ 50' (2520 + 2130 + 3030)}{2 \sin \frac{180}{32}} = + 19000 \text{ kg (Zug),}$$

$$R_5 = - \frac{\text{ctg } 45^\circ (2520 + 2130 + 3030 + 3950 + 1620) - \text{ctg } 33^\circ 20' (2520 + 2130 + 3030 + 3950)}{2 \sin \frac{180}{32}} = + 22500 \text{ kg (Zug).}$$

6) Spannung in den Diagonalen nach Gleichung (6)

$$D_1 = \frac{(2520 - 840)}{\sin 11^\circ 50' \cdot \cos 15^\circ} = 8550 \text{ kg,}$$

$$D_2 = \frac{(2520 + 2130) - (840 + 710)}{\sin 17^\circ 40' \cdot \cos 21^\circ 50'} = 11000 \text{ kg,}$$

$$D_3 = \frac{(2520 + 2130 + 3030) - (840 + 710 + 1010)}{\sin 23^\circ 50' \cdot \cos 27^\circ 40'} = 14300 \text{ kg,}$$

$$D_4 = \frac{(2520 + 2130 + 3030 + 3950) - (840 + 710 + 1010 + 1320)}{\sin 33^\circ 20' \cdot \cos 33^\circ 50'} = 17000 \text{ kg,}$$

$$D_5 = \frac{(2520 + 2130 + 3030 + 3950 + 4850) - (840 + 710 + 1010 + 1320 + 1620)}{\sin 45^\circ \cdot \cos 38^\circ 20'} = 19800 \text{ kg}$$

und zwar Zug bei gekreuzten, wechselnd Zug oder Druck bei einfachen Diagonalen in jedem Feld.

§ 8.

Vereinfachte Berechnung steiler Turmdächer.

a) Belastungsannahmen.

Bei den steilen Turmdächern kommt außer dem Eigengewicht nur der Winddruck in Betracht, da der Schnee von den steilen Dachflächen abgleitet.

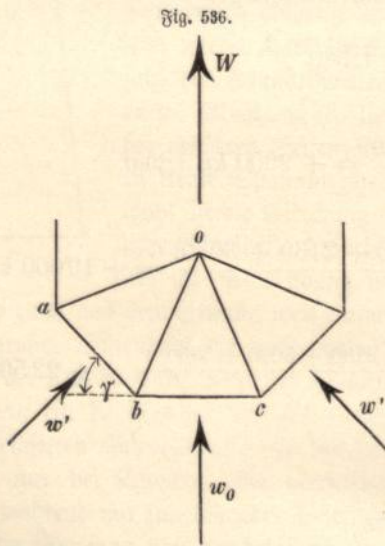
Das Eigengewicht der Dachdeckung einschließlich der Schalung und der Pfetten ist nach den Angaben der Tabelle 3e im Anhang anzunehmen und auf die Knotenpunkte nach Maßgabe der zu diesen gehörigen Dachflächen zu verteilen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion kann man für das ebm umbauten Raum zu 25 bis 33 kg annehmen.¹⁾

Ist J der Kubikinhalt des Turmhelms, F die Summe der einzelnen Dachflächen, so ergibt sich der für das qm Dachfläche anzusetzende Zuschlag aus der Eisenkonstruktion zu

$$\frac{J}{F} \text{ (25 bis 33) in kg,}$$

wenn J in cbm, F in qm eingesetzt werden.

Der Winddruck kann bei derartigen Dächern wagerecht wirkend angenommen werden. Für diejenige Dachfläche, welche im Grundriß rechtwinklich zur Windrichtung steht (b o c in Fig. 536), ist ihre Aufrißfläche als vom



Wind rechtwinklich getroffene Fläche anzunehmen. Die Größe des alsdann auf die Flächeneinheit wirkenden Winddrucks sei w_0 . Für die im Grundriß unter dem Winkel γ gegen die Windrichtung geneigten Dachflächen beträgt alsdann der wagerechte und im Grundriß rechtwinklich zur Grundrißlinie (a b in Fig. 536) der betreffenden Dachfläche wirkende Druck

$$w' = w_0 \cos \gamma.$$

1) Landsberg, Dachstuhl-Konstruktionen, Handbuch d. Arch., Band 2, Heft 4.

Hierbei ist wieder an Stelle der wahren Dachfläche die Aufrißfläche in Rechnung zu ziehen.

Die Größe von w_0 ist hierbei je nach der Höhe, in welcher sich der Turmhelm befindet zu 150 bis 250, im Mittel zu 200 kg/qm anzunehmen.

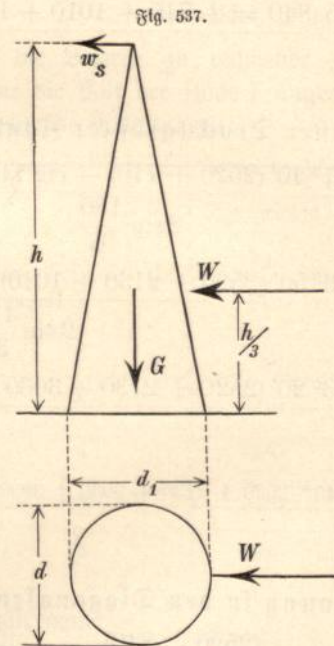
b) Standicherheit des Turmhelms gegen Winddruck.

Zunächst ist zu untersuchen, ob der Turmhelm als Ganzes gegen Kippen bei größtem Winddruck standicher ist.

Ist W die Mittelkraft der gesamten auf die Dachflächen entfallenden Windlast, w_s der für die Helmpitze zu rechnende Winddruck, h die Höhe des Turmhelms, d der (größte) Durchmesser der Grundrißfigur, d_1 der dazu rechtwinkliche Durchmesser, so beträgt näherungsweise das Umsturzmoment (Fig. 537)

$$M_w = W \frac{h}{3} + w_s h,$$

wobei $W = w_0 \frac{dh}{2}$ gesetzt werden kann.



Das dem Umkippen entgegenwirkende Moment ist, wenn G das Gesamtgewicht des Helms,

$$M_g = \frac{G d_1}{2}.$$

Mithin muß für die Standicherheit

$$M_w \leq M_g$$

oder

$$w_0 \frac{dh^2}{6} + w_s h \leq \frac{G d_1}{2} \dots (7)$$

sein. Die Gefahr des Umsturzes ist am größten während der Aufstellung des Helms und zwar dann, wenn zwar

die Schalung, aber noch nicht das Deckungsmaterial aufgebracht ist. Man wird daher in Gleichung (7) zweckmäßig nur das diesem Zustand entsprechende Helmgewicht G einsetzen und dann noch mit einem gewissen Sicherheitsüberschuß rechnen.

Ist nicht genügende Sicherheit gegen Umsturz vorhanden, so sind die Lager zu verankern. Hierbei müssen die Anker so viel von dem Turmmauerwerk fassen, daß das Helmgewicht mit dem Mauergewicht zusammen etwa das $1\frac{1}{2}$ -fache des nach Gleichung (7) erforderlichen Gewichtes bildet.

c) Ermittlung der Stabspannungen.

Die Sparren werden in der Regel bis zur Spitze durchgeführt, womit das Fachwerk nach Seite 312 n-3-fach statisch unbestimmt wird. Der vierseitige Turmhelm ist somit einfach, der achtseitige fünffach statisch unbestimmt. Man kann das Fachwerk dadurch statisch bestimmt machen, daß man nur drei Sparren bis zur Spitze durchführt und die übrigen Stäbe der Spitze beweglich anschließt, so daß sie Spannungen aus dem Raumsfachwerk nicht erhalten. Es ist aber auch zulässig, die Sparren sämtlich ohne Unterbrechung bis zur Spitze durchzuführen und für die Berechnung ein Näherungsverfahren anzuwenden.

Man beachte hierbei, daß eine auf die Spitze wirkende beliebige Last nur Spannungen in den in der Spitze zusammenlaufenden Sparren, nicht aber in den Ringen und Diagonalen des Fachwerkes hervorbringt. Auf diese letzteren Stäbe ist somit die statische Unbestimmtheit ohne jeden Einfluß.

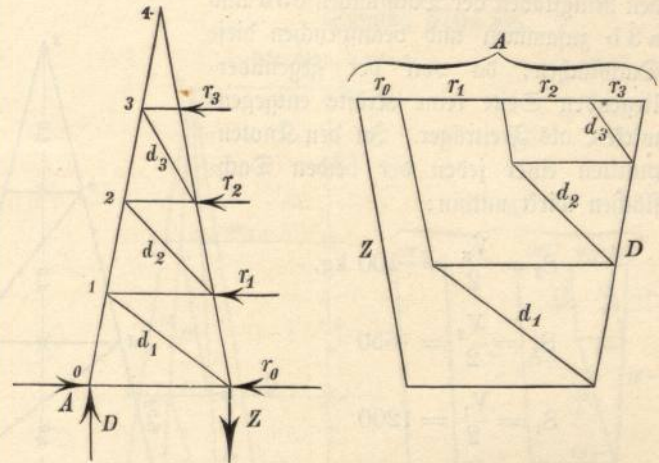
Jede senkrechte in der Spitze wirkende Last verteilt sich nun bei regelmäßigen Turmhelmen gleichmäßig auf die vorhandenen Sparren. Bei unregelmäßigen Grundrissen mit ungleich langen Sparren wird man gleichfalls in der Regel ohne merklichen Fehler eine gleichmäßige Verteilung annehmen können. Jede schiefe Last kann nach drei beliebig herausgegriffenen Sparren mit statischer Bestimmtheit zerlegt werden. Die sich ergebenden Spannungen sind zweifellos größer, als wenn sämtliche Sparren hierbei in Rechnung gezogen werden. Die Näherungsrechnung ergibt somit stets eine größere Sicherheit, als die genaue Berechnung des statisch unbestimmten Systems, der Unterschied ist jedoch wegen der Geringfügigkeit der auf die Spitze wirkenden Lasten ohne merklichen Einfluß auf die Abmessungen der Gratsparren.

Für die Belastung durch Eigengewicht erfolgt nun die Ermittlung der Spannungen in den Sparren und Ringen ganz in der im § 7 für die flachen Kuppeldächer vorgeführten Weise.

Die Diagonalen erhalten hierbei keine Spannung.

Für die Windbelastung hat man jede der in den Knotenpunkten angreifenden wagerechten Lasten nach den beiden anschließenden Ringstäben zu zerlegen. Soweit hierbei gleiche Kräfte von benachbarten Knotenpunkten entgegenwirken, beanspruchen diese den betreffenden Ring auf Druck und ziehen die Diagonalen nicht in Mitleidenschaft. Die in den Ringen übrig bleibenden Kräfte wirken in der Ebene desjenigen Dachfeldes, welchem der betreffende Ringstab angehört. Dieses Dachfeld (Fig. 538a) ist nunmehr als Freitragger anzusehen, für welchen der Kräfteplan (Fig. 538b)

Fig. 538a und b.



mit der Spitze beginnend, in bekannter Weise zu zeichnen ist. Der Kräfteplan liefert unmittelbar die durch die wagerechten Lasten bewirkten Spannungen in den Diagonalen, während die Spannungen in den Sparren und Ringen den bereits nach obigem ermittelten, aus Eigengewicht und symmetrischer Windbelastung herrührenden Spannungen hinzuzuzählen sind.

Im einzelnen möge das Verfahren an dem vier- und achtseitigen Turmhelm durchgeführt werden.

d) Vierseitiger Turmhelm.

Wir wählen ein bestimmtes Zahlenbeispiel, und zwar das in Fig. 539 a bis d dargestellte Turmdach. Die ungünstigste Beanspruchung durch Wind entsteht dann, wenn die Windrichtung im Grundriß rechtwinklich zu einer der vier Seiten gerichtet ist. Wird w_0 zu 150 kg/qm angenommen, so ist der auf die vom Wind getroffene Dachfläche entfallende wagerechte Druck

$$= w_0 f = 150 \frac{6,0 \cdot 12,0}{2} = 5400 \text{ kg.}$$

Dieser verteilt sich auf die einzelnen Knotenpunkte, und zwar entfällt näherungsweise auf

Knotenpunkt 3	$V_3 = \frac{2,0 \cdot 4,0}{2 \cdot 3} 150 =$	200 kg,
Die beiden Knotenpunkte 2 zusammen	$V_2 = \left(\frac{2,0 \cdot 2,0 \cdot 4,0}{2 \cdot 3} + \frac{4,0 + 2,0 \cdot 4,0}{2} \right) 150 =$	1300 "
" " " 1 "	$V_1 = \left(\frac{4,0 + 2,0}{2} + \frac{6,0 + 4,0}{2} \right) \frac{4,0}{2} \cdot 150 =$	2400 "
" " " 0 "	$V_0 = \frac{6,0 + 4,0}{2} \cdot \frac{4,0}{2} 150 =$	1500 "
		Summa 5400 kg.

Diese Kräfte fallen unmittelbar mit den Ringstäben der Dachflächen c3d und a3b zusammen und beanspruchen diese Dachflächen, da von der gegenüberliegenden Seite keine Kräfte entgegenwirken, als Freitragler. In den Knotenpunkten einer jeden der beiden Dachflächen wirkt mithin:

$$S_3 = \frac{V_3}{2} = 100 \text{ kg,}$$

$$S_2 = \frac{V_2}{2} = 650 \text{ "}$$

$$S_1 = \frac{V_1}{2} = 1200 \text{ "}$$

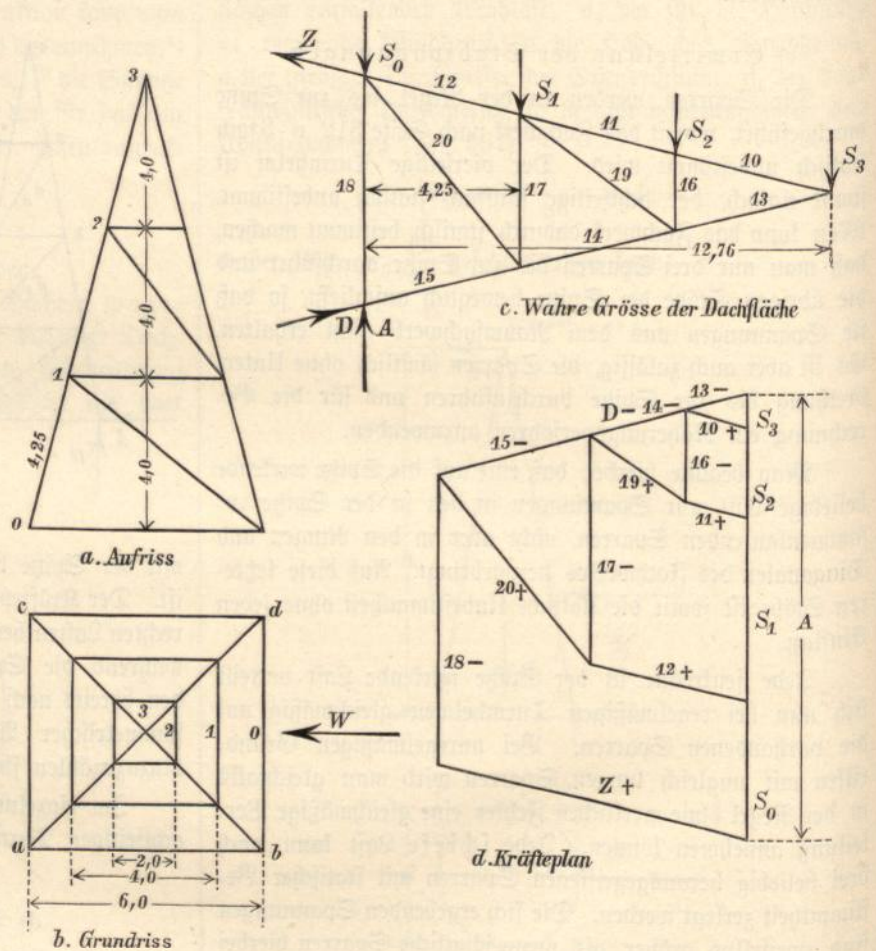
$$S_0 = \frac{V_0}{2} = 750 \text{ "}$$

Ist eine Helmspitze vorhanden, so ist zu S_3 noch der halbe durch die Helmspitze verursachte Winddruck hinzuzuzählen.

In Fig. 539 c ist die Dachfläche c3d beziehungsweise a3b in wahrer Größe, in Fig. 539 d der zugehörige Kräfteplan gezeichnet, aus welchem die Stabspannungen ohne weiteres abgegriffen werden können. Die bezifferten Linien im Kräfteplan stellen die Stabspannungen in den mit den gleichen Ziffern versehenen Stäben der Fig. 539 c dar, und zwar bedeutet — Druck, + Zugspannung. Diese Spannungen sind den aus dem Eigengewicht in den Sparren und Ringen entstehenden Spannungen, welche nach S. 333 zu ermitteln sind, hinzuzuzählen.

Werden schlaffe, nur auf Zug sichere Diagonalen (Flacheisen, Rundstangen) verwendet, so sind in jedem Feld zwei gekreuzte Diagonalen anzubringen, da der Wind sowohl von der einen, wie von der anderen Seite kommen kann. Mehr zu empfehlen ist jedoch die Anwendung einer einzigen freifen und knick sichereren Diagonale in jedem Feld.

Fig. 539 a bis d.



Es möge nun noch die Standicherheit untersucht werden.

Der Kubikinhalt des Helms beträgt $\frac{6 \cdot 6 \cdot 12}{3} = 144 \text{ cbm,}$ mithin geschätztes Eisengewicht

$$25 \cdot 144 = 3600 \text{ kg.}$$

Gewicht der Sparren und der Schalung (ohne Deckungsmaterial)

$$= 4 \cdot \frac{6 \cdot 12}{2} \cdot 40 = 5760 \text{ kg.}$$

Der Winddruck möge zunächst in der Diagonale wirken, dann ist das Windmoment nach S. 336

$$M_w = 150 \frac{8,5 \cdot 12,0}{2} \frac{12,0}{3} + 100 \cdot 12 = 31800 \text{ kg},$$

wenn der Winddruck auf die Helmspitze zu 100 angenommen wird.

Das Gegenmoment vor Aufbringung der Dachdeckung ist

$$M_g = \frac{5760 \cdot 8,5}{2} = 24500 \text{ kg}.$$

Die Standsicherheit ist also vor der Eindeckung nicht, jedoch bei einigermaßen schwerem Deckungsmaterial nach der Eindeckung vorhanden. Es würde also eine provisorische Verankerung genügen. Die Zugleistung Z der in den Eckpunkten anzubringenden Anker muß alsdann betragen:

$$Z = \frac{M_w - M_g}{8,5} = \text{rund } 860 \text{ kg}.$$

Weht der Wind rechtwinklich zu einer der vier Seiten, dann ist

$$M_w = \frac{150 \cdot 6,0 \cdot 12,0}{2} \frac{12,0}{3} + 100 \cdot 12 = 22800 \text{ kg},$$

$$M_g = \frac{5760 \cdot 6,0}{2} = 17280 \text{ kg}.$$

Die Zugleistung der Anker müßte hierbei betragen (da nunmehr zwei Ankerpaare entgegenvirken):

$$Z = \frac{22800 - 17280}{2 \cdot 6,0} = 460 \text{ kg}.$$

Der erstere Fall ist somit der ungünstigere.

e) Achteckiger Turmhelm.

Die ungünstigste Beanspruchung entsteht auch hier, wenn die Windrichtung im Grundriß rechtwinklich zu einer Seite des Achtecks steht. Für die Dachfläche a i b der Fig. 540 b ergibt sich dann ein Gesamtwinddruck

$$W = 200 \frac{3,06 \cdot 24,0}{2} = 7344 \text{ kg},$$

wenn $w_0 = 200 \text{ kg/qm}$ angenommen wird.

Ferner entfällt auf jede der beiden angrenzenden Dachflächen h i a und b i c ein rechtwinklich zu a h und b c gerichteter Winddruck

$$W' = W \cos 45 = 7344 \cdot 0,707 = \text{rund } 5100 \text{ kg}.$$

Auf die übrigen Flächen entfällt kein Winddruck.

Es sind nun, wie bei der vierseitigen Pyramide, die auf die einzelnen Knotenpunkte entfallenden Lastenteile zu ermitteln, und zwar ist näherungsweise

für die Dachfläche a i b

$$w_0 = 200 \cdot 3,06 \cdot \frac{4,8}{4} = 734 \text{ kg},$$

$$w_1 = 200 \cdot 2,45 \cdot \frac{4,8}{2} = 1176 \text{ „}$$

$$w_2 = 200 \cdot 1,83 \cdot \frac{4,8}{2} = 878 \text{ „}$$

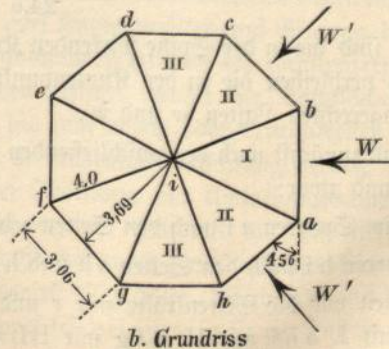
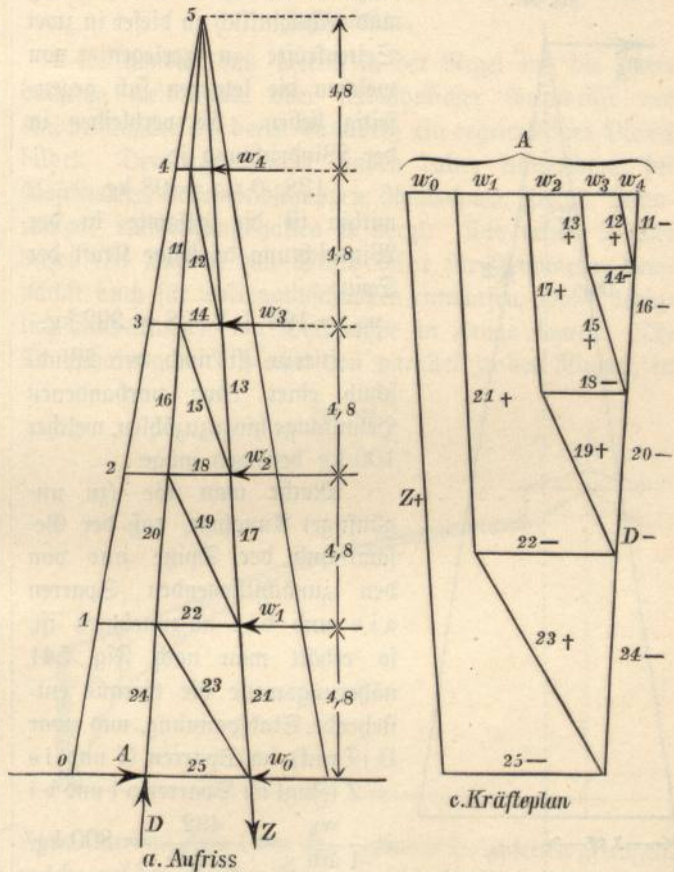
$$w_3 = 200 \cdot 1,22 \cdot \frac{4,8}{2} = 585 \text{ „}$$

$$w_4 = 200 \cdot 0,61 \cdot \frac{4,8}{2} = 293 \text{ „}$$

$$w_5 = 200 \cdot 0,61 \cdot \frac{4,8}{6} = 98 \text{ „}$$

Summa 3764 kg,

Fig. 540 a, b und c.



für die Dachfläche h i a beziehungsweise b i c

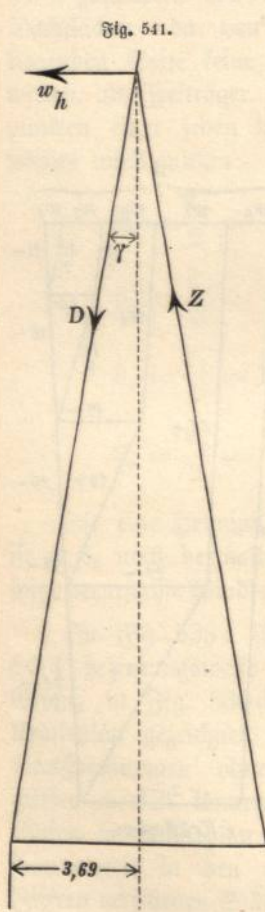
$$\begin{aligned} w'_0 &= w_0 \cos 45 = 518 \text{ kg,} \\ w'_1 &= w_1 \cos 45 = 833 \text{ " } \\ w'_2 &= w_2 \cos 45 = 621 \text{ " } \\ w'_3 &= w_3 \cos 45 = 414 \text{ " } \\ w'_4 &= w_4 \cos 45 = 207 \text{ " } \\ w'_5 &= w_5 \cos 45 = 69 \text{ " } \end{aligned}$$

Der auf die Spitze entfallende Schub beträgt somit rechtwinklich zu a b

$$= 2 \cdot w_5 = 2 \cdot 98 = 196 \text{ kg,}$$

rechtwinklich zu h a und b c je

$$= 2 \cdot w'_5 = 2 \cdot 69 = 138 \text{ kg.}$$



Letzterer ist nach der Windrichtung und rechtwinklich zu dieser in zwei Seitenkräfte zu zerlegen, von welchen die letzteren sich gegenseitig heben. Es verbleiben in der Windrichtung je

$$138 \cdot 0,707 = 98 \text{ kg,}$$

mithin ist die gesamte in der Windrichtung wirkende Kraft der Spitze

$$w_h = 196 + 2 \cdot 98 = 392 \text{ kg.}$$

Hierzu ist noch der Windschub einer etwa vorhandenen Helmstange hinzuzuzählen, welcher 100 kg betragen möge.

Macht man die (zu ungünstige) Annahme, daß der Gesamtschub der Spitze nur von den zunächstliegenden Sparren a i e und b i f aufzunehmen ist, so erhält man nach Fig. 541 näherungsweise die hieraus entstehende Stabspannung, und zwar D (Druck) im Sparren i f und i e = Z (Zug) im Sparren a i und b i

$$= \frac{w_h}{4 \sin \gamma} = \frac{492}{4 \cdot \frac{3,69}{24,0}} = 800 \text{ kg.}$$

Hiermit sind die in der Spitze wirkenden Kräfte untergebracht. Es verbleiben die in den Knotenpunkten 1 bis 4 wirkenden wagerechten Lasten w und w'.

Diese sind zunächst nach den anschließenden Ringstäben zu zerlegen, und zwar:

w und w' im Sparren a i nach den Seiten a b und a h, w' im Sparren h i nach den Seiten a h und h g.

Bezeichnen wir die Seitenkräfte mit r und die Dachfläche a i b mit I, a h i mit II, h i g mit III, so ist

$$r_I = w + \frac{w'}{0,707}, \text{ und da } w' = w \cdot 0,707$$

$$r_I = 2 w,$$

ferner

$$r_{II \text{ rechts}} = \frac{w}{0,707} + w' = w \cdot 2,12$$

$$r_{II \text{ links}} = w' = w \cdot 0,707$$

$$r_{III} = \frac{w'}{0,707} = w.$$

In Dachfläche I wirken den Kräften r_I gleich große Kräfte entgegen. Sie beanspruchen die Ringstäbe auf Druck, während die Sparren und Diagonallstäbe keine Spannung erleiden.

In Dachfläche II wirken den Kräften $r_{II \text{ rechts}}$ die Kräfte $r_{II \text{ links}}$ entgegen, es werden daher die Ringstäbe mit $r_{II \text{ links}} = w'$ auf Druck beansprucht, während Kräfte

$$r_{II \text{ rechts}} - r_{II \text{ links}} = w (2,12 - 0,707) = 1,41 w$$

übrig bleiben, welche die Dachfläche a i h als Freitragler beanspruchen und demnach sämtliche Stäbe dieses Feldes in Spannung versetzen.

In Dachfläche III ist dasselbe mit den Kräften $r_{III} = w$ der Fall.

Man hat nun mit den Knotenlasten w_1 bis w_4 den Kräfteplan für ein Dachfeld zu zeichnen, wobei ohne merklichen Fehler die Aufrißfläche für die wahre Fläche gesetzt werden kann. Diese Zeichnung ist in Fig. 540 c durchgeführt und sie liefert die Stabspannungen für das Dachfeld III. Die Spannungen für das Dachfeld II erhält man durch Vielfältigung der Spannungen in III mit 1,41.

Die größten Spannungen erhalten somit die Diagonalen im Feld II, die größte Druckspannung erfährt Sparren g i, die größte Zugspannung Sparren a i, während im Sparren h i die Zug- und Druckspannungen sich zum Teil aufheben. Zu der Zugspannung im Sparren a i tritt noch die oben ermittelte Zugbeanspruchung aus der auf die Spitze fallenden Windlast hinzu.

Von den Ringen erleiden diejenigen in den Dachfeldern I und II die größten Druckspannungen.

Es möge nun noch die Standsicherheit des Helms untersucht werden.

Nach Seite 336 ergibt sich das Rippmoment aus Windlast, da $d = 8,0$, $h = 24,0$, $w_0 = 200$

$$M_w = 200 \frac{8,0 \cdot 24,0}{2} \frac{24,0}{3} + 100 \cdot 24,0 = 156000 \text{ kgm,}$$

wenn der Druck auf die Helmstange beispielsweise 100 kg beträgt.

Der Kubikinhalt des Turmhelms ist rund

$$4^2 \cdot 3,14 \frac{24}{3} = \text{rund } 400 \text{ cbm,}$$

mithin das Eisengewicht schätzungsweise

$$30 \cdot 400 = 12000 \text{ kg.}$$

Hierzu das Gewicht der Holzsparren und der Schalung ohne Deckmaterial überschläglich

$$\frac{8 \cdot 3,06 \cdot 24}{2} \cdot 40 = 11600 \text{ kg.}$$

Mithin Gesamtgewicht des Helms ohne Deckmaterial (Schiefer u. s. w.)

$$G = \text{rund } 24000 \text{ kg.}$$

Das Gegenmoment beträgt demnach

$$M_g = \frac{24000 \cdot 2 \cdot 4}{2} = \text{rund } 96000 \text{ kg.}$$

Dieses genügt somit nicht und der Turm muß verankert werden.

Das von den Anker zu leistende Moment beträgt

$$M_a = 155000 - 96000 = \text{rund } 59000 \text{ kgm.}$$

Man kann nun annehmen, daß die Anker nach Maßgabe ihrer Entfernung (in der Windrichtung gemessen) beansprucht werden.

Ist somit Z_1 die Spannung, x der Abstand des Ankerpaares a-f, beziehungsweise b-e, Z_2 die Spannung, y der Abstand des Ankerpaares h-g, beziehungsweise c-d, so muß sein:

$$Z_1 x + Z_2 y = M_a = 59000,$$

ferner

$$\frac{Z_1}{Z_2} = \frac{x}{y}.$$

Im vorliegenden Falle ist

$$y = 6,12, \quad x = 6,12 (1 + 2 \cdot 0,707) = 14,8,$$

mithin

$$Z_2 = \frac{6,12}{14,8} Z_1 = 0,414 Z_1.$$

Aus

$$Z_1 \cdot 14,8 + 0,414 Z_1 \cdot 6,12 = 59000$$

folgt dann

$$Z_1 = \text{rund } 3400 \text{ kg.}$$

Demnach der erforderliche Ankerdurchmesser nach Gleichung (13) S. 49, wenn die zulässige Beanspruchung auf Zug mit Rücksicht auf die Seltenheit des Belastungsfalls = 1400 kg/qcm angenommen wird:

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{3400}{1400}} = 2,5 \text{ cm.}$$

Der Anker muß so tief reichen, daß das auf dem Ankerplint lastende Mauerwerk mindestens das $1\frac{1}{2}$ fache der Zugleistung des Ankers beträgt.

Da man sich nicht darauf verlassen kann, daß alle acht Anker gleichmäßig angezogen sind, so wird man sicherer rechnen, wenn man die Zugkraft Z_2 der Anker in den Punkten h g c d ganz außer acht läßt. Dann ergibt sich

$$Z_1 x = 59000,$$

$$Z_1 = \frac{59000}{14,8} = \text{rund } 4000 \text{ kg,}$$

$$d = 0,3 + 1,41 \sqrt{\frac{4000}{1400}} = 2,68 \text{ cm,}$$

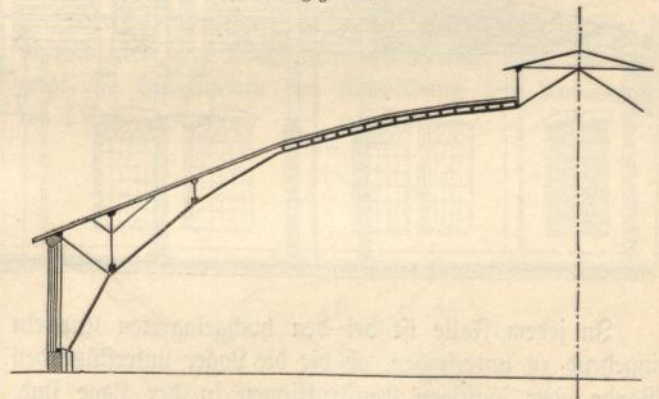
also wenig verschieden. Man wähle $d = 3 \text{ cm.}$

§ 9.

Konstruktive Behandlung flacher Kuppel- und Zeltdächer.

Es handelt sich hierbei in der Regel um die Überdachung kreisrunder oder kreisähnlicher Grundrisse mit Kuppelfachwerken, deren Grundriß ein regelmäßiges Vieleck bildet. Derartige Dächer finden daher Anwendung bei Gasometern, Lokomotivschuppen, Reitbahnen, Zirkus, Panoramen, Ausstellungshallen u. dergl. Die ersten Dächer dieser Art wurden von Schwedler für Gasometer, demnächst auch für Lokomotivschuppen entworfen, wobei lediglich Eindeckungen mit Dachpappe in Frage kamen. Die Dachschalung wird hierbei von parallel zu den Ringen, in

Fig. 542.



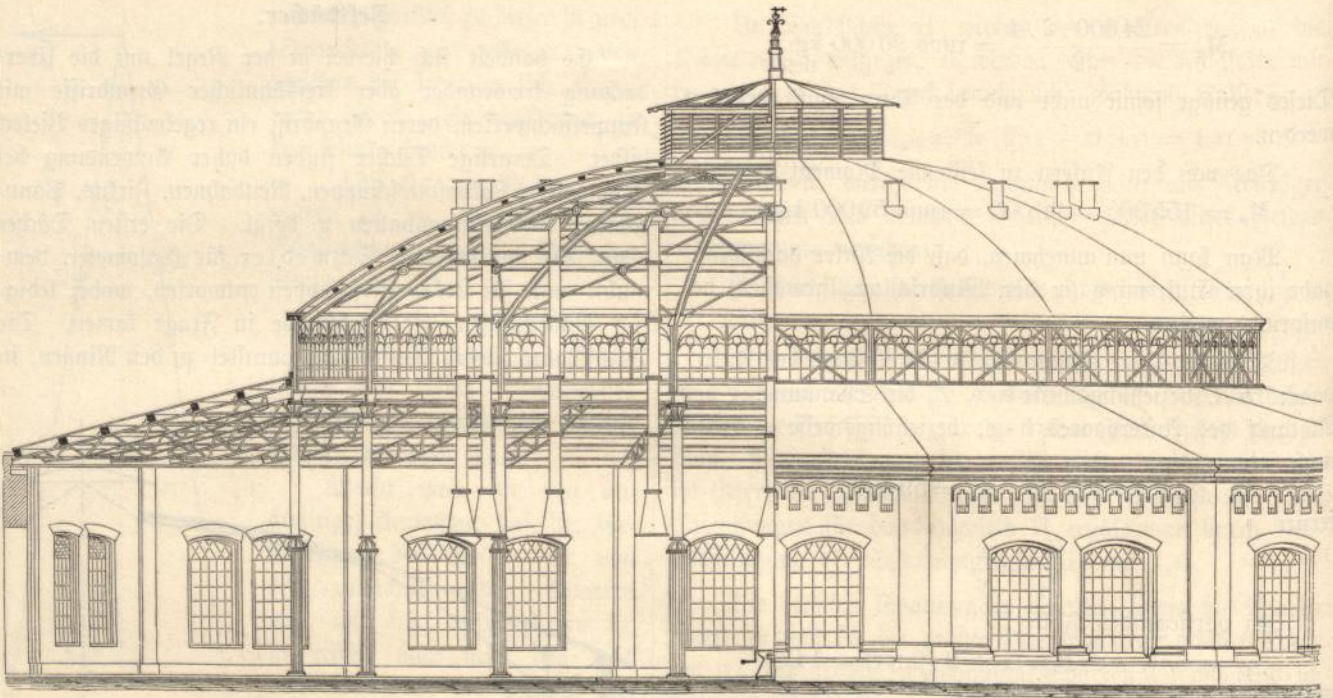
Abständen von etwa 1,0 m angeordneten Holzpfetten getragen, welche auf den eisernen Gratsparren aufliegen und diese somit zwischen je zwei Knotenpunkten auf Biegung beanspruchen. Bei Lokomotivschuppen wurden die Gratsparren häufig bis zum Fußboden geführt, wobei die Dachfläche dem Grat sparren nur bis zum zweit- oder drittuntersten Ring folgte, dann diesen in tangentialer Richtung verließ, um ihr Auflager auf der Oberfläche der Umfassungsmauer zu finden. Die Übertragung der Dachlast auf die tiefer liegenden Ringe wurde hierbei durch Zwischenkonstruktionen von Holz oder Eisen bewirkt (Fig. 542). Werden hierbei die Sparrenfüße der Kuppel fest gelagert, so ist ein Fußring entbehrlich.

Wird die Kuppel hoch (auf den Umfassungswänden) gelagert, so empfiehlt sich zur besseren gegenseitigen Verankerung der Lager die Anbringung eines Fußrings selbst in den Fällen, in welchen die einzelnen Lager fest — nicht als Gleitlager — ausgebildet werden. Der Fußring erhält in letzterem Falle keine Spannung aus dem Raumbachwerk, sondern dient lediglich zur Verankerung der Lager gegen unvorhergesehene Einflüsse. Um die Temperaturdehnungen des Fußrings zu ermöglichen, müssen in diesen Fällen die festen Lager einen entsprechend begrenzten Spielraum für eine geringe Beweglichkeit des Lagerfußes in radialer Richtung besitzen.

Ruht der unterste Kuppelring auf Säulen, so müssen diese entweder unter sich verstrebt sein, so daß sie wiederum gleichsam das untere Geschoß einer Kuppel darstellen, oder es muß, wie bei Fig. 543, die anschließende Dachfläche derartig durch einen Windverband versteift sein, daß sie die wagerechten Lagerstübe der Kuppel (welche hier nur in der Richtung der Kuppelseiten wirken dürfen) mit Sicherheit auf die Umfassungswände und durch diese auf das Fundament überträgt.

Ist eine Laterne vorhanden, so wird diese am besten als ein Teil der Kuppel angesehen, dementsprechend in Eisen konstruiert und mit der Kuppel in feste Verbindung

Fig. 543.



In jedem Falle ist bei den hochgelagerten Kuppeln eingehend zu untersuchen, ob die die Lager unterstützenden Wände oder sonstigen Konstruktionen in der Lage sind, die Lagerdrucke der Kuppel mit Sicherheit aufzunehmen. Bei nicht ganz flachen, weitgespannten Kuppeln treten gewöhnlich sehr erhebliche wagerechte Schübe in den Lagern auf, deren sichere Überführung auf das Fundament durch eine der Art der Unterstüzung angepasste Lageranordnung eine der Hauptaufgaben der Konstruktion bildet. Die Hilfsmittel, über welche man hierbei verfügt, sind in den §§ 2 und 3 erörtert worden.

Wird die Kuppel durch Eisenschwände gestützt, wie bei Taf. 79 und Fig. 543, so werden diese Eisenschwände zweckmäßig als unterste Zone der Kuppel angesehen und behandelt.

gebracht. Die (durch Diagonalen versteifte) Laternenwand bildet dann die oberste Kuppelzone und das Laternendach die Spitze der Kuppel.

Unter Verfolgung desselben Gedankens kann man auch die Kuppeldachfläche durch eingeschaltete senkrechte Wandflächen terrassenförmig gliedern, wobei die senkrechten Flächen zur Anbringung von Fenstern benutzt werden können. Ein solches Dach würde man beispielsweise erhalten, wenn man in Fig. 543 die Säulen beseitigte und das ringförmige Pultdach als unterste Kuppelzone ausbildete. Allerdings muß bei derartigen Anordnungen, bei welchen der Wind eine erhebliche Wirkung auf die senkrechten Kuppelflächen ausübt, die Berechnung der Kuppel nach dem genaueren, in § 5 erörterten Verfahren erfolgen.

Werden bei den Kuppeln nach dem Vorbild von Schwedler Holzpfetten verwendet, so wird man mit der Entfernung der Gratsparren nicht gern über 5,0 m hinausgehen, so daß sich die Sparrenzahl bei einem Kuppeldurchmesser d in m zu

$$n = \frac{3d}{5}$$

ergiebt. Die für derartige Dächer gebräuchlichen Abmessungen sind in nachstehender Tabelle¹⁾ enthalten.

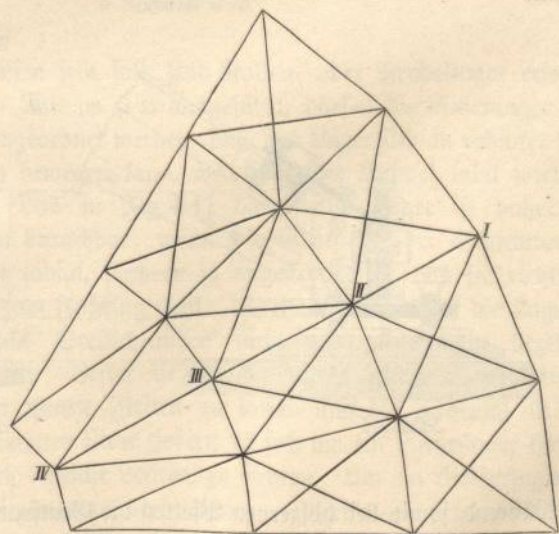
Bezeichnung	K u p p e l											L a t e r n e			
	Durchmesser D_m	Anzahl der Sparren	Anzahl der Ringe	Radien der Ringe in Metern							Höhe der Kuppel bis zur Laterne H_1_m	Durchmesser D_2_m	Anzahl der Sparren	Höhe des Unterbaues h_1_m	Höhe des Daches h_2_m
				r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6	r_7					
1	10	12	3	1,0	3,0	5,0	—	—	—	—	2,144	2,0	6	0,50	0,20
2	12	12	3	1,2	3,6	6,0	—	—	—	—	2,573	2,4	6	0,60	0,24
3	14	12	3	1,4	4,2	7,0	—	—	—	—	3,001	2,8	6	0,70	0,28
4	16	16	4	1,6	3,3	5,7	8,0	—	—	—	3,430	3,2	8	0,80	0,32
5	18	16	4	1,8	3,6	6,2	9,0	—	—	—	3,859	3,6	8	0,90	0,36
6	20	20	5	2,0	3,9	5,8	7,9	10,0	—	—	4,288	4,0	10	1,00	0,40
7	24	20	5	2,4	4,3	6,6	9,3	12,0	—	—	5,146	4,8	10	1,20	0,48
8	28	24	5	2,8	4,7	7,4	10,7	14,0	—	—	6,003	5,6	12	1,40	0,56
9	32	24	5	3,2	5,1	8,2	12,1	16,0	—	—	6,861	6,4	12	1,60	0,64
10	36	28	6	3,6	5,6	8,2	11,6	15,0	18,0	—	7,718	7,2	14	1,80	0,72
11	40	28	6	4,0	6,3	9,6	13,0	16,4	20,0	—	8,576	8,0	14	2,00	0,80
12	45	32	6	4,5	7,0	10,0	14,4	18,6	22,5	—	9,648	9,0	16	2,25	0,90
13	50	32	6	5,0	8,2	12,2	16,6	20,9	25,0	—	10,720	10,0	16	2,50	1,00
14	55	36	7	5,5	8,7	12,3	16,5	20,0	24,0	27,5	11,792	11,0	18	2,75	1,10
15	60	36	7	6,0	9,2	13,2	17,4	21,8	26,0	30,0	12,864	12,0	18	3,00	1,20

Bei größeren Durchmessern (etwa von 20 m ab) sind Kuppeln mit geringerer Sparrenzahl unter Verwendung eiserner Pfetten vorzuziehen, wobei eine Sparrenzahl $n = \frac{3d}{10}$ genügt. Man kann übrigens auch über Grundrissen mit geringer Seitenzahl ein Dach mit größerer Seitenzahl errichten, wenn man für die in diesem Falle nicht auf die Umfassungsmauern treffenden Sparren Stützpunkte durch Träger oder Gurtbogen schafft, vorausgesetzt, daß sich dies mit den künstlerischen Zwecken der Innenansicht vereinigen läßt. Ein Beispiel dieser Art bildet die auf Taf. 78 dargestellte Kuppel über der neuen Kirche in Berlin, welche weiter unten ausführlicher erläutert werden wird.

In der Regel werden sämtliche Grat Sparren bis zum Laternenring, oder, falls dieser nicht vorhanden, bis zur Spitze durchgeführt, woselbst sie an einer gemeinsamen Knotenplatte angreifen. Man kann jedoch auch die Sparrenzahl nach der Spitze hin verringern. In Fig. 544 (Gasbehälter in Berlin) ist dies in der Weise geschehen, daß jeder zweite Sparren am vorletzten Ring sich gabelt und jeder Zweig am Laternenring mit dem durchgehenden Sparren in einem Punkt IV zusammentrifft. Der Laternenring bildet demnach ein regelmäßiges Zwölfeck, während die übrigen Ringe 24 Seiten besitzen. Da auf diese Weise

die oberste Kuppelzone in lauter Dreieckfelder zerlegt ist, so sind hier keine Diagonalen erforderlich. Fig. 545 a u. b zeigt die Einzelheiten der Ausbildung des Knotenpunktes IV.²⁾

Fig. 544.



1) Aus Scharowsky, Musterbuch für Eisenkonstruktionen.
 2) Die Fig. 544–547 stellen Einzelheiten eines von Schwedler entworfenen Gasometerdaches in Berlin dar. Vergl. Btchr. f. Baum. 1866.

In statischer Beziehung gehört ein derartiges Dach zu den auf S. 320 besprochenen Stabsystemen.

Bei Verwendung eiserner Pfetten empfiehlt es sich, die Pfetten in größeren Abständen zu verlegen oder vielmehr die Ringe als Pfetten auszubilden und (bei Eindeckungen auf Holzschalung oder Lattung) hölzerne Sparren

Festigkeit gegen Knicken in Frage steht. Im übrigen sind für die Bemessung der Stabquerschnitte die im Kap. 6 gegebenen Regeln maßgebend, nur mit dem Unterschied, daß an Stelle der ebenen, gebogene Knotenbleche treten.

Für die Gratsparren der Kuppeldächer sind behufs Erleichterung der Biegung nach der Meridiankrümmung

Fig. 545 a und b.

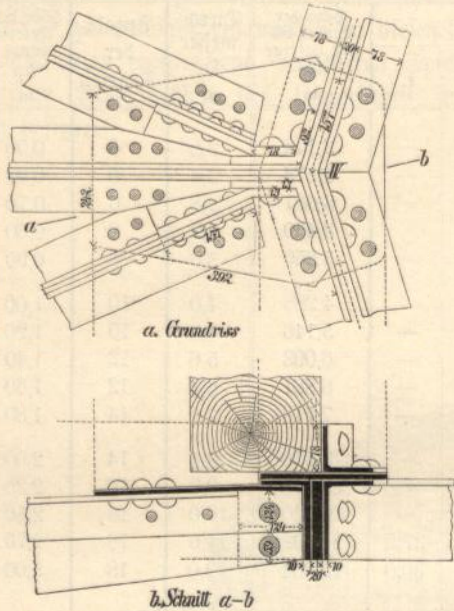
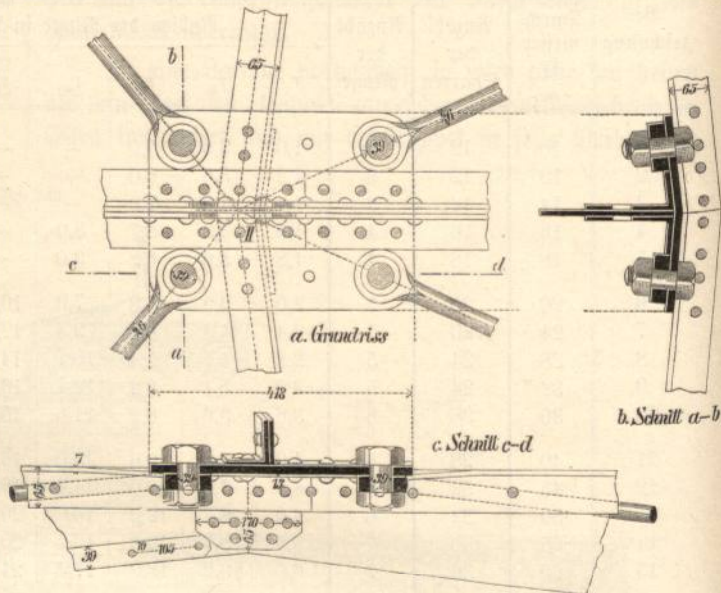


Fig. 546 a, b und c.

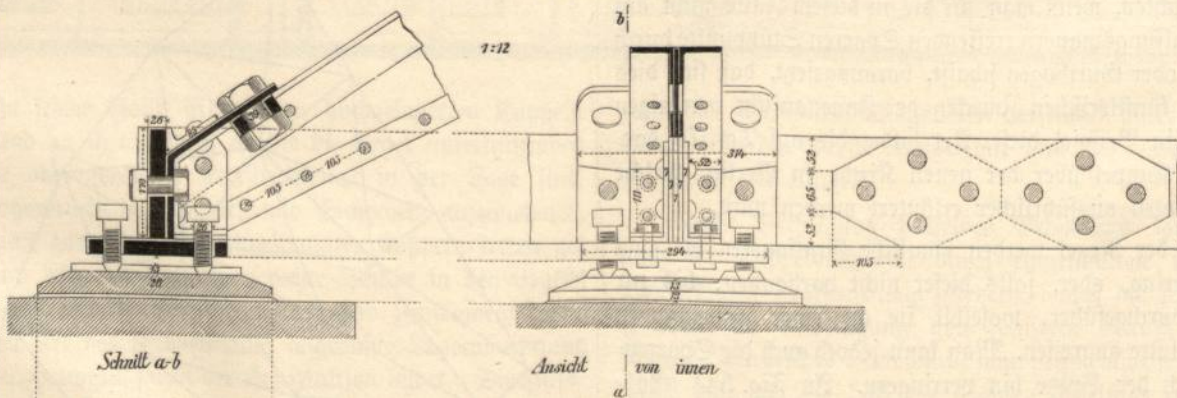


auf den Pfetten anzuordnen, welche die Schalung tragen. Bei Wellblechdächern können die Sparren fehlen und die Blechtafeln unmittelbar auf den Pfetten gelagert werden. Bei Glasdeckung werden die Sprosseneisen über die Pfetten gestreckt.

Querschnitte zweckmäßig, welche aus Winkeln und Blechen oder Gitterwerk zusammengesetzt sind. Bei den Zeltedächern fällt diese Beschränkung weg.

Gewöhnlich genügen, wenn die Grat Sparren nicht auf Biegung beansprucht werden, die Ring- und Sparrenent-

Fig. 547 a und b.



Während somit bei hölzernen Pfetten die Grat Sparren auf Biegung beansprucht werden, trifft dies bei der letzteren Anordnung für die Ringe zu. Im ersteren Falle sind daher die Grat Sparren, im letzteren die Ringe gegen Biegung steif zu gestalten, während für die übrigen Stäbe nur die

fernungen außerdem nicht sehr groß sind, zwei Winkeleisen für den Sparrenquerschnitt. Bei Holzpfettendächern wird den außerdem auftretenden Biegungsspannungen des Sparrens durch Einschaltung eines Stehbleches (nach Fig. 546 b und c) zwischen den Winkeleisen begegnet, welches nach

Bedarf durch Saumeisen (Fig. 547) verstärkt werden kann. Das Stehblech wird am Auflager der Ringe gestoßen (Fig. 546). Bei stärkeren Beanspruchungen sind für die Gratsparren ähnliche Querschnitte zu wählen, wie sie für die gedrückten Gurte der Fachwerkträger im 6. Kapitel angegeben sind.

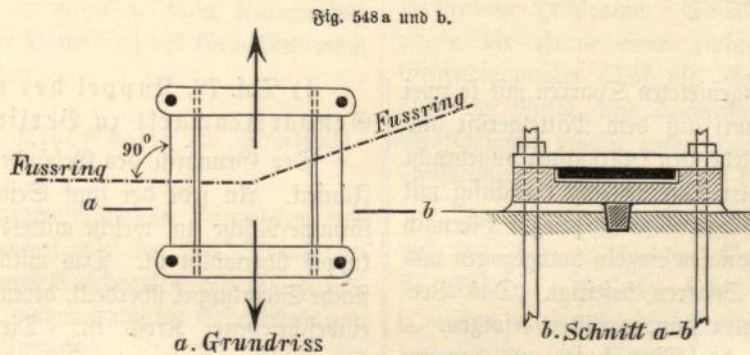
Für den Fußring hat man öfter bei nicht zu großer Seitenlänge ein aufrechtstehendes Flacheisen verwendet, welches nach Fig. 547 a mit dem Auflager des Gratsparrens verbunden wurde. Die erforderlichen Stöße wurden hierbei seitlich vom Lager angeordnet (Fig. 547 b). Zweckmäßiger und sicherer ist es jedoch und bei der Möglichkeit von Druckbeanspruchung sogar geboten, den Fußring aus Winkel- und Flacheisen zusammenzusetzen und mindestens in vertikaler Richtung so steif zu gestalten, daß ein Durchbiegen infolge des Eigengewichts nicht eintreten kann. Derartige zusammengesetzte Querschnitte werden an wagerechte oder senkrechte Knotenbleche, welche mit dem Sparrenfuß vernietet sind, angeschlossen.

Für die nicht auf Biegung beanspruchten Mittelringe genügt bei Kuppeldächern häufig ein einfaches

noch zu erwähnen, daß eine thunlichst gleiche Querschnittsausdehnung der Sparren und Ringe rechtwinklich zur Kuppelfläche anzustreben ist.

Die Diagonalen sind bei den älteren Konstruktionen ausnahmslos als schlaffe Gegendiagonalen ausgebildet, welche bei geringerer Länge aus Flacheisen, bei größerer Länge aus Rundstangen mit Spannschlössern bestehen. Zweckmäßiger ist es jedoch, auch die schlaffen Gegendiagonalen aus Winkleisen herzustellen, noch besser aber an Stelle der Gegendiagonalen einfache Diagonalen zu verwenden, welche die erforderliche Knicksteifigkeit bei Druckbeanspruchung besitzen. Hierbei sind alle im 6. Kapitel für gedrückte Netzwerfstäbe angegebenen Querschnitte verwendbar, in der Regel werden jedoch ein bis vier Winkleisen genügen.

Für die Auflager der Gratsparren gelten die allgemein für die Auflagerung der Träger maßgebenden Gesichtspunkte. Gewöhnlich sind Gleitlager ausreichend, nur in den Fällen, in welchen unter allen Umständen eine Übertragung wagerechter Kräfte durch das Lager ausge-



Winkleisen oder ein Winkleisen mit aufgelegtem Flacheisen, welche an ein auf den Obergurt der Sparren aufgelegtes Knotenblech angeschlossen werden (Fig. 546). Hierbei ist darauf zu achten, daß die Schwerlinien der Pfetten und Sparren möglichst zusammentreffen, da andernfalls in den weiter von der Dachfläche entfernt liegenden Konstruktionsteilen nachteilige Biegungsspannungen entstehen. Sind daher die Ringe durch die Dachfläche gleichzeitig auf Biegung beansprucht und besitzt infolgedessen der Querschnitt größere Ausdehnung in senkrechter Richtung, so ist ein Auflegen der Ringe auf den Obergurt der Gratsparren, wie dies bei dem auf Taf. 79, Fig. 2 dargestellten Beispiel geschehen, nicht zu empfehlen, sondern der Anschluß ist so zu bewirken, daß der Steg des Ringes mit Winkelaschen an den Sparrensteg angeschlossen wird.

Im übrigen gelten für die gleichzeitig auf Biegung beanspruchten Pfetten die für Dachpfetten allgemein im § 3 und 4 des 12. Kapitels gegebenen Regeln. Es bleibt

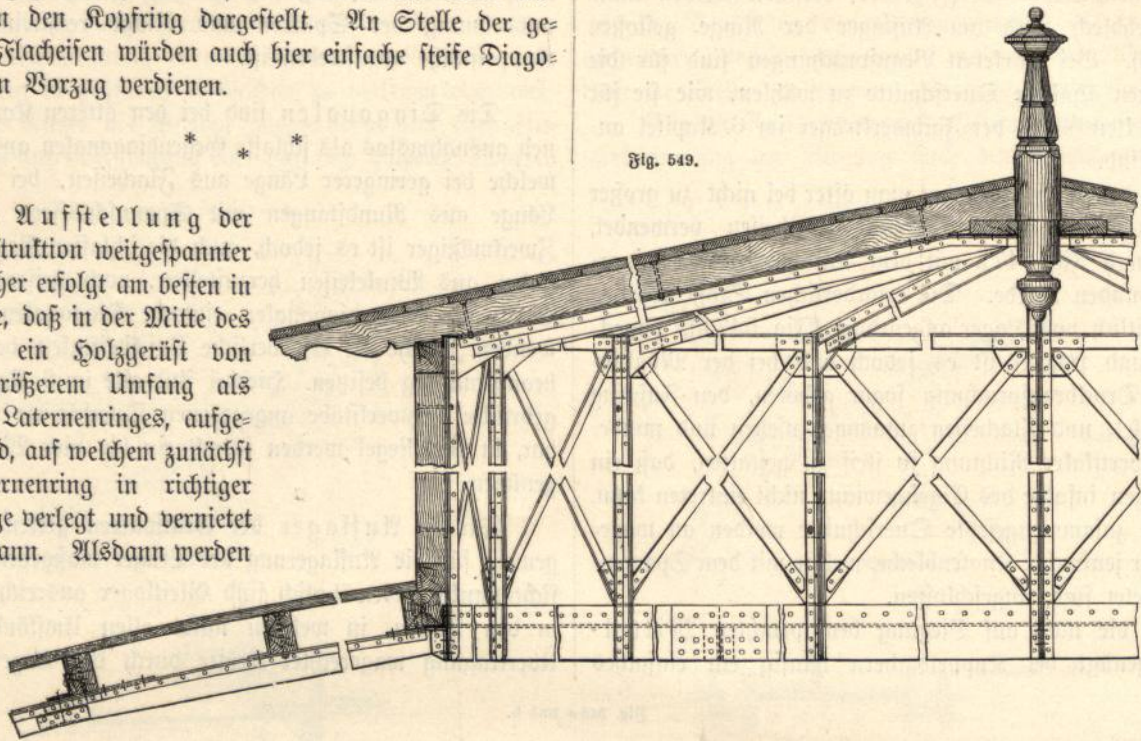
geschlossen sein soll, sind Rollen- oder Pendellager erforderlich. Wie im § 2 ausgeführt, dürfen die Linienlager nicht so angeordnet werden, daß das Lager sich in radialer Richtung bewegen kann, weil sonst die Kuppel labil wird.

Das in Fig. 547 dargestellte Lager ist daher nur dann brauchbar, wenn die Gleitbahn der Schraubenfüße nicht radial, sondern so angeordnet ist, daß sie rechtwinklich zum Fußring steht. Überhaupt kann aber die Lagerung mittels Stellschrauben nicht als zweckmäßig bezeichnet werden. Besser ist es, die unten glatte Lagerplatte auf einer Platte gleiten zu lassen und die Führung in einer bestimmten Linie (sofern es sich um ein Linienlager handelt) durch seitliche Leisten zu sichern. Um ein Auspringen der Gleitplatte zu verhindern, empfiehlt es sich, übergelegte Flacheisen zu verwenden, welche mit der unteren Platte fest verbunden sind oder bei verankertem Lager durch die Ankerschrauben festgehalten werden, etwa nach Fig. 548 a und b.

In Fig. 549 ist eine eiserne Laterne und deren Anschluß an den Kopfring dargestellt. An Stelle der gekreuzten Flacheisen würden auch hier einfache steife Diagonalen den Vorzug verdienen.

* * *

Die Aufstellung der Eisenkonstruktion weitgespannter Runddächer erfolgt am besten in der Weise, daß in der Mitte des Raumes ein Holzgerüst von etwas größerem Umfang als dem des Laternenringes, aufgeführt wird, auf welchem zunächst der Laternenring in richtiger Höhenlage verlegt und vernietet werden kann. Alsdann werden



die in einem Stück zusammengenieteten Sparren mit je zwei Flasenzügen, welche an zwei auf dem Mittelgerüst und an den Umfassungswänden stehenden Holzmasten angebracht sind, hochgezogen und an dem Laternenring vorläufig mit Schrauben befestigt, am Auflager lose aufgelegt. Hiernach werden die Ringe und Diagonalen einzeln hochgezogen und mittels Schrauben an den Sparren befestigt. Das Vernieten kann später von leichten Hängegerüsten erfolgen. — Für die weiteren Arbeiten der Eindeckung und inneren Ausstattung sind, wenn erforderlich, leichte fahrbare Stangen-gerüste am zweckmäßigsten. Man hat auch wohl die Runddächer mit Ausnahme der untersten Zone vollständig zu ebener Erde vernietet und dann die ganze Konstruktion mittels ringförmig an den Umfassungsmauern angebrachter Rüstungen und Flasenzüge oder Hebeladen hochgezogen, auf den Rüstungen gelagert und schließlich nach Einbringung der Sparrenfüße und des Zugringes ausgerüstet. Dieses Verfahren dürfte jedoch kostspieliger sein als das vorbeschriebene, welches allerdings an die turnerische Gewandtheit der aufstellenden Arbeiter ziemliche Anforderungen stellt.

* * *

Im Anschluß hieran mögen einige ausgeführte und auf den Tafeln dargestellte Beispiele flacher Zelt- und Kuppeldächer im Zusammenhang erläutert werden.

1) Taf. 78. Kuppel der neuen Kirche auf dem Gendarmenmarkt zu Berlin.¹⁾

Der Grundriß des Gebäudes bildet ein regelmäßiges Fünfeck. An jede der fünf Seiten schließt eine halbkreisförmige Nische an, welche mittels halbkugelförmiger Steinkuppel überwölbt ist. Das mittlere Fünfeck ist durch eine flache Steinkuppel überdeckt, deren Grundriß ein dem Fünfeck einbeschriebener Kreis ist. Diese Steinkuppel besitzt im Scheitel eine kreisrunde Öffnung, welche von einem aus Eisen gebildeten Druckring besäumt wird. Der Horizontalschub am Fuß der Kuppel wird von einem umgelegten Flacheisenbande aufgenommen. Über dieser gemauerten Kuppel befindet sich das in Eisenschwerk erbaute Kuppeldach. Der Grundriß des letzteren stellt ein regelmäßiges 20-Eck von 20,3 m Durchmesser dar, dessen Gratsparren die Seitenflächen des fünfseitigen Unterbaus in verschiedenen Höhen treffen müssen. Die Unterstüzung dieser, aus 12 $\frac{1}{2}$ cm hohen, gebogenen I-Eisen bestehenden Sparren wurde in folgender Weise ermöglicht: Zunächst sind über den fünf Gurtbögen der Seitenflächen des Innenraumes fünf eiserne Hängewerke (Fachwerkträger) A-B-C-B-A aufgestellt, deren obere Knotenpunkte B-C-B eine dem Fußpunkt der Sparren entsprechende, voneinander verschiedene Höhenlage erhalten haben. Zwischen den Punkten B zweier benachbarten Hängewerke ist dann ein zweiter Fachwerkträger

1) Zeitschrift für Bauwesen 1883, S. 163 und Bl. 33.

B-E-B-E gespannt, welcher die auf die Ecken des Fünfecks treffenden Gratsparren im Punkte E unterstützt. Je zwei benachbarte Hängewerke sind außerdem durch gekreuzte Diagonalen A-B verbunden, so daß man den ganzen Unterbau auch als eine Fortsetzung der Kuppelkonstruktion ansehen kann.

Da die Fußpunkte B-E-B und B-C-B der Gratsparren im Grundriß je eine gerade Linie bilden, so ist der durch die Obergurte der Hängewerke und der Zwischenträger gebildete zehneckige Zugring nur im Stande, den Schub der Sparren B, nicht aber den der Sparren C und E aufzunehmen. Zu letzterem Zweck wurde ein zweiter zehneckiger Zugring angeordnet, welcher die Fußpunkte der Sparren C-E umspannt. Im übrigen weicht die Konstruktion nicht von den oben allgemein gegebenen Regeln ab. — Die hölzernen Pfetten sind oben der Kuppelkrümmung entsprechend geschnitten, so daß für das Dach eine gleichmäßig gekrümmte Fläche entsteht.

Die Eindeckung des Daches erfolgte mittels ebenen Zinkbleches.

Die in Fig. 1 und 2 ersichtliche Verankerung F-G hat mit der Dachkonstruktion nichts zu thun, sondern soll lediglich eine gleichmäßigere Verteilung des Gewölbedruckes auf das Fundament erzielen.

2) Taf. 79 und 80. Alberthalle im Krystallpalast zu Leipzig.

Dieser 1886—87 errichtete Rundbau, bei welchem das Eisen als Konstruktionsmaterial in großer Ausdehnung verwendet wurde, besteht aus zwei Stockwerken, dem als Zirkus, sowie zu anderen Schaustellungen benutzten Erdgeschoß und dem darüber befindlichen Diorama. Zwischen beiden befindet sich eine als flaches Zeltbach in Eisen und Monierfüllung hergestellte Decke. Die Wände des Dioramas bestehen aus Eisenschwerk, dessen Felder gleichfalls mit Monierplatten geschlossen sind, ebenso besteht das mit Zinkblech auf Schalung eingedekte Kuppeldach aus Eisenschwerk.

Der Zugang zum Diorama erfolgt von einem Anbau, aus welchem man auf die über dem Zirkus befindliche Decke und von hier mittels Treppe auf die in der Mitte angeordnete Plattform gelangt.

Die Eisenkonstruktion ist schematisch in Linien in Fig. 1, Taf. 79 dargestellt, die übrigen Zeichnungen behandeln die Einzelheiten in größerem Maßstabe. Die an der Übersichtsfigur und den Einzelabbildungen vermerkten Buchstaben erleichtern die Übersicht.¹⁾

1) Wegen der allgemeinen Anordnung des Gebäudes vergl. Deutsche Bauzeitung 1888, S. 153.

a. Die Zirkusdecke.

Der Zirkus ist von einer massiven Umfassungswand, deren Grundriß ein regelmäßiges Zwölfeck von 41 m größtem, 39,5 m kleinstem Durchmesser bildet, umgeben. In einem Abstand von 1,75 m sind parallel zu dieser Umfassungswand zwölf schmiedeeiserne Säulen angeordnet, welche die Gratsparren der aus einem flachen Zeltbach bestehenden Decke tragen. Der Durchmesser der Decke beträgt hiernach 37,5 bez. 36,0 m. Die 5,3 m langen Säulen ruhen auf einer massiven Mauer, von welcher aus nach der Mitte des Zirkus die Sitzreihen für die Zuschauer stufenförmig absteigen.

Das Eisengerüst der Decke besteht aus dem über den Säulen liegenden Zugring, dem in der Mitte angeordneten freitragenden Druckring von 8,0 m innerem Durchmesser, den radialen zwischen jeder Säule und dem Druckring gespannten Gratsparren und den zwischen den Gratsparren parallel zu den beiden äußeren Ringen gezogenen Zwischenringen. Die Füllung der Deckenfelder besteht aus einer unteren und oberen gebogenen Monierplatte mit dazwischen bleibendem Hohlraum. Sowohl Gratsparren als Ringe zeigen die Form eines einfachen Fachwerksträgers mit Gegendiagonalen (Taf. 80, Fig. 1, 4 und 5). Die Steghöhe der Ringe und demgemäß auch die Steghöhe des Gratsparrens wächst entsprechend der Spannweite mit der Entfernung vom Mittelpunkt der Decke.

Bei den Ringen, deren untere Gurtung mit Rücksicht auf die Unteransicht der Decke kappenförmig gebogen ist (Taf. 80, Fig. 4), bestehen die Gurte aus je zwei L-Eisen, an welche die gleichfalls aus L-Eisen bestehenden Stäbe des Netzwerkes mittels Knotenplatten angeschlossen sind.

Der Druckring ist als voller Blechträger ausgebildet. Er hat außer den Belastungen der Decke noch eine nachträglich angeordnete eiserne Wendeltreppe von 4 m Durchmesser zu tragen, welche in der Mittelachse des Gebäudes von der Decke des Zirkus nach der Laterne führt und in Fig. 1, Taf. 79 links eingezeichnet, auf der rechten Seite aber der Deutlichkeit halber weggelassen ist. Die Treppengewandung ruht auf Konsolen, welche in Verlängerung des Gratsparrens am Druckring angebracht sind. Die Treppe besteht aus einem innern Hohlzylinder von 1,9 m Durchmesser aus vollem Blech und einem äußeren aus Fachwerk zusammengesetzten Mantel von 4,2 m Durchmesser. Die aus zwei Winkelseisen bestehenden Vertikalstäbe des letzteren bilden in ihrer Verlängerung die Gratfäulen der Laterne. In dem ringförmigen Zwischenraum zwischen beiden Wandungen befinden sich die gleichfalls aus Blech gebildeten Stufen.

Der auf den Säulen lagernde Zugring der Decke, welcher außer der Deckenlast noch die Last der Eisenschwelle aufzunehmen hat, ist als Fachwerkträger mit parallelen aus \square -Eisen bestehenden Gurten ausgebildet (Taf. 80, Fig. 1). Der Anschluß der Mittelringe an die Gratsparren wird mittels gebogener Stehbleche, derjenige der Gratsparren an die äußeren Ringe mittels normaler Winkel und untergelegter keilförmigen Platten (Taf. 80, Fig. 5), an Stelle der sonst üblichen gebogenen Winkellaschen bewirkt.

Die Decke entbehrt einer durchgehenden Diagonalversteifung für einseitige Belastung in der Annahme, daß eine genügende Versteifung in dieser Hinsicht durch die Deckenausmauerung erzielt wird. Nachträglich wurden jedoch noch in jedem der zwischen dem zweiten und fünften Ring liegenden Deckenfelder zwei sich kreuzende Diagonalen angebracht. Besser ist es immerhin bei einer derartigen Decke, bei welcher erhebliche einseitige Belastungen nicht ausgeschlossen sind, auch dann einen durchgehenden Diagonalverband anzuordnen, wenn eine versteifende Füllung vorhanden ist. In statischer Beziehung ist zu bemerken, daß die Zwischenringe der Decke nicht zum Raumschwerkwerk gehören, sondern lediglich als Zwischenträger dienen, welche die Deckenlast auf die Gratsparren übertragen. Somit erhalten neben den Biegungsspannungen nur die Gratsparren, sowie der unterste und oberste Ring Normalspannungen, während die Zwischenringe ausschließlich auf Biegung in Anspruch genommen werden. Man würde auch bei Hinzuziehung der Mittelringe zu dem Raumschwerkwerk kaum geringere Abmessungen erhalten haben, da die ohnedies erforderliche große Höhe der Gratsparren eine Beanspruchung auf Biegung ohne nennenswerte Querschnittsvermehrung gestattete.¹⁾

b. Das Kuppeldach.

Die Kuppel (Taf. 79, Fig. 1 bis 9) ist eine Mantelkonstruktion nach Schwedler'schem System mit zwölfseitigem Grundriß von 37,5 bez. 36 m Durchmesser. Die Eindeckung erfolgte mittels Zinkblech auf einer von hölzernen Pfetten unterstützten Holzschalung. Da die Entfernung von Gratsparren zu Gratsparren für die Tragfähigkeit der Pfetten zu groß ist, so sind Zwischenstützpunkte in Gestalt von Holzsparrn geschaffen, welche auf den Ringen aufliegen. Somit werden sowohl die Gratsparren als auch die Ringe außer durch die Fachwerkspannungen noch auf Biegung beansprucht.

1) Im allgemeinen ist die Verwendung von Mantelfachwerken zu Deckenkonstruktionen nicht zu empfehlen mit Rücksicht auf die Schwankungen, welche bei derartigen Systemen unter der Einwirkung von Einzellasten entstehen. Im vorliegenden Falle wird diesen Schwankungen durch den in vertikaler Richtung besonders steif gestalteten Querschnitt der Gratsparren genügend begegnet.

Die aus zwei Winkleisen mit zwischenliegender Blechrippe gebildeten Gratsparren sind nach einer kubischen Parabel (vgl. S. 333) gekrümmt; die Pfetten haben einen aus Stehblech und Winkleisen bestehenden, je nach der Spannweite mehr oder weniger starken Querschnitt erhalten und ruhen mit der Unterfläche auf dem Obergurt der Gratsparren. Eine derartige Lagerung kann indes bei der großen Höhe der Pfetten aus den weiter oben S. 345 erörterten Gründen nicht empfohlen werden. Eine Anordnung der Pfetten zwischen den Gratsparren mit seitlichem Anschluß, wie bei der Zirkusdecke, würde den Vorzug verdient haben.

Der unterste Kuppelring bildet gleichzeitig das Rahm der Fachwand. Das Eisengerippe der Laterne wird durch zwölf aus je zwei \perp -Eisen bestehende Sparren mit zwischenliegenden Rippen und Diagonalen aus Winkleisen gebildet. Bei C (Fig. 1, Taf. 79) ist ein auf Konsolen gelagerter Umgang hergestellt, in dessen Höhe die bereits oben erwähnte Wendeltreppe ausmündet.

Bei der Berechnung wurde die Kuppel freitragend angenommen und auf die erst nachträglich angeordnete Verbindung der Laterne mit der Zirkusdecke durch die eiserne Wendeltreppe keine Rücksicht genommen.

c. Fachwand und Säulen.

Die Fachwand besitzt zwölf rechteckige Felder, welche oben durch den Zugring der Kuppel, unten durch den Zugring der Zirkusdecke, seitlich durch Stützen begrenzt werden. Letztere wurden mit Rücksicht auf Aufnahme des Windschubs als senkrecht stehende, unten verankerte Fachwerkträger ausgebildet. Jedes Feld ist durch wagerechte und senkrechte \perp -Eisen in eine Anzahl kleiner Felder zerlegt (Taf. 80, Fig. 1), welche an der äußeren Seite durch Monierplatten geschlossen sind.

Gegen Verschiebungen des Rechteckes infolge der im untersten Kuppelring bei einseitiger Belastung übrig bleibenden Schubkräfte sind in jedem Feld auf der Innenseite zwei sich kreuzende Diagonalen angeordnet.

Die Eckständer bestehen innerhalb der Wand aus einer schmiedeeisernen Stütze von kastenförmigem Querschnitt (Taf. 79, Fig. 3), welche die senkrechten Lasten aus Dach und Wand aufnimmt, und einer aus der Wandfläche nach außen vortretenden, mit der ersteren vernieteten Fachwerkstütze, welche lediglich für Aufnahme der radialen Schübe bestimmt ist.¹⁾

1) Man hätte auch die Wandflächen selbst mit Fachwerk derart versteifen können, daß sie zur Aufnahme des in den Ecken wirkenden nach der Richtung der Wandflächen zerlegten Winddrucks befähigt wurden; in diesem Falle würde man die Fachwände als unterste Zone der Kuppel anzusehen und zu behandeln haben.

Diese Fachwerkstütze ruht mit der inneren Gurtung auf den im Zirkus befindlichen schmiedeeisernen Säulen (Taf. 80, Fig. 3), mit der äußeren Gurtung auf der Umfassungsmauer des Zirkus, mit welcher sie behufs Aufnahme des Windmoments auf 7,5 m Tiefe verankert ist.

Der am Fuß der Fachwerkstütze wirkende wagerechte, radial gerichtete Stützdruck zerlegt sich in Richtung des Fußrings der Fachwand und der Zirkusdecke und übt somit einen Schub auf die Umfassungswände nicht aus.

Das gesamte Eisengewicht des Gebäudes betrug 366 Tonnen.

3) Taf. 81. Zirkus Krembser in Berlin.¹⁾

Das Gebäude war bestimmt, einer wandernden Zirkustruppe als Schaubude zu dienen und mußte demnach leicht zerlegbar eingerichtet sein. Mit Rücksicht auf Feuericherheit wurde ferner eine Konstruktion ganz in Eisenschalwerk mit Wellblechbekleidung gewählt. Für das Dach war gleichfalls ursprünglich Wellblech in Aussicht genommen; bei der Ausführung wurde jedoch hiervon abweichend (wahrscheinlich mit Rücksicht auf das bei Regen entstehende Geräusch) Pappe auf Holzschalung gewählt. Der Zirkus, welcher 4000 Personen faßt, besteht aus einem innern, auf Säulen ruhenden und mit Zelt Dach geschlossenen Zwölfeck von 21,8 m Durchmesser und einem daran anschließenden etwas niedrigeren ringförmigen Pultdach von 8,1 m Breite, so daß der Gesamtdurchmesser 38 m beträgt (Fig. 1 und 11).

Zur Lüftung dient eine auf der Spitze des Zeltdaches angebrachte Laterne, während die Belichtung durch 24 Fenster erfolgt, von welchen sich 12 in der 1,5 m hohen senkrechten Wand C-B zwischen Pult- und Zelt Dach, die übrigen im oberen Teile der Außenwand F-D befinden. Das Zelt Dach über dem Mittelraum besteht aus 12 gitterförmigen Gratsparren A B, dem Fußring B und dem Laterrenring A; Zwischenringe fehlen. Ein Diagonalverband für einseitige Belastung wurde bei der Versteifung der Dachfläche durch die Holzschalung für entbehrlich erachtet.

Demgemäß erhalten die Gratsparren sowohl Biegungs- als Druckspannungen, außerdem werden sie ziemlich stark auf Ausknicken in Anspruch genommen. Mit Rücksicht hierauf mußte ein ziemlich hoher Querschnitt, bestehend aus je zwei L-Eisen in den Gurten und zwischenliegendem Flacheisengitter (Winkelleisen wären besser gewesen), gewählt werden (Fig. 2). Gegen Ausknicken in seitlicher Richtung wurde die Dachschalung für genügend wirksam gehalten. Der Druckring A besteht aus einem Gitterträger von gleicher Höhe wie die Gratsparren, der Zugring B aus einem Flach- und Winkelleisen. Zur besseren Aussteifung wurden die Füße der Gratsparren mit den Säulen durch ein Kopfband

(gebogenes Winkelleisen), auf welches indessen bei der Berechnung keine Rücksicht genommen ist, verbunden. Der aus Fig. 5 ersichtliche Querschnitt der Säule K-B wurde in seitlicher Richtung so schmal als möglich angenommen, um das Gesichtsfeld der Zuschauer thunlichst wenig zu beschränken. Der Fuß (Fig. 4) ist mit einer breiten Platte versehen und ruht, dem zerlegbaren Charakter des Bauwerks entsprechend, ohne gemauertes Fundament unmittelbar auf dem Baugrund. — Die Säule wird infolge des aus einseitiger Schneebelastung und Winddruck in Punkt B entstehenden Schubes auf Biegung beansprucht. Sie ist dementsprechend als Träger mit überhängendem Ende anzusehen, deren Stützpunkte sich in C und K befinden, während die äußere Kraft in B angreift. Es entstehen demnach zwei größte Momente, das eine in Punkt C, das zweite auf der Strecke K-C. (Vgl. Kap. 5, § 7.)

Das Pultdach wird durch I-förmige Sparren getragen, welche zum Teil an den Säulen K-C, zum Teil an einem zwischen diesen Säulen gespannten gitterförmigen Quertträger C (Fig. 2a) angreifen. Am anderen Ende werden die Sparren durch die I-förmigen Wandsäulen D-F unterstützt. Der in Punkt C bei einseitiger Belastung auftretende Schub wird durch die Bindersparren C-D auf Punkt D der äußeren Stütze D-F übertragen. Letztere wird in Punkt E von dem aus zwei L-Eisen bestehenden und durch die Mittelsäulen G-H unterstützten Sitzreihenträger E-L (Fig. 1 und 2) gehalten und ist demnach als überhängender Träger mit den Stützpunkten E und F und dem Lastpunkt D anzusehen. Ist die Windrichtung (wie bei Fig. 11) entgegengesetzt, so wirkt der Sitzreihenträger E-L als Druckstrebe. — Um ein Ausweichen der Säulensüße F und K, sowie des Trägerlagers L infolge der wagerechten Stützenkräfte wirksam zu verhindern, sind diese Lager durch ein Zugband F-L untereinander verbunden (Fig. 11).

§ 10.

Konstruktive Behandlung steiler Turmdächer.

Die Turmhelme wurden früher ausschließlich in Stein und Holz hergestellt. Die Steinhelme werden namentlich bei großen Abmessungen sehr kostspielig, die hölzernen Dachstühle sind feuergefährlich und bedrohen bei einem Brande infolge ihrer Unzugänglichkeit für Löscherfuche die Umgebung durch die Gefahr des Einsturzes. In neuerer Zeit werden daher fast alle derartige Dächer, sobald größere Abmessungen und wichtigere Bauwerke in Frage kommen, mit einem schmiedeeisernen Dachgerüst versehen, dessen Kosten sich bei zweckentsprechender Anordnung kaum höher stellen als ein hölzerner Dachstuhl.

Die eisernen Turmhelme werden ausnahmslos als Manteldächer konstruiert.

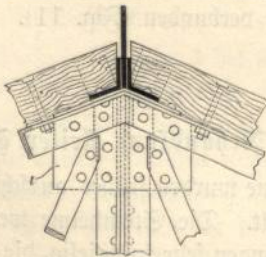
1) Deutsche Bauzeitung 1887, S. 193.

In den Gratlinien des Daches werden eiserne Gratsparrn angeordnet, welche durch wagerechte Ringe verbunden werden. Die Abstände der letzteren richten sich einerseits nach dem Widerstand der Gratsparrn gegen Ausknicken, andererseits darnach, daß die Diagonalen in den von Sparren und Ringen gebildeten trapezförmigen Vierecken nicht zu steile Neigungen erhalten. Der letztere Umstand bedingt in der Regel eine Abnahme des Abstandes der Ringe nach der Spitze des Daches zu.

Bei größeren Turmdächern pflegt man die Ringe noch durch quer durch den Raum gehende Stäbe (siehe Taf. 77, Fig. 8) auszusteuern, da ein Freihalten des Innenraums bei derartigen Dächern nicht erforderlich und die Anordnung von Querkonstruktionen für den Einbau von Treppen und Zwischenböden vorteilhaft ist. Diese quer durch den inneren Helmraum reichenden Konstruktionsteile bilden jedoch nur dann einen Bestandteil des räumlichen Fachwerks, wenn letzteres ohne sie nicht standfest ist. Andernfalls sind diese Einbauten lediglich als Tragkonstruktionen anzusehen, welche den Dachmantel zwar belasten, aber an der Spannungsverteilung des räumlichen Fachwerks nicht teilnehmen.

Die Gratsparrn werden am zweckmäßigsten aus zwei Winkelleisen gebildet. Die verschieden starken Querschnitte in den einzelnen Stockwerken werden entweder durch Anwendung mehrerer Sorten von Winkelleisen, welche dann an den betreffenden Ringen gestoßen werden (Taf. 77, Fig. 5), erzielt, oder die Winkelleisen laufen in gleicher Stärke von unten bis oben durch und werden durch Zwischenbleche in der aus Fig. 550 ersichtlichen Weise nach Bedarf verstärkt.

Fig. 550.



Man kann die Winkelleisen wie bei Fig. 550 nach dem Polygonwinkel walzen lassen; die Knotenplatten zum Anschluß der Ringe und der Diagonalen können dann einfach an den in der Dachfläche liegenden Schenkeln der Winkelleisen befestigt werden. In der Regel wird jedoch die Zeit nicht zu Gebote stehen, welche zur Beschaffung derartiger besonders auszuwalzender Profile erforderlich ist; in diesen Fällen sind rechtwinklige Profileisen vorzuziehen. Auch hier lassen sich die Verbindungen mit den Ringen und Diago-

naln in vollständig zweckentsprechender Weise durch Knotenbleche erreichen, welche nach Taf. 77 Fig. 8 dem Polygonwinkel entsprechend gebogen und zwischen die radialen Schenkel der Sparreneisen genietet werden.

Auf die weitere Gestaltung des Sparren- und Ringquerschnitts ist die Art und Weise der Eindeckung von Einfluß, da hierdurch sowohl bei den Sparren, als bei den Ringen Beanspruchungen auf Biegung zwischen den Knotenpunkten entstehen können, welche bei der Querschnittsberechnung zu berücksichtigen sind.

Bei Dächern mit Holzschalung oder Lattung wird man meist hölzerne Sparren anordnen, welche auf den Ringen befestigt werden, während das Auflager der Schalung auf den Graten durch besondere, auf diesen festgeschraubte Holzsparrn, deren Oberflächen nach der Dachneigung geschnitten sind, gebildet wird (Taf. 77, Fig. 5). In diesem Falle werden die Ringe auf Biegung beansprucht, während die Gratsparrn hiervon frei bleiben. Bei Glasdächern treten an Stelle der Holzsparrn eiserne Sprossen. Bei der Deckung mit Eisenwellblech werden gleichfalls nur die Ringe auf Biegung beansprucht, wenn wie gewöhnlich die Tragfähigkeit des Wellblechs für die Ringentfernung ausreicht. Dies trifft jedoch nicht zu bei gewelltem Zink- und Kupferblech. Hier werden in entsprechenden Abständen hölzerne oder eiserne Pfetten zwischen den Ringen notwendig, welche die Gratsparrn auf Biegung in Anspruch nehmen.

Ist letzteres der Fall, so empfiehlt sich eine Verstärkung des Sparrenquerschnitts durch Stehbleche nach Fig. 550; für die Ringe genügen im gleichen Falle bei den in Frage kommenden geringen Spannweiten \square -Eisen; ist keine Beanspruchung auf Biegung vorhanden, so reicht gewöhnlich ein einfaches Winkelleisen aus.

Zu den Diagonalen werden meist gekreuzte Flach-eisen verwendet, besser sind gekreuzte Winkelleisen, noch besser ist die Anwendung nur einer knickfesteren Diagonale in jedem Feld.

Bei den steilen Turmdächern ist das Moment des Winddrucks in der Regel so groß, daß es das entgegenwirkende Moment aus dem Eigengewicht übertrifft. In diesem Falle sind die Gratsparrn mit dem Mauerwerk des Turms zu verankern, und zwar müssen die Anker so viel Mauerwerk fassen, als zur Herstellung des Gleichgewichts zugleich eines Sicherheitsüberschusses notwendig ist (vgl. § 8).

Die Fig. 551 a—e stellen das verankerte Lager des Turmdaches der Petrikirche in Hamburg dar.¹⁾ Da das Achteck des Turmhelmes sich aus dem quadratischen Grundriß des Turmes entwickelt²⁾ und das Achteck dem Quadrat

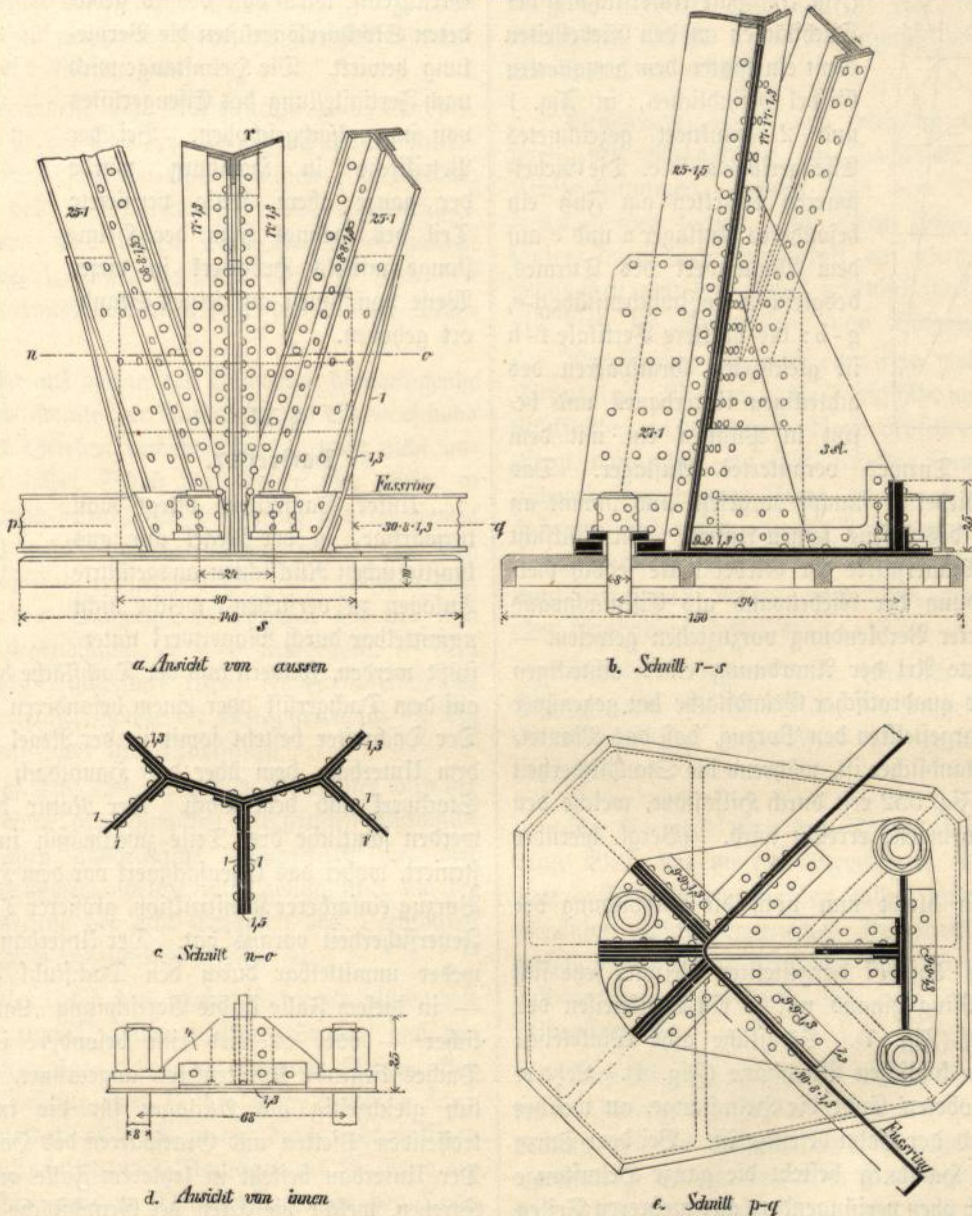
1) Zeitschr. f. Bauwesen 1883, S. 166, Bl. 37 bis 39.

2) Wegen der Standfestigkeit derartiger Fachwerke vgl. § 3.

einbeschrieben ist, so laufen, wie aus der schematischen Darstellung des unteren Teils des Helmes in Fig. 552 zu ersehen, in den vier Ecken des Turmes je drei Gratsparren zusammen. Die Gratsparren bestehen aus zwei Winkeln mit zwischengenietetem Stehblech (Fig. 550) und sind mittels

Die durch den Zusammenlauf der drei Gratsparren bedingte verwickelte Konstruktion ist bei dem auf Taf. 77 dargestellten Turmhelm der Marienkirche in Hannover unter annähernd gleichen geometrischen Verhältnissen durch eine andere Anordnung des unteren Dachteils vermieden worden.

Fig. 551.

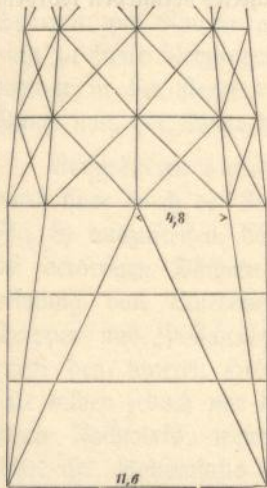


wagerechter Winkleisen, sowie besonders geschmiedeter Laschen auf einer durch Vertikalbleche versteiften schmiedeeisernen Lagerplatte festgenietet. Letztere, an welcher außerdem der zur Aufhebung des Sparrenschubs dienende Fußring angreift, ruht auf einer gußeisernen, unten mit Rippen versehenen zweiten Lagerplatte und ist mit dieser und dem Mauerwerk des Turmes mit vier je 8 cm dicken Ankern verschraubt.

Die auf die Giebel treffenden Gratsparren sind hier vom vierten Ring in Höhe der Giebelspitzen ab senkrecht heruntergeführt und die zwischen den Giebeln liegenden Gratsparren nur soweit aus der senkrechten Richtung nach außen verschoben, als erforderlich war, um ihnen ein genügendes Auflager auf der pfeilerartig nach innen verstärkten Turmecke zu sichern. In dem Grundriß Taf. 77 Fig. 2 ist die Projektion des vierten achteckigen Ringes

punktiert eingezeichnet und hieraus die Abweichung des Fußringes vom regelmäßigen Achteck deutlich zu ersehen. Der zwischen den Giebeln liegende Grat des Daches (Fig. 3)

Fig. 552.



wird durch die Verlängerung des auf den Gratsparren angeordneten Holzsparrens gebildet (Fig. 5). Zur Unterstützung der Dachflächen an den Giebelseiten dient ein hinter dem gemauerten Giebel befindliches, in Fig. 1 und 2 punktiert gezeichnetes Eisengerippe a-b-c. Die Giebel sparren erhielten am Fuß ein besonderes Auflager a und c auf dem Mauerwerk des Turmes, desgleichen die Zwischenstäbe d-e, g-h; die mittlere Vertikale f-b ist gleichzeitig Grat sparren des achteckigen Unterbaues und be-

sitzt in Punkt f ein mit dem Mauerwerk des Turmes verankertes Auflager. Das Mauerwerk der Giebel ist stumpf vorgelegt und nimmt an den Bewegungen des Eisens keinen Anteil. Mit Rücksicht auf die geringe Mauerstärke der Giebel wäre jedoch vielleicht die Ausbildung der Giebelwand als Eisenschwand mit $\frac{1}{2}$ Stein starker Verblendung vorzuziehen gewesen. — Die eben erläuterte Art der Anordnung eines achteckigen Turmhelmes über quadratischer Grundfläche hat gegenüber der in Fig. 552 dargestellten den Vorzug, daß das Mantelfachwerk an sich standsicher ist, während die Standsicherheit des Systems der Fig. 552 erst durch Hilfsstäbe, welche den Innenraum durchdringen, erreicht wird. (Vergl. hierüber § 3, Seite 319.)

Zu erwähnen bleibt nun noch die Ausbildung der Helmspitzen.

Bei dem auf Taf. 77 dargestellten Beispiel setzt sich über den obersten Ring hinaus nur je ein Winkleisen des Grat sparrens fort (Fig. 7). Sämtliche acht Winkleisen endigen auf einer konischen Blechspitze (Fig. 4). Letztere umfaßt in ihrem oberen Ende die Helmstange, an welcher die Blechkappe und der Hahn befestigt ist. Bei dem Turm der Petrikirche in Hamburg besteht die ganze Helmstange aus einem sich nach oben verjüngenden, aus mehreren Teilen zusammengesetzten Hohlzylinder, an dessen unterem achteckig gestalteten Ende die acht Winkleisen der Grat sparren angeietet sind (Fig. 553). Dieser Anschlußpunkt ist außerdem durch einen Blechring mit Winkleisenkranz seitlich versteift. In den Hohlraum der Helmstange ist der Blitzableiter eingelegt.

Die Aufstellung der eisernen Turmhelme erfolgt in der Weise, daß die Eisenteile von unten entweder

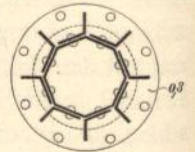
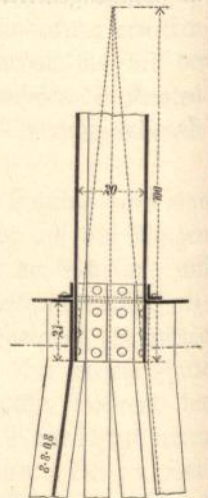
im Innern des Turmes mittels Winde, oder außen mittels Krahn hochgezogen und dann zonenweise zusammengesetzt und verschraubt werden. Hierbei dient stets die fertig gestellte untere Zone zur Aufnahme des Brettergerüsts und der Winde für die Aufstellung der nächsten Zone. Gleichzeitig wird von den so gebildeten Stockwerksgerüsten die Vernietung bewirkt. Die Helmstange wird nach Fertigstellung des Eisengerüsts von innen hochgeschoben. Bei der Petrikirche in Hamburg wurde der ganze obere fertig vernietete Teil des Helmes samt der Helmstange mittels Hebewerk in dieser Weise von innen auf seinen Standort gehoben.

§ 11.

Dachreiter.

Unter Dachreitern pflegt man turmartige, in der Regel nur aus künstlerischen Rücksichten ausgeführte Anlagen zu verstehen, welche nicht unmittelbar durch Mauerwerk unterstützt werden, sondern aus der Dachfläche heraustreten und auf dem Dachgerüst oder einem besonderen Unterbau ruhen. Der Dachreiter besteht somit in der Regel aus drei Teilen, dem Unterbau, dem über das Hauptdach heraustretenden Stockwerk und dem Dach. Der Natur der Sache nach werden sämtliche drei Teile zweckmäßig in Fachwerk konstruiert, wobei das Eisenschwerk vor dem Holzschwerk den Vorzug einfacherer Konstruktion, größerer Tragfähigkeit und Feuericherheit voraus hat. Der Unterbau kann nun entweder unmittelbar durch den Dachstuhl gebildet werden — in diesem Falle ist die Bezeichnung „Laterne“ gebräuchlicher — oder es wird eine besondere im Innern des Daches liegende Konstruktion angeordnet, welche gewöhnlich gleichzeitig als Auflager für die in diesen Punkt treffenden Pfetten und Grat sparren des Hauptdaches dient. Der Unterbau besteht in letzterem Falle aus einer Anzahl Streben, welche die Ecken der Grundfläche des Dachreiters mit den auf den Umfassungsmauern gebotenen Unterstützungspunkten verbinden und deren Fuß von einem den Schub aufnehmenden Zugring umspannt wird, während zum Schutz gegen Ausknicken je nach Bedarf eine entsprechende Anzahl Zwischenringe anzuordnen ist. Zur Aufnahme überzähliger Ringspannungen bei einseitiger Belastung sind die zwischen Ringen und Streben sich bildenden Vierecke durch Diagonalen auszusteißen. — Der Unterbau

Fig. 553.



ist hiernach ganz nach gleichen Grundsätzen wie die Mantelkonstruktionen der Zelttücher anzuordnen und dementsprechend ebenso zu berechnen. Die Belastung ist nur insofern verschieden, als die Zelttücher in der Regel in sämtlichen Knotenpunkten durch die Dachfläche belastet werden, während die Knoten des Unterbaues der Dachreiter nur gelegentlich den Druck der etwa aufliegenden Gratsparren und Pfetten des Hauptdaches aufzunehmen haben, im übrigen aber nur durch Eigengewicht belastet sind.

In dem Grundriß der Marienkirche zu Hannover, Taf. 75, Fig. 1 ist der über der Vierung befindliche Unterbau des Dachreiters mit Strichpunkt-Linien eingezeichnet. Der Grundriß des Dachreiters stellt ein regelmäßiges Sechseck o-o dar. Von dessen Ecken laufen im ganzen acht, je aus zwei L-Eisen gebildete Streben nach den auf den vier Vierungspfählen a b c d befindlichen Stützpunkten.

Mit Rücksicht auf das in den Dachraum hineinragende Gewölbe (Fig. 4) konnte zur Aufnahme des Strebenschubs ein den Fuß der Streben verbindender Zugring nicht angebracht werden. Der Schub wird daher von einem in entsprechender Höhe befindlichen Mittelring n-n im Verein mit Diagonalen, welche von den Eckpunkten n nach den Auflagern gezogen sind, aufgenommen. Die zwischen dem Mittelring und dem Dachreiter befindlichen Vierecke sind sämtlich durch Gegendiagonalen n-o ausgesteift. — Auf dem Unterbau des Dachreiters ruhen die Firstpfetten des Läng- und Querhauses, sowie die Grat Sparren für die Abwalmung zwischen Chor und Querschiff.

Bei dem auf Taf. 82 dargestellten Dachreiter wird der Unterbau von einer abgestumpften vierseitigen Pyramide gebildet. Der oben quadratische Rahmen ist aus vier L-Eisen zusammengesetzt, welche stark genug sind, um die durch die Auflagerung der acht Ecksäulen des Dachreiters entstehende Biegung aufzunehmen (Fig. 5).

Von den vier Ecken des oberen Rahmens führen vier geneigte, aus je zwei L-Eisen gebildete Streben nach den auf eisernen Unterzügen liegenden unteren Stützpunkten (Fig. 1). Der Fußring wird in der einen Richtung durch diese Träger gebildet, während in der dazu rechtwinkligen Richtung ein aufrechtstehendes Flacheisen als Zugband angeordnet ist. Die anderen Streben liegen in der Dachfläche und haben den Druck einer Mittelpfette aufzunehmen. Letzteres wird durch Anordnung eines einfachen Hängewerkes in Verbindung mit dem Diagonalverband der von den Streben eingeschlossenen Vierecke ermöglicht.

Im Grundriß (Fig. 2) sind die gezogenen Stäbe in den Vorderflächen als Zugstangen mit Spannschloß, in den Seitenflächen als Winkelleisen gezeichnet. Letztere Konstruktion ist als die billigere vorzuziehen. Auf den oberen

quadratischen Rahmen des Unterbaues setzen sich die vier aus je einem L-Eisen bestehenden acht Stützen des eigentlichen Dachreiters auf, welche bis zum untersten Ring der Dachhaube reichen (Fig. 1 und 3). Von hier ab treten an deren Stelle in den acht Dachgraten einfache Winkelleisen, welche bei A (Fig. 3 und 8) in einem achteckigen Ring endigen. Letzterer unterstützt die vier Gratwinkelleisen der vierseitigen Spitze. Die Befestigung der Helmstange ist aus Fig. 9 zu ersehen.

Gewöhnlich besitzt, wie auch bei vorstehendem Beispiel, der Mittelbau der Dachreiter eine Reihe von Fensteröffnungen, welche nicht von Diagonalen durchkreuzt werden dürfen. In diesem Falle werden die Ecksäulen durch den Winddruck auf Biegung in Anspruch genommen und sind daher erheblich stärker zu konstruieren, als dies bei Anwendung von Diagonalen nötig wäre.

Die Dächer der Dachreiter sind meist zeltdachförmige Turmhelme. Vielsach ist die Dachfläche aus architektonischen Rücksichten in beliebiger Weise profiliert gestaltet. Man pflegt dann, wie auf Taf. 82, die Grat Sparren nur annähernd der äußeren Form gemäß zu gestalten und die äußere Flächenform durch Aufschrauben hölzerner, entsprechend ausgeschnittener Bohlen mit aufgenagelter Schalung zu bilden. Letztere wird dann gewöhnlich mit Zink- oder Kupferblech bekleidet.

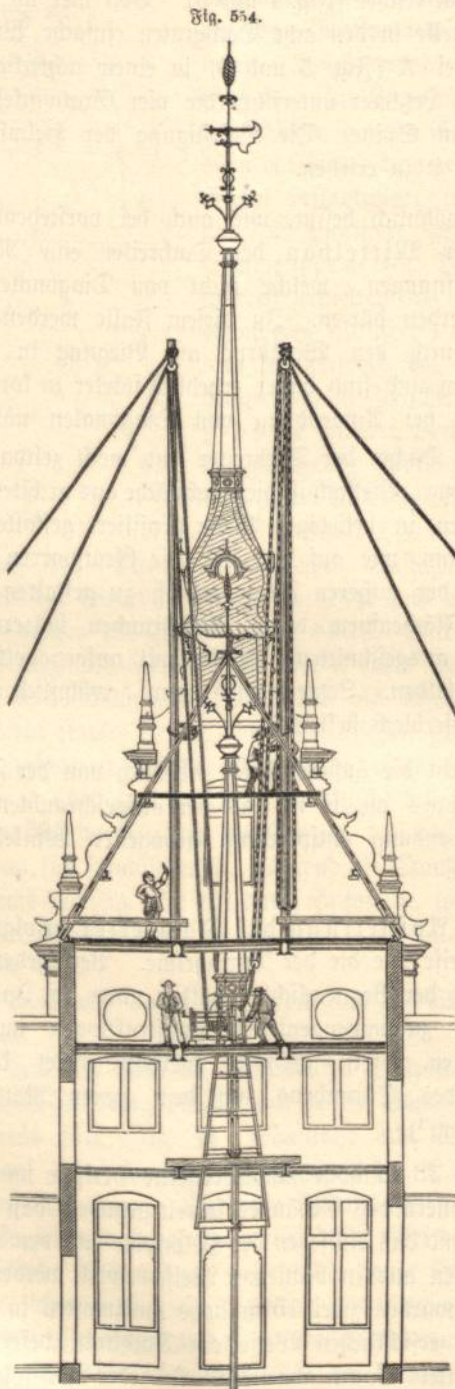
Weicht die äußere Form erheblich von der Form des Eisengerippes ab, so ist statt der aufgeschraubten Bohlen die Verwendung entsprechend gebogener Winkelleisen zu empfehlen.

Die Aufstellung der Dachreiter erfolgt in derselben Weise wie die der Turmhelme. Verschiedentlich hat man auch der Bequemlichkeit halber unten im Innern des Gebäudes zusammengenietete Konstruktionen im ganzen hochgezogen. Ein Beispiel hiervon bietet die Aufstellung des Türmchens auf dem neuen Rathaus zu Hildesheim.¹⁾

Das 13 m hohe schmiedeeiserne Gerippe wurde hierbei im Innern des Gebäudes soweit gehoben, daß die Eindeckung und das Aufsetzen der Helmspitze von den einzelnen Stockwerken aus in bequemer Weise bewirkt werden konnte. Darnach wurden zwei 15 m hohe Holzmasten in der aus Fig. 554 ersichtlichen Weise am Dachstuhl befestigt und seitlich mittels Tauen abgesteift. An jeder Mastspitze wurde der Kloben eines Flaschenzugs angehängt, welcher durch eine im obersten Stockwerk aufgestellte Winde bewegt werden konnte. Die Enden des Flaschenzugs wurden an dem

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1889, S. 110.

mittleren Teil des 1500 kg schweren Turmhelms befestigt und letzterer innerhalb einer Stunde hochgezogen. Zur Steuerung des Helms während des Aufziehens diente eine



in der Achse des Helms befestigte, nach unten etwa 12 m lange Rüststange.

Bei den, meist verwickelten Konstruktionsverhältnissen der Dachreiter und den verhältnismäßig geringen Abmessungen würde eine streng durchgeführte Berechnung einen unnützen Aufwand an Zeit und Arbeitskraft bedeuten; man wird sich daher in der Regel mit einer ganz übersichtlichen Rechnung bei überreichlich bemessenen Annahmen begnügen, zumal die praktischen Anforderungen meist stärkere Stabquerschnitte bedingen, als die vorkommenden Belastungen. Als Beispiel für eine derartige näherungsweise Berechnung wählen wir den auf Taf. 82 und in Textfigur 555 dargestellten Dachreiter. Der Dachreiter besteht aus einem achtsseitigen Eisengerüst mit vierseitiger Spitze, auf welchem die für die Zink- und Schieferdeckung erforderliche Holzschalung mittels zwischengeschraubter Holzfutter befestigt ist. Das achtsseitige Eisengerüst ruht auf einem vierseitigen obeliskenförmigen Eisensachwerk im Dachboden. Die auf das Eisengerüst wirkenden äußeren Kräfte sind Eigengewicht und Winddruck. Im oberen Teil kann das Eigengewicht vernachlässigt werden. Der Winddruck wird zu 100 kg f. d. qm winkelrecht getroffene Fläche und wagrecht wirkend angenommen; als Angriffsfläche des Windes wird die Aufrißfläche (Vertikalprojektion) des Körpers ohne Rücksicht auf die Neigung der Seitenflächen in Rechnung gestellt. Für die Reibung des Windes an den Seitenflächen und die Luftverdünnung hinter dem Turm ist dann ein weiterer Zuschlag nicht erforderlich.

Spitze.

Der Winddruck auf Wetterfahne und Spitze beträgt rund 30 kg.

Erforderlich am Fuß der Stange bei a (Fig. 555)

$$W = \frac{30 \cdot 200}{750} = 8 \dots 1)$$

Gewählt eine Hohlstütze aus Schmiedeeisen von 45 mm Durchmesser bei a, deren $W = 8,9$.

Aufsatz a-b (vierseitige Pyramide).

$$\text{Aufrißfläche} = 1,75 \cdot 0,65 = 1,14 \text{ qm,}$$

$$\text{Winddruck} = 1,14 \cdot 100 = 114 \text{ kg.}$$

Moment bei b:

$$M_b = 30 \cdot 3,75 + 114 \cdot \frac{1,75}{2} = 212 \text{ kgm.}$$

Erforderlich

$$W = \frac{212}{7,5} = 28,3.$$

1) Entsprechend Vorschrift der Berliner Baupolizei ist in nachfolgender Berechnung die zulässige Beanspruchung k nur = 750 kg f. d. qm eingesetzt.

Gewählt vier Winkel 60 . 60 . 8 mm, von welchen je zwei gegenüberliegende ein Widerstandsmoment $W = f \cdot 55$ bieten.

$$f = 9 \text{ qcm}; W = 9 \cdot 55 = 495.$$

Haube b-c (achtseitige Kuppel).

Eigengewicht des Schieferdaches mit Aufsatz und Spitze = rund 800 kg.

$$\text{Aufrißfläche} = 1,55 \cdot 1,5 = 2,4 \text{ qcm},$$

$$\text{Winddruck} = 240 \text{ kg}.$$

Moment bei c:

$$M_c = 30 \cdot 5,3 + 114 \left(\frac{1,75}{2} + 1,55 \right) + 240 \cdot 0,7 = 603 \text{ kgm}.$$

Hierzu Anteil des gleichmäßig auf acht Sparren verteilten Eigengewichts giebt:

Sparrenspannung

$$S = 180 + \frac{800}{8} = 280 \text{ kg}.$$

Erforderlich gegen Knicken:

$$J_{\min} = 2,5 \cdot 0,28 \cdot 1,02^2 = 0,73.$$

Gewählt Winkeleisen 60 . 60 . 8, dessen

$$J_{\min} = 12,4, \text{ mithin reichlich.}$$

Diagonalspannung annähernd

$$D = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{\cos \beta}$$

$$S_{\max} = + 280 \text{ kg}$$

$$S_{\min} = - 180 + \frac{800}{8} = - 80$$

$$\beta = 45^\circ; \cos \beta = 0,707$$

$$D = \frac{+ 280 + 80}{0,707} = 510 \text{ kg}.$$

Gewählt Flächeisen 40 . 8 mm, dessen Tragfähigkeit nach Nietabzug (Nietstärke = 16 mm)

$$= (4 - 1,6) 0,8 \cdot 750 = 1440 \text{ kg},$$

mithin reichlich.

Laterne cdef.

Winddruck auf den Oberteil c-d

$$= 100 (0,85 \cdot 1,7) = 144 \text{ kg}.$$

Am meisten beansprucht werden die Stiele in dem Teil d-e, welcher keine Diagonalen erhält. Infolgedessen werden

Fig. 555 a und b.

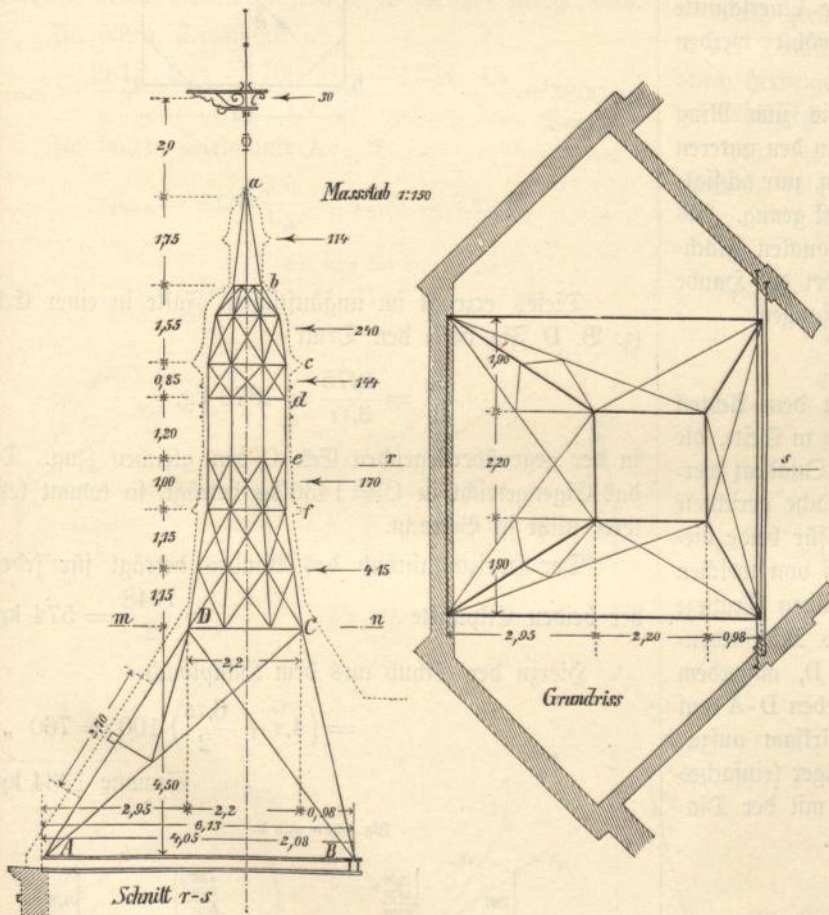
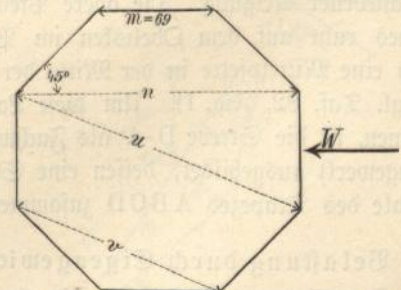


Fig. 556.



Das Moment ist aufzunehmen von den Sparren und zwar ist (Fig. 556):

$$2 S (n + m) = M$$

$$m = 69 \text{ cm}; n = 69 + 2 \cdot 69 \cdot \cos 45 = 98 \text{ cm}$$

$$S = \frac{603 \cdot 100}{2(69 + 98)} = 180 \text{ kg}.$$

die Stiele auf Biegung beansprucht, und zwar beträgt der Schub bei d

$$= 30 + 114 + 240 + 144 = 528 \text{ kg}.$$

Die Stiele sind als an beiden Seiten fest eingespannt anzusehen. Das entsprechende Moment ist

$$M = 528 \cdot \frac{120}{2} = 31680 \text{ kgcm}.$$

Als Säulenquerschnitt wird \square -Eisen Nr. 8 gewählt. Wir nehmen an, daß der Wind in Richtung der Diagonale u (Fig. 556) wirkt und die beiden in dieser Diagonale belegenen Stiele allein das Biegemoment aufzunehmen haben; das erforderliche Widerstandsmoment ist alsdann

$$W = \frac{31\,680}{2 \cdot 750} = 21.$$

Vorhanden

$$W = 26,7.$$

Die achsiale Beanspruchung durch Eigengewicht und Moment des Winddruckes wird reichlich von den übrigen Stielen aufgenommen. (In Wirklichkeit ist selbstredend die Kräfteverteilung eine andere, und zwar günstigere; die genaue Rechnung würde aber in vorliegendem Falle von gar keinem praktischen Wert sein, da kleinere Querschnitte aus konstruktiven Gründen nicht gut gewählt werden können.)

Die Stiele gehen in gleicher Stärke bis zum Ring C-D durch und sind daher in jedem Falle in den unteren Feldern, in welchen, da Diagonalen vorhanden, nur achsiale und keine Biegungsspannungen auftreten, stark genug. Als Ringe dienen \square -Eisen 60 . 60 . 8, als Diagonalen Flach-eisen 45 . 8. Die Berechnung, welche wie bei der Haube zu führen ist, ergibt überall kleinere Abmessungen.

Obelisk ABCD.

Die obere Grundfläche C-D bildet ein dem Rechteck des Turmes umschriebenes Quadrat von 2,2 m Seite, die untere Grundfläche A-B ein gegen dieses Quadrat verschobenes Rechteck. Die senkrecht zur Dachfläche gerichtete Symmetrieebene von Turm und Obelisk ist für beide dieselbe. Die vier Seitenflächen des Obeliskens, von welchen die vordere parallel zur Dachfläche läuft, bilden Trapeze verschiedener Neigung. Die obere Pfette des Mansardendaches ruht auf dem Obelisk in Punkt D, außerdem liegt eine Mittelpfette in der Mitte der Streben D-A auf (vergl. Taf. 82, Fig. 1). Um diese Last wirksam aufzunehmen, ist die Strebe D-A als Fachwerträger (einfaches Hängewerk) ausgebildet, dessen eine Strebe mit der Diagonale des Trapezes ABCD zusammenfällt.

Belastung durch Eigengewicht:

Das Eigengewicht des Turmes oberhalb des Obeliskens wird zu 2800 kg, dasjenige des Obeliskens zu 1600 kg geschätzt. Die Last des Hauptdaches wird zu 80 kg angenommen.

Es entfällt demnach auf Punkt C:

$$\begin{aligned} \text{aus Turm und Obelisk} &= \frac{1}{4} (2800 + 1600) = 1100 \text{ kg} \\ \text{„ dem Hauptdach} &= \frac{4,2}{\text{qm}} \cdot 80 \dots\dots = 336 \text{ „} \\ & \qquad \qquad \qquad \text{Summe } 1436 \text{ kg} \end{aligned}$$

auf Punkt D außerdem aus der vorderen

$$\text{Dachfläche des Hauptdaches} = \frac{3,38}{\text{qm}} \cdot 80 = 270 \text{ kg}$$

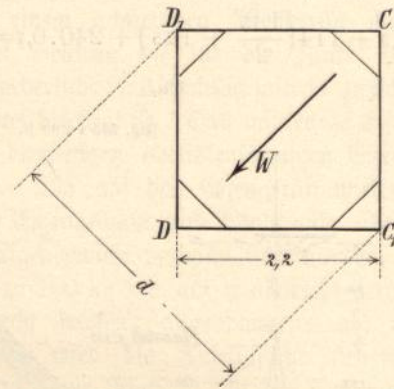
Σ in D 1706 kg

Belastung durch Winddruck:

Das Moment aus dem auf den Turm oberhalb des Obeliskens wirkenden Windes beträgt in der Basis C-D:

$$M_a = 415 \cdot 1,05 + 170 \cdot 2,8 + 144 \cdot 4,9 + 240 \cdot 6,05 + 114 \cdot 7,78 + 30 \cdot 10,65 = 4275 \text{ kgm.}$$

Fig. 557.



Dieses erzeugt im ungünstigsten Falle in einer Ecke (z. B. D Fig. 557) den Druck

$$\frac{M_a}{d} = \frac{4275}{3,11} = 1370 \text{ kg,}$$

in der gegenüberliegenden Ecke C den gleichen Zug. Da das Eigengewicht in C = 1436 kg beträgt, so kommt letzterer nicht in Betracht.

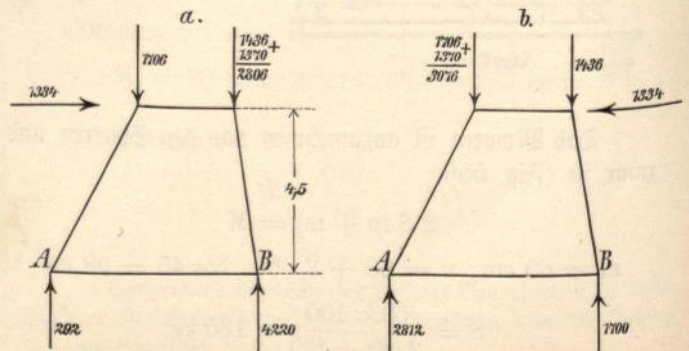
Der Horizontalschub des Windes beträgt für jeden der beiden Eckpunkte = $\frac{1148}{2} = 574 \text{ kg.}$

Hierzu der Schub aus dem Hauptdach

$$= \left(4,2 + \frac{6,75}{2} \right) 100 = 760 \text{ „}$$

Summe 1334 kg.

Fig. 558 a und b.



Für diese in Fig. 558 a dargestellte Belastung ergeben sich die Auflagerdrücke:

$$B_{\max} = 2806 \frac{5,15}{6,13} + 1706 \frac{2,95}{6,13} + 1334 \frac{4,5}{6,13} = 4220 \text{ kg}$$

$$A = 2806 \frac{0,98}{6,13} + 1706 \frac{3,18}{6,13} - 1334 \frac{4,5}{6,13} = 292 \text{ kg.}$$

Ferner für die entgegengesetzte Windrichtung (Fig. 558 b):

$$B = 1436 \frac{5,15}{6,13} + 3076 \frac{2,95}{6,13} - 1334 \frac{4,5}{6,13} = 1700 \text{ kg}$$

$$A_{\max} = 1436 \frac{0,98}{6,13} + 3076 \frac{3,18}{6,13} + 1334 \frac{4,5}{6,13} = 2812 \text{ kg.}$$

Nunmehr ergeben sich die Fachwerkspannungen in bekannter Weise nach der Ritter'schen Methode (vergl. Kap. 6, § 4 a), wobei an Stelle der wahren Fläche der Trapeze deren Vertikalprojektion zu Grunde gelegt wird.

Fig. 559 a, Drehpunkt α :

$$x_{1\max} = \frac{2812 \cdot 5,15 - 1700 \cdot 0,98 - 1334 \cdot 4,5}{1,8} = 3800 \text{ kg Druck.}$$

Fig. 559 b, Drehpunkt A:

$$x_{2\max} = 4220 \frac{6,13}{6,0} = 4300 \text{ kg Druck.}$$

Fig. 559 a und b.

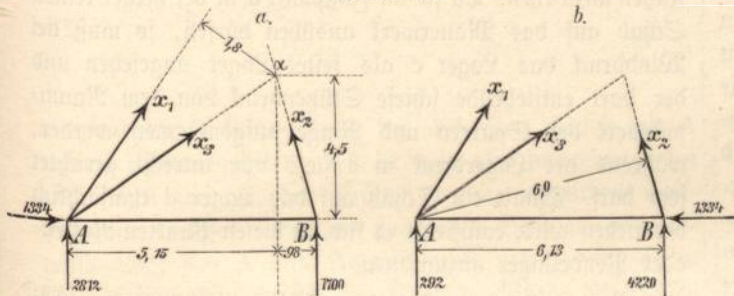
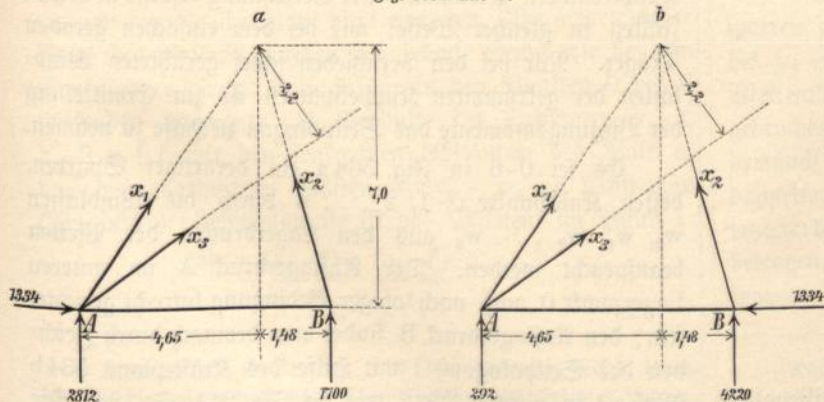


Fig. 560 a und b.



Diagonalspannung:

Fig. 560 a, Drehpunkt A:

$$x_3 = \frac{2812 \cdot 4,65 - 1700 \cdot 1,48 - 1334 \cdot 7,0}{2,20} = 545 \text{ kg}$$

beziehungsweise

Fig. 560 b, Drehpunkt B:

$$x_{3\max} = \frac{292 \cdot 4,65 - 4220 \cdot 1,48 + 1334 \cdot 7,0}{2,2} = 2020 \text{ kg.}$$

Hierzu kommen noch die Spannungen aus dem Hängewerk A-D (Fig. 555 a).

Nach Fig. 561 ist bei entsprechender Kräftezerlegung:

$$y_1 = 470 + \frac{870}{2} \cdot \frac{2,70}{0,75} = 2030 \text{ kg}$$

$$y_2 = \frac{870}{2} \cdot \frac{2,70}{0,75} = 1560 \text{ kg}$$

$$y_3 = \frac{870}{2} \cdot \frac{2,8}{0,75} = 1620 \text{ kg}$$

$$z = 870 \text{ kg.}$$

Ein gleiches Hängewerk wird zur besseren Aussteifung in der Dachfläche (des Hauptdaches) angeordnet, die hierdurch herbeigeführte Verminderung der Spannungen wird vernachlässigt.

Für die wirklichen Längen der Stäbe ergeben sich nunmehr folgende Gesamtspannungen:

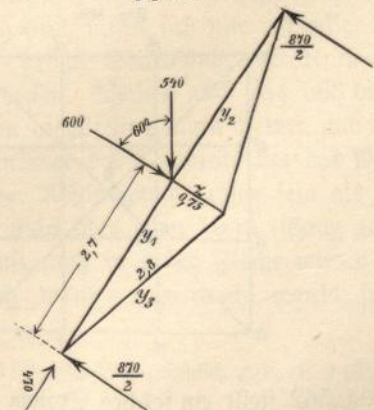
$$X_{1\max} = \frac{\text{wirl. Länge}}{5,4} (x_{1\max} + y_1) = \frac{5,72}{5,4} (3800 + 2030) = 6200 \text{ kg}$$

$$X_{2\max} = \frac{4,97}{4,6} \underbrace{4300}_{x_{2\max}} = 4650 \text{ ''}$$

$$X_3 = \frac{7,1}{6,8} \underbrace{2020}_{x_{3\max}} = 2120 \text{ ''}$$

$$X_3' = \frac{7,1}{6,8} (\underbrace{2020}_{x_{3\max}} + \underbrace{1620}_z) = 3870 \text{ ''}$$

Fig. 561.



Querschnitte.

Vorderer Gratsparren:

größter Druck $X_1 = 6200 \text{ kg}$
freie Länge = $2,86 \text{ m.}$

Erforderlich:

$$J = 2,5 \cdot 6,2 \cdot 2,86^2 = 127.$$

Gewählt zwei Winkel 80.80.8 mit $J_{\min} = 148.$

Hinterer Gratsparren:

$$\text{größter Druck } X_2 = 4650 \text{ kg.}$$

$$\text{freie Länge} = 4,97 \text{ m.}$$

Erforderlich:

$$J = 2,5 \cdot 4,65 \cdot 4,97^2 = 287.$$

Gewählt zwei Winkel 100.100.10 mit $J_{\min} = 360.$

Für die Diagonalen waren bei der Berechnung Runderisen mit Spannschlössern in Aussicht genommen, während bei der Ausführung statt dessen Winkeleisen verwendet wurden.

§ 12.

Manteldächer über quadratischen und quadrat-ähnlichen Grundrissen.

Je weniger Seiten die zu überdachende Grundrissfigur besitzt, desto kleiner wird die Zahl der Gratsparren und desto größer die Entfernung der Gratsparren voneinander, und damit auch die Spannweite der Pfetten. Da man aus praktischen Rücksichten Pfetten von mehr als 10 m Spannweite nicht gerne anwenden wird, so bilden somit quadratische Grundrisse von 10 bis 12 m Seitenlänge die Grenze für ein einfaches, aus Gratsparren und Ringen bestehendes Kuppelfachwerk. Bei größerer Seitenlänge wird die Anwendung von Zwischenkonstruktionen zur Unterstützung der Pfetten notwendig, und zu diesen Zwischenkonstruktionen können sowohl Balkenbinder zweiter Ordnung (Schiffbinder), wie auch Tonnenfachwerke verwendet werden.

Fig. 562.

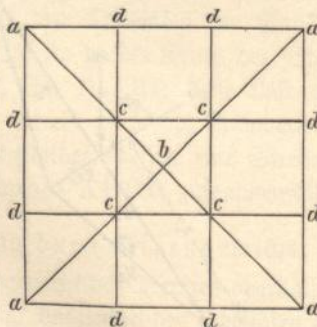
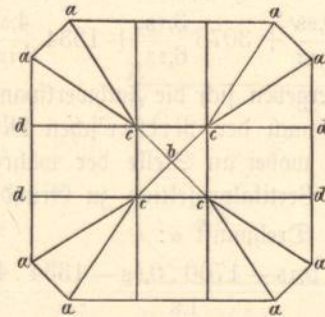


Fig. 562 stellt ein solches System unter Zuhilfenahme von Schiffbindern dar. Von den vier Ecken des quadratischen Grundrisses gehen Gratsparren aus, welche in den Eckpunkten c des gleichfalls quadratischen Kopfrings endigen. Sind die Ecken des Grundrissquadrates abgestumpft (wie bei Fig. 563), so werden die vier Gratsparren durch vier

Gratsparrenpaare ersetzt. Außer dem Kopfring c und dem Fußring d können Zwischenringe in beliebiger Zahl angeordnet werden. Um diese bei ihrer großen Länge knick-sicher zu gestalten und sie gleichzeitig als Pfetten nutzbar zu machen, sind in Fig. 562 und 563 von den Ecken c des Kopfringes nach den Punkten d des Fußringes Träger zweiter Ordnung, die Schiffbinder oder Schiffsparren, geführt worden.

Fig. 563.



Diese Schiffsparren werden, da sie durch die geradlinig an ihnen vorbeiführenden Ringe nicht versteift werden, auf Biegung beansprucht und sind als Träger auf zwei Endstützen anzusehen. Da sie im Fußpunkt d in der Regel keinen Schub auf das Mauerwerk ausüben dürfen, so muß bei Winddruck das Lager c als festes Lager angesehen und der dort entstehende schiefe Stützdruck von dem Raumfachwerk der Sparren und Ringe aufgenommen werden, während der Lagerdruck in d stets nur lotrecht gerichtet sein darf. Damit ein Schub auf das Lager d thatsächlich vermieden wird, empfiehlt es sich, in diesen Punkten Rollen- oder Pendellager anzuordnen.

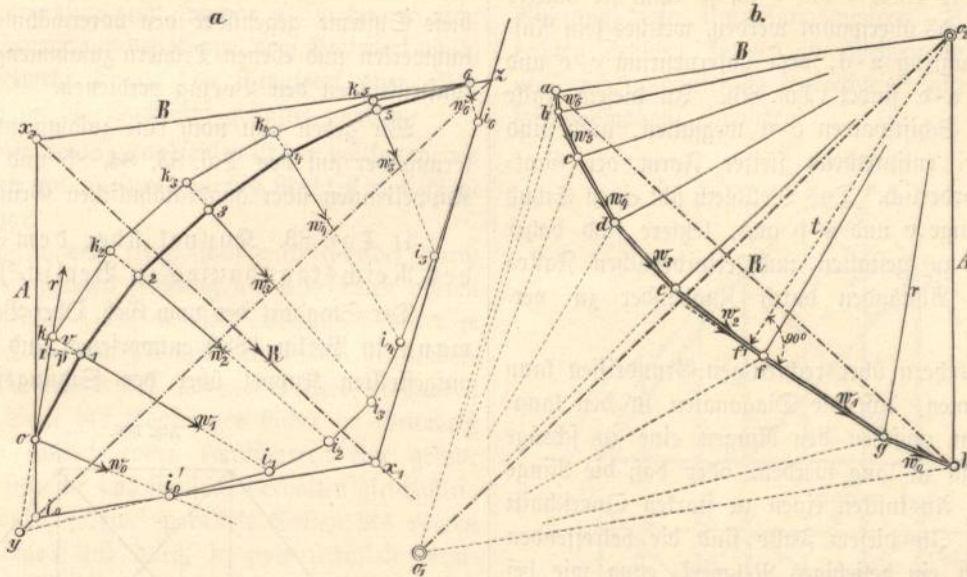
Bei Zeltdächern sind die Schiffsparren gerade, bei Kuppeldächern gekrümmt. Die Berechnung erfolgt in beiden Fällen in gleicher Weise, wie bei dem einfachen geraden Träger. Nur bei den verschieden schief gerichteten Windlasten der gekrümmten Kuppelsparren ist zur Ermittlung der Biegemomente das Seilpolygon zu Hilfe zu nehmen.

Es sei 0-6 in Fig. 564 a ein derartiger Sparren, dessen Knickpunkte 0, 1, 2 . . . 6 durch die Windlasten $w_0, w_1, w_2 \dots w_6$ aus den Lagerdrücken der Pfetten beansprucht werden. Der Auflagerdruck A im unteren Lagerpunkt 0 muß nach obiger Bedingung lotrecht gerichtet sein; den Auflagerdruck B findet man demnach durch Zeichnen des Seilpolygons i mit Hilfe des Kräfteplans 564 b (Pol o_1) in gleicher Weise wie bei Fig. 211, S. 124. Die Mittelkraft R, deren Richtung und Größe ohne weiteres aus dem Kräfteplan folgt, muß durch den Schnittpunkt x_1 der beiden äußeren Seiten $i_0'-x_1$ und i_6-x_1 hindurchgehen. Da diese Mittelkraft die Lotrechte A im Punkte x_2 durchschneidet, so giebt die Linie x_2-6 die Richtung der oberen

Auflagerkraft B an, deren Größe in bekannter Weise durch Zeichnen der Parallelen A, B im Kräfteplan folgt. Nehmen wir nun im Schnittpunkt o_2 zwischen A und B im Kräfteplan (Fig. 564 b) einen neuen Pol an und zeichnen mit diesem ein neues Seilpolygon k, so muß dieses Polygon durch die Endpunkte 0 und 6 des Sparrens hindurchgehen,

Die Biegemomente aus Eigengewicht und Schneeeindruck werden ebenso ermittelt, als wenn der Schiffsparren gerade und wagrecht zwischen den Punkten d und e (Grundriß Fig. 563) gespannt wäre. Die Momente aus den drei Belastungen sind dann zusammenzuzählen, um die Gesamtmomente in den Knotenpunkten zu erhalten.

Fig. 564.



während die Richtungslinien der äußersten Seiten mit A und B zusammenfallen. Es ist dies also das einzige der zahlreichen zwischen den Kräften w_0-w_6 möglichen Seilpolygone, welches unter den gegebenen Bedingungen (lotrechte Lage von A und Angriffspunkt von A und B in den Lagerpunkten 0 und 6) entspricht. Würde der Balken genau die Form dieses Polygons haben, so würden Biegemomente überhaupt nicht eintreten. Bei abweichender Form des Balkens ergeben sich jedoch ebenso wie bei dem Bogenträger (vergl. Kap. 7) die in den Punkten 0 bis 6 wirkenden Momente als Produkte der Ordinaten k_1-1 , k_2-2 u. s. f. mit den senkrechten Abständen des Pols o_2 von den zugehörigen Kräften $w_1-w_2 \dots w_6$ im Kräfteplan (Fig. 564 b). Beispielsweise ist das Moment im Punkt 1:

Selbstredend kann man aber auch zunächst die Mittelkräfte der Belastungen aus Eigengewicht, Schnee und Winddruck in den Knotenpunkten bilden und die Gesamtmomente mit Hilfe obiger Konstruktion direkt ermitteln.

* * *

Mit Hilfe zweier Schiffsparren zwischen je zwei Gratparren, wie bei Fig. 562, lassen sich nur rechteckige Räume bis zu etwa 30 m größte Seitenlänge (bei 10 m größter Pfettenlänge) überdecken. Werden nach Fig. 563 die Ecken gebrochen, so werden die Pfettenlängen kleiner und es kann demnach die Seitenlänge des Quadrats um das Maß der doppelten Länge der Abschrägung größer sein als 30 m; letztere darf indes nicht über etwa 10 m (schräg gemessen) betragen, weil sonst auch in dieser Fläche wieder Schiffsparren erforderlich würden. Hiernach ergibt sich also

$$M = \frac{(k_1 - 1) \cdot (o_2 - f')}{v \cdot t} \dots \dots 1)$$

1) Beweis: Denken wir uns den Sparren bei 1 durchschnitten, so wirken links vom Schnitt die äußeren Kräfte A und w_0 , deren Mittelkraft = r im Kräfteplan; rechts vom Schnitt die äußeren Kräfte $w_1, w_2 \dots w_6$, B, deren Mittelkraft wieder = r. Die im Punkt 1 wirkenden Kräfte werden daher ersetzt durch die Mittelkraft r. Der normale Abstand dieser Kraft von Punkt 1 ist = p, mithin das Moment sämtlicher äußeren Kräfte auf Punkt 1:

$$M = p \cdot r.$$

Nun ist $\triangle k_1-1-1$ (Fig. 564 a) ähnlich $\triangle o_2-f'-g$ (Fig. 564 b), demnach verhält sich

$$\frac{v}{r} = \frac{p}{t}$$

Hieraus

$$p = \frac{v \cdot t}{r} \text{ und } M = v \cdot t$$

was zu beweisen war. (Vergl. auch S. 157 Fußnote.)

als größte Seitenlänge des Grundrißquadrats $d \ c \ c \ d$ (Fig. 563) für solche Systeme bei 10 m größter Pfettenlänge

$$d = 30 + 2 \cdot 10 \cdot 0,707 = 44,14 \text{ m.}$$

Bei noch größeren Abmessungen sind mehr als zwei Schiffsparren anzuordnen.

Beträgt die Entfernung zwischen den Ringen c und $a-d$ nicht mehr als etwa 4 bis 6 m, so kann sie mittels gebogenen Wellblechs überspannt werden, welches sein Auflager auf dem Fußring $a-d$, dem Laternenring $c-c$ und den Gratparren $a-c$ findet (Taf. 86). In diesem Falle können also die Schiffsparren $c-d$ wegfallen, auch sind Zwischenringe bei entsprechend steifer Form der Gratparren nicht erforderlich. Das Wellblech übt einen Schub auf die beiden Ringe c und $a-b$ aus, letztere sind daher entsprechend steif zu gestalten und erforderlichen Falles in angemessenen Abständen durch Zugbänder zu verbinden.

Bei Kuppeldächern über rechteckigen Grundrissen kann es leicht vorkommen, daß die Diagonalen in den langgestreckten Feldern zwischen den Ringen eine zu schräge Lage erhalten und zu lang werden, oder daß die Ringe mit Rücksicht auf Ausknicken einen zu starken Querschnitt erhalten müssen. In diesem Falle sind die betreffenden Diagonalen durch ein beliebiges Netzwerk, etwa wie bei

Fig. 565.

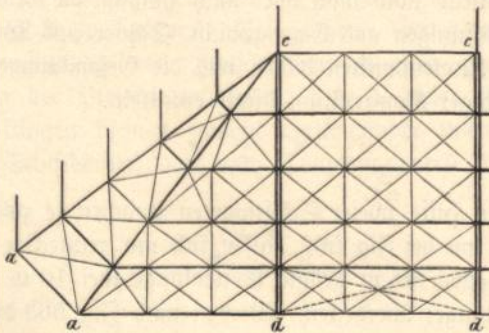


Fig. 565, zu ersetzen. (Vergl. auch S. 316.) Jede Dachzone bildet dann einen Fachwerkträger, welcher bei einseitiger Belastung der Kuppel durch ein in den Gurtungen (Ringern) wirkendes Kräftepaar beansprucht wird.

Sind hierbei die Dachflächen $a-c-c-a-d-d-a$ genügend stark gekrümmt, so lassen sie sich auch als Tonnenfachwerke (vergl. § 6) ansehen und behandeln. In diesem Falle vermögen die Zwischenringe Belastungen aufzunehmen, welche sich nach den Ebenen der beiden anschließenden Fachwerkträger zerlegen lassen, es werden also die auf Biegung beanspruchten Schiffsparren $d-c$ entbehrlich, womit eine nicht unerhebliche Gewichtserparnis verbunden ist. Man erhält auf diese Weise ein aus dem Kuppelfachwerk als

Hauptsystem und dem Tonnenfachwerk als Nebensystem zusammengesetztes Mantelfachwerk, welches geeignet erscheint, den weitgehendsten Anforderungen zu entsprechen.

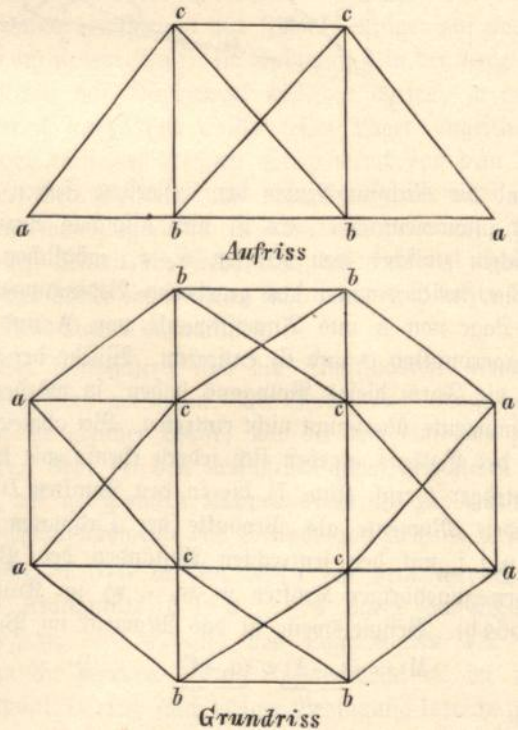
Die Idee zu einer solchen Verknüpfung von Kuppel- und Tonnenfachwerken ist zuerst von Föppel¹⁾ ausgesprochen, jedoch sind Konstruktionen dieser Art und Weise bislang noch nicht ausgeführt worden. Es leuchtet aber ein, daß bei entsprechend gekrümmter Dachfläche diese Systeme gegenüber den vorerwähnten aus Kuppelfachwerken und ebenen Trägern zusammengesetzten Mantelkonstruktionen den Vorzug verdienen.

Wir geben nun noch eine zusammenhängende Erläuterung der auf den Taf. 83, 84, 85 und 86 dargestellten Kuppelbauten über quadratähnlichen Grundrissen.

1) Taf. 83. Kuppel über dem Sitzungssaale des Reichstagshauses in Berlin.²⁾

Der Standort der vom Geh. Ober-Baurat Zimmermann in Berlin 1889 entworfenen und im Jahre 1890 aufgestellten Kuppel über dem Sitzungssaale wurde erst

Fig. 566.



nachträglich angeordnet, nachdem die Umfassungsmauern des Gebäudes zum größten Teil bereits fertiggestellt waren. Da diese Mauern zu schwach waren, um einen

1) Föppel, Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892. S. 96.
2) Lodemann, Das Kuppeldach über dem Sitzungssaal des Reichstagshauses in Berlin, Zeitschr. f. Bauweh. 1897. — Dr. Zimmermann, über Raumfachwerke, Berlin 1901.

rechtwinklich dazu wirkenden wagrechten Schub aufnehmen zu können, so mußte das Kuppeldach so konstruiert werden, daß die wagrechten aus einseitiger Belastung herrührenden Auflagerkräfte nur parallel zur Längsrichtung der Mauern zur Wirkung kommen. Dies wurde durch Anwendung des S. 320 allgemein besprochenen und in Fig. 566 schematisch dargestellten Stabsystems erreicht. Da die Kuppel von dem Sitzungsfaal durch ein inneres Oberlicht getrennt und demnach der Innenraum nicht sichtbar ist, so kam es nicht darauf an, den Innenraum der Kuppel vom Stabwerk völlig freizuhalten, vielmehr konnte das Tragwerk ohne allzu enge Anlehnung an die Dachform gestaltet werden.

Der Grundriß des Sitzungsfaales ist kein vollkommenes Quadrat, sondern ein quadratähnliches Rechteck von 39 zu 35 m Seitenlänge.

Das Haupttragwerk (Fig. 566) wird gebildet durch einen unteren achtfseitigen Fußring ab und einen oberen vierseitigen Kopfring c, dessen vier Eckpunkte c durch je zwei Gratsparren ca und cb mit den beiden gegenüberliegenden Ecken a und b des unteren Ringes verbunden sind. Je eine Seite des Kopfringes bildet im Grundriß mit den beiden anschließenden Gratsparren eine gerade Linie (was an sich für das statische Verhalten gleichgültig ist). Die vier durch je zwei parallele Seiten des oberen und unteren Ringes und durch je zwei parallele Grat sparren gebildeten Vierecke aacc und bccb werden durch je zwei gekreuzte aus Runderisen mit Spannschlössern bestehende Diagonalen ca und cb versteift.

Wie bereits auf Seite 320 erwähnt, ist das System statisch bestimmt, sofern die Gleitlinien der Linienlager in den acht Eckpunkten rechtwinklich zu den Seiten des unteren Quadrates stehen, wodurch die zwischen je zwei Lagern befindlichen vier Stäbe des Fußringes entbehrlich werden.

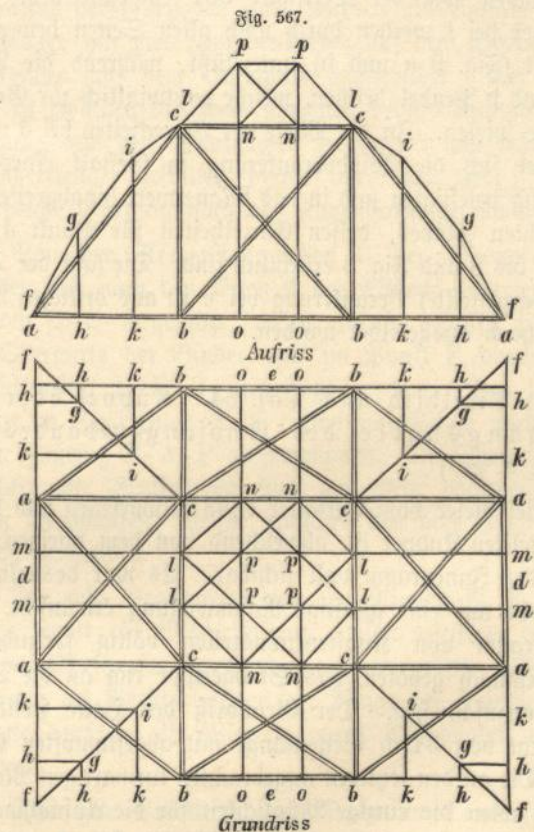
Das System besitzt dann (zwei gekreuzte schlaffe Diagonalen sind für eine steife zu zählen)

16 Auflagerbedingungen	=	16 Stäbe
Stäbe des Fußringes	=	4 "
Stäbe des Kopfringes	=	4 "
Gratsparren	=	8 "
Diagonalen	=	4 "

Summe 36 Stäbe

bei 12 Knotenpunkten, mithin ist Gleichung (2) S. 311 erfüllt. Bei der vorliegenden Kuppel sind die acht Lager a und b der Grat sparren als Flächenlager (Pendellager) ausgebildet worden, welche somit nur senkrechte Lasten an die Unterstüzung abgeben können. Die Führung nach der Gleitlinie wird durch Stäbe bewirkt, welche an Stelle der entbehrlich gewordenen Stäbe a-a und b-b des Fußringes treten und in der Mitte zwischen je zwei Grat sparrenlager mit einem nach unten führenden Ansatz derart

in das Umfassungsmauerwerk eingreifen, daß ihre Verschieblichkeit in der Stabrichtung unmöglich gemacht ist. Jeder der vier Stäbe aa und bb des Fußringes stellt also gewissermaßen zwei Ersatzstäbe für die beiden benachbarten Lager dar, wodurch diese aus Flächenlagern zu Linienlagern werden. Die Übertragung des Windschubs erfolgt somit in der Mitte einer jeden der vier Umfassungsmauern und, der gestellten Bedingung gemäß, genau in der Richtung dieser Umfassungsmauern. Außer diesen wagrechten Schüben können im übrigen aus dem Dachgerüst nur noch ausschließlich senkrechte Belastungen auf die Umfassungsmauern einwirken.



Die Dachlast wird auf das Haupttragwerk durch Zwischenkonstruktionen übertragen. Zunächst wurden die Seiten des Fußringes bis zu den Eckpunkten f des Grundquadrates verlängert (Fig. 567) und dort durch ein lediglich als Flächenlager wirkendes Lager aus Kugelpendeln unterstüzt. Von diesen vier Ecklagern in f führt dann je ein Grat sparren nach den Eckpunkten c des oberen Ringes. An jeden dieser Grat sparren schließen dann noch beiderseits je zwei Schiffsparren gh und ik an. Ferner sind die mit Diagonalen versehenen Vierecke acca und bccb des Haupttragwerkes noch durch je zwei Schiffsparren lm und no in kleinere Felder zerlegt. Auf den acht Punkten l und n des oberen Ringes wurde schließlich ein dem

Haupttragwerk ähnliches, nur kleineres Raumschwerk aufgesetzt, welches die Laterne unterstützt.

Die Berechnung des Haupttragwerkes kann nach dem auf Seite 322 und 323 erörterten allgemeinen Verfahren erfolgen, indem zunächst die vier Stäbe des oberen Ringes beseitigt und durch die vier Stäbe a-a, b-b des Fußringes ersetzt gedacht werden.

Auf Taf. 83 sind die bemerkenswertesten Teile der Kuppel dargestellt.

Fig. 1 und 2 veranschaulicht den Schnitt und den halben Grundriß der Kuppel. In letzteren sind die gleichen Buchstaben wie bei Textfigur 567 eingeschrieben. Die Ecklager bei f werden durch nach allen Seiten bewegliche Pendel (Fig. 9 a und b) unterstützt, während die Lager in a und b Pendel besitzen, welche rechtwinklich zur Grundrißseite spielen. In der Mitte der Viereckseiten bei d und e befindet sich die Bindverankerung in Gestalt eines am Fußring befestigten und in das Mauerwerk hinabgreifenden senkrechten Stabes, dessen Einzelheiten für Punkt d aus Fig. 6 bis 8 und Fig. 3 ersichtlich sind. Die (auf der Tafel nicht dargestellte) Verankerung bei o ist aus örtlichen Rücksichten abweichend ausgebildet worden.

2) Titelbild und Taf. 84. Kuppel über der Eingangshalle des Empfangsgebäudes zu Halle a. S.¹⁾

Bei dieser vom Verfasser 1888 entworfenen und 1889 aufgestellten Kuppel ist, abweichend von dem vorigen Beispiel, der Innenraum voll sichtbar. Es war deshalb mit Rücksicht auf eine günstige Raumwirkung erwünscht, den Innenraum von Konstruktionsteilen völlig freizuhalten und demnach geboten, das Stabgerippe eng an die Dachform anzuschließen. Der Grundriß der Halle stellt ein Quadrat von 34 m Seitenlänge mit abgestumpften Ecken dar. Die an den letzteren angebrachten turmartigen Mauerkörper boten die einzige Möglichkeit für die Aufnahme des Windschubes dar, alle übrigen Wände sind derart mit Fenstern durchbrochen, daß sie in dieser Hinsicht nicht in Betracht kamen. Das Grundsystem des Mantelschwerkes (Taf. 84, Fig. 1 und 2) ist das gleiche wie bei dem vorigen Beispiel. Es besteht aus einem achtsseitigen Fußring III—VIII mit vier den abgestumpften Ecken entsprechenden schmalen und vier breiten Seiten, ferner einem vierseitigen quadratischen Kopfring I—II von 9 m Seitenlänge. Von den vier Ecken des Kopfringes führen paarweise acht Gratsparren nach den gegenüberliegenden Ecken

des Fußringes. Die Gratsparren sind der Dachform entsprechend gekrümmt und zu diesem Zwecke durch fünf in annähernd gleichen Abständen zwischen Fuß- und Kopfring angeordneten Zwischenringe 3 bis 7 versteift. Diese Zwischenringe dienen gemeinschaftlich mit Fuß- und Kopfring zur unmittelbaren Aufnahme der äußeren und inneren Wellblechdecke, sie bilden also gleichzeitig die Dachpfetten. Um die Spannweite dieser Pfetten in den Feldern der Langseiten zu vermindern, wurden in jedem dieser vier Felder zwei Schiffsparren I—VI, II—VII angeordnet, welche oben an den Ecken des Kopfringes angreifen, im Grundriß die geradlinige Verlängerung der Seiten des Kopfringes bilden und mit dem Fuß auf Verstärkungspfählen der Seitenwände des Grundquadrates ruhen. Diese lediglich als Balken auf zwei Stützen wirkenden Schiffsparren sind gleichfalls der Dachform entsprechend gekrümmt und lagern auf den Seitenmauern mittels Rollenlager auf, so daß ein Schub auf diese Mauern ausgeschlossen ist. Die gesamten auf den Schiffsparren wirkenden wagerechten Windlasten müssen daher nach dem oberen Auflagerpunkt im Eckpunkt des Kopfringes übertragen werden (siehe hierüber S. 359). Die von den Gratparren, Schiffsparren und Ringen begrenzten Vierecke werden durch Diagonalen versteift, wobei die stark länglichen Felder der breiten Dachflächen eine Unterteilung erhalten haben (siehe S. 360). Die Zwischenpfosten dieser Unterteilung dienen gleichzeitig zur Versteifung der Pfetten gegen Ausknicken.

Über dem Kopfring erhebt sich eine nahezu senkrechte Laternenwand, welche durch ein Zeltdach geschlossen ist. Sieht man von der Laterne ab, so stellt das Stabsystem bis zum zweitobersten Ring ein reines Schwedler'sches Fachwerk dar, während die oberste Kuppelzone dem auf S. 320 behandelten und in Fig. 566 schematisch dargestellten Stabsysteme entspricht. Die Kuppel im ganzen betrachtet ist somit nur dann statisch bestimmt, wenn die vier langen Stäbe des Fußringes weggedacht und die acht Lager der Gratparren als Linienlager, deren Gleitlinien rechtwinklich zu den Seiten des Grundquadrates stehen, ausgebildet werden. Die genaue statische Berechnung würde dann wie bei der Reichstagskuppel nach dem S. 322 und 323 erörterten allgemeinen Verfahren zu erfolgen haben, wobei zunächst die vier Stäbe des Kopfringes durch die vier weggenommenen Stäbe des Fußringes ersetzt zu denken wären.

Im vorliegenden Falle wurde die Berechnung nach einem Näherungsverfahren durchgeführt. Es wurde wie bei einem einfachen Kuppelsystem mit der Kräftezerlegung im Kopfring begonnen, wobei zwei der an jede Ecke anschließenden Gratparren zunächst als ein einziger Sparren angesehen wurden. Die auf diesen Sparren fallenden

1) Königer, Die eiserne Kuppel über der Haupthalle des neuen Empfangsgebäudes in Halle a. S. Zeitschr. f. Bauwesen 1892. S. 218 bis 232.

Spannungen wurden dann je zur Hälfte den beiden Sparren zugewiesen. Dieses Verfahren erschien zulässig, weil es nicht wie bei dem vorigen Beispiel darauf ankam, lediglich in der Richtung der Quadratsseiten wirkende wagerechte Auflagerdrucke zu erhalten, sondern weil vermöge der Gestaltung der Eckfeiler auch wagerechte Drucke in der Richtung der schmalen Seiten des Fußringes zulässig erschienen. Dementsprechend wurden auch die Lager der Grat sparren als Gleitlager mit begrenztem Spielraum ausgebildet (vergl. Fig. 548 auf S. 345).

Die Schiftparren, an deren Stelle die Anordnung eines Tonnenfachwerkes vielleicht zweckmäßiger gewesen wäre (vergl. S. 360), haben, entsprechend ihrer erheblichen Inanspruchnahme auf Biegung, sehr starke Querschnitte erhalten. Sie sind außerdem mit Rücksicht auf die beschränkte Konstruktionshöhe als kastenförmige Blechträger gestaltet worden (Taf. 84, Fig. 14). Für die nur durch Fachwerkspannungen in Anspruch genommenen Grat sparren genügten je vier Winkelseisen mit Gittersteg (Fig. 4, 8 und 12). Der Kopfring wurde als ein nach allen Richtungen knickfesterer Blechträger (Fig. 7 und 13), die Zwischenringe als einfache Blechträger (Fig. 7) ausgebildet. Die Pfosten der Unterteilung (Fig. 7) bestehen aus je vier Winkelseisen, die Diagonalen aus gekreuzten Flachseisen (Fig. 15). Die äußere Wellblechdecke (Fig. 14) läuft über den Pfetten durch; die Obergurte der Grat- und Schiftparren ragen über die Wellblechdecke hinaus und wurden besonders mit profiliertem Zinkblech eingedeckt.

Die innere Wellblechdecke liegt auf den Unterflanschen der Pfetten auf, welche somit ebenso wie die Untergurte der Grat- und Schiftparren von unten sichtbar sind und das Traggerippe veranschaulichen. Besondere Schwierigkeiten bot die Ausbildung der Eckknotenpunkte des Fuß- und Kopfringes, deren Einzelheiten aus den Fig. 3, 5 und 6, Taf. 84 ersichtlich sind. Eine fernere Schwierigkeit bot das über das Hauptgesims der Vorderfront hinausragende halbkreisförmige Fenster, welches mittels einer Stichkappe mit dem Kuppeldach in Verbindung steht. An dieser Stelle wurde der unterste Zwischenring 7 vollständig unterbrochen, desgleichen das Zwischenfachwerk der beiden unteren Kuppelzonen. Um die hierdurch frei werdenden Spannungen aufzunehmen, wurde der zwischen den beiden Schiftparren und dem Halbkreis des Fensters verbleibende Teil der Kuppelfläche als steifer Blechbogen ausgebildet.

Die Aufstellung der Kuppel erfolgte nach dem auf S. 346 zuerst beschriebenen Verfahren, wobei lediglich ein Gerüst für die Unterstüzung des Kopfringes erforderlich ist. Den Zustand während der Bauausführung nach Aufstellung des Eisengerippes und vor der Eindeckung mit Wellblech zeigt das farbige Titelbild.

3) Taf. 85. Entwurf zur Kuppel auf dem neuen Reichsgerichtsgebäude in Leipzig.

Die Kuppel überdacht die große Mittelhalle, ist aber von innen nicht sichtbar, da die Halle durch ein Gewölbe abgeschlossen ist. Sie dient daher lediglich künstlerischen Zwecken hinsichtlich der äußeren Erscheinung des Gebäudes. Der Grundriß der Kuppel ist ein Quadrat von 21,8 m Durchmesser mit abgestumpften Ecken. Da ein Freihalten des Innenraumes von Eisenteilen nicht geboten war, so wurde eine Konstruktion gewählt, welche sich als eine Verbindung von Binder- und Mantelsystem darstellt. Die vier Hauptbinder A-C-A, deren Netzstäbe in Fig. 1 durch Schraffur hervorgehoben sind, wurden als einfache Fachwerkträger mit vier Zwischenknoten auf dem Ober-, zwei dergleichen auf dem Untergurt ausgebildet. Der Obergurt ist zwischen den Knotenpunkten behufs Aufnahme der Biegung aus den auflastenden Holzpfetten als besonderer Fachwerkträger gestaltet, dessen obere aus zwei L-Eisen bestehende Gurtung nach der Kuppelform gekrümmt ist.

Von den Kreuzungspunkten C der Obergurte der Binder sind nach den Ecken F des Achtecks je zwei Grat sparren C-E-F geführt, welche ebenso gestaltet sind wie die Obergurte der Binder und im Punkt E durch einen Zwischenring B-E-B unterstützt werden. Der infolgedessen im Sparrenteil E-F entstehende Schub wird durch einen Fußring F-A-F aufgenommen. Die Obergurte der Binder und Grat sparren sind außerdem paarweise noch durch Diagonalen, welche zwischen den drei Haupttringen liegen, verbunden.

Die acht Grat sparren mit den Ringen E, F und C bilden somit ein Mantelsystem, dessen mittlerer Ring C mit den Obergurten der Binder zusammenfällt. Mit Rücksicht auf die Verschiebungen der Ringe bei einseitiger Belastung mußten alle Vierecke durch Diagonalen versteift werden.

Das zur Erhellung des Dachraumes nötige Licht wird durch Oberlichter zugeführt, welche sich im oberen Teil der Kuppel zwischen den Bindern am Fuß des Laternenauffsatzes befinden.

4) Taf. 86. Ausstellungsgebäude in Berlin.¹⁾

Das fast ganz in Eisen, Glas und Wellblech hergestellte Gebäude wurde im Jahre 1882—1883 an Stelle des durch Brand zerstörten hölzernen Hauptgebäudes der Hygieneausstellung zu Berlin erbaut und dient heute noch zu Ausstellungszwecken.

Der Gesamtgrundriß besteht im wesentlichen aus einem großen Quadrat von 95 m Seitenlänge, welches schach-

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1883, S. 57, 121 und 346.

brettartig in 25 kleinere Abteilungen von quadratischer Grundfläche geteilt ist.

Mit Ausnahme des mittleren Quadrates der Hauptfront und von vier als Höfe ausgebildeten Quadraten im Innern sind sämtliche Abteilungen mit der gleichen Dachkonstruktion überdeckt. Diese besteht aus einer quadratischen Kuppel, deren mittlerer Teil als Laterne aus der Dachfläche um 2 m herausgehoben ist. Die Laternenkuppel wird durch zwei in den Diagonalen angeordnete Bogenträger a-b-a aus I-Eisen gebildet, deren Horizontalschub durch die gleichzeitig als Zugring dienenden Obergurte der senkrechten Laternenwand aufgenommen wird. Die Felder c-a-c zwischen den Bindern sind mit gebogenem Wellblech gedeckt; der von diesem ausgeübte Schub wird durch ein unter der Dachfläche liegendes Diagonalsystem aufgehoben. Die senkrechte Laternenwand c-b c ist als Fachwerkträger ausgebildet, dessen Felder bis auf einen 0,2 m breiten mit Blech geschlossenen Streifen verglast sind. Die Verglasung ist nicht an besonders eingesezten Fensterrahmen, sondern unmittelbar an den Stäben des Fachwerkträgers angebracht, welche demgemäß einen I- bez. $\frac{1}{4}$ -förmigen Querschnitt erhalten mußten. Die vier Eckvertikalen c-b der Fachwerkträger werden gestützt von vier als Fachwerkträger mit gekrümmten Obergurten ausgebildeten Gratsparren c-d, deren Fußring d-d wieder durch den Obergurt von vier in der Seite des Grundquadrates liegenden 18,5 m langen Fachwerkträgern e-d-d-e gebildet wird. Die untere Gurtung dieser Fachwerkträger ist an den Enden nach unten abgebogen und ruht auf einem schmiedeeisernen Fachwerkpfeiler, welcher sich im gemeinschaftlichen Punkt d von vier benachbarten Quadraten befindet und somit als Stütze für acht Fachwerkträger dient. Auf diese Weise bilden sämtliche Quadrate der Grundfläche einen einzigen nur durch die genannten Säulen beeinträchtigten Raum.

Bei den Außenwänden des Gebäudes tritt an Stelle der Fachwerkträger eine teils mit Glas, teils mit Mauerwerk geschlossene Fachwand. Zwischen den einzelnen Quadratdächern sind Rinnen angebracht, welche das Wasser teils nach den Außenwänden, teils nach den im Innern

des Gebäudes liegenden vier Höfen abführen. Die Dachflächen zwischen den Gratsparren c-d sind wie die der Laterne mit gebogenem Wellblech gedeckt, dessen Schub durch ein in den Dachflächen d-b-b-d angeordnetes Stabwerk aufgenommen wird. Letzteres dient gleichzeitig zur Aufnahme der überzähligen Ringspannungen bei einseitiger Belastung.

Die getroffene Anordnung ermöglicht eine äußerst günstige Übertragung der Lasten, da die in den Ringen b, c und d aus den Dachlasten entstehenden Spannungen sich teilweise mit den aus der Vertikalbelastung der Träger herrührenden Spannungen aufheben. Außerdem ermöglicht die Tragfähigkeit des Wellblechs den Verzicht auf jede stützende Zwischenkonstruktion.

Der abweichend ausgebildete, als Haupteingang dienende Bau über dem mittleren Quadrat der Hauptfront erhebt sich über die übrigen 20 m hohen Quadratbauten bis zur Höhe von 43 m. Er besteht aus zwei Geschossen und einer das Ganze krönenden Kuppel. Letztere findet ihre Stützpunkte auf den vier in Fachwerk ausgebildeten Eckpfeilern, welche in den verschiedenen Geschosshöhen durch horizontale kastenförmige Fachwerkträger verbunden sind. Die Kuppel selbst besitzt einen quadratischen Grundriß mit abgestumpften Ecken. Die in Fachwerk ausgebildeten gekrümmten Gratsparren sind Bogenträger, welche in Scheitel an einen gemeinsamen, wagerecht und senkrecht genügend versteiften Ring angreifen und am Fuß durch einen Zugring verbunden sind.

Da sämtliche einseitige Schubkräfte somit von den gegen Biegung steifen Sparren und dem gleichfalls versteiften Druckring allein übertragen werden, so ist ein Diagonalverband in den Hauptkuppelflächen entbehrlich. Dagegen sind zum Schutz gegen seitliches Ausknicken je zwei Bogensparren in den Schmalseiten der Kuppel durch Quer- und Diagonalverbände gekuppelt. Letztere liegen zwischen den äußeren Trägergurten, während die Glasdecke in der Fläche der unteren Gurtungen angebracht ist. Die Glassprossen bestehen aus I-Eisen, welche entsprechend der Kuppelform gebogen und unten an dem Zugring, oben an dem Druckring, beziehungsweise den Gratträgern befestigt sind.

Eisenkonstruktionen des äußeren und inneren Ausbaues.

§ 1.

Einfriedigungen.

Bei Einfriedigungen, welche lediglich Nützlichkeit zwecken dienen, ist die Verwendung von Eisen nur insoweit zweckmäßig, als größere Dauer und Festigkeit in Frage kommt. Demnach wird man in erster Linie den in der Erde befindlichen Teil der Pfosten aus Guß- oder Schmiedeeisen herstellen und auf diesen Erdfuß den Holzpfosten aufpfropfen. Wird der ganze Pfosten aus Eisen gebildet, so empfiehlt sich mit Rücksicht auf Widerstand gegen Winddruck die Wahl von gewalztem I-Eisen.

Außer gegen Wind müssen die Pfosten noch genügende Steifigkeit gegen etwaige Stöße besitzen, auch ist für eine genügende Befestigung der Säule in der Erde Sorge zu tragen. Letzteres kann durch Einmauern der Pfosten geschehen, besser ist es jedoch, mit Rücksicht auf leichtes Aufstellen und Versetzen, den Fuß mit Streben und Blechen zu versehen, welche eine Verschiebung in der Erde verhindern. Auf Taf. 87, Fig. 2 ist ein derartiger Zaun abgebildet, welcher sich durch geringes Gewicht auszeichnet und sich gut bewährt hat.

Das Widerstandsmoment der Säule (I Nr. 10) beträgt 34,4. Der Angriffspunkt der Mittelkraft des Windes liegt 1,0 m über dem Endpunkt der Strebe. Mithin kann die Säule einen Winddruck von $8 \cdot 34,4 = 275,2$ kg, oder bei einer Feldweite von 2,5 m und Brettbekleidung einen solchen von 110 kg f. d. qm aushalten. Bei Latten- oder Drahtnetzbekleidung kommt der Winddruck im Verhältnis zu der geringeren dem Wind ausgesetzten Fläche weniger zur Geltung.

Die Latten- oder Brettbekleidung des Zaunes ist an zwei eisernen Riegeln (L-Eisen Nr. 6 $\frac{1}{2}$) befestigt. Statt dieser können auch hölzerne Riegel verwendet werden. Die eisernen Riegel sind jedoch vorzuziehen, da sie sich nicht werfen, leichter anzubringen sind und kaum teurer kommen als hölzerne. Die Befestigung der Bretter oder Latten an den eisernen Riegeln erfolgt entweder durch Holzschrauben,

welche von innen durch entsprechende Löcher des Winkel-eisens gesteckt und in das Holz eingeschraubt werden, oder einfacher, aber ausreichend, durch Nägel, deren Enden umgeschlagen werden.

Ist auf das Aussehen der Zäune und Geländer Wert zu legen, so bildet man alle Teile aus Eisen, und zwar teils aus Guß-, teils aus Schmiedeeisen, teils unter Verwendung beider Materialien. Das Schmiedeeisen bietet den Vorzug größerer Leichtigkeit und Haltbarkeit, das Gußeisen gestattet eine billigere Herstellung reicherer Formen. Einige der bei schmiedeeisernen Gittern gebräuchlichen Eisensorten und Verbindungen zeigen die Fig. 568 bis 575 (S. 366).

Auf Taf. 87, Fig. 1 und 3 sind verschiedene, bei der Berliner Stadtbahn zur Ausführung gekommene Geländer dargestellt, bei welchen die Pfosten und das Füllwerk durchweg aus Gußeisen und nur die wagerecht durchgehenden Bänder aus schmiedeeisernen Flach- und Profilstäben bestehen. Man ersieht hieraus, wie weitgehenden Anforderungen an Formenbildung die heutige Technik des Kunstgusses zu genügen im stande ist. Sogar das Rankenwerk, dessen Herstellung in Schmiedeeisen bei den kräftigen Abmessungen erheblich höhere Kosten verursachen würde, ist durchweg gegossen. Die Hauptpfosten sind an einem horizontalen L-Eisen, welches von Blechkonsolen gestützt wird, angeschraubt, können aber auch bei etwas anderer Gestaltung des Fußes auf Stein befestigt werden.

Fig. 576 zeigt ein Schutzgeländer¹⁾ mit weniger dichtem Stabwerk und entsprechend geringerem Gewicht. Die Pfosten und die kleinen zapfenartigen Verzierungen bestehen aus Gußeisen, die wagerechten Teile aus Schmiedeeisen, das Rankenwerk wird am besten in Schmiedeeisen hergestellt, es kann indes auch gegossen werden, darf aber in diesem Falle keinen Stößen durch Fuhrwerk u. a. ausgesetzt sein.

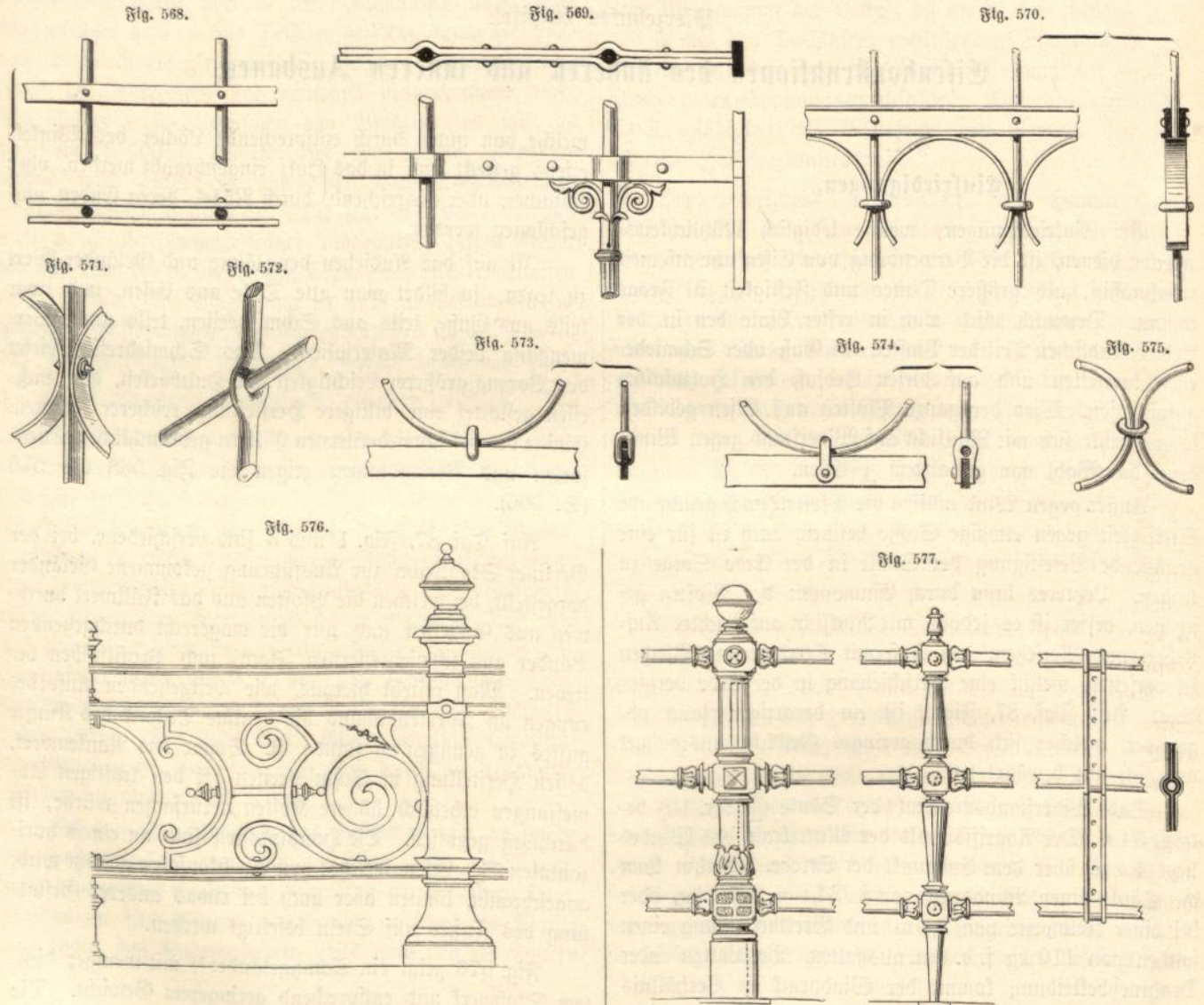
1) Brüstungsgeländer am Bahnhofsvorplatz Halle a. S.

Fig. 577 stellt ein einfacheres Schutzgeländer aus gußeisernen Pfosten mit durchgesteckten schmiedeeisernen Gasrohren dar.

In der Herstellung reich verzierter schmiedeeiserner Gitter sind in neuerer Zeit ganz erhebliche Fortschritte zu verzeichnen.¹⁾ Es ist indes hier nicht der Ort, näher auf dieses der Kunstschlosserei angehörende Gebiet einzugehen.

Räume erscheinen sie dagegen weniger geeignet, weil sie des dichten Schlusses, wie er für solche Räume erforderlich ist, entbehren und als gute Wärmeleiter mehr Schwitzwasser erzeugen als hölzerne Fenster.

Man verwendet zu den eisernen Fenstern sowohl Gußeis als Schmiedeeisen. Gußeiserne Fenster gestatten eine größere Freiheit in der Formbildung, sind aber wegen des spröderen Materials leichter zerbrechlich und, wenn einmal



§ 2.

Fenster.

Die eisernen Fenster finden hauptsächlich Anwendung bei Kirchen, Treibhäusern, Fabrikgebäuden, Turnhallen, Stallungen und ähnlichen Bauten. Für bewohnte

gebroschen, schlecht auszubessern; außerdem verursachen die anzufertigenden Modelle größeren Kosten- und Zeitaufwand. Man wird daher gußeiserne Fenster gewöhnlich nur dann verwenden, wenn eine große Zahl gleichartiger Fenster von nicht zu großer Fläche in Frage steht.

Andernfalls wählt man besser schmiedeeiserne Fenster.

1) Ein schätzbares Hilfsmittel bieten bei derartigen, wie bei ähnlichen Aufgaben die vom Eisenwerk Mannsfaedt in Kalk bei Köln a. Rh. in reicher Auswahl gewalzten schmiedeeisernen Zierleisten.

a. Gußeiserne Fenster.

Kleinere Fenster werden in einem Stücke gegossen, bei Fenstern von über 1×2 m Größe empfiehlt sich mit Rücksicht auf die Sicherheit gegen Zerschlagen bei der Beförderung und dem Einsetzen die Zerlegung der Fläche in mehrere Teile.

Mittels Herdguß hergestellte Fenster können ihres schlechten Aussehens halber nur zu untergeordneten Zwecken verwendet werden; in beistehenden Fig. 578 und 579 ist Rahmen und Sprosse eines solchen Fensters in natürlicher Größe dargestellt.

Fig. 578.

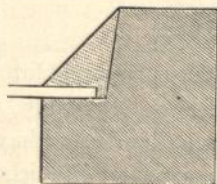
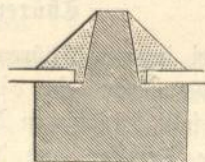


Fig. 579.



Beim Kastenguß können die Eisen jedes beliebige Profil erhalten, es ist jedoch darauf zu sehen, daß die Querschnitte der Rahmen und der Sprossen nicht merklich verschieden ausfallen, weil zu ungleiche Querschnitte beim Erkalten des Gußeisens Spannungen erzeugen, und leicht ein Springen und Reißen verursachen. Die Verglasung liegt in einem Kittfalze, doch ohne ein „Verstiften“, da solches bei gußeisernen Fenstern zu kostspielig werden würde. Das Gewicht gewöhnlicher gußeisernen Fenster schwankt zwischen 23 kg f. d. qm bei größeren und 29 kg bei kleineren Fenstern.

Auf Taf. 88 ist in Fig. 6—10 ein gußeisernes Kippfenster, das sich um die wagerechte Achse xx dreht, dargestellt. Die Achse xx befindet sich etwas oberhalb der Mitte, so daß sich das Fenster durch das Übergewicht des unteren schwereren Teils des Flügels schließt. Der Flügel schlägt in einen gußeisernen Rahmen aa (Fig. 8, 9 u. 10), und zwar so, daß sich der Falz auf der oberen Hälfte des Rahmens innen, auf der unteren Hälfte außen befindet; b (Fig. 8) ist ein Wasserschinkel, an dem das vom Fenster abfließende Wasser abtropft.

Ein großes Kirchenfenster aus Gußeisen mit Maßwerk, das für die St. Marienkirche in Danzig 1843 durch die königliche Eisengießerei in Berlin ausgeführt wurde (Notizblatt des Architekten-Vereins 1844), ist auf Taf. 88 in Fig. 1—5 dargestellt. Der Rahmen ist 19,9 m hoch und 6,36 m breit; das Gewicht des Fensters beträgt 15200 kg. Jeder der sieben Pfosten ist aus fünf Stücken von 2,85 m Länge zusammengesetzt. Nach Fig. 2 besteht jedes dieser Stücke bei den beiden mittleren stärkeren Pfosten aus vier Teilen, von denen die beiden Hauptteile, da wo sie zu-

sammenstoßen, den Kittfalz aa bilden; die beiden Rundstäbe bb sind stumpf aufgesetzt und angeschraubt. Die Verbindung der beiden Hauptteile wird durch 10,5 cm breite Muffen dd im Innern der Pfosten mittels der Schrauben cc bewirkt (Fig. 5); die beiden äußeren starken Pfosten (Fig. 3) sind ähnlich zusammengesetzt; desgleichen die drei schwächeren Pfosten Fig. 4. Sämtliche Pfosten stehen auf einer 36 cm breiten, in einem Stück mit Rahmleisten gegossenen Sohlplatte, über welcher die etwa 36 cm hohe Sohlbank aufgemauert ist.

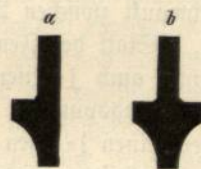
Die Quersprossen werden durch geschmiedete 6 cm hohe, 2,6 cm starke Eisenstäbe gebildet, für welche in der senkrechten Glasnut a Löcher in den gußeisernen Pfostenstücken ausgespart sind. Der Spitzbogen und das Maßwerk sind ebenfalls aus einer größeren Anzahl einzelner Stücke zusammengesetzt. Die Wandstärke des Gußeisens beträgt durchschnittlich 13 mm.

b. Schmiedeeiserne Fenster.

Die Fenster werden aus einem Rahmen von Winkel-eisen (mitunter auch Flacheisen) und einem Netzwerk aus besonderen Profileisen, sogenannten „Fenster-eisen“ gebildet. Letztere werden in Größen von 20 bis 40 mm Höhe von mehreren Werken gewalzt. Zu den mittleren Sprossen dienen die zweiseitigen Eisen (Fig. 580 b), zu den mit dem Rahmen verbundenen seitlichen Sprossen einseitige (halbirte) Stäbe (Fig. 580 a). Am gebräuchlichsten sind Sprossen von 25 und 30 mm Höhe. Erstere sind bei einer Scheibengröße bis zu 25 . 30 cm und etwa bis zu 1,2 m breiten Fenstern, letztere bei einer Scheibengröße bis zu 30 . 35 cm und einer Fensterbreite von etwa 1,5 m zu verwenden. Größere Fenster teilt man durch Flacheisenstäbe in eine entsprechende Anzahl Felder. — Die Befestigung der einseitigen Fenster-eisen an den Rahmen und Flacheisen erfolgt mittels versenkter Niete. An den Kreuzungspunkten werden die Sprosseneisen nach Fig. 581 überkämmt, indem aus jedem der beiden sich kreuzenden Eisen die entsprechende Hälfte mit einer besonderen Stanzenmaschine ausgeschnitten wird. Am widerstandsfähigsten gegen Windstoß wird hierbei das Fenster, wenn bei der kürzeren (gewöhnlich der horizontalen) Sprosse die nach dem Inneren des Gebäudes liegende Hälfte nicht ausgeschnitten wird, sondern voll durchgeht. An der Kreuzungsstelle werden die Sprossen etwas verstemmt, aber nicht weiter verbunden.

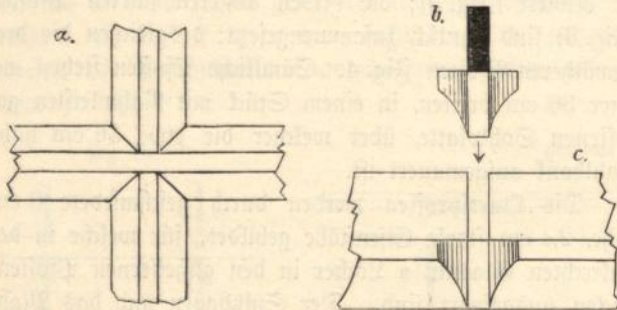
Der Kittfalz wird in der Regel nach außen gelegt, nur in Fällen, in welchen ein Verglasen von außen wegen unzugänglicher Lage schwierig ist, kann die Anordnung des Kittfalzes nach innen zweckmäßig sein. Alsdann ist jedoch

Fig. 580 a und b.



bei freier Lage des Fensters, um ein Eindringen der Scheiben bei Sturmwind und noch weichem Kitt zu verhüten, ein Verstäben der Scheiben notwendig.

Fig. 581.



Behufs Lüftung werden vielfach einzelne Scheiben, oder einzelne Gruppen von Scheiben aufgehend eingerichtet.

Ein Beispiel eines größeren, durch Flacheisen geteilten Fensters mit aufgehenden Scheiben ist auf Taf. 89 dargestellt.¹⁾ Die aufgehenden Fensterteile, deren Konstruktion aus Schnitt e-f ersichtlich, sind durch Schraffur hervorgehoben. Der Rahmen des Fensters ist aus einem Winkelisen gebildet, welches mit Haken oder Banteisen am Mauerwerk befestigt wird. — Das Gewicht derartiger Fenster schwankt zwischen 25—30 kg f. d. qm.

Statt der Fenstereisen werden zu den Sprossen mitunter auch L-Eisen verwendet. Die Überkämmung in den Kreuzungspunkten erfolgt hierbei in der Weise, daß aus dem einen L-Eisen der Steg, aus dem andern der Flansch ausgehoben wird.

Taf. 90 zeigt zwei hierher gehörige Beispiele. Fig. 1 bis 4 stellt die Fenster der städtischen Turnhalle in Karlsruhe dar. Rahmen und Sprossen sind aus L-Eisen gebildet, während die Wasserschenkel aus zwei L-Eisen b und c (Fig. 2) zusammengesetzt sind. Zum Lüften sind drei bewegliche Flügel O an jedem Fenster angeordnet, deren Querschnitt aus den Fig. 2, 3 und 4 ersichtlich ist. Die Flügel sind aus L-Eisen zusammengesetzt, während zu den Wasserschenkeln L-Eisen verwendet sind. Die Flügel, von welchen die oberen mit Voreiber, die unteren mit Federfalle zu verschließen sind, bewegen sich in aufgesetzten Scharnierbändern.

Fig. 5—12 stellt Fenster mit nach außen zu öffnenden Flügeln dar, welche sich an — nach Art der Fig. 340, S. 225 konstruierten — Schuppendächern der Zentralwerkstätte auf Bahnhof Karlsruhe befinden. Fig. 5 zeigt einen Teil der Ansicht, Fig. 6 den Querschnitt. Die in Entfernungen von 1,07 m stehenden I-Säulen x der geneigten Fachwand sind am oberen Ende durch das Winkelisen M

verbunden. Die so gebildeten Fache werden durch die auf die äußere Seite der I-Säulen aufgenieteten L-Sprosseneisen in sechs Felder geteilt. In einzelnen Fachen bilden die beiden oberen Felder je ein zum Auswärtsstellen gerichtetes Klappfenster Z (Fig. 5 und 6), dessen Rahmen aus L-Eisen w (Fig. 7 und 8) hergestellt ist und seitlich in das auf den I-Trägern befestigte L-Eisen u (Fig. 8) schlägt. Letzteres leitet das Wasser auf die unteren feststehenden Teile ab, während an dem oberen horizontalen Rahmen des Flügels der Verschluß durch ein aufgenietetes Eisenstäbchen Y (Fig. 7) bewirkt ist.

§ 3.

Thüren und Thore.

Bei inneren Thüren wird Eisen hauptsächlich dann verwendet, wenn ein diebesicherer Verschluß erzielt werden soll, bei äußeren Thüren und Thoren spricht außerdem die Festigkeit und das monumentalere Aussehen für Verwendung des Eisens an Stelle des Holzes.

Zum feuersicheren Abschluß von Wandöffnungen sind hingegen einfache eiserne Thüren nicht genügend, da erfahrungsmäßig derartige Thüren in der Brandhitze sich stark ausbiegen und demnach das Feuer nur auf kurze Zeit von dem zu schützenden Raume abhalten. Ein vollständig feuersicherer Abschluß wird nur durch doppelwandige Blechthüren mit eingelegtem schlechten und unverbrennlichen Wärmeleiter (Asbest, Schlackenwolle u. a.) erzielt. Auch Holzthüren aus hartem Holz mit Eisen- oder Zinkblechbeschlag sollen sich bei Bränden gut bewährt haben. In neuerer Zeit werden vielfach zu feuersicheren Thüren eiserne Rahmen mit Füllflächen aus Rabitzputz verwendet, welche nach angestellten Versuchen eine genügende Widerstandsfähigkeit gegen Brandhitze entwickeln.

Die Thüren werden sowohl in Schmiede- als in Gußeisen angefertigt. Zu den Prachtthoren wird auch mehrfach Bronzeß angewendet. Derartige Thorflügel aus Gußmetall werden meist in einer Fläche gegossen, auf welche die aus Schmiedeeisen bestehenden Schlagleisten und Bänder aufgeschraubt werden.

Gewöhnliche innere Thüren aus Schmiedeeisen bestehen aus einem Rahmen von L-, I- oder Flacheisen und aufgenietetem, 3—7 mm starken glatten Blech, welches durch aufgelegte Flacheisenbänder und Verzierungen belebt werden kann.

Auf Taf. 91 (rechts) ist eine solche Thür von einfacheren Formen dargestellt. Ganz in gleicher Weise sind eiserne Thore auszubilden, wenn diese ebenfalls mit vollem Blech bekleidet sind. Das Gerippe ist hier nur entsprechend der Größe stärker zu gestalten, damit ein Federn und Werfen der Thorflügel vermieden wird. Vielfach tritt an

1) Ausgeführt an einem Lokomotivschuppen auf Bahnhof Halle a. S.

Stelle der vollen Blechfüllung im oberen Teil des Thores ein Gitterwerk aus Guß- oder Schmiedeeisen. Ein derartiges mit reichem Zierrat versehenes Thor zeigt Taf. 91.

Werden die Thore nur mit Gitterwerk, oder auch mit Holz- oder Glasfüllung an Stelle der Blechbekleidung versehen, so ist außer dem Rahmen noch eine kräftige Verstärkung der Flügel durch Schrägstäbe und Riegel erforderlich.

Ein mit Bohlen bekleidetes Eisenthor, wie solches für Scheunen und ähnliche Bauten seiner Festigkeit, Leichtigkeit und Billigkeit halber zu empfehlen ist, zeigt Taf. 92, Fig. 1—11. Der Rahmen besteht aus zwei zusammengesetzten Winkleisen, Riegel und Streben aus einfachen Winkleisen. Der Anschlag der Schlagsäule wird durch ein genietetes Flacheisen hergestellt.

Auf Taf. 93 ist ein schmiedeeisernes Thor mit Wellblechbekleidung und Oberlicht mit allen Einzelheiten dargestellt, welches sich namentlich für Werkstätten, Lokomotivschuppen u. a. eignet.¹⁾ In der unteren Hälfte des einen Thorflügels ist eine kleinere Thür für den gewöhnlichen Fußgängerverkehr angebracht. Jeder der beiden Thorflügel besteht aus einem Rahmen von \square -Eisen, welcher durch zwei aus \perp -Eisen hergestellte Streben und ein aus Flacheisen mit Spannschloß gebildetes Zugband, sowie durch mehrere, teils \square , teils \perp -förmige Riegel versteift wird. In dem rechten Flügel ist die untere Strebe unterbrochen, um Raum für die kleine Durchgangsthür zu schaffen. Die Schlagleiste des Thores wird durch ein auf dem Rahmen aufgenietetes \perp -Eisen gebildet (Fig. 2 a u. 2 e). Ebenso ist am Fuß des Rahmens ein \perp -Eisen als Anschlag untergenietet (Fig. 2 d u. 2 c), welches indessen auch entbehrt und durch Niederlegen des Rahmens selbst ersetzt werden könnte. Die Drehung der Thorflügel erfolgt um eine in Verlängerung des oberen \square -förmigen Riegels angebrachte geschmiedete Angel (Fig. 5 a), welche mit dem Rahmen verschraubt ist und auf einem eingemauerten Zapfen ruht, sowie um eine nach Fig. 2 f an dem Rahmen befestigte geschmiedete Pfanne, welche sich auf einem im Fundament eingelassenen Stahlzapfen dreht. Die Pfanne erhält eine Einlage von Rotguß, behufs Verminderung der Abnutzung. Diese Anordnung ist der umgekehrten der Tafel 92, bei welcher der Zapfen am Thore befestigt und die Pfanne im Fundament eingelassen ist, vorzuziehen, da auf diese Weise das Eindringen von Schmutz in die Pfanne vermieden wird.

Das Thor ist im unteren Teil mit Wellblech, im oberen mit Glasfenstern bekleidet. Das Wellblech wird an dem Rahmen und den Riegeln aufgenietet, und stößt oben

unter das als Rahmen für das Glasfenster dienende Winkleisen (Fig. 2 b und 3 d), während es unten gegen ein 4 mm starkes unter den Rahmen genietetes Blech aufläuft (Fig. 2 a und 2 c). Auf diese Weise ist das Eindringen von Wasser durch die Wellen verhindert (vgl. S. 201).

Die kleine Eingangsthür besteht aus einem aus \perp -Eisen gebildeten Rahmen und einem mittleren Riegel, auf welchen das Wellblech aufgenietet ist. Die Einzelheiten gehen aus Fig. 7 deutlich hervor.

Fig. 4 zeigt den Thorverschluß. Eine drehbare, oben und unten mit wagrechtem Haken versehene Rundstange läuft an der Innenseite der Schlagsäule entlang und ist an dieser mittels Bügeln befestigt. Ein zweites durch je zwei Gelenke mit der ersten Stange verbundenes kürzeres Rundeisen läßt sich mittels eines Handgriffs auf und ab bewegen, wobei die beiden scharnierartigen Verbindungsstücke zwischen beiden Stangen in je eine an der Schlagsäule des zweiten Thorflügels befestigte Falle greifen. Mittels der Fallen werden die beiden Thorflügel miteinander verbunden, während die beiden Haken das Thor an dem Thorbogen und dem Sohlstein befestigen. Beim Öffnen des Thores wird demnach der Handgriff erst gehoben und dann gedreht. — Bemerkenswert ist die Konstruktion des oberen Zapfens im Thorbogen. Da ein in gewöhnlicher Weise als Steinschraube in das Gewölbe eingelassener Zapfen erfahrungsgemäß leicht locker wird und das Gewölbe beschädigt, so ist hier der Zapfen als vorspringende Nase einer auf die ganze Tiefe in der Lagerfuge des Bogens durchgehenden, hinten mit Querstück versehenen gußeisernen Platte (Fig. 4 c, d u. e) ausgebildet. Letztere ist mit Rippen versehen, um ein festes Anhaften in der Mörtelfuge zu erzielen.

Gewicht des Thores einschließlich Wellblech und Pfannen = 800 kg.

* * *

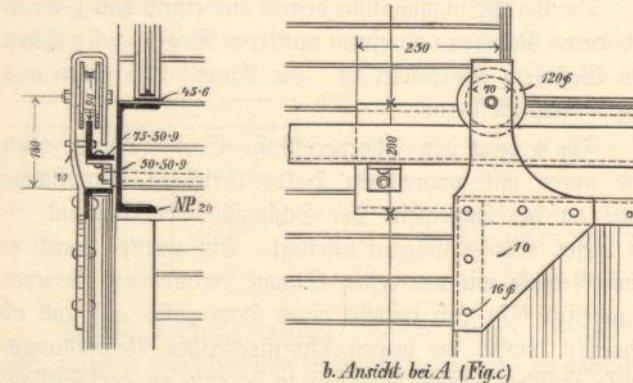
In vielen Fällen ist für das Öffnen der Drehflügel kein Raum vorhanden. Alsdann sind Schiebethore am Platze, welche in der Regel aus einem Eisenrahmen mit Holz- oder Blechbekleidung bestehen. Am oberen Rahmenstück derartiger Thorflügel werden zwei Laufrollen befestigt, welche auf einer mit der Wand verbundenen Flachschiene laufen. Am unteren Ende wird die Führung durch einen mit Flacheisen gesäumten Schlitze bewirkt.

Ein für untergeordnete Räume brauchbares Schiebethor mit Wellblechbekleidung zeigt Fig. 582. Werden derartige Thorflächen vom Regen getroffen, so ist in gleicher Weise wie bei den Fachwänden (vergl. S. 201) dafür zu sorgen, daß das vom Wellblech ablaufende Wasser nicht

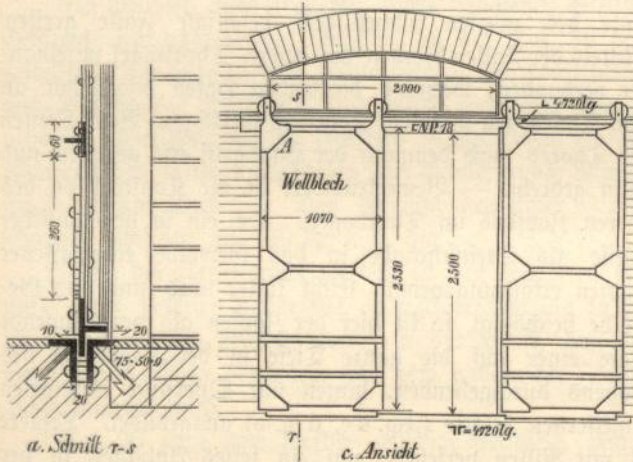
1) Von einem Lokomotivschuppen auf Bahnhof Halle a. S.

etwa in den Innenraum gelangt. Bei dem in Fig. 582 dargestellten Beispiel war hierauf keine Rücksicht zu nehmen, da das Thor durch ein weit ausladendes Dach vor Schlagregen geschützt ist.

Fig. 582.



b. Ansicht bei A (Fig. c)

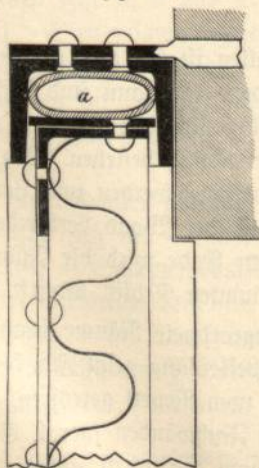


a. Schmill r-s

c. Ansicht

Als Schiebethüren mit senkrechter Bewegung können auch die zum Abschluß der Bühnenöffnungen bei ausbrechendem Feuer dienenden eisernen Vorhänge angesehen

Fig. 583.



werden. Diese widerstehen zwar der Glut des Feuers nicht lange, vermutlich aber immerhin auf einen Zeitraum, welcher genügt, den Zuschauerraum gefahrlos zu räumen.

Außer den Flammen müssen durch den eisernen Vorhang auch die giftigen Rauchgase zurückgehalten werden, weshalb eine gute Dichtung der Fugen anzustreben ist. Diese Dichtung wird unter andern bei dem Hamburger Stadttheater durch einen in dem Führungseisen liegenden, mittels Flacheisen gehaltenen Hanfseil a (Fig. 583) bewirkt, welcher bei Gebrauch des Vorhanges mit der Wasserleitung in Verbindung gebracht wird und sich in gefülltem Zustande dicht an die Wandungen anlegt.

§ 4.

Schaufensteranlagen.

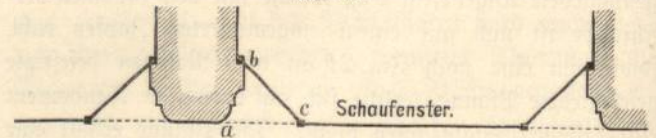
Bei den Schaufensteranlagen findet in neuerer Zeit fast ausschließlich Eisen und Glas Verwendung. Hierbei waltet das Bestreben vor

1. die Frontfläche bis ins kleinste auszunutzen,
2. das Schaufenster möglichst augenfällig anzuordnen.

Die erste Forderung bedingt den thunlichsten Wegfall aller die Frontfläche beschränkenden Stützen und sonstigen Einbauten und die Beschränkung der Glaseinfassungen auf das kleinstmögliche Maß, was beides lediglich durch Anwendung von Eisen erreicht werden kann. Die letztere Forderung verlangt die möglichste Hinausschiebung der Glaswand in die Frontfläche und thunlichste Beschränkung der Höhe der Fensterbrüstungen.

Die thunlichste Hinausschiebung der Fensterfläche in die Vorderfront widerstreitet gewöhnlich den künstlerischen Bestrebungen, welche eine nicht zu flache Fensterlaibung als wünschenswert erscheinen lassen. Man findet daher vielfach Anordnungen nach Fig. 584, bei welchen das

Fig. 584.



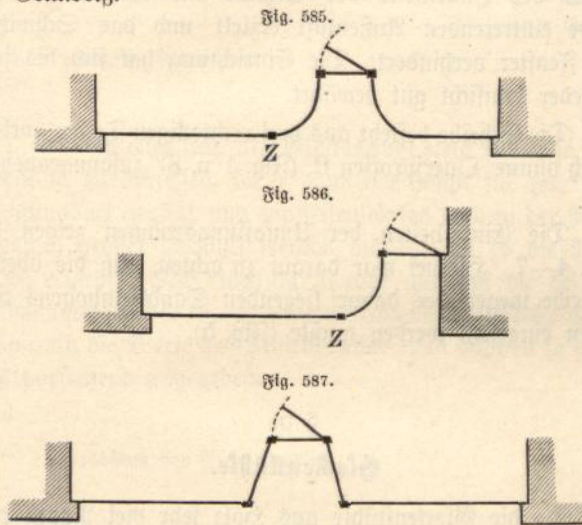
Schaufenster zwar in der Vorderfront liegt, aber an den Seiten so abgeschragt ist, daß der Eindruck eines Pfeilervorsprungs gewahrt bleibt. Die hierdurch entstehenden einspringenden Winkel abc zwischen Pfeiler und Schaufenster müssen hierbei als nicht zu vermeidender Übelstand mit in Kauf genommen werden.

Man kann zwei Hauptgruppen von Schaufensteranlagen unterscheiden: solche, welche sich innerhalb eines Stockwerks befinden und solche, welche durch mehrere Stockwerke hindurchgehen. Erstere bilden bei Mietsläden, letztere bei Warenhäusern die Regel.

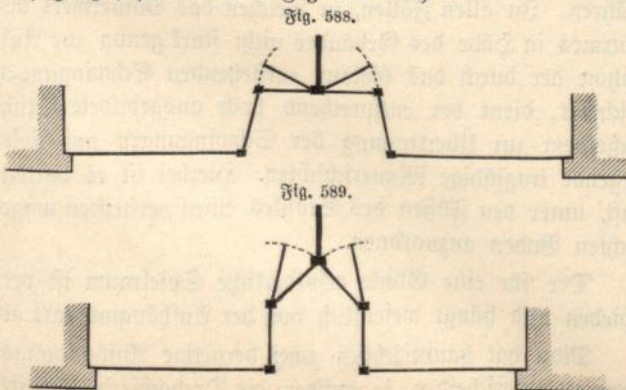
Bei den Mietsläden wird die ganze Ladenfront durch Träger ohne Stützen überspannt, so daß thunlichst das ganze Lichtmaß des Ladens (in der Straßenfront gemessen) für die Schaufensteranlage verfügbar wird. Da die Unterstützungspfeiler der Träger hierbei nur die Breite der den Laden seitlich begrenzenden Mauern haben dürfen, so werden sie in der Regel aus Eisen anstatt von Stein bestehen müssen.

In die so gewonnene größte lichte Frontfläche wird das Schaufenster mit der Thür gemeinsam eingebaut, und zwar ist es zweckmäßig, die Thür um etwa 1,0 m hinter das Schaufenster zurückzulegen, um einerseits einen gegen Regen geschützten Vorplatz vor der Thür zu gewinnen, andernteils die eigentliche Schaufensteranlage durch die gleichfalls zu verglasenden Seitenflächen größer erscheinen zu lassen. Der Glasabschluß des Schaufensters selbst ist hierbei so weit als irgend möglich an die Frontfläche (Fluchtlinie des Gebäudes) heranzurücken.

Fig. 585—589 zeigen mehrere derartige Anordnungen im Grundriß.

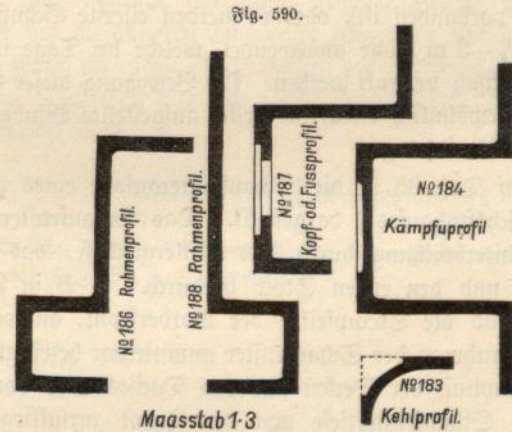


Besonders beliebt sind neuerdings die abgerundeten Eingänge mit gebogenen Scheiben nach Fig. 585 und 586. Bei kleineren Schaufenstern kann hierbei die Sprosse Z auch ganz fehlen, wie in Fig. 585 rechts.



Der Verschluß derartiger Schaufenster erfolgt in der Regel durch einen einzigen, Schaufenster und Thür gemeinsam deckenden Kollladen aus gewelltem Zalousieblech. Die Rolle befindet sich hierbei meist oben unter der Decke und wird vorn durch eine Brüstung, welche das Firmenschild aufnehmen kann, hinten durch einen Holz- oder Blechkasten verdeckt. Die Brüstung für das Firmenschild wird hierbei — um der obigen Forderung des thunlichsten Heranzückens des Schaufensters an die Frontfläche zu entsprechen — nicht mehr, wie früher üblich, aus Mauerwerk mit unterstützendem Träger gebildet, sondern man benutzt hierzu einen mit Schwarzglas oder dünnen Steinplatten ausgefüllten eisernen Rahmen, auf dessen Füllung die Aufschrift aufgesetzt wird. Der Kollladen wird am unteren Ende durch ein Winkeleisen versteift, dessen wagerechter Schenkel bei geschlossenem Laden auf der unteren Brüstung aufliegt.

Zu dem Eisengerippe der Schaufensteranlagen werden mit Vorliebe Form- und Zierleisten des Formeisen-Walzwerks von L. Mannstaedt & Co. in Kalk bei Köln in Verbindung mit den kleineren Normalprofilen der \perp , \perp und \perp -Eisen verwendet, und zwar reichen für eine einfache Anlage die in Fig. 590 dargestellten vier bis fünf Eisensorten aus.



Auf Taf. 94 ist ein solches Schaufenster mit zurückliegender Thür dargestellt. Die Fig. 1—3 geben eine übersichtliche Darstellung des Ladens im Aufsriß, Grundriß und Querschnitt. Die übrigen Figuren zeigen die Einzelheiten, welche mit Hülfe der beigeetzten Bezeichnungen ohne weiteres verständlich sind. Die in dem unteren und oberen Rahmenstück der Glasscheibe angebrachten, aus Fig. 1, 9 und 11 ersichtlichen Löcher bezwecken eine Zirkulation der Außenluft an der Innenfläche der Glasscheibe entlang, wodurch ein Beschlagen der Glasfläche infolge der wärmeren Innentemperatur nach Möglichkeit verhütet werden soll. Fig. 5 und 6 zeigen zwei verschiedene Ausbildungen der Ecken bei F. Die Brüstung C-D des Schaufensters wird

neuerdings vielfach noch niedriger gehalten, indem das untere Rahmeneisen des Schauensesters unmittelbar auf den Sockel aufgesetzt wird.

Die Thür ist mit Angeln befestigt, statt dessen verwendet man auch vielfach auf die ganze Thürseite durchlaufende Thürsäuleneisen der Mannstädter Werke, welche einen rechteckigen Querschnitt mit einer abgerundeten Ecke besitzen und in drei Größen erhältlich sind. An diese Eisen wird oben und unten ein runder Zapfen angearbeitet, von denen der untere in einer Pfanne läuft, während der obere durch Halsbänder gehalten wird.

Bei Warenhäusern wird die ganze Front des Gebäudes durch steinerne oder eiserne Pfeiler gegliedert, welche durch mehrere Stockwerke hindurchgehen und in deren Zwischenräume die auf die ganze Öffnung durchgehenden Glasscheiben eingesetzt werden. Die Zwischendecken der einzelnen Stockwerke springen hierbei um das Maß der Schauensestertiefe hinter die Frontwand zurück und werden in der Regel durch besondere Unterzüge und durch, den Frontpfeilern parallellaufende Säulenreihen gestützt. Von einem Verschluss durch Kolläden wird hierbei meist abgesehen. Die Schauensester bleiben nachts entweder ganz ohne Verschluss (wenn eine genügende Beaufsichtigung durch Wächter, oder bei belebten Straßen durch den Personenverkehr vorhanden ist), oder es werden eiserne Schutzgitter von $2\frac{1}{2}$ —3 m Höhe angewendet, welche bei Tage in das Kellergeschoß versenkt werden. Die Bewegung dieser Gitter erfolgt gewöhnlich durch im Keller aufgestellte Winden mit Zahnradübersehung.

Auf Taf. 95 ist die Schauensesteranlage eines größeren Geschäftshauses¹⁾ dargestellt. Das Schauensester geht ohne Unterbrechung durch das Kellergeschoß, das Erdgeschoß und den ersten Stock hindurch. A-B in Fig. 1 und 2 sind die Steinpfeiler der Vorderfront, an welchen die Eisenrahmen der Schauensester unmittelbar befestigt sind. Die Hauptlast der Decken und des Daches wird von den um die Schauensestertiefe von der Front zurückliegenden und den vorderen Steinpfeilern entsprechenden schmiedeeisernen Stützen H-J der Fig. 2 aufgenommen.

Der unterste Boden im Schauensester (Fig. 2) enthält ausziehbar Platten, wodurch der Raum zwischen Scheibe und Podium je nachdem es die Warenauslage erfordert, beliebig groß gestaltet werden kann.

Zum Schutz gegen das Sonnenlicht, dessen ungünstigster Einfall durch die Strahlen in Fig. 2 dargestellt wird, dienen aufrollbare Sonnendächer im Innern des Schauensesters, wodurch die mannigfachen Nachteile, welche die sonst übliche Anordnung der Sonnentücher außerhalb der

Scheibe mit sich bringt, vermieden werden. Das obere Sonnentuch kann ganz herabgelassen werden, sobald das Schauensester, sei es an Sonntagen, sei es bei Veränderung der Auslagen, den Blicken der Außenstehenden entzogen werden soll.

Der in dem Schlitze zwischen Kellermauerwerk und Scheibe sich sammelnde Straßenschmutz wird durch die unter der Scheibe angebrachte Reinigungsflappe (Fig. 2 und 3) entfernt. Die Luftlöcher sind weiter unten so angebracht, daß die eindringende Luft einen Kanal zu durchstreichen hat, in welchem ein Abstoßen des mitgeführten Staubes erfolgen soll. Letzterer kann durch besondere Öffnungen nach Innen entfernt werden.

Die Scheibe reicht am oberen Ende über den blind vorgesezten Sandsteinbogen hinaus und endet unterhalb eines eisernen Rahmens, welcher die oberen verstellbaren und um eine wagerechte Achse drehbaren Lüftungsflappen (Fig. 1, 2 u. 7) umfaßt. Auf diese Weise wird ein Verspülen der Innenseite der Scheibe mit der am unteren Ende eintretenden Außenluft erzielt und das Schwitzen der Fenster verhindert. Die Einrichtung hat sich bis jetzt in jeder Hinsicht gut bewährt.

Die Scheibe besteht aus drei rechteckigen Teilen, welche durch dünne Quersprossen G (Fig. 1 u. 8) zusammengefaßt sind.

Die Einzelheiten der Umfassungsrahmen zeigen die Fig. 4—7. Hierbei war darauf zu achten, daß die oberste Scheibe wegen des davor liegenden Sandsteinbogens von innen eingesetzt werden mußte (Fig. 5).

§ 5.

Glockenstühle.

Da die Glockenstühle aus Holz sehr viel Raum einnehmen, so werden sie neuerdings, namentlich bei größeren Anlagen, vielfach in Schmiedeeisen hergestellt. Der Stuhl hat den Zweck, die Achse der Glocke zu stützen und den nötigen Spielraum für die schwingende Glocke zu gewähren. In allen Fällen, in welchen das Mauerwerk des Turmes in Höhe des Gebäudes nicht stark genug zur Aufnahme der durch das Geläut entstehenden Schwingungen erscheint, dient der entsprechend hoch ausgebildete Stuhl außerdem zur Übertragung der Schwingungen auf tiefer liegende tragfähige Mauerstichten. Hierbei ist es vorteilhaft, unter den Füßen des Stuhles einen versteiften wagerechten Boden anzuordnen.

Der für eine Glocke erforderliche Spielraum ist verschieden und hängt wesentlich von der Aufhängungsart ab.

Man hat hauptsächlich zwei derartige Aufhängungsarten zu unterscheiden, je nachdem die Drehachse im Scheitel

1) Kaufhaus Weddy-Pönike in Halle a. S., erbaut 1900 von den Architekten Knoch & Kallmeyer.

der Glocke, oder aber tiefer angeordnet wird. Im ersteren Falle wird ein kräftiges Anschlagen der Glocke, mithin ein besseres Geläut, im zweiten Falle eine leichtere Beweglichkeit der Glocke erreicht. Je mehr sich nun die Drehachse dem Schwerpunkt der Glocke nähert, desto geringer wird der Spielraum, welchen die schwingende Glocke verlangt.

Außer dem nötigen Spielraum ist die in den Achsen der schwingenden Glocke entstehende Kraft für die Bemessung der Stühle von Belang.

Nachstehend geben wir die nach der Theorie sich ergebenden Werte für den Spielraum und die Achsdrücke der Glocke bei gewöhnlicher Aufhängung (Drehachse etwas über dem Scheitel der Glocke).¹⁾

Ausdehnung von Mitte Drehachse bis zur Klöppelspitze	2,2072 D	D = Durchmesser, Q = Gewicht der Glocke
Größter horizontaler Achsendruck .	1,5620 Q	
Größter vertikaler Achsendruck . .	3,1087 Q	

Es empfiehlt sich, den Glockenstuhl stets für diese Aufhängung zu bemessen, da er dann überhaupt für jede Aufhängungsart genügt und die Eisenstärken doch in der Regel praktisch größer gewählt werden müssen, als es die Rechnung ergibt. Mit Rücksicht hierauf und auf die bei den Schwingungen der Glocke etwa vorkommenden Stöße wähle man auch die Werte des Achsendrucks etwa doppelt so groß, als vorstehend angegeben.

1) Handbuch der Architektur III, 6.

Das Gewicht Q der Glocke läßt sich annähernd aus dem Durchmesser nach folgender Tabelle¹⁾ ermitteln.

Unterer Durchmesser in m	Gewicht der Glocke in kg									
	,0	,1	,2	,3	,4	,5	,6	,7	,8	,9
0,	—	—	—	15	34	67	116	184	275	392
1,	537	714	927	1179	1472	1810	2197	2625	3128	3678
2,	4289	4966	5710	6524	7412	8378	9424	10553	11769	13075

Auf Taf. 96 ist der Glockenstuhl der Kirche zu Harsum dargestellt. Das Geläut besteht aus vier Glocken, von welchen die Achsen der beiden größeren in einer Höhenlage nebeneinander, die Achsen der kleineren Glocken senkrecht über diesen gelagert sind. Das Eisengerüst des Stuhles besteht dementsprechend aus drei parallelen Fachwänden, welche die Achsen der Glocken aufnehmen und welche am äußeren Umfang durch Querverbände gekuppelt sind.

Die Achsen laufen in sogenannten Antifriktionslagern, welche die beim Läuten zu überwindende Reibung auf ein thunlichst geringes Maß herabmindern sollen. Der Achszapfen ruht hierbei zunächst auf einem Bügel (Fig. 6 b), welcher am oberen Ende b mittels Schneide aufgehängt ist, und um diese Schneide pendelt. Seitlich wird die Achse durch zwei ähnliche horizontal liegende Pendel gehalten, welche um die äußeren Endpunkte schwingen und deren inneres Ende an einem gleicharmigen am Glockenstuhl mittels Zapfen befestigten und um diesen Punkt drehenden Hebel aufgehängt ist.²⁾

1) Klagen, Handbuch der Hochbaukonstruktionen in Eisen. Leipzig 1876, S. 230.

2) Über weitere Ausführungsarten siehe: Handbuch der Architektur, III. Teil, Bd. 6, S. 47 u. f.

Anhang.

Tabellen

311

Breymann, Baukonstruktionslehre.

Band III:

Die Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

VON

Otto Königer,

Königl. Preuss. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.,

Mitinhaber der Firma Knoch & Kallmeyer, Technisches Bureau für Hoch- und Tiefbau zu Halle a. S.

Leipzig,

J. M. Gebhardt's Verlag.

1902.

Verzeichnis der Tabellen.

		Seite			Seite
Tabelle	1. Trigonometrische Verhältniszahlen	4	Tabelle	17. Normalprofile für Quadranteisen	22
"	2. Einfluß der Wärme auf verschiedene Stoffe	5	"	18. Normalprofile der Belageisen	22
	3—5. Belastungsannahmen.		"	19. Normalprofile der Handleisteneisen	23
"	3a. Die Raumgewichte fester Körper	5		20—32. Gewichte und Querschnittswerte von Blechen und anderen Eisenforten.	
"	3b. Gewichte gelagerter Gegenstände	6	"	20. Gewichtstabelle für Band- und Flacheisen	23
"	3c. Eigengewichte von Decken	6	"	21. Widerstandsmomente und Gewichte für Quadrat- und Rundeisen	24
"	3d. Nutzlast für Decken	7	"	22. Buckelplatten der Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar und der Union in Dortmund	24
"	3e. Eigengewichte von Dächern	7	"	23. Gerade Platten und Bleche	25
"	3f. Nutzlast für Dächer	8	"	24. Eisen-Wellbleche	25
	4. Belastungsannahmen der Berliner Baupolizei.		"	25. Ebenes Zinkblech	26
"	4a. Raumgewichte von Baumaterialien	8	"	26. Zinkwellenbleche der Schlesiſchen Aktiengesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb	26
"	4b. Gewichte einiger besonders zum Lagern geeigneten Stoffe	8	"	27. Seile und Ketten	26
"	4c. Eigengewichte und Nutzlast von Decken und Dächern	8	"	28. Niete	27
	5. Belastungsannahmen des Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten (vom 26. Mai 1890).		"	29. Nietungen	27
"	5a. Einheitsgewichte der Baumaterialien	9	"	30. Schrauben	28
"	5b. Gewichte gelagerter Gegenstände	9	"	31. Gußeiserne Normal-Muffenrohre	28
"	5c. Eigengewicht von Decken	9	"	32. Schweißeiserne Röhren mit Schweißnaht	29
"	5d. Nutzlast der Decken	10	"	33. Normalprofile für Bauhölzer nach dem Ministerial- erlasse vom 5. Juli 1898	29
"	5e. Eigengewicht der Dächer	10		34—39. Querschnittswerte hölzerner und eiserner Stützen.	
"	5f. Nutzlast der Dächer	10	"	34. Querschnittswerte für hölzerne Stützen	30
	6—10. Festigkeitswerte.		"	35. Querschnittswerte gußeiserner Hohlstützen	30
"	6a. Festigkeit der Metalle	11	"	36. Querschnittswerte für quadratische gußeiserne Hohlstützen	32
"	6b. Festigkeit der Bauhölzer	11	"	37. Querschnittswerte schweißeiserner Stützen. Kreuz- förmiger Querschnitt aus 4 (2) zusammengesetzten Winkelisen	33
"	6c. Festigkeit der Bausteine	12	"	38. Querschnittswerte schweißeiserner Stützen. Kasten- förmiger Querschnitt aus 2 zusammengeschniedeten □-Eisen	34
"	7. Zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien bei der Berliner Baupolizei	12	"	39. Querschnittswerte schweißeiserner Stützen. I-för- miger Querschnitt aus 4 zusammengesetzten □-Eisen	35
"	8. Zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien im Bereich des Preuß. Minister. d. öffentl. Arbeiten (vom 16. Mai 1890)	13		40—44. Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Träger.	
"	9. Gleitende Reibung	13		Erläuterung zu den Tabellen 40—44	35
"	10. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Flächeninhalte verschiedener Querschnitte	14—16		Anwendung der Tabellen	36
	11—19. Deutsche Normalprofile (vereinbart vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem technischen Vereine für Eisenhüttenwesen.)		"	40. Zwei □-Eisen mit Kopfplatten oder verbind- endem Gitterwerk	36
"	11. Normalprofile für I-Eisen	17	"	41. Stegdicke = 9 mm. Winkel = 65. 65. 9 mm. Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 8 mm	37
"	12. Normalprofile für C-Eisen	17	"	42. Stegdicke = 10 mm. Winkel = 80. 80. 10 mm. Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 20 mm	38
"	13. Normalprofile für gleichschenklige Winkelisen	18	"	43. Stegdicke = 10 mm. Winkel = 100. 100. 10 mm. Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 20 mm	39
"	14. Normalprofile für ungleichschenklige Winkelisen	19 20	"	44. Stegdicke = 10 mm. Winkel = 80 mm. 120. 10 mm. Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 20 mm	40
"	15. Normalprofile für L-Eisen	20			
"	16. Normalprofile für I-Eisen	21			

Tabelle 1.
Trigonometrische Verhältniszahlen.

Grad	Sinus						Grad	Cosinus						Grad	Tangens						Grad	Cotangens							
	0'	10'	20'	30'	40'	50'		0'	10'	20'	30'	40'	50'		0'	10'	20'	30'	40'	50'		0'	10'	20'	30'	40'	50'		
0	0,000	0,003	0,006	0,009	0,012	0,015	89	0,1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	89	0,0,000	0,003	0,006	0,009	0,012	0,015	89	0	∞	343,8	171,9	114,6	85,94	68,75	89
1	0,017	0,020	0,023	0,026	0,029	0,032	88	1,0,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	88	1,0,017	0,020	0,023	0,026	0,029	0,032	88	1	57,29	49,10	42,96	38,19	34,37	31,24	88
2	0,035	0,038	0,041	0,044	0,047	0,049	87	2,0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	0,999	87	2,0,035	0,038	0,041	0,044	0,047	0,049	87	2	28,64	26,43	24,54	22,90	21,47	20,21	87
3	0,052	0,055	0,058	0,061	0,064	0,067	86	3,0,999	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	86	3,0,052	0,055	0,058	0,061	0,064	0,067	86	3	19,08	18,07	17,17	16,35	15,60	14,92	86
4	0,070	0,073	0,076	0,078	0,081	0,084	85	4,0,998	0,997	0,997	0,997	0,997	0,996	85	4,0,070	0,073	0,076	0,079	0,082	0,085	85	4	14,30	13,73	13,20	12,71	12,25	11,83	85
5	0,087	0,090	0,093	0,096	0,099	0,102	84	5,0,996	0,996	0,996	0,995	0,995	0,995	84	5,0,087	0,090	0,093	0,096	0,099	0,102	84	5	11,43	11,06	10,71	10,39	10,08	9,788	84
6	0,105	0,107	0,110	0,113	0,116	0,119	83	6,0,995	0,994	0,994	0,994	0,993	0,993	83	6,0,105	0,108	0,111	0,114	0,117	0,120	83	6	9,514	9,255	9,010	8,777	8,556	8,345	83
7	0,122	0,125	0,128	0,131	0,133	0,136	82	7,8,993	0,992	0,992	0,991	0,991	0,991	82	7,0,123	0,126	0,129	0,132	0,135	0,138	82	7	8,144	7,953	7,770	7,596	7,429	7,269	82
8	0,139	0,142	0,145	0,148	0,151	0,154	81	8,0,990	0,990	0,989	0,989	0,989	0,988	81	8,0,141	0,144	0,146	0,149	0,152	0,155	81	8	7,115	6,968	6,827	6,691	6,561	6,435	81
9	0,156	0,159	0,162	0,165	0,168	0,171	80	9,0,988	0,987	0,987	0,986	0,986	0,985	80	9,0,158	0,161	0,164	0,167	0,170	0,173	80	9	6,314	6,197	6,085	5,976	5,871	5,769	80
10	0,174	0,177	0,179	0,182	0,185	0,188	79	10,0,985	0,984	0,984	0,983	0,983	0,982	79	10,0,176	0,179	0,182	0,185	0,188	0,191	79	10	5,671	5,576	5,485	5,396	5,309	5,226	79
11	0,191	0,194	0,197	0,199	0,202	0,205	78	11,0,982	0,981	0,981	0,980	0,979	0,979	78	11,0,194	0,197	0,200	0,203	0,206	0,210	78	11	5,145	5,066	4,989	4,915	4,843	4,773	78
12	0,208	0,211	0,214	0,216	0,219	0,222	77	12,0,978	0,978	0,977	0,976	0,976	0,975	77	12,0,213	0,216	0,219	0,222	0,225	0,228	77	12	4,705	4,638	4,574	4,511	4,449	4,390	77
13	0,225	0,228	0,231	0,233	0,236	0,239	76	13,0,974	0,974	0,973	0,972	0,972	0,971	76	13,0,231	0,234	0,237	0,240	0,243	0,246	76	13	4,331	4,275	4,219	4,165	4,113	4,061	76
14	0,242	0,245	0,248	0,250	0,253	0,256	75	14,0,970	0,970	0,969	0,968	0,967	0,967	75	14,0,249	0,252	0,256	0,259	0,262	0,265	75	14	4,011	3,962	3,914	3,867	3,821	3,776	75
15	0,259	0,262	0,264	0,267	0,270	0,273	74	15,0,966	0,965	0,964	0,964	0,963	0,962	74	15,0,268	0,271	0,274	0,277	0,280	0,284	74	15	3,732	3,689	3,647	3,605	3,566	3,526	74
16	0,276	0,278	0,281	0,284	0,287	0,290	73	16,0,961	0,960	0,960	0,959	0,958	0,957	73	16,0,287	0,290	0,293	0,296	0,299	0,303	73	16	3,487	3,450	3,412	3,376	3,340	3,305	73
17	0,292	0,295	0,298	0,301	0,303	0,306	72	17,0,956	0,955	0,955	0,954	0,953	0,952	72	17,0,306	0,309	0,312	0,315	0,318	0,322	72	17	3,271	3,237	3,204	3,172	3,140	3,108	72
18	0,309	0,312	0,315	0,317	0,320	0,323	71	18,0,951	0,950	0,949	0,948	0,947	0,946	71	18,0,325	0,328	0,331	0,334	0,338	0,341	71	18	3,078	3,047	3,018	2,989	2,960	2,932	71
19	0,326	0,328	0,331	0,334	0,337	0,339	70	19,0,946	0,945	0,944	0,943	0,942	0,941	70	19,0,344	0,348	0,351	0,354	0,357	0,361	70	19	2,904	2,877	2,850	2,824	2,798	2,773	70
20	0,342	0,345	0,347	0,350	0,353	0,356	69	20,0,940	0,939	0,938	0,937	0,936	0,935	69	20,0,364	0,367	0,371	0,374	0,377	0,381	69	20	2,747	2,723	2,699	2,675	2,651	2,628	69
21	0,358	0,361	0,364	0,367	0,369	0,372	68	21,0,934	0,933	0,931	0,930	0,929	0,928	68	21,0,384	0,387	0,391	0,394	0,397	0,401	68	21	2,605	2,583	2,560	2,539	2,517	2,496	68
22	0,375	0,377	0,380	0,383	0,385	0,388	67	22,0,927	0,926	0,925	0,924	0,923	0,922	67	22,0,404	0,407	0,411	0,414	0,418	0,421	67	22	2,475	2,455	2,436	2,414	2,394	2,375	67
23	0,391	0,393	0,396	0,399	0,401	0,404	66	23,0,921	0,919	0,918	0,917	0,916	0,915	66	23,0,424	0,428	0,431	0,435	0,438	0,442	66	23	2,356	2,337	2,318	2,300	2,282	2,264	66
24	0,407	0,409	0,412	0,415	0,417	0,420	65	24,0,914	0,912	0,911	0,910	0,909	0,908	65	24,0,445	0,449	0,452	0,456	0,459	0,463	65	24	2,246	2,229	2,211	2,194	2,177	2,161	65
25	0,423	0,425	0,428	0,431	0,433	0,436	64	25,0,906	0,905	0,904	0,903	0,901	0,900	64	25,0,466	0,470	0,473	0,477	0,481	0,484	64	25	2,145	2,128	2,112	2,097	2,081	2,066	64
26	0,438	0,441	0,444	0,446	0,449	0,451	63	26,0,899	0,898	0,896	0,895	0,894	0,892	63	26,0,488	0,491	0,495	0,499	0,502	0,506	63	26	2,050	2,035	2,020	2,006	1,991	1,977	63
27	0,454	0,457	0,459	0,462	0,464	0,467	62	27,0,891	0,890	0,888	0,887	0,886	0,884	62	27,0,510	0,513	0,517	0,521	0,524	0,528	62	27	1,963	1,949	1,935	1,921	1,907	1,894	62
28	0,469	0,472	0,475	0,477	0,480	0,482	61	28,0,883	0,882	0,880	0,879	0,877	0,876	61	28,0,532	0,535	0,539	0,543	0,547	0,551	61	28	1,881	1,868	1,855	1,842	1,829	1,816	61
29	0,485	0,487	0,490	0,492	0,495	0,497	60	29,0,875	0,873	0,872	0,870	0,869	0,867	60	29,0,554	0,558	0,562	0,566	0,570	0,573	60	29	1,804	1,792	1,780	1,767	1,756	1,744	60
30	0,500	0,503	0,505	0,508	0,510	0,513	59	30,0,866	0,865	0,863	0,862	0,860	0,859	59	30,0,577	0,581	0,585	0,589	0,593	0,597	59	30	1,732	1,720	1,709	1,698	1,686	1,675	59
31	0,515	0,518	0,520	0,522	0,525	0,527	58	31,0,857	0,856	0,854	0,853	0,851	0,850	58	31,0,601	0,605	0,609	0,613	0,617	0,621	58	31	1,664	1,653	1,643	1,632	1,621	1,611	58
32	0,530	0,532	0,535	0,537	0,540	0,542	57	32,0,848	0,847	0,845	0,843	0,842	0,840	57	32,0,625	0,629	0,633	0,637	0,641	0,645	57	32	1,600	1,590	1,580	1,570	1,560	1,550	57
33	0,545	0,547	0,550	0,552	0,554	0,557	56	33,0,839	0,837	0,835	0,834	0,832	0,831	56	33,0,649	0,654	0,658	0,662	0,666	0,670	56	33	1,540	1,530	1,520	1,511	1,501	1,492	56
34	0,559	0,562	0,564	0,566	0,569	0,571	55	34,0,829	0,827	0,826	0,824	0,822	0,821	55	34,0,675	0,679	0,683	0,687	0,692	0,696	55	34	1,483	1,473	1,464	1,455	1,446	1,437	55
35	0,574	0,576	0,578	0,581	0,583	0,585	54	35,0,819	0,817	0,816	0,814	0,812	0,811	54	35,0,700	0,705	0,709	0,713	0,718	0,722	54	35	1,428	1,419	1,411	1,402	1,393	1,385	54
36	0,588	0,590	0,592	0,595	0,597	0,599	53	36,0,809	0,807	0,806	0,804	0,802	0,800	53	36,0,727	0,731	0,735	0,740	0,744	0,749	53	36	1,376	1,368	1,360	1,351	1,343	1,335	53
37	0,602	0,604	0,606	0,609	0,611	0,613	52	37,0,799	0,797	0,795	0,793	0,792	0,790	52	37,0,754	0,758	0,763	0,767	0,772	0,777	52	37	1,327	1,319	1,311	1,303	1,295	1,288	52
38	0,616	0,618	0,620	0,623	0,625	0,627	51	38,0,788	0,786	0,784	0,783	0,781	0,779	51	38,0,781	0,786	0,791	0,795	0,800	0,805	51	38	1,280	1,272	1,265	1,257	1,250	1,242	51
39	0,629	0,632	0,634	0,636	0,638	0,641	50	39,0,777	0,775	0,773	0,772	0,770	0,768	50	39,0,810	0,815	0,819	0,824	0,829	0,834	50	39	1,235	1,228	1,220	1,213	1,206	1,199	50
40	0,643	0,645	0,647	0,649	0,652	0,654	49	40,0,766	0,764	0,762	0,760	0,759	0,757	49	40,0,839	0,844	0,849	0,854	0,859	0,864	49	40	1,192	1,185	1,178	1,171	1,164	1,157	49
41	0,656	0,658																											

Tabelle 2. Einfluß der Wärme auf verschiedene Stoffe.

Körper	Ausdehnung bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C.		Schmelzpunkt bei 0° C.	Körper	Ausdehnung bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C.		Schmelzpunkt bei 0° C.
		$\frac{1}{\text{Grad}}$				$\frac{1}{\text{Grad}}$	
Blei	0,00285	$\frac{1}{351}$	326	Eisendraht	0,00124	$\frac{1}{810}$	—
Bronze	0,00176	$\frac{1}{570}$	900	Kupfer, geschlagen	0,00164	$\frac{1}{609}$	1100
Cement	0,00143	$\frac{1}{700}$	—	Messing, gegossen	0,00187	$\frac{1}{535}$	1015
Glas	0,00086	$\frac{1}{1160}$	1000—1200	Stahl	0,00108	$\frac{1}{927}$	1300—1400
Flußeisen	0,00118	$\frac{1}{850}$	1350—1450	Zinn, gegossen	0,00294	$\frac{1}{340}$	412
Schweißeisen	0,00121	$\frac{1}{825}$	1500—1600	Zinn	0,00194	$\frac{1}{515}$	230
Guß Eisen	0,00107	$\frac{1}{937}$	1050—1200				

3-5. Belastungsannahmen.

Tabelle 3a. Die Raumgewichte fester Körper.
Gewichte von 1 cdm in kg.

1 ccm Wasser = 1 Gramm. 1 cdm Wasser = 1 Kilogramm (1 Liter). 1 cbm Wasser = 1000 kg.

Aluminium, gegossen 2,56	Holz:	Grün.	Luft-trocken.	Ziegelstein 1,47—1,80	Steine:
Antimon 6,72	Rotbuchen= 0,97	0,75		Mergel 2,4—2,6	Sandstein 1,9—2,7
Anthracit 1,3—1,7	Burbaum= 1,2	0,94		Messing, gewalzt 8,55	Schiefer 2,6—2,70
Asphalt 1,2—1,5	Eben= —	1,19		Nickel 8,9—9,2	Schwerspat 4,48—4,72
Blei 11,1—11,37	Eichen= 1,03	0,62		Papier 0,70—1,15	Serpentin 2,55
Braunkohle 1,2—1,5	bis			Paraffin 0,87—0,91	Porphyr 2,6—2,9
Bronze 7,4—8,9	bis 1,28	0,85		Platin 21,3—21,5	Quarzfels 2,5—2,8
Koks 1,4	Erlen= 0,80	0,55		Salz (Koch-) 2,1—2,2	Luffstein 1,3
Eis 0,88—0,92	Eichen= 1,0	0,79		Salz (Meer-) 2,21	Wismut, gegossen 9,86
Erde: fette Garten= 1,6—2,0	Fichten= 0,90	0,47		Schweißeisen 7,8	Zinn, gegossen 6,86
lockere, magere 1,3	Kiefern= 0,91	0,55		Schweffel 1,96—2,05	" gewalzt 7,13—7,20
Lehm, fetter 1,6—1,8	Korke= —	0,24		Steinkohle 1,21—1,51	Zinn 7,29
erhärt. 1,45—1,5	Lärchen= 0,85	0,52		Cannel= 1,42	
Sand, fein u. trock. 1,40—1,64	Linden= 0,82	0,56		Silber, gegossen 10,47	
feucht 1,90—1,95	Mahagoni= —	0,75		" gehämmert 10,51	
" grober u. trocken 1,43	Nußbaum= 0,91	0,66		Stahl 7,86	
Kies, trocken 1,37—1,8	Pappel= 0,77	0,39			
feucht 1,85—2,0	Pode= —	1,26		Steine:	
Töpferthon 1,85—1,89	Tannen= 0,89	0,56		Alabaster 2,7	Kalk, gebrannt 2,3—3,2
Thonerde, trocken 1,55	Ulm= 0,97	0,66		Basalt 2,7—3,2	" abgel. fester Teig 1,33—1,43
naß 1,95	Weide 0,80	0,45		Beton 1,6—2,8	Kalkmörtel 1,64—1,86
Feldspat 2,60	bis 0,99	0,58		Bimstein 0,9—1,6	Cement, gebrannter 1,38—1,54
Flußeisen 7,85	Weißbuchen= 1,0	0,73		Dachschiefer 2,74	Portl.= Cementpulver 1,4—1,7
Glas, Fenster= 2,4—2,64				Gneis 2,4—2,7	" erhärtet 2,7—3,0
Flint= 3,15—3,9	Holz Kohle			Granit 2,51—3,05	Gips, angemacht 1,59
Glaßenmetall 8,8	von Nadelholz 0,28—0,40			Gipsstein 2,16—2,20	" getrocknet 0,97
Gold, gegossen 19,26	" Hartholz 0,47			Kalkstein 2,36—2,84	Badsteine, gebrannte 1,46—1,60
Guß Eisen, graues 7,25	" Eichenholz 0,57			Kiesel 2,3—2,7	Klinker, gebrannter 1,52—2,29
" weißes 7,50	Kupfer, gehämmert 8,94			Kreide 1,9—2,7	Ziegel, gebrannte 1,91
	" gegossen 8,79			Lava 2,76	Chamottesteine 1,85
Holz:	Mauerwerk:			Marmor 2,5—2,85	Thonwaren 1,92—2,14
Grün.	Bruchstein= 2,30—2,46			Nagelsluhe 2,1	Steingut 2,3
Luft-trocken.	Sandstein= 2,05—2,12				Steinschotter 2,0
Aborn= 0,90					Beton, Mittel 2,0
Apfelbaum= —					
Birken= 0,90					

Tabelle 3b. Gewichte gelagerter Gegenstände.

Nr.	Waren	1 cbm wiegt kg	Nr.	Waren	1 cbm wiegt kg
	Landwirtschaftliche Erzeugnisse.			Industrielle Erzeugnisse.	
	Apfel in Schüttung	300		Salz in Säcken aufgestapelt	1200—1300
	Birnen u. Pflaumen "	350		Zucker in Säcken aufgestapelt	880—900
	Erbsen "	800—900		Papier in Ballen	850—900
	Gerste "	600—700		Bücher (obm Schrank oder Gestell mit Inhalt)	300
	Hafer "	400—550		Brennstoffe.	
	Roggen "	650—800		Buchenholz in Scheiten	400—450
	Weizen "	700—800		Eichenholz	430—580
	Gras u. Klee "	350		Nadelholz	300—380
	Heu "	100—120		Torf in Haufen	120—600
	Stroh "	90—100		Holzkohlen "	180—250
	Mist "	700—900		Steinkohlen "	700—900
	Kartoffeln "	600—800		Koks "	350—530
	Industrielle Erzeugnisse.			Braunkohlen "	650—800
	Cement in Fässern	1200—1500			
	Mehl in Säcken aufgestapelt	660—700			

Tabelle 3c. Eigengewichte von Decken.

Nr.	Art der Decke	Gewicht von 1 qm Decke in kg		
1	Decke mit Holz- oder Eisenbalken und einfacher Dielung, ohne Deckenschalung und Füllung bei 8 cm starker Füllung aus trockenem Sand oder Lehm	50—60		
2		220		
3		245		
4		270		
5		295		
6	Bei Füllung mit Gipsdielen ohne Überschüttung: die Gipsdielen 8 cm dick	180		
7		210		
8	Decke mit Eisenbalken und zwischengespannten Steinkappen mit Fußboden, aber ohne Auffüllung und Fuß	mit 3 cm starkem Estrich oder Fliesen		
9		mit Dielung auf Holzlagern		
10		die Kappen aus Vollziegeln	390	360
11		" " " porösen Ziegeln	320	290
12		" " " Lochziegeln	265	235
12		" " " Neuwieder Schwemmsteinen	245	215
13	Die Kappen eben (schiefe) aus: Beton mit Ziegelsteinerschlag (13 cm stark)	335		
14		360		
15		330		
15		300		
16	Decke mit Eisenbalken und Wellblech- oder Monierbelag, das Wellblech mit Beton ausgegossen und mit 2 cm starkem Estrich abgeglichen, ohne Füllung und Deckenputz	120—150		
17		200—230		

Für jeden Centimeter Fuß oder Estrich mehr sind zu nehmen = 18—20 kg/qm
 " " " Füllung aus trockenem Sand oder Lehm = 15—16 kg/qm

Tabelle 3d. Nutzlast für Decken.

Nr.	Art der Benutzung	Nutzlast in Kilogramm für das Quadratmeter
1	Decken in Wohngebäuden bei Belastung durch Möbel und Menschen	150—250
2	Decken in Geschäftsgebäuden und Versammlungssälen bei Belastung durch Waren und Menschen	300—400
3	Decken in Werkstätten und Fabriken bei Belastung durch leichtere Arbeitsmaschinen, Waren und Menschen	500—600
4	Decken in Speichergebäuden (in der Regel nach dem Gewicht und der Lagerhöhe der Gegenstände besonders zu ermitteln)	500—700
5	Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen	800
6	Treppen-Nutzlast	400
7	Belastung durch Menschengedränge	400

Tabelle 3e. Eigengewichte von Dächern.

(Dachdeckung, Schalung oder Lattung, Sparren und Pfetten einbegriffen, Binder ausgeschlossen.)

Nr.	1	2	Gewicht von 1 qm wagrechter Grundfläche in kg bei einem Pfeilverhältnis								11
			3	4	5	6	7	8	9	10	
Art des Daches		Gewicht von 1 qm schräger Dachfläche kg	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{9} - \frac{1}{15}$	$\frac{1}{20} - \frac{1}{\infty}$
1	Einfaches Ziegeldach	100	142	120	112	—	—	—	—	—	—
2	Doppel- und Kronenziegeldach	130	184	156	145	—	—	—	—	—	—
3	Falzziegeldach	120	170	145	135	129	125	—	—	—	—
4	Schieferdach	95	135	115	105	103	100	—	—	—	—
5	Holzementdach	220	—	—	—	—	—	—	—	—	220
6	Pappdach (einfach und doppelt)	40	—	—	—	—	—	—	42	41	—
7	Ebenes Zink- u. Eisenblech auf Holzschalung	45	64	54	51	49	48	47	47	46	—
8	Eisen- und Zinkwellblech auf Winkelisen	25	36	30	28	27	27	26	26	26	—
9	Glas auf Sprosseneisen	35—40	57	48	45	43	—	—	—	—	—
Neigungswinkel der Dachfläche gegen die Wagrechte			45°	33° 40'	26° 30'	21° 50'	18° 30'	16°	14°	6° 20'—3° 10'	2° 50'—0°

Gewichte der Dachbinder für 1 qm schräger Dachfläche.

Ist s die Spannweite, e die Binderentfernung, so kann der auf 1 qm schräger Dachfläche entfallende Anteil p des Bindergewichtes vorläufig angenommen werden:

bei leichten Dächern (Nr. 6—9) zu: $p = 1,3 s \frac{e+1}{e}$

„ schweren „ („ 1—5) „ $p = 1,5 s \frac{e+1}{e}$

Tabelle 3f. Nutzlast für Dächer.

Schneelast = 75 kg für das qm Grundfläche = $75 \cos \alpha$ für das qm Dachfläche. (α = Neigungswinkel der Dachfläche gegen die Wagrechte.)
 Winddruck*) = $120 (\sin \alpha + 10)$ kg für das qm Dachfläche, rechtwinklig zu dieser wirkend.

Schneelast und Winddruck für den qm schiefe Dachfläche bei verschiedener Dachneigung.

Grad:	Neigungswinkel α des Daches gegen die Wagrechte															
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Schneelast; kg für das qm schiefe Dachfläche, lotrecht wirkend . . .	75	75	74	73	71	68	65	62	58	53	48	43	38	32	26	20
Winddruck; kg für das qm schiefe Dachfläche, rechtwinklig zur Dachfläche wirkend	21	32	41	51	60	69	78	85	93	99	104	109	113	116	119	120
Ungefähres Pfeilverhältnis $\frac{h}{t}$	$\frac{1}{\infty}$	$\frac{1}{23}$	$\frac{1}{11,4}$	$\frac{1}{7,5}$	$\frac{1}{5,5}$	$\frac{1}{4,3}$	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{2,9}$	$\frac{1}{2,4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{1,7}$	$\frac{1}{1,4}$	$\frac{1}{1,1}$	$\frac{1}{1,9}$	$\frac{1}{0,7}$	$\frac{1}{0,5}$

*) Bei Turmdächern ist der Winddruck = $150 \sin (\alpha + 10)$ bis $200 (\sin \alpha + 10)$ anzunehmen. Die Zahlen der Tabelle sind dann mit 1,25 bis 1,67 zu vervielfachen.

4. Belastungsannahmen der Berliner Baupolizei.

Tabelle 4a. Raumgewichte von Baumaterialien.

Material	1 cbm wiegt kg
Erde und Lehm	1600
Ziegelsteinmauerwerk aus vollen Steinen	1600
" " porigen	1300
" " Lochsteinen	1100
Sandsteinmauerwerk	2400
Granit und Marmor	2700
Kiefernholz	650
Eichenholz	800
Eisen	7500
Beton	2000

Tabelle 4b. Gewichte einiger besonders zum Lagern geeigneter Stoffe.

Gegenstand	1 cbm wiegt kg
Mehl	700
Gries	650
Hirse	850
Rüb- und Leinfaat	650
Kartoffeln	700
Zucker	750
Holz	400
Salz	800
Cement	1350—2000

Findet Lagerung in Säcken statt, so sind von den vorstehenden Angaben 0,75—0,85, bei Zucker jedoch etwa 1,1 zu rechnen.

Tabelle 4c. Eigengewichte und Nutzlast von Decken und Dächern.

	Eigengewicht kg/qm	Eigengewicht und Nutzlast kg/qm
Balkenlage in Wohnhäusern	250	500
" " Fabrik- und Lagergebäuden	250	750
" " Getreidespeichern zum Nachweis	—	850—1000
Gewölbte Decke aus porösen Steinen in Wohnhäusern	350	600
" " in Fabrikgebäuden	—	1000
" " unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen	—	1250
Weißblechdecken zum Nachweis	—	500—1000
Gewölbte Treppen	500	1000
Dachflächen, in der wagrechten Projektion gemessen einschl. Schnee- und Winddruck, bei Metall- oder Glasbedeckung gemäß der Neigung	—	125—150
Desgl. bei Schieferbedeckung	—	200—240
" " Ziegeldeckung	—	250—300
" " Holzementdeckung	—	350
" " Steile Manjardendächer	—	400

Tabelle 5d. Nutzlast für Decken.

Nr.	Art der Nutzlast	kg/qm	Nr.	Art der Nutzlast	kg/qm
1	Nutzlast für Wohngebäude und kleinere Dienstgebäude durch Möbel, Menschen u. s. w., abgesehen von der in einzelnen Räumen vorkommenden besonderen Belastung durch Altten u. s. w.	250	3	Nutzlast in Versammlungssälen	400
2	Nutzlast in größeren Geschäftsgebäuden von mehr als 300000 Mark Kosten für alle Räume	400	4	Nutzlast für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen, sofern nicht besondere Umstände die Berücksichtigung von größeren Einzellasten (Radddruck) angezeigt erscheinen lassen	800
			5	Treppen-Nutzlast	400

Tabelle 5e. Eigengewichte der Dächer

für das qm geneigter Dachfläche.

Nr.	Konstruktion des Daches	kg/qm	Nr.	Konstruktion des Daches	kg/qm
1	Einfaches Ziegeldach aus Wiberschwänzen einschließlich Lattung und Sparren	90	8	Zinkdach einschließlich 2,5 cm starker Schalung und Sparren	40
2	Doppeldach wie vor	120	9	Blechdach auf Winkleisen	25
3	Kronendach desgl.	130	10	Theerpappdach auf 2,5 cm starker Schalung	35
4	Pfannendach auf Lattung einschließlich Lattung und Sparren	90	11	Holzementdach auf 3,5 cm starker Schalung .	180
5	Pfannendach auf 2,5 cm starker Schalung und darüber gestreckter Lattung	110	12	Glasdach auf Sprosseneisen einschließlich dieser, und zwar bei 4 mm starkem Glas	20
6	Falzziegeldach	110		Desgl. " 5 mm " "	25
7	Deutsches Schieferdach auf 2 cm starker Schalung einschließlich Schalung und Sparren	85		Desgl. " 6 mm " "	30

Tabelle 5f. Nutzlast der Dächer.

Schneelast = 75 kg für das qm Dachgrundfläche.

Winddruck nicht unter 125 kg für das qm vom Wind rechtwinkelig getroffenen Fläche.

" " " 250 kg für das qm desgl. bei freistehenden Gebäuden.

Bei verschiedener Dachneigung entfällt auf das qm Dachfläche an rechtwinkeligem Druck:

Dachneigung $\frac{h}{l/2} = \text{tg } \alpha$		1/1	1/1,5	1/2	1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5
$\alpha =$		45°	33° 41'	26° 34'	21° 48'	18° 26'	15° 57'	14° 2'	12° 32'	11° 18'
W in kg =		88	69	56	47	40	34	30	27	24

6. Festigkeitswerte.

Tabelle 6a. Festigkeit der Metalle.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10									
										Elastizitätsziffer $E = \frac{1}{\alpha}$ t/qcm	Bruchbelastung		Belastung an der Elastizitätsgrenze		Größte zulässige Anstrengung bei beweglicher, aber stoßfreier Belastung in kg/qcm*)			
											Zug kg/qcm	Druck kg/qcm	Zug kg/qcm	Druck kg/qcm	Zug	Druck	Biegung	Schub
Eisen	Stabeisen	2000	3300—4000	2300—2800	1300—1700	1300—1700	900	900	900	600								
	u. Bleche																	
	Schweißeisen	2150	3600—4200	2500—3000	2000—2400	2000—2400	900	900	900	600								
	Flußeisen	750—1050	1200—1800	7000—8000	—	—	250	500	250	200								
	Flußstahl																	
	Eisendraht																	
Stahldrath	2200	4500—10000	2800—10000	2500—5000	2500—5000	1400	1400	1400	1000									
	2000	5600	—	2400	—	1400	—	—	—									
	—	11500	—	—	—	2800	—	—	—									
Kupfer (gewalzt)	1100	2000—2300	—	200—400	—	200	200	200	—									
Kupferdraht	1210	4200	—	450	—	400	—	—	—									
Messing	—	1500	—	—	—	220	220	220	—									
Messingdraht	—	3600	—	—	—	500	—	—	—									
Blei, gewalzt	50	125	50—150	—	—	30	100	—	—									
Zinn, gewalzt	150	1900	1000	—	—	300	—	—	—									
Zinn	400	350	—	—	—	70	—	—	—									
Deltametall, hart gewalzt	998	5880	—	2200	—	900	—	—	—									

Die in Spalte 2—6 angegebenen Zahlen sind Mittelwerte aus Versuchen. Die Zahlen der Spalten 7—10 setzen ein mittelgutes Material voraus.

*) Bei mäßigen Erschütterungen (Tanzsälen, Werkstätten u. s. w.) ist etwa 0,85, bei stärkeren Erschütterungen 0,7 der angegebenen Werte zu wählen. Bei provisorischen Anlagen ist etwa das 1,3fache der sonst maßgebenden Werte zulässig.

Tabelle 6b. Festigkeit der Bauhölzer.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12													
												Elastizitätsziffer $E = \frac{1}{\alpha}$ in der Faserrichtung t/qcm	Bruchbelastung kg/qcm						Belastungen der Elastizitätsgrenze in kg/qcm		Größte zulässige Anstrengung bei beweglicher, aber stoßfreier Belastung in kg/qcm*)			
													Zug		Druck		Schub		Zug	Druck	Biegung	Schub		
													⊥		⊥		⊥							
zur Faser		zur Faser		zur Faser			u.⊥																	
Eiche	110	120	950	340	345	—	75	470	150	120	70	90	25											
Buche	170	120	1340	320	320	—	85	160	100	100	80	80	20											
Kiefer	90	120	790	250	—	—	45	460	170	100	60	60	10											
Fichte	92—111	120	750	—	245	—	40	310	130	90	50	60	20											
Tanne	100—110	120	550	280	—	—	—	290	120	60	50	55	—											
Lärche	100—130	120	750	310	—	—	—	400	120	110	60	75	25											

Die Festigkeit in der Richtung der Fasern ist erheblich größer, als in der Querrichtung. Die in den Spalten 2—8 angegebenen Werte sind als Mittelwerte für mittelgute Materialien anzusehen. Ebenso setzen die Zahlen der Spalten 9—12 ein mittelgutes Material voraus.

Die zulässige Anstrengung auf Zug ist wegen der Astknoten verhältnismäßig geringer als die auf Druck angenommen worden.

*) Siehe Fußnote zu Tabelle 6a.

Tabelle 6c. Festigkeit der Bausteine.

Material	2 Elastizitätsziffer $E = \frac{1}{\alpha}$ t/qem	3 Bruchbelastung in kg/qem			6 Größte zulässige Anstrengung bei beweglicher, aber stoßfreier Belastung in kg/qem*)			
		Zug	Druck	Schub	Zug	Druck	Biegung	Schub
Basalt (Syenit)	—	—	1200	—	—	60—80	10—15	—
Granit	300	40	1000	90	4—6	45—70	7—10	5—7
Sandstein	200	20	500	20	2—3	20—30	3—5	2 $\frac{1}{2}$ —4
Kalkstein	350	30	750	30	3	25—35	3—5	4
Ziegel, gute	—	15	200	30	1—2	10—15	1 $\frac{1}{2}$ —2 $\frac{1}{2}$	1—2 $\frac{1}{2}$
„ gewöhnliche	—	6	100	10	—	6—10	1	—
Cement (rein)	—	20	300	25	2—3	20—30	3—5	2 $\frac{1}{2}$ —4
Cementmörtel 1:3 (nach 28 Tagen)**)	150	16	200	20	1 $\frac{1}{2}$ —2 $\frac{1}{2}$	10—20	2—3	2—3
Stampf-Beton (1:3:6)	—	10	100	12	1—2	10—20	2—3	1—2 $\frac{1}{2}$
Kalkmörtel	—	3	60	0,5	0—0,5	8	—	—
Glas	—	300	1500	—	50	100—150	125	—

Die Zahlen der Spalten 2—5 geben Mittelwerte für mittelgute Materialien. Bei der überaus großen Verschiedenheit der Materialien ein und derselben Klasse sind die Abweichungen hiervon nach oben und unten sehr bedeutend. So erreichen einzelne Granit- und Basaltarten eine Druckfestigkeit von reichlich 3000, fester Sandstein eine solche von 1800, Kalkstein eine solche von 1500 kg/qem. Aus demselben Grunde können auch feste Werte für die zulässige Anstrengung (Spalte 6—9) nicht angegeben werden. Die angegebenen Grenzwerte beziehen sich auf mittelmäßige bis gute Materialien, so daß der untere Grenzwert für mittelmäßige, der obere für gute Materialien gilt.

*) Vergl. Fußnote zu Tabelle 6a.

***) Die Festigkeit nach sieben tägiger Erhärtung beträgt durchschnittlich $\frac{2}{3}$, die Jahresfestigkeit $1\frac{1}{2}$ der Festigkeit nach 28 Tagen.

Tabelle 7. Zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien bei der Berliner Baupolizei.

Material	kg für das qem		
	Zug	Druck	Abfederung
Schmiedeeisen	750	750	600
Flußeis	875—1000*)	875—1000*)	—
Gußeis	250	500	200
Bombiertes Eisenwellblech	500	500	—
Eisendraht	1200	—	—
Eichenholz und Buchenholz	100	80	—
Kieferholz	100	60	—
Granit	—	45	—
Sandstein, je nach Härte	—	15—30	—
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	—	25	—
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	—	5	—
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel, gewöhnliches	—	7	—
Gutes Ziegelmauerwerk in Cementmörtel	—	11	—
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel	—	12—14	—
Mauerwerk aus porigen Steinen	—	3—6	—
Guter Baugrund	—	2,5	—

*) 1000 kg nur bei genau berechneten verbundenen Konstruktionen.

Tabelle 8. Zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien im Bereich des Preuss. Minister. der öffentl. Arbeiten (vom 16. Mai 1890).

Nr.	Benennung der Baumaterialien	Zulässige Beanspruchung kg für das qcm			Nr.	Benennung der Baumaterialien	Zulässige Beanspruchung kg für das qcm		
		Zug	Druck	Abfederung			Zug	Druck	Abfederung
1	Schweißeisen	750—1000*)	750—1000*)	600—750*)	9	Sandstein je nach Härte	—	15—30	—
1a	Fußeisen	875—1000*)	875—1000*)	—	10	Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	—	25	—
2	Gusseisen	250	500	200	11	Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel .	—	5	—
3	Bombirtes Eisenwellblech	500	500	—	12	Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	—	7	—
4	Eisen Draht	1200	—	—	13	Ziegelmauerwerk in Cementmörtel .	—	12	—
5	Eichen- u. Buchenholz	100	80	—	14	Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel	—	14—20	—
6	Kiefernholz	100	60	—	15	Mauerwerk aus geringen Steinen .	—	3—6	—
7	Granit	—	45	—	16	Guter Baugrund je nach Beschaffenheit	—	2,5—5	—
8	Niedermündiger Basaltlava	—	40	—					

*) Der höhere Wert nur zulässig bei den Gliedern genau berechneter, zusammengesetzter Konstruktionsysteme. (Ministerial-Erlaß vom 11. Februar 1899.)

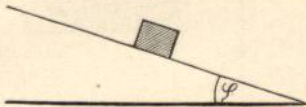


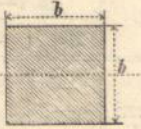

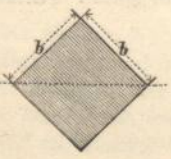
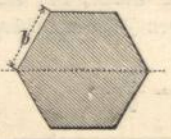
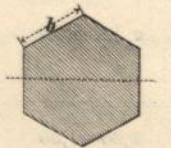
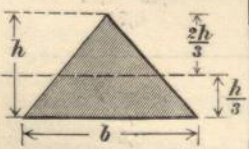

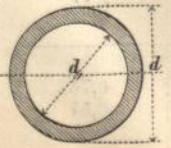
Tabelle 9. Gleitende Reibung.

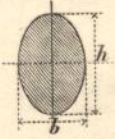

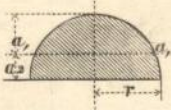
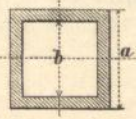
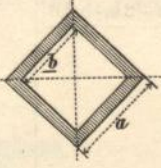
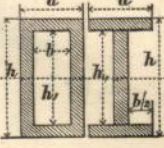
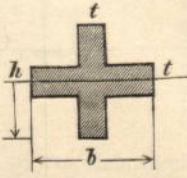
Die Reibungsziffer μ ist die Tangente des Reibungswinkels φ zwischen der Wagrechten und einer gewissen Ebene, auf der ein Körper gerade noch liegen bleibt, ohne herabzugleiten. Die Reibung ist nur unbedeutend von der Größe der reibenden Flächen abhängig, dagegen dem zur Reibungsfläche rechtwinkligen Druck N annähernd proportional. Demnach ist

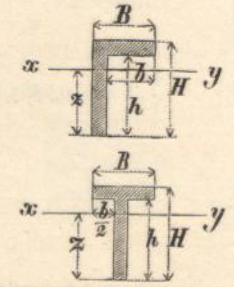
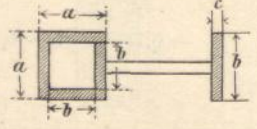
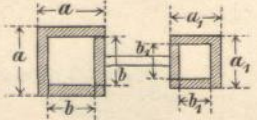
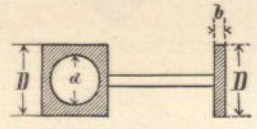
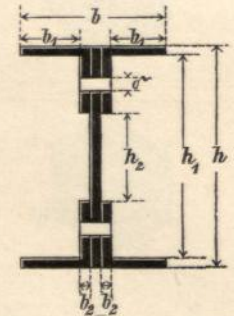
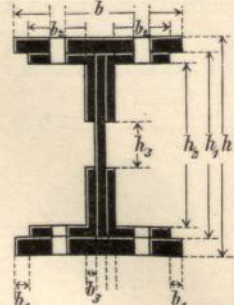

$$\mu = \operatorname{tg} \varphi \text{ und der Reibungswiderstand bei gegebenem Druck: } R = N \cdot \mu, \text{ oder } \mu = \frac{R}{N}$$

Reibende Baustoffe	Zustand der Oberfläche	μ bei Ruhe
Weicher Sandstein auf weichem Sandstein	troffen	0,60—1,50
Mittelharter Sandstein auf mittelhartem Sandstein	"	0,63—0,94
Harter Sandstein oder Granit	"	0,49—0,81
Regenstein und Muschelfalk	"	0,74
Eiche auf Eiche	troffen	0,54—0,62
Eiche, Tanne, Buche	"	0,53
Holz auf Holz im Mittel	"	0,50
Gusseisen auf Gusseisen	troffen	0,23
Schmiedeeisen auf Schmiedeeisen	"	0,13
Gusseisen auf Schmiedeeisen	"	0,19
Eisen auf Eisen im Mittel	"	0,18
Stein auf Eisen im Mittel	troffen	0,45
Eisen " Holz " "	"	0,60
Eisen " " " "	"	0,55
Mauerwerk auf Beton	troffen	0,76
" " Erde	"	0,57

Tabelle 10. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Flächeninhalte verschiedener Querschnitte.

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment $\frac{J}{a} = W$	Flächeninhalt des Querschnittes
1		$\frac{b^4}{12}$	$\frac{b^3}{6}$	b^2
2		$\frac{b h^3}{12}$	$\frac{b h^2}{6}$	$b h$
3		$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\sqrt{2}}{12} b^3 = 0,118 b^3$	b^2
4		$\frac{5\sqrt{3}}{16} b^4 = 0,5413 b^4$	$\frac{5}{8} b^3 = 0,625 b^3$	$\frac{3\sqrt{3}}{2} b^2 = 2,598 b^2$
5		$\frac{5\sqrt{3}}{16} b^4 = 0,5413 b^4$	$\frac{5\sqrt{3}}{16} b^3 = 0,5413 b^3$	$\frac{3\sqrt{3}}{2} b^2 = 2,598 b^2$
6		$\frac{1}{36} b h^3$	für $a = \frac{h}{3}$ $W = \frac{1}{12} b h^2$ für $a = \frac{2h}{3}$ $W = \frac{1}{24} b h^2$	$\frac{b h}{2}$
7		$\frac{\pi}{64} d^4 = 0,0491 d^4$	$\frac{\pi}{32} d^3 = 0,0982 d^3$	$\frac{\pi}{4} d^2 = 0,7854 d^2$
8		$\frac{\pi}{64} (d^4 - d_1^4)$ $= 0,0491 (d^4 - d_1^4)$	$\frac{\pi}{32} \frac{d^4 - d_1^4}{d}$ $= 0,0982 \frac{d^4 - d_1^4}{d}$	$\frac{\pi}{4} (d^2 - d_1^2)$ $= 0,7854 (d^2 - d_1^2)$

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment $\frac{J}{a} = W$	Flächeninhalt des Querschnittes
9		$\frac{\pi}{64} b h^3 = 0,0491 b h^3$	$\frac{\pi}{32} b h^2 = 0,0982 b h^2$	$\frac{\pi}{4} b h = 0,7854 b h$
10		$\frac{\pi}{64} (b h^3 - b_1 h^3)$ $= 0,0491 (b h^3 - b_1 h^3)$	$\frac{\pi}{32} (b h^2 - \frac{b_1 h_1^3}{h})$ $= 0,0982 (b h^2 - \frac{b_1 h_1^3}{h})$	$\frac{\pi}{4} (b h - b_1 h_1)$ $= 0,7854 (b h - b_1 h_1)$
11		$0,110 r^4$	für $a_1 = 0,19 r^3$ für $a_2 = 0,26 r^3$	$\frac{\pi}{2} r^2 = 1,5708 r^2$
12		$\frac{a^4 - b^4}{12}$	$\frac{1}{6} \frac{a^4 - b^4}{a}$	$a^2 - b^2$
13		$\frac{a^4 - b^4}{12}$ für alle Neigungen	$\frac{a^4 - b^4}{12 a} \sqrt{2} = 0,1178 \frac{a^4 - b^4}{a}$	$a^2 - b^2$
14		$\frac{a h^3 - a_1 h_1^3}{12}$	$\frac{a h^3 - a_1 h_1^3}{6 h}$	$a h - a_1 h_1$
15		$\frac{1}{12} \{ h^3 t + (b - t) t^3 \}$	$\frac{2 J}{h}$	$t (h + b - t)$

Nr.	Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment $\frac{J}{a} = W$	Flächeninhalt des Querschnittes
16		$\frac{(BH^2 - bh^2)^2 - 4BHbh(H-h)^2}{12(BH-bh)}$ $z = H - \frac{(B-b)H^2 + b(H-h)^2}{2(B-b)H + 2b(H-h)}$ <p>Hierbei ist vorausgesetzt, daß das L-Eisen gegen seitliche Ausbiegung geschützt ist.</p>	$\frac{J}{z} = \frac{BH^2 - bh^2}{6} - \frac{2BHbh(H-h)^2}{3(BH^2 - bh^2)}$	$BH - bh$
17		$\frac{1}{12} (a^4 - b^4 + c b^3)$	$\frac{1}{6} \left(\frac{a^4 - b^4}{a} + c b^2 \right)$	$a^2 - b^2 + c b$
18		$\frac{1}{12} (a^4 - b^4 + a_1^4 - b_1^4)$	$\frac{1}{6} \left(\frac{a^4 - b^4}{a} + \frac{a_1^4 - b_1^4}{a_1} \right)$	$(a^2 - b^2) + (a_1^2 - b_1^2)$
19		$\frac{1}{4} \left(\frac{D^3(D+b)}{3} - \frac{\pi d^4}{16} \right)$	$\frac{1}{2} \left(\frac{D^2(D+b)}{3} - \frac{\pi d^4}{16D} \right)$	$D^2 - \frac{d^2 \pi}{4} + bD$
20		<p>Nietabzug näherungsweise</p> $\frac{bh^3 - 2 \cdot b_1 h_1^3 - 2 \cdot b_2 h_2^3 - 3(b - 2b_1)h_2^2 \delta}{12}$	$\frac{bh^3 - 2 \cdot b_1 h_1^3 - 2 \cdot b_2 h_2^3 - 3(b - 2b_1)h_2^2 \delta}{6h}$	<p>—</p>
21		$\frac{bh^3 - 2 \cdot b_1 h_1^3 - 2 \cdot b_2 h_2^3 - 2 \cdot b_3 h_3^3}{12}$	$\frac{bh^3 - 2 \cdot b_1 h_1^3 - 2 \cdot b_2 h_2^3 - b_3 h_3^3}{6h}$	<p>—</p>
22		$\frac{25 \delta}{3b} \left[h^3 + \frac{3}{2}(\pi - 2)bh^2 - 3(\pi - 3)b^2h + \frac{9\pi - 28}{4}b^3 \right]$ <p>Fast völlig genau: $2,04 \cdot \frac{\delta}{b} (1,6h - 0,18b)^2 \cdot (1,6h + 3,1b)$</p>	$\frac{2J}{h + \delta}$ $\frac{4,08 \delta}{b(h + \delta)} (1,6h - 0,18b)^2 \cdot (1,6h + 3,1b)$	<p>—</p>

11—19. Deutsche Normalprofile*)

(vereinbart vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, dem Vereine deutscher Ingenieure und dem technischen Vereine für Eisenhüttenwesen).

Tabelle 11.

Normalprofile für I-Eisen.



Bis $h = 250$ mm ist:
 $b = 0,4 h + 10$ mm;
 $d = 0,03 h + 1,5$ mm
 Für $h > 250$ mm ist:
 $b = 0,3 h + 35$ mm;
 $d = 0,036 h$.

$t = 1,5 d$ | $R = d$ | $r = 0,6 d$.

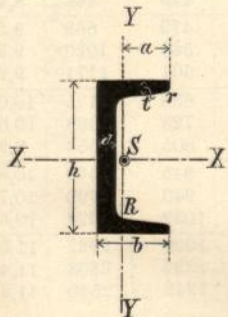
Bezeichnungen:

- h Höhe in mm.
- b Breite in mm.
- d Stegdicke in mm.
- t Flanschstärke in mm.
- R und r Abrundungshalbmesser in mm.
- F Querschnitt in qcm.
- G Gewicht für den m in kg.
- Neigung im Flansch 14 Proz.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Prof.-Nr.	h	b	d	t	F	G	W	J	w	i	Prof.-Nr.
8	80	42	3,9	5,9	7,57	5,9	19,4	77,7	2,99	6,3	8
9	90	46	4,2	6,3	8,99	7,0	25,9	117	3,81	8,8	9
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,3	34,1	170	4,86	12,2	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,6	43,3	238	5,99	16,2	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,1	54,5	327	7,38	21,4	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,6	67,0	435	8,85	27,4	13
14	140	66	5,7	8,6	18,2	14,2	81,7	572	10,7	35,2	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	15,9	97,9	734	12,5	43,7	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,8	117	933	14,7	54,5	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,7	137	1 165	17,1	66,5	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,7	161	1 444	19,8	81,3	18
19	190	86	7,2	10,8	30,5	23,8	185	1 759	22,6	97,2	19
20	200	90	7,5	11,3	33,4	26,1	214	2 139	25,9	117	20
21	210	94	7,8	11,7	36,3	28,3	244	2 558	29,3	137	21
22	220	98	8,1	12,2	39,5	30,8	278	3 055	33,3	163	22
23	230	102	8,4	12,6	42,6	33,3	314	3 605	36,9	188	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	35,9	353	4 239	41,6	220	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	38,7	396	4 954	46,4	255	25
26	260	113	9,4	14,1	53,3	41,6	441	5 735	50,6	287	26
27	270	116	9,7	14,7	57,1	44,5	491	6 623	56,0	325	27
28	280	119	10,1	15,2	61,0	47,6	541	7 575	60,8	363	28
29	290	122	10,4	15,7	64,8	50,6	594	8 619	66,1	403	29
30	300	125	10,8	16,2	69,0	53,8	652	9 785	71,9	449	30
32	320	131	11,5	17,3	77,7	60,6	781	12 493	84,6	554	32
34	340	137	12,2	18,3	86,7	67,6	922	15 670	98,1	672	34
36	360	143	13,0	19,5	97,0	75,7	1088	19 576	114	817	36
38	380	149	13,7	20,5	107	83,4	1262	23 978	131	972	38
40	400	155	14,4	21,6	118	91,8	1459	29 173	150	1160	40
42 1/2	425	163	15,3	23,0	132	103	1739	36 956	176	1433	42 1/2
45	450	170	16,2	24,3	147	115	2040	45 888	203	1722	45
47 1/2	475	178	17,1	25,6	163	127	2375	56 410	234	2084	47 1/2
50	500	185	18,0	27,0	179	140	2750	68 736	266	2470	50
55	550	200	19,0	30,0	212	166	3602	99 054	349	3486	55

Tabelle 12.

Normalprofile für C-Eisen.



$b = 0,25 h + 25$ mm.

Neigung der inneren Flanschflächen 8 Proz.

$R = t$; $r = \frac{t}{2}$.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Prof.-Nr.	h	b	d	t	F	G	W	J	w	i			Prof.-Nr.
3	30	33	5	7	5,44	4,24	4,3	6,4	2,7	5,3	29,4	1,99	3
4	40	35	5	7	6,21	4,85	7,1	14,1	3,1	6,7	35,4	2,17	4
5	50	38	5	7	7,12	5,55	10,6	26,4	7,3	9,1	45,0	2,43	5
6 1/2	65	42	5,5	7,5	9,03	7,05	17,7	57,5	5,1	14	64,6	2,78	6 1/2
8	80	45	6	8	11,0	8,60	26,5	106	6,2	19	86,4	3,05	8
10	100	50	6	8,5	13,5	10,5	41,1	206	8,4	29	123	3,45	10
12	120	55	7	9	17,0	13,3	60,7	364	11,0	43	173	3,90	12
14	140	60	7	10	20,4	15,9	86,4	605	14,8	63	250	4,25	14
16	160	65	7,5	10,5	24,0	18,7	116	925	18,2	85	332	4,66	16
18	180	70	8	11	28,0	21,8	150	1354	22,4	114	434	5,08	18
20	200	75	8,5	11,5	32,2	25,1	191	1911	27,6	148	556	5,49	20
22	220	80	9	12,5	37,4	29,2	245	2690	33,7	197	736	5,86	22
24	240	85	9,5	13	42,3	33,0	300	3598	39,6	248	916	6,27	24
26	260	90	10	14	48,3	37,7	371	4823	47,7	317	1172	6,64	26
28	280	95	10	15	53,3	41,6	450	6276	57,3	399	1480	6,97	28
30	300	100	10	16	58,8	45,8	535	8026	67,8	495	1848	7,30	30

*) Die in den nachfolgenden Tabellen angegebenen Gewichte der Profileisen und Bleche gelten für Schweißstähle (spez. Gew. = 7,8); für Flußstähle (spez. Gew. = 7,85) sind diese Gewichte mit 1,0064 zu multiplizieren, oder es ist ein Zuschlag von 2/3 Proz. zu den Gewichten der Tabellen zu machen.

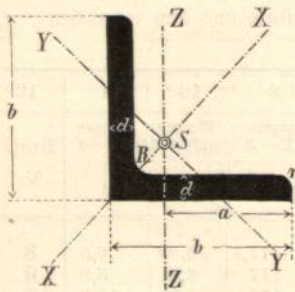


Tabelle 13. Normalprofile für gleichschenklige Winkelisen.

X-X und Y-Y = Hauptachsen.

$$d_{min} = 0,1 b \text{ für } b \leq 100 \text{ mm}$$

$$d_{min} = \frac{1}{11} b \text{ für } b > 100 \text{ mm}$$

$$R = \frac{d_{min} + d_{max}}{2}$$

$$r = \frac{R}{2}$$

Linie I										Linie II											
Profil-Nr.	Abmessungen mm		F qcm	G kg für das Meter	Trägheitsmomente bezogen auf die Achse				Schwerpunktsabstand a cm	Profil-Nr.	Profil-Nr.	Abmessungen mm		F qcm	G kg für das Meter	Trägheitsmomente bezogen auf die Achse				Schwerpunktsabstand a cm	Profil-Nr.
	b	d			X-X J _x	Y-Y J _y	Z-Z J _z	Kante J _b				b	d			X-X J _x	Y-Y J _y	Z-Z J _z	Kante J _b		
1 1/2	15	3	0,82	0,64	0,24	0,06	0,15	0,33	1,02	1 1/2	7	70	7	9,4	7,3	67,1	17,6	42,3	79	5,03	7
	4	1,05	0,82	0,29	0,08	0,18	0,46	0,99	11			14,3	11,1	97,6	22,0	52,5	102	4,95			
2	20	3	1,12	0,87	0,62	0,15	0,38	0,78	1,40	2	7 1/2	75	8	11,5	8,9	93,3	24,4	59,0	111	5,37	7 1/2
	4	1,45	1,13	0,77	0,19	0,48	1,07	1,36	10			14,1	11,0	113	29,8	71,0	140	5,29			
2 1/2	25	3	1,42	1,11	1,27	0,31	0,79	1,53	1,77	2 1/2	8	80	8	12,3	9,6	115	29,6	72,0	135	5,74	8
	4	1,85	1,44	1,61	0,40	1,00	2,08	1,74	10			15,1	11,8	139	35,9	87,5	170	5,66			
3	30	4	2,27	1,77	2,85	0,76	1,80	3,5	2,11	3	9	90	9	15,5	12,1	184	47,8	116	216	6,46	9
	6	3,27	2,55	3,91	1,06	2,48	5,5	2,04	11			18,7	14,6	218	57,1	138	266	6,38			
3 1/2	35	4	2,67	2,08	4,68	1,24	2,96	5,6	2,50	3 1/2	10	100	10	19,2	14,9	280	73,3	177	329	7,18	10
	6	3,87	3,02	6,50	1,77	4,13	8,6	2,42	12			22,7	17,7	328	86,2	207	398	7,10			
4	40	4	3,08	2,40	7,09	1,86	4,47	8,3	2,88	4	11	110	10	21,2	16,5	379	98,6	239	438	7,93	11
	6	4,48	3,49	9,98	2,67	6,35	12,8	2,80	12			25,1	19,6	444	116	280	529	7,85			
4 1/2	45	5	4,30	3,36	12,4	3,25	7,85	14,9	3,22	4 1/2	12	120	11	25,4	19,8	541	140	340	626	8,64	12
	7	5,86	4,57	16,4	4,39	10,4	21,2	3,14	13			29,7	23,2	625	162	393	745	8,56			
5	50	5	4,80	3,75	17,4	4,59	11,0	20,4	3,60	5	13	130	12	30,0	23,4	750	194	472	869	9,36	13
	7	6,56	5,12	23,1	6,02	14,5	29,0	3,51	14			34,7	27,0	857	223	540	1020	9,38			
5 1/2	55	6	6,31	4,92	27,4	7,24	17,3	32,8	3,94	5 1/2	14	140	13	35,0	27,3	1014	262	638	1175	10,08	14
	8	8,23	6,42	34,8	9,35	22,1	44,2	3,86	15			40,0	31,2	1148	298	723	1363	10,00			
6	60	6	6,91	5,39	36,1	9,43	22,7	42,5	4,31	6	15	150	14	40,3	31,4	1343	347	845	1559	10,8	15
	8	9,03	7,04	46,1	12,1	29,2	57,5	4,23	16			45,7	35,7	1507	391	949	1790	10,7			
6 1/2	65	7	8,7	6,8	53,0	13,8	33,4	63	4,65	6 1/2	16	160	15	46,1	35,9	1745	453	1099	2027	11,5	16
	9	11,0	8,6	65,4	17,2	41,3	82	4,57	17			51,8	40,4	1945	506	1225	2308	11,4			
		11	13,2	10,3	76,8	20,7	48,7	101	4,50			19	57,5	44,9	2137	558	1348	2590	11,3		

Die kleinsten Trägheitsmomente für zwei zusammengesetzte - Eisen findet man, indem man die Werte J_z der Spalte 8, die größten, indem man die Werte J_b der Spalte 9 verdoppelt.

Das Trägheitsmoment für vier zusammengesetzte - Eisen ist gleich dem Vierfachen der Werte J_b in Spalte 9.

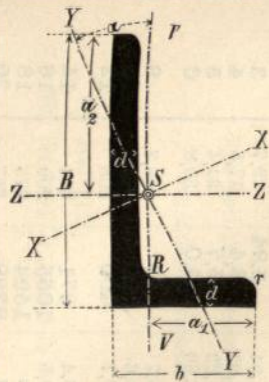


Tabelle 14. Normalprofile für ungleichschenklige Winkelisen,

X - X und Y - Y = Hauptachsen.

$$d_{\min} = \frac{b + B}{20} \quad \left| \quad R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2} \quad \right| \quad r = \frac{R}{2}$$

a) Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 1\frac{1}{2}$.


1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16														
																Profil-Nr.	Abmessungen in mm			F q _{cm}	G (= kg f. d. m)	Lage der Haupt- achse tg α	Trägheitsmomente bezogen auf die Achse				Schwerpunkts- abstände		Profil- Nr.
																	b	B	d				X - X J _x	Y - Y J _y	Z - Z J _z	V - V J _v	Kante B J _B	Kante b J _b	
2/3	20	30	3	1,42	1,11	0,4216	1,42	0,28	1,25	0,45	0,706	2,64	1,51	2,01	2/3														
			4	1,85	1,44	0,4214	1,82	0,33	1,60	0,55	1,09	3,56	1,46	1,97															
3/4 1/2	30	45	4	2,87	2,24	0,4334	6,63	1,19	5,77	2,05	3,63	12,1	2,26	3,02	3/4 1/2														
			5	3,53	2,75	0,4288	8,01	1,44	6,99	2,46	4,63	15,1	2,22	2,98															
4/6	40	60	5	4,79	3,74	0,4319	19,8	3,66	17,3	6,20	10,7	35,5	3,03	4,05	4/6														
			7	6,55	5,11	0,4275	26,3	4,63	22,8	8,10	15,3	50,0	2,95	3,96															
5/7 1/2	50	75	7	8,33	6,50	0,4304	53,1	9,58	46,3	16,4	29,2	97,1	3,76	5,03	5/7 1/2														
			9	10,5	8,20	0,4272	65,4	11,9	57,2	20,1	38,3	126	3,68	4,94															
6 1/2/10	65	100	9	14,2	11,0	0,4101	160	26,8	140,0	46,6	82,6	296	4,91	6,69	6 1/2/10														
			11	17,1	13,3	0,4074	189	32,9	167,0	55,3	103	364	4,83	6,60															
8/12	80	120	10	19,1	14,9	0,4348	317	56,8	276	97,9	170	570	6,05	8,08	8/12														
			12	22,7	17,7	0,4304	370	67,5	323	115	208	686	5,98	8,00															
10/15	100	150	12	28,7	22,4	0,4361	747	134	649	232	400	1335	7,58	10,11	10/15														
			14	33,2	25,9	0,4339	854	153	744	263	470	1564	7,50	10,03															

b) Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 2$.


2/4	20	40	3	1,72	1,34	0,2575	2,96	0,31	2,81	0,46	0,79	6,32	1,56	2,57	2/4
			4	2,25	1,76	0,2528	3,78	0,40	3,58	0,60	1,2	8,44	1,52	2,53	
3/6	30	60	5	4,29	3,35	0,2544	16,5	1,71	15,6	2,61	4,58	35,4	2,32	3,85	3/6
			7	5,85	4,56	0,2479	21,8	2,28	20,6	3,42	6,81	50,0	2,24	3,76	
4/8	40	80	6	6,89	5,37	0,2568	47,6	4,99	44,9	7,66	13,0	101	3,12	5,15	4/8
			8	9,01	7,03	0,2518	60,8	6,41	57,5	9,70	18,0	135	3,04	5,06	
5/10	50	100	8	11,5	8,93	0,2565	123	12,8	116	19,6	34,0	264	3,88	6,41	5/10
			10	14,1	11,0	0,2658	150	14,6	141	23,5	43,8	331	3,80	6,33	
6 1/2/13	65	130	10	18,6	14,5	0,2569	339	35,4	330	54,4	93,4	722	5,05	8,35	6 1/2/13
			12	22,1	17,2	0,2549	395	41,3	374	62,8	114	873	4,97	8,25	
8/16	80	160	12	27,5	21,5	0,2586	762	79,4	719	122	208	1619	6,23	10,28	8/16
			14	31,8	24,8	0,2679	875	86,0	822	139	248	1896	6,15	10,19	
10/20	100	200	14	40,3	31,4	0,2608	1754	182	1654	282	473	3697	7,82	12,88	10/20
			16	45,7	35,6	0,2586	1973	205	1863	315	548	4232	7,74	12,80	

Zu Tabelle 14.


J_x und J_y = Trägheitsmomente für die Hauptachsen X und Y.
 J_z " J_v = " " dazu parallelen Schwerachsen Z und V,
 J_B " J_b = " " äußeren Kanten b und B,

Für zwei mit den kurzen Schenkeln zusammenge setzte  = Eisen ist:

das kleinste Trägheitsmoment $i = 2 J_v$, das kleinste Widerstandsmoment $w = \frac{2 J_v}{a_1}$,
 " größte " $J = 2 J_b$, " größte " $W = \frac{2 J_b}{B}$.

Für zwei mit den langen Schenkeln zusammenge setzte  = Eisen ist:

das kleinste Trägheitsmoment $i = 2 J_z$, das kleinste Widerstandsmoment $w = \frac{2 J_z}{a_2}$,
 " größte " $J = 2 J_B$, " größte " $W = \frac{2 J_B}{b}$.

Für vier zusammenge setzte  = Eisen ist:

das kleinste Trägheitsmoment $i = 4 J_B$, das kleinste Widerstandsmoment $w = \frac{4 J_B}{b}$,
 " größte " $J = 4 J_b$, " größte " $W = \frac{4 J_b}{B}$.

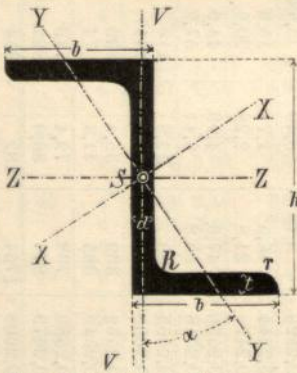


Tabelle 15. Normalprofile für L-Eisen.

X — X und Y — Y = Hauptachsen.

$b = 0,25 h + 30 \text{ mm.}$

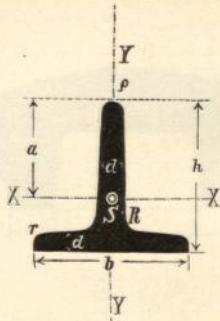
$d = 0,035 h + 3 \text{ mm.}$

$t = 0,05 h + 3 \text{ mm.}$

$R = t \quad \left| \quad r = \frac{t}{2}.$

Profil-Nr.	Abmessungen in mm				F qcm	G kg	Lage der Hauptachse tg α	Trägheitsmomente bezogen auf die Achse				Profil-Nr.
	h	b	d	t				X — X	Y — Y	Z — Z	V — V	
								J_x	J_y	J_z	J_v	
3	30	38	4	4,5	4,32	3,37	1,655	18,1	1,54	5,94	13,7	3
4	40	40	4,5	5	5,43	4,23	1,181	28,0	3,05	13,4	17,6	4
5	50	43	5	5,5	6,77	5,28	0,939	44,9	5,23	25,7	24,4	5
6	60	45	5	6	7,91	6,17	0,779	67,2	7,60	44,0	30,8	6
8	80	50	6	7	11,1	8,67	0,588	142	14,7	108	48,7	8
10	100	55	6,5	8	14,5	11,3	0,492	270	24,6	220	74,5	10
12	120	60	7	9	18,2	14,2	0,433	470	37,7	400	108	12
14	140	65	8	10	22,6	17,9	0,385	768	56,4	671	154	14
16	160	70	8,5	11	27,5	21,5	0,357	1184	79,5	1055	209	16
18	180	75	9,5	12	33,3	26,0	0,329	1759	110	1594	275	18
20	200	80	10	13	38,7	30,2	0,313	2509	147	2289	367	20

Tabelle 16. Normalprofile für \perp -Eisen.



a) Verhältnis der Breite zur Höhe $\frac{b}{h} = 1$. (Hochstetige \perp -Eisen.)

Neigung im Fuß 2 Proz., auf jeder Seite des Steges 2 Proz.

$$d = 0,1 h + 1 \text{ mm.}$$

$$R = d \quad \left| \quad r = \frac{R}{2} \quad \right| \quad \varrho = \frac{R}{4}$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13												
													Profil-Nr.	Abmessungen in mm			F qcm	G (= kg für das m)	Momente bezogen auf die Achse				Schwer- punkt- abstand a cm	Profil- Nr.
														b	h	d			X - X		Y - Y			
		W	J	w	i																			
2/2	20	20	3	1,12	0,87	0,27	0,38	0,20	0,20	0,76	1,42	2/2												
2 1/2 / 2 1/2	25	25	3,5	1,64	1,28	0,49	0,87	0,34	0,43	1,74	1,77	2 1/2 / 2 1/2												
3/3	30	30	4	2,26	1,76	0,80	1,72	0,58	0,87	3,35	2,15	3/3												
3 1/2 / 3 1/2	35	35	4,5	2,97	2,32	1,23	3,10	0,90	1,57	6,01	2,51	3 1/2 / 3 1/2												
4/4	40	40	5	3,77	2,94	1,83	5,28	1,29	2,58	10,0	2,88	4/4												
4 1/2 / 4 1/2	45	45	5,5	4,67	3,64	2,51	8,13	1,80	4,01	15,5	3,24	4 1/2 / 4 1/2												
5/5	50	50	6	5,66	4,42	3,35	12,1	2,42	6,06	23,0	3,61	5/5												
6/6	60	60	7	7,94	6,19	5,48	23,8	4,07	12,2	45,7	4,34	6/6												
7/7	70	70	8	10,6	8,27	8,79	44,5	6,31	22,1	84,4	5,06	7/7												
8/8	80	80	9	13,6	10,6	12,7	73,7	9,25	37,0	141	5,78	8/8												
9/9	90	90	10	17,1	13,3	18,3	119	13,0	58,5	224	6,52	9/9												
10/10	100	100	11	20,9	16,3	24,7	179	17,7	88,3	336	7,26	10/10												
12/12	120	120	13	29,6	23,1	42,0	366	29,7	178	684	8,72	12/12												
14/14	140	140	15	39,9	31,1	64,7	660	47,1	330	1236	10,2	14/14												

b) Verhältnis der Breite zur Höhe $\frac{b}{h} = 2$. (Breitfußige \perp -Eisen.)

Neigung im Fuß 2 Proz., auf jeder Seite des Steges = 4 Proz.

$$d = 0,15 h + 1 \text{ mm.}$$

$$R = d \quad \left| \quad r = \frac{R}{2} \quad \right| \quad \varrho = \frac{R}{4}$$

6/3	60	30	5,5	4,64	3,62	1,11	2,58	2,88	8,62	4,69	2,33	6/3
7/3 1/2	70	35	6	5,94	4,63	1,65	4,49	4,31	15,1	8,00	2,73	7/3 1/2
8/4	80	40	7	7,91	6,17	2,50	7,81	7,12	28,5	13,9	3,12	8/4
9/4 1/2	90	45	8	10,2	7,93	3,63	12,7	10,3	46,1	22,9	3,50	9/4 1/2
10/5	100	50	8,5	12,0	9,38	4,78	18,7	13,5	67,7	33,0	3,91	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,2	8,08	38,0	22,8	137	66,5	4,70	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,8	22,5	68,9	36,9	258	121	5,49	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,0	18,6	117	52,8	422	204	6,28	16/8
18/9	180	90	14,5	37,0	28,8	26,2	185	74,4	670	323	7,07	18/9
20/10	200	100	16	45,4	35,4	35,3	277	100	1000	486	7,86	20/10

Für zwei zusammengesetzte \perp -Eisen erhält man:

das Trägheitsmoment auf die Schwerachse (Kante b) zu $J_2 = 2 J_b$ und das Widerstandsmoment $W_2 = \frac{2 J_b}{h}$,

" " " " " Y - Y " $i_2 = 2 i$ " " " $w_2 = \frac{2 i}{b/2}$.

Beispiel:

Für Nr. 10/10 ist $J_2 = 2 J_b = 2 \cdot 336 = 672$; $i_2 = 2 i = 2 \cdot 88,3 = 176,6$, $W_2 = \frac{672}{10} = 67,2$; $w_2 = \frac{176,6}{5} = 35,3$.

" Nr. 10/5 ist $J_2 = 2 J_b = 2 \cdot 33,0 = 66,0$; $i_2 = 2 i = 2 \cdot 67,7 = 135,4$. $W_2 = \frac{66,0}{5} = 13,2$; $w_2 = \frac{135,4}{5} = 27,1$.

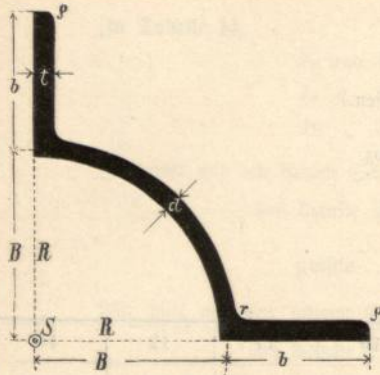


Tabelle 17. Normalprofile für Quadranteisen.

$$b = 0,2 R + 25 \text{ mm.}$$

$$r = 0,12 R \quad | \quad \rho = 0,06 R.$$

1 Profil- Nr.	2 Abmessungen in mm				3 Der vollen Röhre		4 Trägheits- moment J der vollen Röhre für jede Schwerpunkts- achse gleich	5 Volle Röhre		11 Profil- Nr.
	R	b	d	t	Fläche F qcm	Gewicht G kg für das m		Größtes Kleinstes Widerstandsmoment		
								W	w	
5	50	35	4	6	29,8	23,3	576	90	66	5
			8	8	48,0	37,4		135	102	
7 1/2	75	40	6	8	54,2	42,8	2068	237	175	7 1/2
			10	10	80,2	62,5		331	248	
10	100	45	8	10	88,1	68,7	5511	501	370	10
			12	12	120	94,0		663	495	
12 1/2	125	50	10	12	129	101	12161	917	676	12 1/2
			14	14	169	132		1165	867	
15	150	55	12	14	179	140	23637	1515	1120	15
			18	17	249	194		2051	1530	

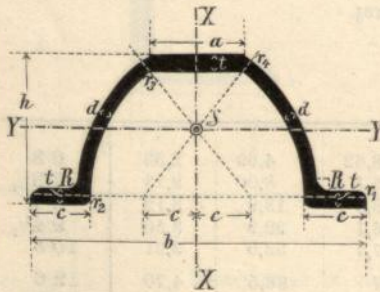


Tabelle 18. Normalprofile der Belageisen.

$$r_2 = d - 0,5 \text{ mm} \quad | \quad r_4 = 0,6 d + 1,3 \text{ mm.}$$

$$R = t = r_3 \quad | \quad r_1 = d$$

1 Profil- Nr.	2 Abmessungen in mm						3 F qcm	4 G kg	5 Momente*) bezogen auf die Achse			13 Profil- Nr.
	h	b	a	c	t	d			X - X		Y - Y	
									J	W	i	
5	50	120	33	21	5	3	6,71	5,24	86,4	9,27	23,2	5
6	60	140	38	24	6	3,5	9,34	7,28	164	15,8	47,2	6
7 1/2	75	170	45,5	28,5	7	4	13,2	10,3	347	27,9	105	7 1/2
9	90	200	53	33	8	4,5	17,9	14,0	651	45,8	206	9
11	110	240	63	39	9	5	24,1	18,8	1272	76,5	421	11

*) J und i = Trägheitsmoment.
W = Widerstandsmoment.

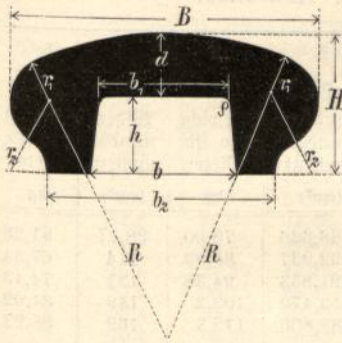


Tabelle 19. Normalprofile der Handleisteneisen.

$H = 0,45 B.$
 $R = B.$
 $d = 0,2 B.$
 $b = 0,5 B.$
 $h = 0,25 B.$
 $r_1 = 0,15 B.$
 $r_2 = 0,1 B.$
 $e = 0,05 B.$
 $b_1 = 0,45 B.$
 $b_2 = 0,75 B.$

Profil-Nr.	Abmessungen in mm				F qcm	G kg für das m	Profil-Nr.
	B	H	b	h			
4	40	18	20	10	4,20	3,28	4
6	60	27	30	15	9,46	7,38	6
8	80	36	40	20	16,8	13,1	8
10	100	45	50	25	26,3	20,5	10
12	120	54	60	30	37,8	29,5	12

20-32. Gewichte und Querschnittswerte von Blechen und anderen Eisensorten.

Tabelle 20. Gewichtstabelle für Band- und Flachisen.

(d Stärke, b Breite in Millimetern.)

d	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	d
b	Gewicht in Kilogrammen für das Meter																	b
24	0,19	0,37	0,56	0,75	0,93	1,12	1,31	1,49	1,68	1,87	2,05	2,24	2,43	2,61	2,80	2,99	3,17	24
26	0,20	0,41	0,61	0,81	1,01	1,21	1,42	1,62	1,82	2,02	2,23	2,43	2,63	2,83	3,03	3,24	3,44	26
28	0,22	0,44	0,65	0,87	1,09	1,31	1,53	1,74	1,96	2,18	2,40	2,61	2,83	3,05	3,27	3,49	3,70	28
30	0,23	0,47	0,70	0,93	1,17	1,40	1,63	1,87	2,10	2,33	2,57	2,80	3,03	3,27	3,50	3,78	3,97	30
32	0,24	0,50	0,75	1,01	1,25	1,49	1,74	1,99	2,24	2,49	2,74	2,99	3,24	3,49	3,73	3,98	4,23	32
34	0,27	0,53	0,79	1,06	1,32	1,59	1,85	2,12	2,38	2,65	2,91	3,17	3,44	3,70	3,97	4,23	4,50	34
36	0,28	0,56	0,84	1,12	1,40	1,68	1,96	2,24	2,52	2,80	3,08	3,36	3,64	3,92	4,20	4,48	4,76	36
38	0,30	0,59	0,89	1,18	1,48	1,77	2,07	2,37	2,66	2,96	3,25	3,55	3,84	4,14	4,44	4,73	5,03	38
40	0,31	0,62	0,93	1,24	1,56	1,87	2,18	2,49	2,80	3,11	3,42	3,73	4,05	4,36	4,67	4,98	5,29	40
42	0,33	0,65	0,98	1,31	1,63	1,96	2,29	2,61	2,94	3,27	3,59	3,92	4,25	4,58	4,90	5,23	5,56	42
44	0,34	0,69	1,03	1,37	1,71	2,05	2,40	2,74	3,08	3,42	3,77	4,11	4,45	4,79	5,14	5,48	5,82	44
46	0,36	0,72	1,07	1,43	1,79	2,15	2,51	2,86	3,22	3,58	3,94	4,30	4,65	5,01	5,37	5,73	6,08	46
48	0,37	0,75	1,12	1,49	1,87	2,24	2,61	2,99	3,36	3,73	4,11	4,48	4,86	5,23	5,60	5,98	6,35	48
50	0,39	0,78	1,17	1,56	1,95	2,33	2,72	3,11	3,50	3,89	4,28	4,67	5,06	5,45	5,84	6,22	6,61	50
52	0,41	0,81	1,21	1,62	2,02	2,43	2,83	3,24	3,64	4,05	4,45	4,86	5,26	5,66	6,07	6,47	6,88	52
54	0,42	0,84	1,26	1,68	2,10	2,52	2,94	3,36	3,78	4,20	4,62	5,04	5,46	5,88	6,30	6,72	7,14	54
56	0,44	0,87	1,31	1,74	2,18	2,61	3,05	3,49	3,92	4,36	4,79	5,23	5,66	6,10	6,54	6,97	7,41	56
58	0,45	0,90	1,35	1,81	2,26	2,71	3,16	3,61	4,06	4,51	4,96	5,42	5,87	6,32	6,77	7,22	7,67	58
60	0,47	0,93	1,40	1,87	2,33	2,80	3,27	3,73	4,20	4,67	5,14	5,60	6,07	6,54	7,00	7,47	7,94	60
62	0,48	0,97	1,45	1,93	2,41	2,89	3,38	3,86	4,34	4,82	5,31	5,79	6,27	6,75	7,24	7,72	8,20	62
64	0,50	1,00	1,49	1,99	2,49	2,99	3,49	3,98	4,48	4,98	5,48	5,98	6,47	6,97	7,47	7,97	8,47	64
66	0,51	1,03	1,54	2,05	2,57	3,08	3,59	4,11	4,62	5,14	5,65	6,16	6,68	7,19	7,70	8,22	8,73	66
68	0,53	1,06	1,59	2,12	2,65	3,17	3,70	4,23	4,76	5,29	5,82	6,35	6,88	7,41	7,94	8,47	8,99	68
70	0,55	1,09	1,63	2,18	2,72	3,27	3,81	4,36	4,90	5,45	5,99	6,54	7,08	7,62	8,17	8,71	9,26	70
72	0,56	1,12	1,68	2,24	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	7,28	7,84	8,40	8,96	9,52	72
74	0,58	1,15	1,73	2,30	2,88	3,45	4,03	4,61	5,18	5,76	6,33	6,91	7,48	8,06	8,64	9,21	9,79	74
75	0,58	1,16	1,75	2,33	2,92	3,50	4,09	4,67	5,25	5,84	6,42	7,01	7,59	8,18	8,76	9,34	9,93	75
80	—	—	—	2,50	3,12	3,74	4,37	4,99	5,62	6,24	6,86	7,49	8,11	8,74	9,36	9,98	10,60	80
85	—	—	—	2,65	3,32	3,98	4,64	5,30	5,97	6,63	7,29	7,96	8,62	9,28	9,95	10,61	11,27	85
90	—	—	—	2,81	3,51	4,21	4,91	5,62	6,32	7,02	7,72	8,42	9,13	9,83	10,53	11,23	11,94	90
95	—	—	—	2,96	3,71	4,45	5,19	5,93	6,67	7,41	8,15	8,89	9,63	10,37	11,12	11,86	12,60	95
100	—	—	—	3,12	3,90	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80	8,58	9,36	10,14	10,92	11,70	12,48	13,26	100
105	—	—	—	3,28	4,10	4,91	5,73	6,55	7,37	8,19	9,01	9,83	10,65	11,47	12,29	13,10	13,92	105
110	—	—	—	3,43	4,29	5,15	6,01	6,86	7,72	8,58	9,44	10,30	11,15	12,01	12,87	13,73	14,58	110
115	—	—	—	3,59	4,49	5,38	6,28	7,18	8,07	8,97	9,87	10,76	11,66	12,56	13,46	14,35	15,25	115
120	—	—	—	3,74	4,68	5,62	6,55	7,49	8,42	9,36	10,30	11,23	12,17	13,10	14,04	14,98	15,92	120
125	—	—	—	3,90	4,88	5,85	6,83	7,80	8,78	9,75	10,73	11,70	12,68	13,65	14,63	15,60	16,58	125
150	—	—	—	4,68	5,85	7,02	8,19	9,36	10,53	11,70	12,87	14,04	15,21	16,38	17,55	18,72	19,89	150
200	—	—	—	6,24	7,80	9,36	10,92	12,48	14,04	15,60	17,16	18,72	20,28	21,84	23,40	24,96	26,52	200

Tabelle 21. Widerstandsmomente und Gewichte für Quadrat- und Rundeisen.

1					2					3					4					5				
Stärke bez. Durchm.	Quadrat-eisen		Rundeisen		Stärke bez. Durchm.	Quadrat-eisen		Rundeisen		Stärke bez. Durchm.	Quadrat-eisen		Rundeisen		Stärke bez. Durchm.	Quadrat-eisen		Rundeisen		Stärke bez. Durchm.	Quadrat-eisen		Rundeisen	
	Widerstands-moment	Gew. pro lfd. Meter	Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter		Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter	Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter		Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter	Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter		Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter	Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter		Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter	Widerstands-moment	Gewicht pro lfd. Meter
mm	(cm ²)	kg	(cm ³)	kg	mm	(cm ²)	kg	(cm ³)	kg	mm	(cm ²)	kg	(cm ³)	kg	mm	(cm ²)	kg	(cm ³)	kg	mm	(cm ²)	kg	(cm ³)	kg
5	0,021	0,195	0,012	0,153	30	4,500	7,020	2,651	5,513	100	166,666	78,00	98,17	61,26										
6	0,036	0,281	0,021	0,221	32	5,461	7,987	3,217	6,273	105	192,937	85,99	114	67,54										
7	0,057	0,382	0,034	0,300	34	6,550	9,017	3,859	7,082	110	221,833	94,38	131	74,13										
8	0,085	0,499	0,050	0,392	36	7,776	10,11	4,580	7,939	115	253,479	103,2	149	81,02										
9	0,122	0,632	0,072	0,496	38	9,145	11,26	5,387	8,846	120	288,800	112,3	169	88,22										
10	0,166	0,780	0,098	0,613	40	10,666	12,48	6,283	9,802	125	325,520	121,9	191	95,72										
11	0,221	0,944	0,131	0,741	42	12,348	13,76	7,274	10,81	130	366,166	131,8	216	103,5										
12	0,288	1,123	0,169	0,882	44	14,197	15,10	8,363	11,86	135	410,062	142,2	242	111,6										
13	0,366	1,318	0,216	1,035	46	16,222	16,50	9,556	12,95	140	457,333	152,9	269	120,1										
14	0,484	1,529	0,269	1,201	48	18,432	17,97	10,85	14,12	145	508,104	164,0	299	128,8										
15	0,562	1,755	0,331	1,378	50	20,833	19,50	12,67	15,31	150	562,500	175,5	331	137,8										
16	0,682	1,997	0,402	1,568	55	27,729	23,60	16,33	18,53	155	620,645	187,4	365	147,2										
17	0,818	2,254	0,482	1,770	60	36,000	28,08	21,20	22,05	160	682,666	199,6	402	156,8										
18	0,972	2,527	0,573	1,985	65	45,770	32,96	26,96	25,89	165	748,687	212,4	441	166,8										
19	1,143	2,816	0,673	2,212	70	57,166	38,22	33,67	30,02	170	818,833	225,4	482	177,0										
20	1,333	3,120	0,785	2,450	75	70,312	43,87	41,41	34,45	175	893,229	238,9	526	187,6										
21	1,543	3,440	0,909	2,702	80	85,333	49,92	50,26	39,21	180	972,000	252,7	573	198,5										
22	1,774	3,775	1,045	2,965	85	102,354	56,35	60,29	44,26	185	1055,27	267,0	621	209,7										
23	2,027	4,126	1,194	3,241	90	121,500	63,18	71,56	49,62	190	1143,16	281,6	673	221,1										
24	2,304	4,493	1,357	3,529	95	142,895	70,39	84,17	55,29	195	1235,81	296,6	728	232,9										
25	2,604	4,875	1,534	3,829																				
26	2,929	5,273	1,726	4,141						200	1333,33	312,0	785	245,0										
27	3,280	5,686	1,932	4,466																				
28	3,658	6,115	2,155	4,803																				
29	4,064	6,560	2,394	5,152																				

Tabelle 22. Buckelplatten der Dillinger Hütte zu Dillingen a. d. Saar und der Union in Dortmund.

(L = äußere Länge, B = äußere Breite, b = Randbreite, h = Pfeil der Platten.)

Nr.	L	B	b	h	Gewicht einer Platte bei der Blechstärke (in mm) von:								
					6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10
1	1490	1490	78	130	104	112,5	121,5	130	139	147,5	156,5	165,5	173,5
2	1140	1140	40	85	61	66	71	76	81	86	91	96	101
3	1098	1098	40	75	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
4	1098	1098	78	78	56,5	61	66	70,5	76	81	85	90	94
5	1000	1000	60	72	47	51	54,5	58,5	62,5	66,5	70,5	74	78
6	750	750	60	45	26,5	28,5	30,5	33	35	37	39,5	41,5	44
7	500	500	60	27	11,5	12,5	13,5	14,5	15,5	16,5	17,5	18,5	19,5
8	1630	1270	80	130	96,5	105	113	121,5	129,5	137,5	145,5	153,5	161,5
9	1100	770	55	80	39,5	43	46	49,5	53	56,5	59,5	63	76
10	1265	1265	80	100	75	81	87,5	94	100	106,5	112,5	118,5	124,5

Auch beliebige andere Abmessungen (von 500—2000 mm Seitenlänge) sind zu haben. Bei größerer Zahl wird eine besondere Form gefertigt, bei geringerer Anzahl wird die Platte mit der Hand ausgehämmert.

Nachstehende Tabelle giebt für verschiedene Blechstärken (d in mm) das Gewicht G und die zulässige Belastung P in kg für das qm an bei einer freitragenden Länge der Platten von 0,9—1,0 m.

d	G	P	d	G	P
mm	kg/qm	kg/qm	mm	kg/qm	kg/qm
2	14,8	560	5,0	38,6	3400
2,5	19,0	730	6,0	46,8	4900
3,0	23,2	1160	7,0	55,0	6300
4,0	31,0	2000	8,0	63,2	7700

Tabelle 23. Gerade Platten und Bleche.

Dicke in mm	1 Quadratmeter wiegt Kilogramm							Dicke in mm	1 Quadratmeter wiegt Kilogramm						
	Schmiedeeisen	Guß-eisen	Guß-stahl	Kupfer	Messing	Zinn	Blei		Schmiedeeisen	Guß-eisen	Guß-stahl	Kupfer	Messing	Zinn	Blei
1	7,8	7,25	7,87	8,90	8,55	6,90	11,4	11	85,8	79,75	86,57	97,90	94,05	75,90	125,4
2	15,6	14,50	15,74	17,80	17,10	13,80	22,8	12	93,6	87,00	94,44	106,80	102,60	82,80	136,8
3	23,4	21,75	23,61	26,70	25,65	20,70	34,2	13	101,4	94,25	102,31	115,70	111,15	89,70	148,2
4	31,2	29,00	31,48	35,60	34,20	27,60	45,6	14	109,2	101,50	110,18	124,60	119,70	96,60	159,6
5	39,0	36,25	39,35	44,50	42,75	34,50	57,0	15	117,0	108,75	118,05	133,50	128,25	103,50	171,0
6	46,8	43,50	47,22	53,40	51,30	41,40	68,4	16	124,8	116,00	125,92	142,40	136,80	110,40	182,4
7	54,6	50,75	55,09	62,30	59,85	48,30	79,8	17	132,6	123,25	133,79	151,30	145,35	117,30	193,8
8	62,4	58,00	62,96	71,20	68,40	55,20	91,2	18	140,4	130,50	141,66	160,20	153,90	124,20	205,2
9	70,2	65,25	70,83	80,10	76,95	62,10	102,6	19	148,2	137,75	149,53	169,10	162,45	131,10	216,6
10	78,0	72,50	78,70	89,00	85,50	69,00	114,0	20	156,0	145,00	157,40	178,00	171,00	138,00	228,0

Tabelle 24. Eisen-Wellbleche.

Trägheitsmoment J (annähernd) für die wagerechte Schwerachse für 1,0 m Blechbreite.

für flaches Wellblech $J = (1,02 + 1,75 \frac{h}{b}) h^2 \delta$,

für Trägerwellblech $J = (0,97 + 1,87 \frac{h}{b}) h^2 \delta$,

Man erhält J in cm⁴, wenn h in cm und δ in mm eingesetzt wird.

Widerstandsmoment $W = \frac{2J}{h}$.

Gewicht: $G = (5,5 + 13,4 \frac{h}{b}) \delta$ für 1 qm flaches Wellblech

$G_1 = (4,4 + 15,0 \frac{h}{b}) \delta$ „ 1 qm Träger-Wellblech

in kg, wenn δ in mm eingesetzt wird.

Querschnittsfläche: $F = (7,1 + 17,2 \frac{h}{b}) \delta$ für flaches Wellblech

$F_1 = (5,6 + 19,2 \frac{h}{b}) \delta$ „ Träger-Wellblech

für 1,0 m Blechbreite in qcm, wenn δ in mm eingesetzt wird.



	1																	
	b/h		h	b	W/δ	F/δ	Widerstandsmomente W in cm ³ für 1 m Breite für δ =					Gewichte G in kg für 1 qm bei einer Blechstärke δ =						
	mm	mm	cm ³	kg/qm	1	1,5	2	2,5	3	4 mm	1	1,5	2	2,5	3	4 mm		
flache Wellbleche	2,5	20	50	6,6	13,9	6,6	9,9	13,2	—	—	—	10,86	16,29	21,72	27,15	32,58	43,44	
		40	100	13,8		13,8	21,7	27,6	34,5	41,4	—							
		60	150	20,6		—	30,9	41,2	51,5	61,8	82,4							
		80	200	27,5		—	—	55,0	68,7	82,5	110,0							
		100	250	34,4		—	—	—	86,0	103,2	137,6							
	2,0	40	80	15,3	15,6	15,3	22,9	30,6	38,3	—	—	12,2	18,3	24,4	30,5	36,6	48,8	
		60	120	22,9		22,9	34,3	45,8	57,3	68,7	—							
		80	160	30,5		—	45,7	61,0	76,3	94,5	122,0							
		100	200	38,2		—	—	76,4	95,5	114,6	152,8							
		120	240	45,8		—	—	—	114,5	137,9	183,2							
Trägerwellbleche	1,5	40	60	17,8	18,5	17,8	26,7	35,6	—	—	—	14,4	21,6	28,8	36,0	43,2	57,6	
		60	90	26,1		26,6	39,9	53,2	66,5	—	—							
		80	120	35,5		—	53,2	71,0	88,8	106,5	—							
		100	150	44,4		—	66,6	88,8	111,0	133,2	177,6							
		120	180	53,3		—	—	106,6	133,2	159,9	213,2							
	1,0	60	60	34,1	24,9	34,1	51,1	68,2	—	—	—	19,4	29,1	38,8	48,5	58,2	77,6	
		80	80	45,4		45,4	68,1	90,8	113,5	—	—							
		100	100	56,9		56,9	85,3	113,8	142,3	170,7	—							
		120	120	68,3		—	102,4	136,8	170,8	204,9	273,2							
		0,8	120	100		77,5	29,6	77,5	116,5	155,0	193,8							232,5

Größe der Tafeln: Gewöhnliche Tafellänge 3—4 m, ausnahmsweise bis zu 6 m.
 Tafelbreite je nach Profilhöhe und Blechstärke 0,45—0,90 m. Nutbreite einer Tafel = Tafelbreite weniger einer halben Wellenlänge (b/2).
 Für Überdeckung in Seiten- und Längenstoß je nach dem Profil 10—15% Zuschlag.
 Durch Verzinken erhöht sich das Gewicht der Bleche für das qm: bei 1 mm Stärke um 10%, 1 1/2 mm um 7%, 2 mm um 6%,
 3 mm um 4% und 4 mm um 3%.

Tabelle 25. Ebenes Zinkblech.

Belgische Zinklehre.

Nr.	Dicke mm	1 qm wiegt kg*)	Nr.	Dicke mm	1 qm wiegt kg*)	Nr.	Dicke mm	1 qm wiegt kg*)	Nr.	Dicke mm	1 qm wiegt kg*)
1	0,05	0,35	8	0,40	2,8	15	0,95	6,65	22	1,96	13,72
2	0,10	0,75	9	0,45	3,15	16	1,08	7,56	23	2,14	14,98
3	0,15	1,05	10	0,50	3,50	17	1,21	8,47	24	2,32	16,24
4	0,20	1,40	11	0,58	4,06	18	1,34	9,38	25	2,50	17,50
5	0,25	1,75	12	0,66	4,62	19	1,47	10,29	26	2,68	18,76
6	0,30	2,10	13	0,74	5,18	20	1,60	11,20			
7	0,35	2,45	14	0,82	5,74	21	1,78	12,46			

Größe der Tafeln: $0,65/2,0$ m = 1,3 qm; $0,8/2,0$ m = 1,6 qm; $1,0/2,0$ m = 2,0 qm.

*) Spezifisches Gewicht des Zinks = 7,0.

Tabelle 26.

Zinkwellenbleche der Schlesischen Aktiengesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Bezeichnung	Profile			Format der Wellblechtafeln				Gewicht von 1 qm bis 1 mm Dicke etwa kg
				wenn die Tafel der Länge nach gewellt		wenn die Tafel der Breite nach gewellt		
	h mm	b mm	δ mm	Breite etwa m	Länge m	Breite m	Länge m	
A	112	55	0,5—1,02	1,18	3,00	1,60	2,05	10,50
				0,92	3,00	1,30	2,05	
				0,69	2,00	1,00	1,37	
B	110	32	0,5—1,21	1,33	3,00	1,60	2,36	8,35
				1,08	3,00	1,30	2,36	
				0,81	2,00	1,00	1,63	
C	100	32	0,4—1,08	1,08	3,00	1,35	2,40	8,50
				0,80	2,00	1,00	1,60	
D	60	14	0,5—1,21	1,30	1,50	1,50	2,61	8,00
				1,12	1,50	1,30	2,61	
				0,87	1,50	1,00	1,72	
E	20	6	0,75—1,21	0,86	1,00	1,00	2,58	8,40
				—	—	1,00	1,72	

Tabelle 27. Seile und Ketten.

a) Hanfseile, Drahtseile, Ketten.

Dicke des Seiles oder Ketteneisens in mm	Tragkraft in kg			Dicke des Seiles oder Ketteneisens in mm	Tragkraft in kg		
	Hanfseile	Für runde Eisendrahtseile	Ketten ohne Stege		Hanfseile	Für runde Eisendrahtseile	Ketten ohne Stege
5	20	70	230	25	500	1100	5800
8	51	150	600	30	600	1500	8300
10	80	200	925	35	800	—	11500
12	115	275	1350	40	950	—	—
15	180	400	2100	50	1300	—	—
20	320	700	3700				

Diese Tafel gilt für bewegte Seile und Ketten; in ruhiger Inanspruchnahme verharrende Hanfseile können 1,8 mal mehr tragen.

Tabelle 30. Schrauben.

1	2	3	4	Mutter		1	2	3	4	5
Bolzen-Durchmesser d	Kern-Durchmesser d ₁	Gangtiefe t	Ganghöhe s	Großer Durchmesser D	Kleiner Durchmesser D ¹	Bolzen	4 eckiger Kopf	6 eckiger Kopf	Mutter	Unterlag-Scheibe für Eisen
10	7,6	1,2	1,9	22	19,1	0,61	0,016	0,013	0,016	0,006
12	9,4	1,3	2,0	26	21,7	0,88	0,026	0,023	0,027	0,009
14	11,2	1,4	2,1	29	25,1	1,20	0,048	0,037	0,043	0,013
16	13,0	1,5	2,3	32	27,7	1,57	0,067	0,058	0,058	0,020
18	14,8	1,6	2,4	36	31,2	1,99	0,090	0,078	0,082	0,029
20	16,6	1,7	2,6	39	33,7	2,45	0,124	0,107	0,105	0,040
22	18,4	1,8	2,8	42	36,4	2,77	0,159	0,138	0,131	0,053
24	20,2	1,9	2,9	46	39,8	3,53	0,204	0,177	0,173	0,069
26	22,0	2,0	3,1	49	42,4	4,14	0,255	0,221	0,201	0,088
28	23,8	2,1	3,2	53	45,9	4,81	0,322	0,289	0,270	0,110
30	25,6	2,2	3,4	56	48,5	5,52	0,385	0,332	0,311	0,135
32	27,4	2,3	3,6	59	51,1	6,28	0,456	0,395	0,363	0,164
34	29,2	2,4	3,7	63	54,6	7,09	0,554	0,480	0,442	0,197
36	31,0	2,5	3,9	66	57,2	7,94	0,643	0,557	0,508	0,233
38	32,8	2,6	4,0	70	60,6	8,85	0,762	0,660	0,569	0,274
40	34,6	2,7	4,2	73	63,2	9,81	0,873	0,756	0,688	0,320
42	36,4	2,8	4,4	76	65,8	10,81	0,992	0,859	0,775	0,370
44	38,2	2,9	4,5	80	69,3	11,87	1,154	1,000	0,904	0,426
46	40,0	3,0	4,7	83	71,9	12,97	1,298	1,124	1,009	0,487

Millimeter

kg/m

Kilogramm

Allgemein ist: $D = 5 + 1,7 d$; $D_1 = 0,866 D = 4 + 1,5 d$; $s = 1 + 0,08 d$; $t = 0,65 + 0,052 d$; $d = 1,12 d_1 + 1,45$; $d_1 = 0,896 d - 1,3$.
 Werte Millimeter.

Höhe des Bolzenkopfes $\geq 0,5 d$. Gewinde nach der Whitworth'schen Scala.

Tabelle 31. Gußeiserne Normal-Muffenrohre.

1	2	3	Gewicht von 1 m Rohr (spez. Gew. = 7,25)			1	2	3	Gewicht von 1 m Rohr (spez. Gew. = 7,25)		
Lichter Durchmesser D	Normale Wanddicke δ	Übliche Länge eines Rohres	ohne Muffe	mit Muffe	Berlegte Rohrleitung (abgerundet)	Lichter Durchmesser D	Normale Wanddicke δ	Übliche Länge eines Rohres	ohne Muffe	mit Muffe	Berlegte Rohrleitung (abgerundet)
mm	(für 6-7 Atmosph.) mm	m	kg/m	kg	kg	mm	(für 6-7 Atmosph.) mm	m	kg/m	kg	kg
40	8	2	8,75	10,09	10,45	400	14,5	4	136,89	146,68	151
50	8	2	10,75	12,14	12,60	425	14,5	4	145,15	155,46	159
60	8,5	2	13,26	15,21	15,82	450	15	4	158,87	170,10	175
70	8,5	3	15,20	16,65	17,00	475	15,5	4	173,17	185,41	190
80	9	3	18,24	19,94	20,50	500	16	4	188,04	201,66	208
90	9	3	20,29	22,19	22,80	550	16,5	4	212,90	228,49	235
100	9	3	22,34	24,41	25,20	600	17	4	238,90	256,69	264
125	9,5	3	29,10	31,65	32,60	650	18	4	273,86	294,64	304
150	10	3	36,44	39,74	41,10	700	19	4	311,15	335,66	346
175	10,5	3	44,36	48,26	50,00	750	20	4	350,76	378,58	390
200	11	3	52,86	57,66	59,60	800	21	4	392,69	425,00	439
225	11,5	3	61,95	67,57	70,0	900	22,5	4	472,76	512,80	518
250	12	4	71,61	76,51	78,6	1000	24	4	559,76	608,76	630
275	12,5	4	81,85	87,48	89,8	1100	26	4	666,81	727,75	754
300	13	4	92,68	99,13	102	1200	28	4	783,15	856,78	891
325	13,5	4	104,08	111,29	114						
350	14	4	116,07	124,13	127						
375	14	4	124,04	132,61	136						

Die Röhren sind für einen inneren Betriebsdruck von 10 Atmosphären und einen größten Probedruck von 20 Atmosphären berechnet. Bei geringerem Druck sind entsprechend geringere Wandstärken zulässig. Hierbei ist das Maß des äußeren Durchmessers $D + 2 \delta$ als feststehend zu betrachten. Abweichungen des wirklichen Gewichtes vom rechnungsmäßigen sind bis zu 3% zu gestatten.

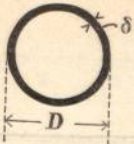


Tabelle 32. Schweißeiserne Röhren mit Schweißnaht.

1		2		3		4		5		6		1		2		3		4		5		6		
Äußerer Durchmesser D		Gewöhnliche Wandstärke δ		Gewicht für 1 m		Trägheitsmoment J		Widerstandsmoment W		Äußerer Durchmesser D		Gewöhnliche Wandstärke δ		Gewicht für 1 m		Trägheitsmoment J		Widerstandsmoment W		Äußerer Durchmesser D		Gewöhnliche Wandstärke δ		
in engl. Zoll	in mm	in mm	in mm	in kg	in cm ⁴	in cm ³	in cm ⁴	in cm ³	in cm ³	in engl. Zoll	in mm	in mm	in mm	in kg	in cm ⁴	in cm ³	in cm ⁴	in cm ³	in cm ³	in cm ³	in engl. Zoll	in mm	in mm	in mm
1 1/2	38,1	2 1/4	1,97	4,1	2,2	5	127,0	4	12,03	283	44,6													
1 5/8	41,3	2 1/4	2,17	5,3	2,6	5 1/4	133,4	4	12,63	345	52													
1 3/4	44,4	2 1/4	2,32	6,5	2,9	5 1/2	139,7	4 1/2	14,90	450	64													
1 7/8	47,6	2 1/4	2,49	8,2	3,4	5 3/4	146,1	4 1/2	15,55	492	67													
2	50,8	2 1/2	2,97	11,1	4,4	6	152,4	4 1/2	16,20	559	73													
2 1/8	54,0	2 1/2	3,15	13,4	5,0	6 1/4	158,8	4 1/2	17,00	632	80													
2 1/4	57,1	2 3/4	3,65	17,4	6,1	6 1/2	165,1	4 1/2	17,65	724	89													
2 3/8	60,3	3	4,20	22,3	7,4	6 3/4	171,5	4 1/2	18,30	822	96													
2 1/2	63,5	3	4,45	26,2	8,3	7	177,8	4 1/2	19,10	942	106													
2 3/4	69,8	3	4,90	35,2	10,1	7 1/2	190,5	5 1/2	24,90	1380	145													
3	76,2	3	5,35	46,2	12,1	8	203,2	5 1/2	26,60	1690	168													
3 1/4	82,5	3 1/4	6,35	63,5	15,4	8 1/2	215,9	6 1/2	33,20	2330	216													
3 1/2	88,9	3 1/4	6,78	80,2	18,1	9	228,6	6 1/2	35,30	2760	246													
3 3/4	95,2	3 1/4	7,30	99,2	20,8	9 1/2	241,3	6 1/2	37,20	3300	274													
4	101,6	3 3/4	9,01	136	26,8	10	254,0	6 1/2	39,50	3850	303													
4 1/4	107,9	3 3/4	9,56	160	29,7	10 1/2	266,7	7	44,50	4830	363													
4 1/2	114,3	3 3/4	10,10	203	35,6	11	279,4	7 1/2	49,60	5880	420													
4 3/4	120,6	4	11,46	252	41,8	11 1/2	292,1	7 1/2	52,10	6850	470													
						12	304,8	7 1/2	54,70	7730	510													
						12 1/2	317,5	8	60,50	9320	590													

Zu Längen bis reichlich 5 m. — Röhren von abweichendem Durchmesser sind herstellbar.

Tabelle 33. Normalprofile für Bauhölzer

nach dem Ministerial-Erlasse vom 5. Juli 1898.

A. Kantbölzer.

Höhe	Breite	Fläche	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment	Höhe	Breite	Fläche	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment
cm	cm	qcm	(cm)	(cm)	cm	cm	qcm	(cm)	(cm)
8	8	64	341,3	85,3	22	16	352	14197	1291
10	8	80	666,6	133,3	18	18	396	15972	1452
	10	100	833,3	166,7	20	20	440	17747	1613
12	10	120	1440,0	240,0	24	18	432	20736	1728
	12	144	1728,0	288,0	20	20	480	23040	1920
14	10	140	2286,7	326,7	24	24	576	27648	2304
	12	168	2744,0	392,0	26	20	520	29293	2253
	14	196	3201,3	457,3	24	24	624	35152	2704
16	12	192	4096,0	512,0	26	26	676	38081	2929
	14	224	4778,6	597,3	28	22	616	40245	2875
	16	256	5461,3	682,7	26	26	728	47563	3397
18	14	252	6804,0	756,0	28	28	784	51221	3657
	16	288	7776,0	864,0	30	24	720	54000	3600
	18	324	8748,0	972,0		28	840	63000	4200
20	14	280	9333,3	933,3					
	16	320	10667	1067					
	18	360	12000	1200					
	20	440	13333	1333					

B. Schnittbölzer.

(Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten).

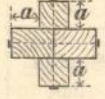
In Längen von 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 7,0 und 8,0 m.

In Stärken von 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 60; 70; 80; 90; 100; 120 und 150 mm.

Bekannte Bretter in Breiten von cm zu cm steigend.

34—39. Querschnittswerte hölzerner und eiserner Stützen.

Tabelle 34. Querschnittswerte für hölzerne Stützen.

Durch- messer d cm	Kreisquerschnitt			Seiten- länge a cm	Quadratischer Querschnitt					Zusammengesetzter Kreuzquerschnitt		
	F qcm	J cm ⁴	W cm ³		F qcm	J cm ⁴	W _y *) cm ³	W _d *) cm ³		a cm	F qcm	J dm ⁴
10	78,54	491	98	10	100	833	167	118	10	400	2,42**)	1610
11	95,03	719	131	11	121	1220	222	157	11	484	3,54	2140
12	113,10	1018	170	12	144	1728	288	204	12	576	5,01	2780
13	132,73	1402	216	13	169	2380	366	259	13	676	6,90	3540
14	153,94	1886	269	14	196	3201	457	323	14	784	9,28	4410
15	176,71	2485	331	15	225	4219	563	398	15	900	12,23	5440
16	201,06	3217	402	16	256	5461	683	483	16	1024	15,84	6600
17	226,98	4100	482	17	289	6960	819	579	17	1156	20,18	7900
18	254,47	5153	573	18	324	8748	972	687	18	1296	25,37	9400
19	283,53	6397	673	19	361	10860	1143	808	19	1444	31,49	11050
20	314,16	7854	785	20	400	13333	1333	943	20	1600	38,67	12900
21	346,36	9547	909	21	441	16207	1544	1091	21	1764	47,00	14900
22	380,13	11499	1045	22	484	19521	1775	1255	22	1936	56,61	17150
23	415,48	13737	1194	23	529	23320	2028	1434	23	2116	67,63	19600
24	452,39	16286	1357	24	576	27648	2304	1629	24	2304	80,18	22200
25	490,87	19175	1534	25	625	32552	2604	1841	25	2500	94,40	25200
26	530,93	22432	1726	26	676	38081	2929	2071	26	2704	110,43	28300
27	572,55	26087	1932	27	729	44287	3280	2319	27	2916	128,43	31700
28	615,75	30172	2155	28	784	51221	3659	2587	28	3136	148,54	35400
29	660,52	34719	2394	29	841	58940	4065	2874	29	3364	170,93	39300
30	706,86	39761	2651	30	900	67500	4500	3180	30	3600	195,75	43500

*) W_y = Widerstandsmoment für die auf a rechtwinklige Schwerachse.

W_d = " " diagonale Schwerachse.

***) In cm⁴ = 24200.

Tabelle 35. Querschnittswerte gußeiserner Hohlstützen.



D = äußerer Durchmesser in cm.

δ = Wandstärke in mm.

F = Querschnitt in qcm.

G = Gewicht für das Meter in kg (spez. Gewicht = 7,25 gerechnet).

J = Trägheitsmoment bezogen auf cm.

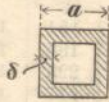
W = Widerstandsmoment bezogen auf cm.

1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
D	δ	F	G	J	W	D	δ	F	G	J	W	D	δ	F	G	J	W
cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³
10	1,0	28	20	290	58,0	12	1,0	35	25	527	87,9	14	1,0	41	30	868	124
	1,2	33	24	327	65,4		1,2	41	30	601	100		1,2	48	35	997	142
	1,4	38	28	359	71,8		1,4	47	34	666	111		1,4	55	40	1114	159
	1,6	42	30	385	77,0		1,6	52	38	724	120		1,6	62	45	1218	174
	1,8	46	33	408	81,6		1,8	58	42	774	129		1,8	69	50	1311	187
	2,0	50	36	427	85,4		2,0	63	46	817	136		2,0	75	54	1395	199
11	1,0	31	22	398	72,4	13	1,0	38	28	683	105	15	2,2	82	59	1470	210
	1,2	37	27	450	81,9		1,2	44	32	782	120		1,2	52	38	1248	166
	1,4	42	30	497	90,3		1,4	51	37	871	134		1,4	60	43	1398	186
	1,6	47	34	537	97,5		1,6	57	41	949	146		1,6	67	49	1534	205
	1,8	52	38	571	104		1,8	63	46	1019	157		1,8	75	54	1656	220
	2,0	57	41	601	109		2,0	69	50	1080	166		2,0	82	59	1766	235
						2,2	75	54	1134	175	2,2	88	64	1866	248		
												2,4	95	69	1955	260	

1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	
D	δ	F	G	J	W	D	δ	F	G	J	W	D	δ	F	G	J	W	
cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	
16	1,2	56	41	1538	192	23	1,4	95	69	5568	484	32	1,6	154	111	17799	1112	
	1,4	64	47	1727	215		1,6	108	78	6196	539		2,0	188	137	21302	1335	
	1,6	72	53	1899	237		1,8	120	87	6781	590		2,4	223	162	24558	1535	
	1,8	80	58	2056	257		2,0	132	96	7741	638		2,8	257	186	27580	1724	
	2,0	88	64	2199	275		2,2	144	104	7862	683		3,2	290	210	30390	1900	
	2,2	95	69	2328	291		2,4	155	113	8351	726		3,6	321	233	32905	2056	
	2,4	103	74	2445	306		2,6	167	121	8809	766		4,0	352	255	35186	2200	
17	1,2	58	42	1869	219	24	2,8	178	129	9238	803	34	1,6	163	118	21620	1272	
	1,4	67	50	2104	248		3,0	189	137	9637	837		2,0	201	146	25838	1520	
	1,6	77	56	2320	273		25	1,4	99	72	6370		531	2,4	239	173	29912	1760
	1,8	86	62	2517	296			1,6	113	82	7098		591	2,8	274	199	33665	1980
	2,0	94	68	2698	317			1,8	126	91	7785		648	3,2	310	225	37115	2183
	2,2	102	74	2863	337			2,0	138	100	8434		703	3,6	344	249	40277	2370
	2,4	110	80	3013	354			2,2	151	109	9049		754	4,0	377	273	43165	2540
18	1,2	63	46	2246	250	2,4		163	118	9624	802	36	1,6	173	125	25634	1424	
	1,4	73	53	2534	281	2,6		175	127	10158	846		2,0	214	155	30977	1721	
	1,6	82	60	2798	311	2,8	186	135	10664	889	2,4		253	184	35935	1996		
	1,8	92	67	3042	338	3,0	198	144	11133	928	2,8		292	212	40526	2251		
	2,0	101	73	3267	363	26	1,4	104	75	7253	582		3,2	330	239	44773	2487	
	2,2	110	80	3474	386		1,8	131	95	8880	710		3,6	366	266	48680	2704	
	2,5	122	89	3751	416		2,2	158	114	10334	827		4,0	402	291	52276	2904	
2,8	134	98	3992	443	2,6		183	133	11633	930	4,4	437	317	55582	3088			
19	1,2	67	49	2670	281		3,0	207	150	12778	1020	38	4,8	470	341	68558	3253	
	1,4	77	56	3017	317		3,4	231	167	13790	1100		1,6	183	133	30363	1598	
	1,6	87	63	3338	351		27	1,4	108	78	8211		632	2,0	226	164	36756	1934
	1,8	97	70	3636	382	1,8		137	99	10073	775		2,4	270	195	42718	2248	
	2,0	107	78	3912	411	2,2		164	119	11746	903		2,8	308	225	48262	2540	
	2,2	116	85	4168	438	2,6		191	139	13243	1020		3,2	346	254	53400	2810	
	2,5	130	94	4511	475	3,0		217	157	14577	1120		3,6	383	282	58183	3062	
2,8	143	104	4814	506	3,4	241		175	15691	1205	4,0	418	310	62609	3300			
20	1,4	82	59	3558	356	28		1,4	113	82	9250	685	40	4,4	453	337	66671	3509
	1,6	92	67	3944	394		1,8	143	103	11369	841	4,8		487	363	70439	3707	
	1,8	103	75	4303	430		2,2	171	124	13286	984	1,6		193	140	35641	1782	
	2,0	113	83	4637	464		2,6	199	145	15000	1110	2,0		239	173	43210	2160	
	2,2	123	90	4948	495		3,0	226	164	16539	1220	2,4		284	205	50306	2515	
	2,4	133	96	5237	524		3,4	252	183	17914	1320	2,8		336	237	56917	2845	
	2,6	142	103	5499	550		29	1,4	117	85	10475	747		3,2	370	268	63103	3155
2,8	151	110	5743	574	1,8	148		107	12774	912	3,6	412	299	68852	3442			
3,0	160	116	5968	597	2,2	178		129	14947	1068	4,0	452	328	74195	3709			
21	1,4	86	62	4161	396	2,6		207	150	16909	1207	4,4	492	357	79154	3958		
	1,6	98	71	4619	440	3,0		236	171	18674	1334	4,8	531	385	83744	4187		
	1,8	109	79	5047	480	3,4		263	191	20257	1448	22	1,4	91	66	4831	439	
	2,0	119	87	5448	518	30		1,4	121	88	11591		799	1,6	103	74	5367	488
	2,2	130	94	5819	553		1,8	154	112	14289	985		1,8	114	83	5873	534	
	2,4	140	102	6166	587		2,2	185	134	16743	1154		2,0	126	91	6346	577	
	2,6	150	109	6486	618		2,6	216	156	18970	1309		2,2	137	99	6784	616	
2,8	160	116	6786	646	3,0		245	178	20983	1447	2,4		148	107	7203	655		
3,0	170	123	7062	672	3,4		273	198	22798	1571	2,6		158	115	7610	692		
22	1,4	91	66	4831	439		31	1,6	143	104	14439	963	2,8	169	123	7954	723	
	1,6	103	74	5367	488	2,0		176	128	17330	1155	3,0	179	130	8282	753		
	1,8	114	83	5873	534	2,4		208	151	19966	1331	32	1,6	154	111	17799	1112	
	2,0	126	91	6346	577	2,8		239	174	22363	1491		2,0	188	137	21302	1335	
	2,2	137	99	6784	616	3,2		269	195	24535	1635		2,4	223	162	24558	1535	
	2,4	148	107	7203	655	3,6		299	217	26479	1765		2,8	257	186	27580	1724	
	2,6	158	115	7610	692	4,0		327	237	28262	1884		3,2	290	210	30390	1900	
2,8	169	123	7954	723	33	1,6	154	111	17799	1112	3,6		321	233	32905	2056		
3,0	179	130	8282	753		2,0	188	137	21302	1335	4,0		352	255	35186	2200		

Die Gewichte der Spalte 4 gelten für Gußeisen.

Tabelle 36. Querschnittswerte für quadratische gußeiserne Hohlprofile.



a = Äußere Seitenlänge in cm.

δ = Wandstärke in cm.

F = Querschnittsfläche in cm².

G = Gewicht in kg für das m (spez. Gewicht = 7,25).

J = Trägheitsmoment (cm⁴).

W_x = Widerstandsmoment für die zur Seite parallele Schwerachse*) (cm³).

1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	
a	δ	F	G	J	W _x	a	δ	F	G	J	W _x	a	δ	F	G	J	W _x	
10	1,0	36	26	492	98,4	17	2,0	120	87	4580	539	28	1,8	194	137	21675	1550	
	1,2	42	31	555	111		2,2	130	94	4851	571		2,2	227	165	25363	1810	
	1,4	48	35	609	122		2,4	140	102	5031	592		2,6	264	192	28686	2050	
	1,6	53	39	656	131		3,0	300	218	51692	2260		3,4	325	243	34379	2450	
11	1,0	40	29	673	122	18	1,4	93	67	4300	477	30	2,0	224	162	29419	1960	
	1,2	47	34	764	139		1,6	105	76	4751	528		2,4	265	192	33894	2260	
	1,4	54	39	843	153		1,8	117	85	5165	577		2,8	305	221	37962	2530	
	1,6	60	44	911	165		2,0	128	93	5547	615		3,2	343	249	41650	2770	
	1,8	66	48	970	176		2,2	139	101	5897	654		3,6	380	276	44982	3000	
12	1,0	44	32	895	149	19	2,4	150	109	6219	691	32	4,0	416	302	47980	3200	
	1,2	52	38	1020	170		1,4	99	72	5120	538		34	2,0	240	174	36160	2260
	1,4	59	43	1131	188		1,6	111	81	5666	596			2,4	284	206	41767	2610
	1,6	67	48	1228	204		1,8	124	90	6173	650			2,8	327	237	46904	2806
	1,8	73	53	1313	219		2,0	136	99	6641	699			3,2	369	267	51560	3222
	2,0	80	58	1387	271		2,2	148	107	7074	745			3,6	414	297	55863	3491
13	1,2	57	41	1328	204	20	2,4	160	116	7472	786	36		4,0	448	325	59816	3676
	1,4	65	47	1478	227		1,4	104	76	6040	604		38	2,0	256	186	43861	2580
	1,6	73	53	1611	248		1,6	118	85	6695	669			2,4	303	220	50779	2986
	1,8	81	58	1729	266		1,8	131	95	7305	730			2,8	349	253	57149	3362
	2,0	88	64	1833	282		2,0	144	104	7872	787			3,2	394	286	63004	3706
	14	1,2	61	45	1692		242	22	2,2	157	114			8398	840	40	3,6	438
1,4		71	51	1890	270	2,4	169		123	8886	889	4,0		480	348		73280	4310
1,6		79	58	2066	295	2,6	181		131	9335	933	42	2,2	297	216		56872	3160
1,8		88	64	2226	318	2,8	193		140	9750	975		2,6	347	252		64975	3610
2,0		96	70	2368	338	2,0	160		116	10773	977		3,0	396	287		72468	4026
15		1,2	66	48	2118	282	24		2,2	174	126		11526	1050	44		3,4	443
	1,4	76	55	2373	316	2,4		188	136	12223	1110		3,8	489		355	85756	4764
	1,6	86	62	2603	347	2,6		202	146	12892	1172		4,2	534		387	91611	5090
	1,8	95	69	2811	374	2,8		214	156	13493	1220	4,6	578	419		96981	5388	
	2,0	104	75	2999	400	3,0		228	165	14060	1270	46	2,4	342		248	72516	3806
	2,2	113	82	3165	422	1,6		143	104	12050	1000		2,8	394		286	81924	4312
2,4	122	88	3317	441	1,8	160	116	13226	1102	3,2	445		323	90666	4772			
16	1,2	71	52	2610	314	26	2,0	176	128	14318	1190		48	3,6	495	359	98768	5200
	1,4	82	59	2933	366		2,2	192	139	15339	1270			4,0	544	394	106261	5592
	1,6	92	67	3224	403		2,4	207	150	16325	1360			4,4	591	429	113179	5956
	1,8	102	74	3491	436		2,6	223	161	17238	1430	4,8		637	462	119549	6292	
	2,0	112	81	3733	466		2,8	237	172	18096	1500	50		2,4	361	262	85402	4270
	2,2	121	88	3952	493		3,0	252	183	18900	1570			2,8	417	302	96637	4832
2,4	131	95	4150	518	1,8	174	126	17100	1310	3,2	471		342	107120	5356			
17	1,4	87	63	3580	421	28	2,2	209	152	19854	1520		52	3,6	524	380	116852	5841
	1,6	99	72	3938	463		2,6	243	177	22483	1730			4,0	576	418	125952	6298
	1,8	109	79	4273	502		3,0	276	200	24831	1910			4,4	627	454	134380	6719
							3,4	307	223	26840	2060	4,8		676	490	142163	7108	

*) Das kleinste Widerstandsmoment für die diagonale Schwerachse erhält man aus: W_d = 0,707 W_x.

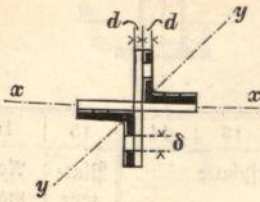


Tabelle 37. Querschnittswerte Schweißeiserner Stützen.

Kreuzförmiger Querschnitt aus 4 (2) zusammengewinkelten Winkelbleichen.
Stärke des Zwischenraumes und der Futterbleche = d.



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Normalprofil Nr.	Mittlere Schenkelfstärke	Nietstärke	Zwei Winkelbleichen mit verbindendem Gitterwerk				Vier Winkelbleichen mit verbindendem Gitterwerk				Vier Winkelbleichen mit vollen Futterblechen in Stärke d				Normalprofil Nr.		
	d	δ	Fläche F	Gewicht G*)	Trägheitsmoment J _x	Trägheitsmoment J _y	Widerstandsmoment W _x	Widerstandsmoment W _y	Fläche F	Gewicht G*)	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W	Fläche F	Gewicht G		Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W
6	6	12	13,82	10,78	82	72	13	17	27,6	21,6	163	27	42,4	33,1	245	39	6
	8	16	18,06	14,08	106	92	17	22	36,1	28,2	213	34	55,9	43,6	316	49	
	10	20	22,14	17,26	128	110	20	26	44,3	34,5	256	40	69,3	54,0	375	57	
6 1/2	7	14	17,4	13,6	120	106	18	23	34,8	27,2	241	36	53,5	41,9	360	52	6 1/2
	9	18	22,0	17,2	151	131	22	28	44,0	34,4	303	45	68,2	53,2	448	64	
	11	20	26,4	20,6	186	154	26	33	52,8	41,2	372	52	82,6	64,4	558	79	
7	7	14	18,8	14,6	151	134	21	27	37,6	29,2	302	42	53,6	41,8	453	62	7
	9	18	23,8	18,6	191	166	26	33	47,6	37,2	382	52	73,6	57,4	567	76	
	11	20	28,6	22,2	236	195	30	39	57,2	44,4	472	60	89,2	69,6	694	92	
7 1/2	8	16	23,0	17,8	214	186	27	35	46,0	35,6	428	55	70,6	55,1	639	81	7 1/2
	10	20	28,2	22,0	259	226	33	43	56,4	44,0	518	66	87,4	68,2	769	96	
	12	20	33,4	26,0	326	260	40	49	66,8	52,0	652	80	104,2	81,3	959	118	
8	8	16	24,6	19,2	259	230	31	41	49,2	38,4	518	62	75,4	58,8	775	92	8
	10	20	30,2	23,6	319	278	38	49	60,4	47,2	637	76	93,4	72,8	946	111	
	12	20	35,8	27,8	398	322	46	57	71,6	55,6	796	92	111,4	86,9	1175	136	
9	9	18	31,0	24,2	414	368	44	58	62,0	48,4	828	88	95,2	72,7	1241	131	9
	11	20	37,4	29,2	514	436	54	68	74,8	58,4	1028	108	115,6	90,2	1528	160	
	13	20	43,6	34,0	636	500	66	79	87,2	68,0	1272	132	135,7	105,8	1878	195	
10	10	20	38,4	29,8	634	560	60	79	76,8	59,6	1268	120	117,8	91,9	1897	180	10
	12	20	45,4	35,4	786	656	74	93	90,8	70,8	1572	148	140,2	109,3	2342	222	
	14	20	52,4	40,8	950	744	89	105	104,8	81,6	1900	178	162,8	127,0	2814	262	
11	10	20	42,4	33,0	850	758	74	98	84,8	66,0	1700	148	129,8	101,2	2546	221	11
	12	20	50,2	39,2	1050	888	90	104	100,4	78,4	2100	180	154,6	120,6	3133	270	
	14	20	58,0	45,2	1258	1010	107	130	116,0	90,4	2516	214	179,4	139,9	3745	320	
12	11	20	50,8	39,6	1234	1082	98	128	101,6	79,2	2468	196	155,6	121,4	3696	294	12
	13	20	59,4	46,4	1502	1250	119	147	118,8	92,8	3004	238	182,9	142,6	4481	354	
	15	20	67,8	53,0	1782	1410	140	166	135,6	106,0	3564	280	209,8	163,6	5300	416	
cm	mm	mm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm

Die Trägheits- und Widerstandsmomente mit Ausnahme der Spalten 7 und 9 sind für den durch Nietlöcher von δ mm Durchmesser geschwächten Querschnitt berechnet, wobei die Nietlochmitte in der Mitte der nach Abzug des Steges verbleibenden freien Schenkellänge des Winkels angenommen und außerdem vorausgesetzt wurde, daß die Nietlöcher paarweise verjert angeordnet sind, so daß in keinem Querschnitt mehr als zwei Nietlöcher getroffen werden. Die Werte der Spalte 7 und 9 (J_y und W_y) gelten für den Querschnitt ohne Nietlochabzug. Spezifisches Gewicht = 7,8 (Schweißbleichen).

*) Ohne Gitterwerk.

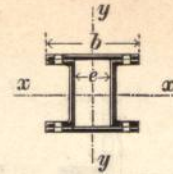
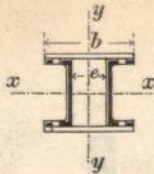


Tabelle 38. Querschnittswerte schweißeiserner Stützen.
Kastenförmiger Querschnitt aus zwei zusammengenieteten Γ -Eisen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Normals- profil Γ -Nr.	Zwei- schen- raum e	Zwei Γ -Eisen ohne Platte mit verbindendem Gitterwerk						Zwei Γ -Eisen mit einer Kopfplatte auf jeder Seite						Plat- ten- breite b	Normals- profil Γ -Nr.
		Fläche F ₀	Ge- wicht*) G ₀	Trägheitsmoment		Widerstands- moment		Fläche F ₁	Ge- wicht G ₁	Trägheitsmoment		Widerstands- moment			
				i _x	i _y	w _x	w _y			J _x	J _y	w _x	w _y		
16	0	48,0	37,4	1380	234	172,5	36	74,0	57,7	2682	502	298	77	13	
	3	48,0	37,4	1380	496	172,5	62	80,0	62,4	3116	978	336	122	16	
	5	48,0	37,4	1380	773	172,5	86	84,0	65,5	3405	1457	378	162	18	
	7	48,0	37,4	1380	1100	172,5	113	88,0	68,6	3694	2072	410	207	20	16
	9	48,0	37,4	1380	1563	172,5	142	92,0	71,8	3984	2825	442	257	22	
	11	48,0	37,4	1380	2080	172,5	173	96,0	74,9	4273	3736	475	311	24	
18	13	48,0	37,4	1380	2669	172,5	205	100,0	78,0	4563	4799	507	369	26	
	0	56,0	43,6	2279	326	253,2	46	84,0	65,5	4086	686	409	98	14	
	2	56,0	43,6	2279	528	253,2	66	88,0	68,6	4447	1050	445	131	16	
	4	56,0	43,6	2279	816	253,2	90	92,0	71,8	4808	1546	481	172	18	
	6	56,0	43,6	2279	1212	253,2	121	96,0	74,9	5170	2208	517	221	20	
	8	56,0	43,6	2279	1694	253,2	154	100,0	78,0	5531	3018	553	274	22	18
20	10	56,0	43,6	2279	2274	253,2	190	104,0	81,1	5892	4000	589	333	24	
	12	56,0	43,6	2279	2946	253,2	226	108,0	84,2	6254	5154	625	396	26	
	14	56,0	43,6	2279	3714	253,2	265	112,0	87,4	6615	6492	661	463	28	
	16	56,0	43,6	2279	4574	253,2	305	116,0	90,5	6976	8016	698	534	30	
	0	64,4	50,2	3004	408	300,4	54	94,4	73,6	5431	842	494	112	15	
	3	64,4	50,2	3004	826	300,4	92	100,4	78,3	6093	1556	554	173	18	
22	5	64,4	50,2	3004	1228	300,4	123	104,4	81,4	6534	2224	594	222	20	
	7	64,4	50,2	3004	1740	300,4	158	108,4	84,5	6975	3064	634	278	22	
	9	64,4	50,2	3004	2398	300,4	200	112,4	87,7	7417	4124	674	344	24	20
	11	64,4	50,2	3004	3108	300,4	239	116,4	90,8	7858	5316	714	409	26	
	13	64,4	50,2	3004	3956	300,4	282	120,4	93,9	8299	6734	754	481	28	
	15	64,4	50,2	3004	4880	300,4	325	124,4	97,0	8741	8322	794	555	30	
26	17	64,4	50,2	3004	5980	300,4	374	128,4	100,1	9183	9992	835	624	32	
	0	74,8	58,4	4302	576	391,1	72	106,8	83,3	7498	1130	625	142	16	
	2	74,8	58,4	4302	882	391,1	98	110,8	86,4	8030	1654	669	183	18	
	4	74,8	58,4	4302	1336	391,1	134	114,8	89,5	8563	2382	714	238	20	
	6	74,8	58,4	4302	1880	391,1	171	118,8	92,7	9095	3262	758	296	22	
	8	74,8	58,4	4302	2574	391,1	215	122,8	95,8	9628	4366	802	364	24	22
30	10	74,8	58,4	4302	3398	391,1	261	126,8	98,9	10161	5680	847	437	26	
	12	74,8	58,4	4302	4350	391,1	311	130,8	102,0	10693	7210	891	515	28	
	14	74,8	58,4	4302	5432	391,1	369	134,8	105,1	11226	8964	935	597	30	
	16	74,8	58,4	4302	6654	391,1	416	148,8	108,3	11759	10954	980	688	32	
	18	74,8	58,4	4302	7986	391,1	470	142,8	111,4	11292	13184	1024	775	34	
	0	96,6	75,4	7950	946	611,5	105	132,6	103,4	13055	1756	932	195	18	
30	2	96,6	75,4	7950	1386	611,5	139	136,6	106,5	13785	2478	984	248	20	
	4	96,6	75,4	7950	1996	611,5	181	140,6	109,7	14514	3432	1036	312	22	
	6	96,6	75,4	7950	2760	611,5	230	144,6	112,8	15243	4614	1089	384	24	
	8	96,6	75,4	7950	3732	611,5	287	148,6	115,9	15973	6084	1141	468	26	
	10	96,6	75,4	7950	4856	611,5	347	152,6	119,0	16792	7794	1200	557	28	26
	12	96,6	75,4	7950	6152	611,5	410	156,6	122,1	17431	9770	1245	651	30	
30	14	96,6	75,4	7950	7656	611,5	478	160,6	125,3	18161	12060	1297	754	32	
	16	96,6	75,4	7950	9252	611,5	544	164,6	128,4	18890	14452	1350	856	34	
	18	96,6	75,4	7950	11058	611,5	614	168,6	131,5	19619	17376	1401	965	36	
	20	96,6	75,4	7950	13038	611,5	686	172,6	134,6	20349	20502	1453	1079	38	
	0	117,6	91,6	13468	1462	898	146	157,6	122,9	21159	2554	1322	255	20	
	2	117,6	91,6	13468	2060	898	187	161,6	126,0	22120	3496	1383	318	22	
30	4	117,6	91,6	13468	2868	898	239	165,6	129,2	23081	4722	1442	394	24	
	6	117,6	91,6	13468	3886	898	299	169,6	132,3	24043	6238	1502	480	26	
	8	117,6	91,6	13468	5114	898	365	173,6	135,4	25004	8052	1563	575	28	
	10	117,6	91,6	13468	6552	898	436	177,6	138,5	25965	10170	1623	677	30	
	12	117,6	91,6	13468	8200	898	512	181,6	141,6	26927	12604	1683	788	32	30
	14	117,6	91,6	13468	10054	898	591	185,6	144,8	27888	15354	1743	903	34	
30	16	117,6	91,6	13468	12122	898	668	189,6	147,9	28849	18440	1803	1027	36	
	18	117,6	91,6	13468	14398	898	757	193,6	151,0	29811	21852	1863	1145	38	
	20	117,6	91,6	13468	16884	898	844	197,6	154,1	30772	25628	1923	1283	40	
	22	117,6	91,6	13468	19578	898	932	201,6	157,2	31733	29748	1983	1416	42	
	24	117,6	91,6	13468	22482	898	1022	205,6	160,3	32695	34230	2043	1556	44	

Die Trägheits- und Widerstandsmomente wurden für den durch vier in den Flanschen stehende, 2 cm weite Nietlöcher geschwächten Querschnitt berechnet. Hierbei wurde der Abstand der Nietlöcher vom Ende des Flansches bei Nr. 16 zu 3, Nr. 18 und 20 zu 3 1/2, Nr. 22 zu 4, Nr. 26 und 30 zu 4 1/2 cm angenommen.

*) Gewicht G₀ ohne Gitterwerk.

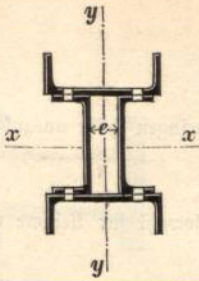


Tabelle 39. Querschnittswerte schweißeiserner Stützen.

I-förmiger Querschnitt aus vier zusammengesetzten C-Eisen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	1	2	3	4	5	6	7	8	9										
Innere C-Eisen Nor- mal- profil Nr.	Äußere C-Eisen Nor- mal- profil Nr.	Lichter Ab- stand der inner. C-Eisen e	Quer- schnitts- fläche F	Ge- wicht G	Trägheits- momente		Wider- stands- momente		Innere C-Eisen Nor- mal- profil Nr.	Äußere C-Eisen Nor- mal- profil Nr.	Lichter Ab- stand der inner. C-Eisen e	Quer- schnitts- fläche F	Ge- wicht G	Trägheits- momente		Wider- stands- momente											
					J _x	J _y	W _x	W _y						J _x	J _y	W _x	W _y										
16	16	0	96,0	74,8	5775	2011	398	251	20	20	0	128,8	100,4	11851	4121	677	412										
	18	0	104,0	81,0	6660	2864	444	318		20	20	5	128,8	100,4	11851	4763	677	476									
	20	0	112,4	87,6	7639	3973	493	397		435	20	22	0	139,2	108,6	13635	5673	757	516								
																				5	6715	610					
	22	0	122,8	95,8	8949	5526	559	502		560	20	26	11	161,6	125,6	17613	12032	922	926								
																				7	6157	560					
26	11	144,6	112,8	11804	11078	694	852	22	22	0	149,6	116,8	16768	5844	882	531	628										
30	13	165,6	129,0	15356	17921	853	1195											6	6907	628							
18	0	112,0	87,2	8619	2956	538	328											20	26	0	171,4	133,8	21119	10094	1056	776	953
20	0	120,4	93,8	9778	4065	590	407											443	20	30	12	192,4	150,0	26365	19602	1255	1306
22	0	130,8	102,0	11312	5618	665	511	571	26	26	0	193,2	150,8	29915	10430	1329	802										
																		8	12800	982							
26	10	152,6	114,0	14652	11342	814	871	30	30	10	214,2	167,0	36467	20186	1586	1346											
30	14	173,6	135,2	18646	18884	981	1259										10	235,2	183,2	49377	17272	1975	1151	1448			
			qcm	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³										

Die Trägheitsmomente und Widerstandsmomente wurden für den durch 2 cm weite Nietlöcher geschwächten Querschnitt berechnet. Hierbei liegen folgende Abstände der Nietlochmitten von dem Flanschenende zu Grunde:

Bei C Nr 16 = 3 cm, Nr. 18 u. 20 = 3 1/2 cm, Nr. 22 = 4 cm, Nr. 26 u. 30 = 4 1/2 cm.

40-44. Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Träger.

Erläuterung zu den Tabellen 40 bis 44.

Die einfache Trägerform besteht aus einem Steg, vier Winkelisen und 0 bis 3 Gurtplatten, die Kastenform aus zwei Stegen, vier Winkelisen und 0 bis 3 Gurtplatten.

Es bedeutet:

W₀' = Widerstandsmoment des Querschnittes ohne Gurtplatten mit Abzug der wagerechten Nietlöcher in den senkrechten Winkelschenkeln und dem Steg.

(Bei Tabelle 40 werden Steg und Winkel durch zwei C-Eisen ersetzt, hier ist also ein Nietlochabzug bei W₀' nicht gemacht.)

W₀ = Widerstandsmoment des Querschnittes ohne Gurtplatten mit Abzug der senkrechten Nietlöcher in den wagerechten Winkelschenkeln.

Maßgebend für die Berechnung ist bei dem einfachen Träger ohne Gurtplatten und bei dem Kastenträger mit verbindendem Gitterwerk der kleinere der beiden Werte W₀' oder W₀.

Ferner bedeutet:

W₁, W₂, W₃ = Widerstandsmomente bei 1, 2 und 3 Gurtplatten mit Abzug der senkrechten Nietlöcher in den wagerechten Winkelschenkeln und den Platten.

G₀, G₁, G₂, G₃ = Gewichte von 1 m Träger, je nachdem keine, oder 1 bis 3 Gurtplatten vorhanden sind, ohne Abzug der Nietlöcher.

Das spezifische Gewicht des Schweißeisens wurde hierbei = 7,8 angenommen. Für Flußeisen ist daher zu den Gewichten ein Zuschlag von rund 2/3% zu machen. Für Nietköpfe ist außerdem ein Zuschlag von etwa 2% zu rechnen.

(1000 Stück einfache Nietköpfe von 20 mm Schaftstärke wiegen etwa 50 kg.)

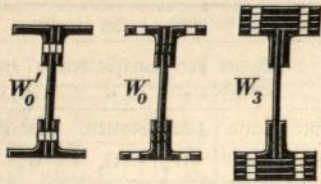


Tabelle 41.

Steg = 9 mm dick. Winkel = 65.65.9 mm.
 Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 18 mm.



Einfacher Träger

Rafenträger

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Steg- höhe h_0	Steg und vier Winkel			Breite der Gurtplatten 14 cm, Stärke 1 cm				Zuschläge oder Abzüge für jedes cm größere oder kleinere Breite der Gurtplatten bei				Zwei Stege und vier Winkel			Breite der Gurtplatten 25 cm, Stärke 1 cm				Steg- höhe h_0	
	ohne Platte			eine Platte		zwei Platten		einer Platte		zwei Platten		ohne Platte			eine Platte		zwei Platten			
	W_0'	W_0	G_0	W_1	G_1	W_2	G_2	w_1	g_1	w_2	g_2	W_0'	W_0	G_0	W_1	G_1	W_2	G_2		
20	320	300	48,0	481	69,9	671	91,7	20,06	1,56	40,45	3,12	368	360	62,0	756	101,0	1166	140,0	20	
22	365	346	49,4	547	71,3	755	93,1	22,06	1,56	44,41	3,12	422	418	64,8	858	103,8	1304	142,8	22	
24	411	395	50,8	615	72,7	841	94,5	24,05	1,56	48,38	3,12	478	482	67,6	962	106,6	1445	145,6	24	
26	458	445	52,2	684	74,1	930	95,9	26,05	1,56	52,36	3,12	538	546	70,5	1068	109,4	1590	148,4	26	
28	507	496	53,6	755	75,5	1020	97,3	28,04	1,56	56,33	3,12	600	614	73,3	1175	112,2	1740	151,2	28	
30	558	549	55,0	827	76,9	1112	98,7	30,04	1,56	60,31	3,12	664	684	76,1	1284	115,0	1894	154,0	30	
32	609	603	56,4	901	78,3	1206	100,1	32,04	1,56	64,30	3,12	732	756	79,0	1395	118,8	2050	156,8	32	
34	662	659	57,8	976	79,7	1301	101,6	34,04	1,56	68,28	3,12	802	832	81,8	1509	120,6	2208	159,6	34	
36	716	716	59,2	1052	81,1	1397	103,0	36,03	1,56	72,27	3,12	874	910	84,6	1627	123,4	2368	162,4	36	
38	772	774	60,7	1131	82,5	1494	104,4	38,03	1,56	76,25	3,12	948	990	87,4	1751	126,2	2530	165,2	38	
40	828	834	62,1	1210	83,9	1593	105,8	40,03	1,56	80,24	3,12	1026	1074	90,2	1880	129,1	2693	168,0	40	
42	886	895	63,5	1290	85,3	1694	107,2	42,03	1,56	84,23	3,12	1104	1160	93,0	2006	131,9	2860	170,9	42	
44	946	957	64,9	1372	86,7	1796	108,6	44,03	1,56	88,22	3,12	1186	1248	95,8	2135	134,7	3030	173,7	44	
46	1006	1020	66,3	1456	88,1	1899	110,0	46,03	1,56	92,21	3,12	1270	1338	98,6	2267	137,5	3202	176,5	46	
48	1068	1085	67,7	1541	89,5	2003	111,4	48,03	1,56	96,20	3,12	1358	1430	101,5	2401	140,3	3378	179,3	48	
50	1131	1151	69,1	1627	90,9	2108	112,8	50,03	1,56	100,20	3,12	1446	1526	104,3	2538	143,1	3557	182,1	50	
52	1195	1218	70,5	1714	92,3	2214	114,2	52,02	1,56	104,19	3,12	1538	1624	107,1	2678	145,9	3739	184,9	52	
54	1260	1286	71,9	1803	93,7	2321	115,6	54,02	1,56	108,18	3,12	1632	1724	109,9	2820	148,7	3922	187,7	54	
56	1327	1356	73,3	1893	95,1	2431	117,0	56,02	1,56	112,18	3,12	1728	1826	112,7	2965	151,5	4108	190,5	56	
58	1395	1427	74,7	1984	96,5	2542	118,4	58,02	1,56	116,17	3,12	1828	1932	115,5	3111	154,3	4295	193,3	58	
60	1464	1499	76,1	2075	97,9	2655	119,8	60,02	1,56	120,17	3,12	1928	2040	118,3	3258	157,1	4484	196,1	60	
cm	(cm ²)	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm ²	kg/m	cm

Zusatz: Tabellen.

Tabelle 42. Stegböhe = 10 mm. Winkel = 80 . 80 . 10 mm. Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Netzfärke = 20 mm.

Einfa cher Träger

R a f e n t r ä g e r

Steghöhe h ₀	Einfa cher Träger									R a f e n t r ä g e r																Steghöhe h ₀
	Ein Steg und vier Winkel			Breite der Gurtplatten 17 cm Stärke " " 1 "						Zuschläge od. Abzüge für jedes cm größ. od. kleinere Breite der Gurtplatten						Zwei Stege und vier Winkel			Breite der Gurtplatten 27 cm Stärke " " 1 "							
	ohne Platte			eine Platte		zwei Platten		drei Platten		eine Platte		zwei Platten		drei Platten		ohne Platte			eine Platte		zwei Platten		drei Platten			
	W ₀ '	W ₀	G ₀	W ₁	G ₁	W ₂	G ₂	W ₃	G ₃	w ₁	g ₁	w ₂	g ₂	w ₃	g ₃	W ₀ '	W ₀	G ₀	W ₁	G ₁	W ₂	G ₂	W ₃	G ₃		
20	415	380	62,4	606	88,9	842	115,4	1090	142,0	20,06	1,56	40,45	3,12	61,38	4,68	468	447	78,0	868	120,1	1302	162,2	1755	204,4	20	
22	473	439	64,0	689	90,4	949	117,0	1220	143,6	22,06	1,56	44,41	3,12	67,28	4,68	536	520	81,1	983	123,2	1463	165,3	1958	207,5	22	
24	533	501	65,6	776	92,0	1059	118,6	1353	145,1	24,05	1,56	48,38	3,12	73,20	4,68	607	597	84,2	1104	126,3	1627	168,4	2164	210,6	24	
26	595	566	67,1	864	93,6	1171	120,1	1488	146,7	26,05	1,56	52,36	3,12	79,12	4,68	682	679	87,3	1229	129,4	1794	171,5	2373	213,7	26	
28	658	632	68,7	954	95,1	1285	121,7	1626	148,2	28,04	1,56	56,33	3,12	85,06	4,68	760	763	90,4	1357	122,5	1964	174,6	2585	216,8	28	
30	724	700	70,2	1047	96,7	1402	123,2	1766	149,8	30,04	1,56	60,31	3,12	91,00	4,68	842	850	93,5	1488	135,6	2137	177,7	2801	219,9	30	
32	790	770	71,8	1141	98,2	1520	124,8	1909	151,3	32,04	1,56	64,30	3,12	96,95	4,68	926	941	96,6	1622	138,7	2314	180,8	3020	223,0	32	
34	859	841	73,3	1237	99,8	1640	126,3	2053	152,9	34,04	1,56	68,28	3,12	102,90	4,68	1012	1034	99,7	1759	141,9	2494	183,9	3243	226,2	34	
36	929	914	74,9	1335	101,4	1762	127,9	2199	154,4	36,03	1,56	72,27	3,12	108,86	4,68	1101	1130	103,0	1899	145,1	2678	187,1	3470	229,4	36	
38	1000	989	76,4	1434	103,0	1886	129,4	2347	156,0	38,03	1,56	76,25	3,12	114,82	4,68	1193	1230	106,1	2042	148,2	2865	190,3	3701	232,5	38	
40	1073	1065	78,0	1535	104,6	2011	131,0	2496	157,6	40,03	1,56	80,24	3,12	120,78	4,68	1289	1332	109,2	2189	151,3	3055	193,4	3936	235,6	40	
42	1147	1143	79,6	1637	106,1	2138	132,6	2648	159,1	42,03	1,56	84,23	3,12	126,75	4,68	1387	1437	112,4	2339	154,5	3249	196,6	4173	238,7	42	
44	1223	1222	81,1	1741	107,7	2267	134,1	2801	160,7	44,03	1,56	88,22	3,12	132,72	4,68	1487	1545	115,5	2491	157,6	3446	199,7	4413	241,8	44	
46	1300	1303	82,7	1847	109,2	2397	135,7	2955	162,2	46,03	1,56	92,21	3,12	138,69	4,68	1590	1656	118,6	2646	160,7	3644	202,8	4655	244,9	46	
48	1379	1385	84,2	1954	110,8	2529	137,2	3112	163,8	48,03	1,56	96,20	3,12	144,67	4,68	1696	1769	121,7	2803	163,8	3846	205,9	4900	248,0	48	
50	1458	1468	85,8	2062	112,3	2662	138,8	3269	165,3	50,03	1,56	100,20	3,12	150,64	4,68	1804	1885	124,8	2963	166,9	4050	209,0	5147	251,1	50	
52	1540	1553	87,3	2172	113,9	2797	140,4	3429	166,9	52,02	1,56	104,19	3,12	156,62	4,68	1915	2004	127,9	3126	160,0	4258	212,1	5397	254,1	52	
54	1622	1640	88,9	2283	115,4	2933	142,0	3589	168,4	54,02	1,56	108,18	3,12	162,60	4,68	2029	2126	131,0	3292	173,1	4468	215,2	5651	257,3	54	
56	1707	1727	90,4	2396	117,0	3070	143,6	3752	170,0	56,02	1,56	112,18	3,12	168,58	4,68	2246	2250	134,1	3460	176,2	4681	218,3	5908	260,4	56	
58	1792	1816	90,0	2510	118,6	3209	145,1	3915	171,6	58,02	1,56	116,17	3,12	174,56	4,68	2266	2377	137,3	3632	179,3	4896	221,4	6168	263,5	58	
60	1879	1907	93,6	2626	120,1	3350	146,7	4081	173,1	60,02	1,56	120,17	3,12	180,55	4,68	2389	2507	140,5	3807	182,6	5114	224,6	6432	266,8	60	
62	1967	1999	95,1	2743	121,7	3492	148,2	4247	174,7	62,02	1,56	124,16	3,12	186,53	4,68	2514	2640	143,6	3985	185,7	5335	227,8	6698	269,9	62	
64	2057	2092	96,7	2861	123,2	3635	149,8	4416	176,2	64,02	1,56	128,16	3,12	192,51	4,68	2641	2775	146,7	4165	188,8	5560	230,9	6966	273,0	64	
66	2147	2187	98,2	2981	124,8	3780	151,3	4585	177,8	66,02	1,56	132,15	3,12	198,50	4,68	2771	2913	149,8	4347	191,9	5786	234,0	7237	276,1	66	
68	2240	2283	99,8	3102	126,3	3926	152,9	4756	179,3	68,02	1,56	136,15	3,12	204,49	4,68	2904	3054	152,9	4531	195,0	6016	237,1	7510	279,2	68	
70	2333	2380	101,4	3224	127,9	4074	154,4	4929	181,0	70,02	1,56	140,14	3,12	210,47	4,68	3040	3197	156,0	4718	198,1	6248	240,2	7786	282,3	70	
72	2428	2479	103,0	3348	129,4	4222	156,0	5102	182,6	72,02	1,56	144,14	3,12	216,46	4,68	3178	3343	159,1	4908	201,2	6483	243,3	8065	285,4	72	
74	2525	2579	104,6	3474	131,0	4373	157,6	5278	184,1	74,02	1,56	148,14	3,12	222,45	4,68	3320	3492	162,2	5101	204,3	6720	246,4	8346	288,5	74	
76	2622	2681	106,1	3600	132,6	4524	159,1	5454	185,7	76,02	1,56	152,13	3,12	228,44	4,68	3464	3644	165,3	5298	207,4	6960	249,5	8630	291,6	76	
78	2721	2784	107,7	3728	134,1	4678	160,7	5632	187,2	78,02	1,56	156,13	3,12	234,43	4,68	3610	3798	168,4	5497	210,5	7203	252,6	8918	294,7	78	
80	2822	2888	109,2	3858	135,7	4832	162,2	5812	188,8	80,02	1,56	160,13	3,12	240,42	4,68	3758	3955	171,5	5699	213,6	7449	255,7	9208	297,8	80	
82	2924	2993	110,8	3988	137,2	4988	163,8	5993	190,3	82,02	1,56	164,12	3,12	246,41	4,68	4011	4114	174,7	5903	216,8	7698	258,9	9501	301,0	82	
84	3027	3100	112,3	4121	138,8	5145	165,3	6175	191,9	84,02	1,56	168,12	3,12	252,40	4,68	4065	4276	177,8	6110	219,9	7950	262,0	9797	304,1	84	
86	3131	3209	113,9	4254	140,4	5304	166,9	6359	193,4	86,02	1,56	172,12	3,12	258,39	4,68	4222	4442	180,9	6320	223,1	8204	265,1	10095	307,3	86	
88	3237	3318	115,4	4389	142,0	5464	168,4	6544	195,0	88,01	1,56	176,11	3,12	264,38	4,68	4382	4609	184,1	6532	226,2	8460	268,3	10396	310,4	88	
90	3344	3429	117,0	4525	143,6	5625	170,0	6730	196,6	90,01	1,56	180,11	3,12	270,38	4,68	4544	4779	187,2	6746	229,3	8719	271,4	10700	313,5	90	
92	3452	3542	118,6	4662	145,1	5788	171,6	6918	198,1	92,01	1,56	184,11	3,12	276,37	4,68	4709	4953	190,3	6962	232,4	8981	274,5	11006	316,6	92	
94	3562	3655	110,1	4801	146,7	5952	173,1	7107	199,7	94,01	1,56	188,11	3,12	282,36	4,68	4877	5128	193,4	7182	235,5	9245	277,6	11315	319,7	94	
96	3673	3770	121,7	4942	148,2	6117	174,7	7297	201,2	96,01	1,56	192,11	3,12	288,35	4,68	5047	5306	196,6	7405	238,7	9512	280,8	11626	322,9	96	
98	3786	3887	123,2	5083	149,8	6284	176,2	7489	202,8	98,01	1,56	196,11	3,12	294,35	4,68	5221	5488	199,7	7631	241,8	9782	283,9	11940	326,0	98	
100	3900	4004	124,8	5226	151,3	6452	177,8	7682	204,3	100,01	1,56	200,10	3,12	300,34	4,68	5398	5671	202,8	7860	244,9	10056	287,0	12257	329,1	100	
110	4489	4613	132,6	5961	159,1	7313	185,7	8669	212,1	110,01	1,56	220,10	3,12	330,31	4,68	6316	6630	218,3	9042	260,4	11460	296,3	13884	338,4	110	
120	5111	5255	140,4	6729	166,9	8207	191,4	9689	219,9	120,01	1,56	240,09	3,12	360,29	4,68	7302	7655	234,0	10290	276,1	12931	304,1	15578	346,2	120	
130	5768	5931	148,2	7532	174,7	9135	201,2	10743	227,8	130,01	1,56	260,08	3,12	390,26	4,68	8356	8748	249,6	11606	290,7	14469	312,0	17338	354,1	130	
140	6457	6641	156,0	8367	182,6	10097	209,0	11831	235,6	140,01	1,56	280,08	3,12	420,25	4,68	9475	9908	265,3	12988	307,4	16074	319,8	19165	361,9	140	
cm	(cm ²)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	cm	

Anhang: Tabellen.

Tabelle 43.

Stegdicke = 10 mm. Winkel = 100 . 100 . 10 mm. Dicke der Gurtplatte = 10 mm. Nietstärke = 20 mm.

Einfacher Träger

Nastenträger

Steghöhe h ₀	Einfacher Träger										Nastenträger										Steghöhe h ₀																																																				
	1			2			3			4			5			6			7			8			9			10			11			12			13			14			15			16			17			18			19			20			21			22			23			24			
	Ein Steg und vier Winkel				Breite der Gurtplatten 21 cm Stärke „ „ 1 „						Zuschläge oder Abzüge für jedes cm größ. oder klein. Breite der Gurtplatten bei						Zwei Stege und vier Winkel					Breite der Gurtplatten 31 cm Höhe „ „ 1 „																																																			
	ohne Platte				eine Platte		zwei Platten		drei Platten		einer Platte		zwei Platten		drei Platten		ohne Platte					eine Platte		zwei Platten		drei Platten																																															
W ₀ '	W ₀	G ₀	W ₁	G ₁	W ₂	G ₂	W ₃	G ₃	w ₁	g ₁	w ₂	g ₂	w ₃	g ₃	W ₀ '	W ₀	G ₀	W ₁	G ₁	W ₂	G ₂	W ₃	G ₃	h ₀																																																	
50	1752	1742	98,2	2526	131,0	3317	163,8	4116	196,6	50,03	1,56	100,20	3,12	150,64	4,68	2105	2159	137,2	3427	185,7	4704	233,9	5995	282,2	50																																																
52	1848	1842	99,8	2658	132,6	3482	165,3	4313	198,1	52,02	1,56	104,19	3,12	156,62	4,68	2232	2293	140,3	3613	188,8	4942	237,0	6284	285,3	52																																																
54	1946	1944	101,4	2793	134,1	3649	166,9	4513	199,7	54,02	1,56	108,18	3,12	162,60	4,68	2361	2430	143,5	3802	191,9	5183	240,2	6577	288,5	54																																																
56	2046	2047	103,0	2928	135,7	3817	168,4	4714	201,2	56,02	1,56	112,18	3,12	168,58	4,68	2494	2570	146,7	3994	195,0	5427	243,3	6873	291,6	56																																																
58	2146	2151	104,6	3066	137,2	3987	170,0	4917	202,8	58,02	1,56	116,17	3,12	174,56	4,68	2628	2712	149,8	4188	198,1	5674	246,4	7171	294,7	58																																																
60	2249	2257	106,1	3204	138,8	4159	171,6	5121	204,4	60,02	1,56	120,17	3,12	180,55	4,68	2766	2857	152,9	4385	201,2	5923	249,5	7472	297,8	60																																																
62	2352	2364	107,7	3344	140,3	4331	173,1	5326	205,9	62,02	1,56	124,16	3,12	186,53	4,68	2906	3005	156,0	4585	204,4	6175	252,6	7776	301,0	62																																																
64	2457	2473	109,2	3486	142,0	4506	174,7	5533	207,5	64,02	1,56	128,16	3,12	192,51	4,68	3049	3156	159,1	4788	207,5	6430	255,7	8083	304,1	64																																																
66	2564	2583	110,8	3629	143,6	4682	176,2	5742	209,0	66,02	1,56	132,15	3,12	198,50	4,68	3195	3309	162,2	4994	210,6	6688	258,8	8393	307,2	66																																																
68	2671	2694	112,3	3774	145,1	4859	177,8	5952	210,6	68,02	1,56	136,15	3,12	204,49	4,68	3343	3465	165,3	5202	213,7	6949	262,1	8706	310,4	68																																																
70	2781	2807	113,9	3919	146,7	5038	179,3	6163	212,1	70,02	1,56	140,14	3,12	210,47	4,68	3495	3624	168,4	5413	216,8	7212	265,2	9021	313,5	70																																																
72	2891	2921	115,4	4067	148,2	5218	181,0	6376	213,7	72,02	1,56	144,14	3,12	216,46	4,68	3648	3785	171,5	5627	219,9	7478	268,3	9339	316,6	72																																																
74	3003	3037	117,0	4215	149,7	5400	182,6	6590	215,3	74,02	1,56	148,14	3,12	222,45	4,68	3804	3950	174,6	5844	223,1	7747	271,4	9660	319,7	74																																																
76	3116	3154	118,6	4365	151,3	5583	184,1	6806	216,8	76,02	1,56	152,13	3,12	228,44	4,68	3964	4117	177,7	6063	226,2	8018	274,5	9984	322,8	76																																																
78	3231	3272	120,1	4517	152,9	5767	185,7	7033	218,4	78,02	1,56	156,13	3,12	234,43	4,68	4126	4286	180,9	6285	229,3	8292	277,6	10310	325,9	78																																																
80	3347	3392	121,7	4670	154,4	5953	187,2	7242	219,9	80,02	1,56	160,13	3,12	240,42	4,68	4291	4459	184,0	6510	232,4	8569	280,7	10639	329,0	80																																																
82	3465	3513	123,2	4824	156,0	6140	188,8	7462	221,6	82,02	1,56	164,12	3,12	246,41	4,68	4459	4634	187,2	6737	235,5	8849	283,8	10971	332,1	82																																																
84	3583	3636	124,8	4980	157,6	6329	190,3	7684	223,1	84,02	1,56	168,12	3,12	252,40	4,68	4629	4812	190,3	6967	238,6	9132	286,9	11306	335,2	84																																																
86	3703	3760	126,3	5137	159,1	6519	191,9	7907	224,7	86,02	1,56	172,12	3,12	258,39	4,68	4802	4993	193,4	7200	241,7	9418	290,0	11644	338,4	86																																																
88	3825	3885	127,9	5295	160,7	6710	193,4	8131	226,2	88,01	1,56	176,11	3,12	264,38	4,68	4978	5176	196,6	7436	244,9	9707	293,2	11984	341,5	88																																																
90	3948	4012	129,4	5455	162,2	6903	195,0	8357	227,8	90,01	1,56	180,11	3,12	270,38	4,68	5156	5362	199,7	7675	248,0	9997	296,3	12327	344,6	90																																																
92	4072	4140	131,0	5616	163,8	7097	196,6	8584	229,4	92,01	1,56	184,11	3,12	276,37	4,68	5337	5551	202,8	7916	251,1	10290	299,4	12673	347,8	92																																																
94	4197	4269	132,6	5779	165,3	7293	198,1	8813	230,9	94,01	1,56	188,11	3,12	282,36	4,68	5520	5742	205,9	8160	254,2	10586	302,6	13022	350,9	94																																																
96	4324	4400	134,1	5942	166,9	7490	199,7	9043	232,5	96,01	1,56	192,11	3,12	288,35	4,68	5706	5936	209,0	8407	257,3	10885	305,7	13373	354,0	96																																																
98	4453	4532	135,7	6108	168,4	7688	201,2	9275	234,0	98,01	1,56	196,11	3,12	294,35	4,68	5895	6133	212,1	8657	260,4	11187	308,8	13727	357,1	98																																																
100	4582	4666	137,2	6274	170,0	7888	202,8	9508	235,6	100,01	1,56	200,10	3,12	300,34	4,68	6087	6333	215,2	8909	263,6	11492	311,9	14083	360,2	100																																																
110	5250	5353	145,1	7128	177,8	8907	210,6	10691	243,4	110,01	1,56	220,10	3,12	330,31	4,68	7085	7370	230,9	10212	279,2	13054	328,5	15906	376,8	110																																																
120	5952	6074	152,9	8015	185,7	9960	218,3	11910	251,1	120,01	1,56	240,09	3,12	360,29	4,68	8150	8474	246,5	11575	294,8	14683	343,2	17800	391,5	120																																																
130	6688	6829	160,7	8936	193,4	11047	226,2	13162	258,9	130,01	1,56	260,08	3,12	390,26	4,68	9278	9646	262,2	13010	310,5	16380	358,8	19757	407,1	130																																																
140	7457	7618	168,4	9891	201,2	12168	234,0	14449	266,8	140,01	1,56	280,08	3,12	420,25	4,68	10486	10885	277,6	14512	326,0	18144	374,3	21784	422,7	140																																																
cm	(cm ³)	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	(cm ³)	kg/m	cm																																																

Zusatz: Tabellen.

Tabelle 44.

Stegdickc = 10 mm. Winkel = 80. 120. 10 mm. *)

Dicke der Gurtplatten = 10 mm. Nietstärke = 20 mm.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Steg- höhe h ₀	Steg und vier Winkel			Breite der Gurtplatten 25 cm Dicke " " 1 "						Zuschläge und Abzüge für jedes cm größere oder kleinere Breite der Gurtplatten						Steg- höhe h ₀
	ohne Platte			eine Platte		zwei Platten		drei Platten		eine Platte		zwei Platten		drei Platten		
	W ₀ '	W ₀	G ₀	W ₁	G ₁	W ₂	G ₂	W ₃	G ₃	w ₁	g ₁	w ₂	g ₂	w ₃	g ₃	
20	560	524	74,9	897	113,9	1286	152,9	1692	191,9	20,06	1,56	40,45	3,12	61,38	4,68	20
22	634	600	76,4	1013	115,4	1441	154,4	1884	193,4	22,06	1,56	44,41	3,12	67,28	4,68	22
24	710	678	78,0	1131	117,0	1598	156,0	2079	195,0	24,05	1,56	48,38	3,12	73,20	4,68	24
26	787	758	79,6	1251	118,6	1757	157,6	2277	196,6	26,05	1,56	52,26	3,12	79,12	4,68	26
28	867	840	81,1	1373	120,1	1918	159,1	2478	198,1	28,04	1,56	56,33	3,12	85,06	4,68	28
30	948	924	82,7	1497	121,7	2081	160,7	2681	199,7	30,04	1,56	60,31	3,12	91,00	4,68	30
32	1031	1010	84,2	1623	123,2	2247	162,2	2886	201,2	32,04	1,56	64,30	3,12	96,95	4,68	32
34	1115	1098	85,8	1751	124,8	2415	163,8	3093	202,8	34,04	1,56	68,28	3,12	102,90	4,68	34
36	1201	1187	87,3	1881	126,3	2585	165,3	3302	204,3	36,03	1,56	72,27	3,12	108,86	4,68	36
38	1288	1277	88,9	2013	127,9	2757	166,9	3513	205,9	38,03	1,56	76,25	3,12	114,82	4,68	38
40	1377	1369	90,4	2145	129,4	2930	168,4	3726	207,4	40,03	1,56	80,24	3,12	120,78	4,68	40
42	1467	1463	92,0	2279	131,0	3104	170,0	3941	209,0	42,03	1,56	84,23	3,12	126,75	4,68	42
44	1559	1558	93,6	2415	132,6	3279	171,6	4158	210,6	44,03	1,56	88,22	3,12	132,72	4,68	44
46	1652	1655	95,1	2552	134,1	3456	173,1	4376	212,1	46,03	1,56	92,21	3,12	138,69	4,68	46
48	1747	1753	96,7	2691	135,7	3635	174,7	4596	213,7	48,03	1,56	96,20	3,12	144,67	4,68	48
50	1843	1852	98,2	2832	137,2	3815	176,2	4817	215,2	50,03	1,56	100,20	3,12	150,64	4,68	50
52	1940	1953	99,8	2974	138,8	3997	177,8	5040	216,8	52,02	1,56	104,19	3,12	156,62	4,68	52
54	2039	2056	101,4	3117	139,3	4181	180,3	5265	218,3	54,02	1,56	108,18	3,12	162,60	4,68	54
56	2139	2159	103,0	3261	142,0	4367	181,0	5491	219,9	56,02	1,56	112,18	3,12	168,58	4,68	56
58	2240	2265	104,6	3407	143,6	4556	182,6	5718	221,6	58,02	1,56	116,17	3,12	174,56	4,68	58
60	2343	2371	106,1	3554	145,1	4747	184,1	5946	223,1	60,02	1,56	120,17	3,12	180,55	4,68	60
cm	(cm ²)	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	(cm ²)	kg/m	cm

*) Die kurzen, 80 mm breiten Schenkel sind mit dem Steg vernietet.



Tafeln

311

Breymann, Baukonstruktionslehre.

Band III:

Die Konstruktionen in Eisen.

Sechste vermehrte und umgearbeitete Auflage

von

Otto Königer,

Königl. Preuß. Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor a. D.,

Mitinhaber der Firma Knoch & Kallmeyer, Technisches Bureau für Hoch- und Tiefbau zu Halle a. S.



Leipzig,

J. M. Gebhardt's Verlag.

1902.



Verzeichnis der Tafeln mit Angabe der zugehörigen Textseiten.

Die mit * bezeichneten Tafeln sind Doppeltafeln.

Tafel- Nr.	Dargestellter Gegenstand	Hierzu Text Seite	Tafel- Nr.	Dargestellter Gegenstand	Hierzu Text Seite
1	Schraubenverbindungen	49 - 50	28*	Bogenträger eines Hallendaches (Bahnhof Halle a. S.)	} 61, 78, 153, 164, 165, 225, 255, 257, 277, 303
2	desgl.	49 - 50, 261			
3	Trägeranschlüsse	47, 81			
4	Gußeiserne Säulen	56, 57, 81	29	Graphische Ermittlung der Spannungen im Bogenträger	153, 155, 156, 157
5	Stützen und Träger	57, 58	30*	Graphische Ermittlung der Spannungen im Bogenfachwerk	153, 163, 164
6	desgl.	57, 58			
7	desgl.	57, 58, 59, 80	31*	} Bahnsteighalle auf Bahnhof Alexanderplatz, Stadtbahn, Berlin	} 153, 165, 166, 264, 265, 280, 289, 304, 305
8	Gußeiserne Wandstützen	57, 58, 59	31a*		
9	Stützen und Träger	57, 58, 59			
10*	Schmiedeeisernes Kapital auf gußeisernem Säulenkopf	57	32*	Bahnsteighalle Schlesischer Bahnhof, Berlin	116, 153, 166, 167, 225, 277
11	Säulen von Straßenbrücken der Berliner Stadtbahn	57, 61, 63, 66	33*	desgl. Frankfurt a. M.	116, 153, 168, 265, 291, 305
12	Schmiedeeiserne Säulen	60, 80, 81	34*	Markthalle Hannover	153, 167
13	Schmiedeeiserne Stützen	61, 63, 73, 81	35*	Pariser Ausstellungsgebäude (1889)	153, 166
14	Schmiedeeiserne Pfeiler	} 62, 275, 302	36	Gelenke der Bogenträger	} 141, 164, 166, 167, 168, 304
15*	Dachkonstruktion des Industriegebäudes in der Beuthstraße zu Berlin				
16	Genietete Träger	59, 80, 170, 171	37	desgl.	
17	Graphische Darstellung der Biege- und Widerstandsmomente eines Unterzuges	95, 106, 108	38	Decken mit hölzerner Füllung	170 - 173, 197
18	Erkerträger	97, 98, 99, 109, 110, 203	39	Klappendecken	174, 175, 176
19*	Kastenträger	59, 61, 80, 84, 85	40	desgl.	175, 178, 184, 185, 190
20	Stoßverbindungen genieteter Träger	85, 86	41	desgl.	174, 176
21	Krag-Gelenkträger	116, 117	42	Decke mit Spiegelgewölbe aus Kalkmasse	174
22	Französisches Dach. Graphische Ermittlung der Fachwerkspannungen	133, 145, 163	43	Kleine'sche Decke	184, 185
23*	Englisches Dach. Graphische Ermittlung der Fachwerkspannungen	148, 163, 276	44	Koenen'sche Buntdecke	186, 187, 188
24*	Decke und Dach über einem Oberlichtsaal (Wartesaal Bahnhof Halle a. S.)	} 112, 134, 136, 137, 141, 170, 224, 235, 240 - 243, 266, 276, 302	45	Wellblechdecken	192, 193, 194
25*	desgl.				
26*	Decke über dem großen Sitzungssaal des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig (Entwurf)	} 136, 170, 266, 276, 302	46	Decken mit Buckelplatten und Belageisen	194
27*	Decke über dem Festsaal dajelbst (Entwurf)				
		136, 170, 276, 303	47	Eiserne Fachwände	199, 201 - 203, 252
			48	Erker	203
			49	Massive Treppe mit eisernen Trägern	206
			50*	Treppe der Leibniz-Realschule in Hannover	207
			51	Eiserne Treppen	214, 215
			52	Schmiedeeiserne Treppe	214, 215, 218 - 223
			53	Gusseiserne Wendeltreppe	216

Tafel-Nr.	Dargestellter Gegenstand	Hierzu Text Seite	Tafel-Nr.	Dargestellter Gegenstand	Hierzu Text Seite
54	Glasdeckungen	229–232, 234, 235, 238, 239	75*	Eisernes Dach der Marienkirche in Hannover	} 307
55	desgl.	229, 230, 232, 234, 235, 236, 238, 239, 257, 293	76*	desgl.	
56	desgl.	233, 234, 235	77*	desgl. Turndach	351, 352
57	desgl.	230, 232, 234, 236, 237, 238, 258, 293	78*	Kuppel der neuen Kirche zu Berlin	346
58	Sägeförmiges Oberlicht (zu Taf. 28)	232, 234, 238	79*	Alberthalle des Krystallpalastes in Leipzig	} 347, 348, 349
59	Traufanordnungen	229, 237, 283	80*	desgl.	
60	Oberlichter an Schuppendächern	226, 231, 239	81	Zirkus Kremsler in Berlin	349
61	Eindeckung mit Zinkblech	247, 248, 254, 256	82*	Eiserner Dachreiter	354–358
62	Weißblechdeckung	249, 250, 251, 253, 255, 256, 264, 265	83*	Kuppel des Reichstagsgebäudes in Berlin	360–362
63	desgl.	252–254, 264, 265	84*	Kuppel des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Halle a. S.	362, 363
64	desgl.	239, 254, 255, 264, 265	85*	Kuppel des Reichsgerichtsgebäudes zu Leipzig (Entwurf)	363
65	Dachrinnen	256, 257, 258, 259	86	Ausstellungsgebäude zu Berlin	363, 364
66	desgl.	255, 257, 258, 259	87	Geländer	365
67	Kultdachbinder	299, 300	88	Gußeisernes Fenster	367
68	Satteldachbinder	266, 273, 300	89	Schmiedeeisernes Fenster	} 368
69*	desgl.	264, 274, 276, 301	90	desgl.	
70	desgl.	264, 266, 274, 284, 301	91	Schmiedeeisernes Hausthor	368, 369
71	Halle über der Vorfahrt zu Bahnhof Alexanderplatz, Berlin	303	92	Eisernes Schuppenthor	} 369
72	Kragdächer	286, 287	93*	desgl.	
73*	Bahnsteighalle Dresden-Altstadt	264, 265, 306	94*	Schaufensteranlagen	371
74*	Eisernes Dach über dem Stadttheater zu Halle a. S.	306	95*	desgl.	372
			96	Glockenstuhl der Kirche zu Harjum	373

Schraubenverbindungen.

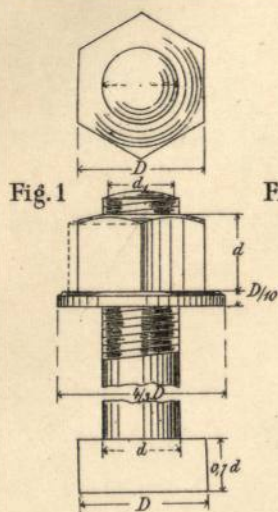


Fig. 1

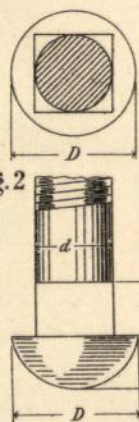


Fig. 2

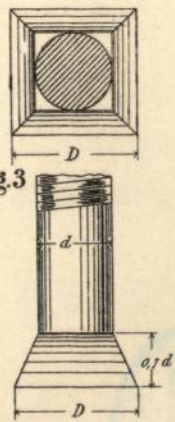


Fig. 3

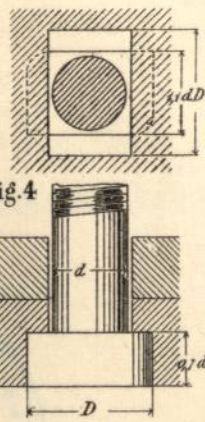


Fig. 4

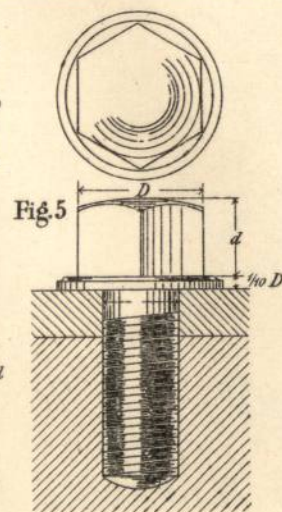


Fig. 5

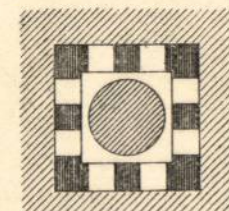


Fig. 6

Steinschraube

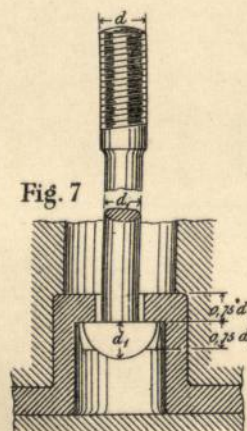
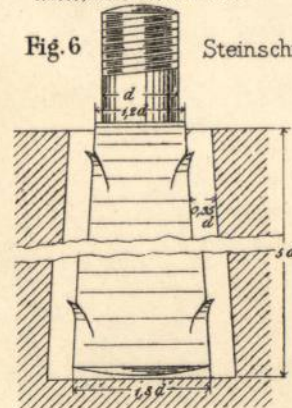


Fig. 7

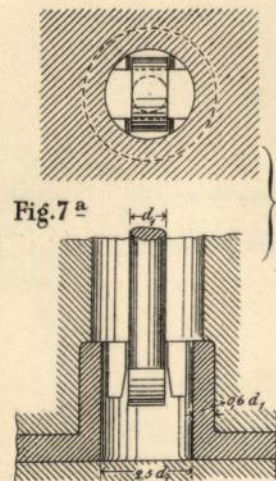


Fig. 7^a

Fundamentanker.

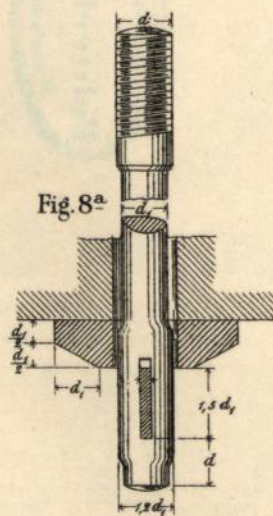


Fig. 8^a

Ankerschraube.

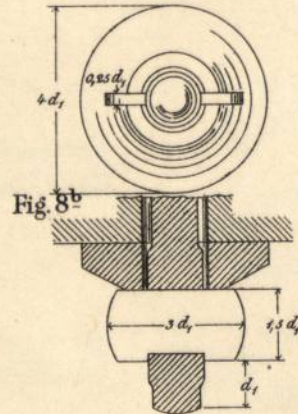


Fig. 8^b

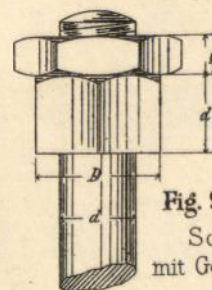


Fig. 9

Schraube mit Gegenmutter.



Schraubenverbindungen.

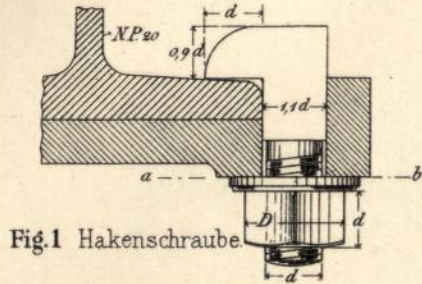


Fig. 1 Hakenschraube

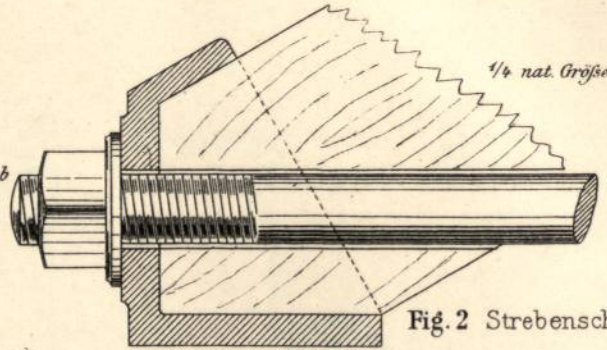
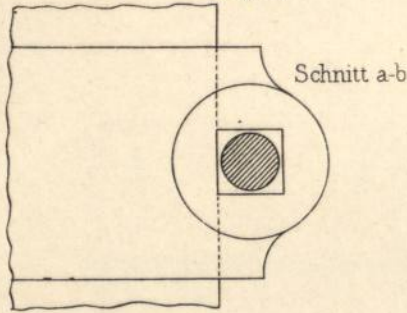


Fig. 2 Strebenschuh.



Schnitt a-b

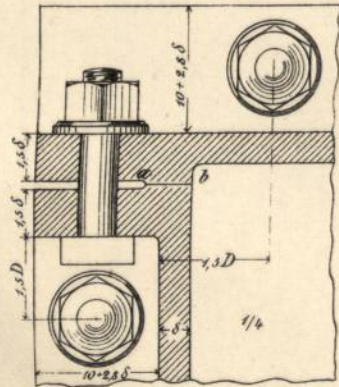


Fig. 4 Flanschverschraubung.

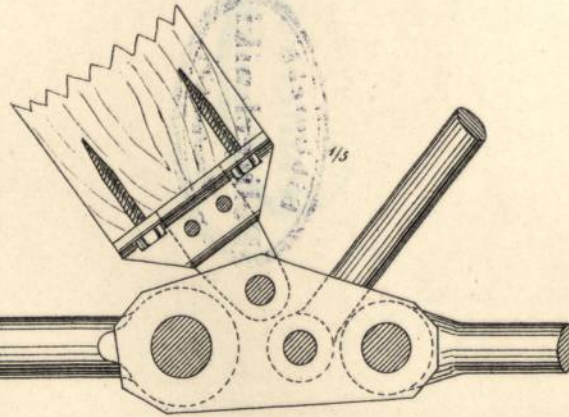


Fig. 5 Gelenkverbindung.

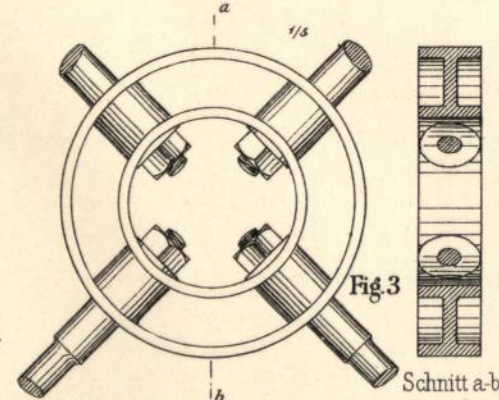
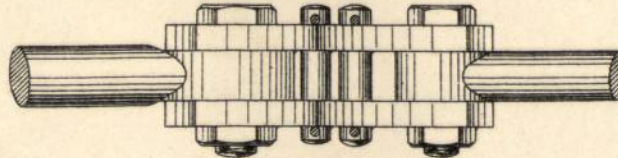


Fig. 3

Schnitt a-b

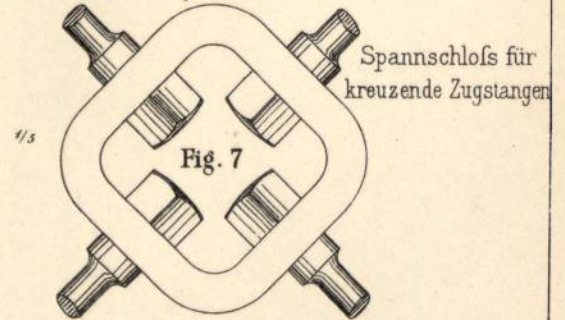


Fig. 7

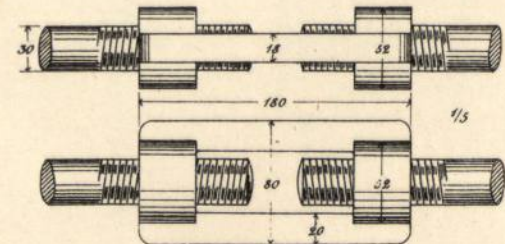
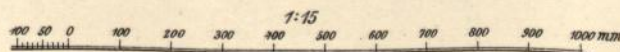
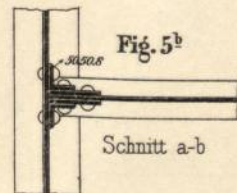
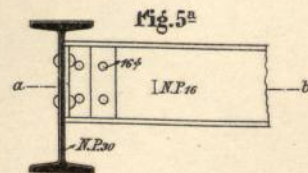
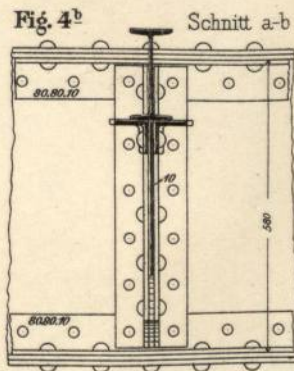
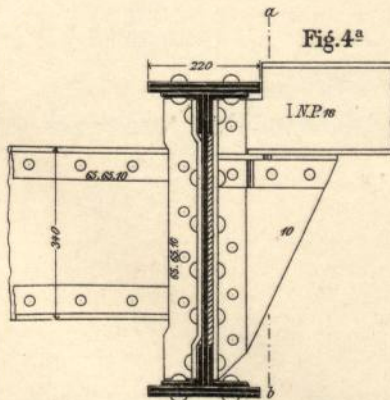
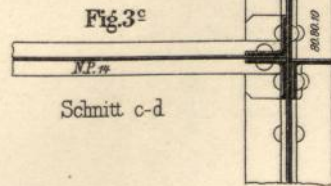
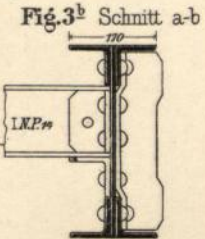
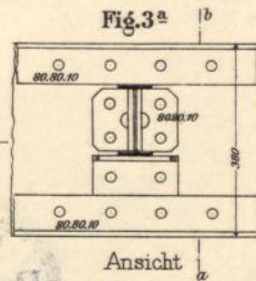
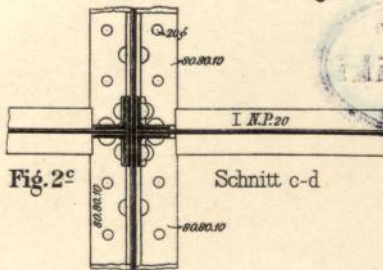
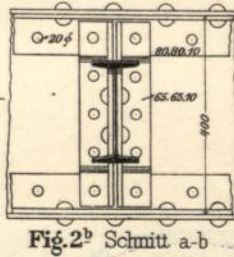
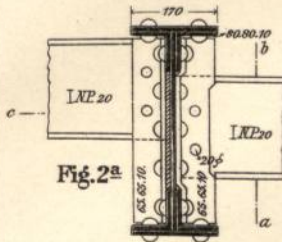
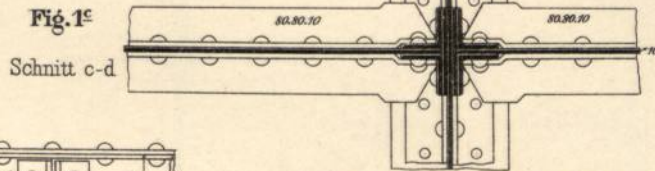
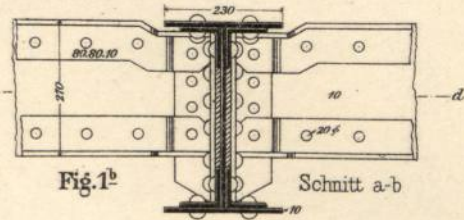
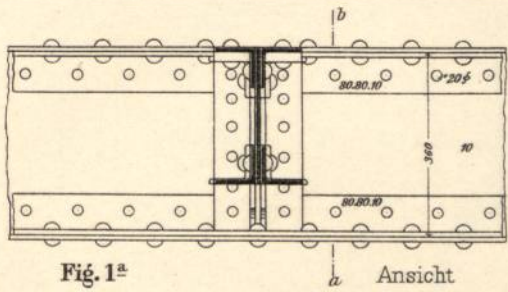


Fig. 6 Spannschloß für grade Zugstangen.



Trägeranschlüsse.





Gufseiserne Säulen.

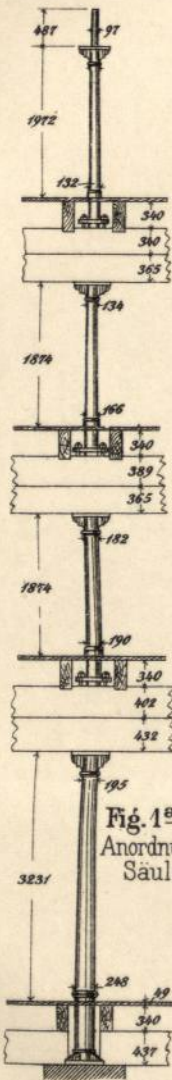


Fig. 1^a 1:100
Anordnung der Säulen.

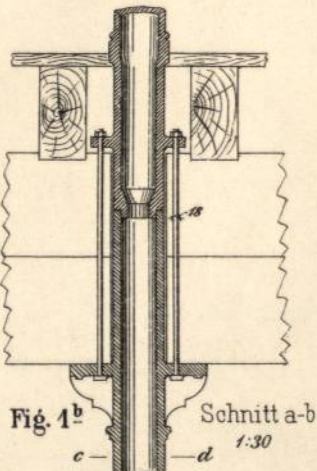


Fig. 1^b Schnitt a-b
1:30

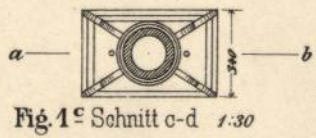


Fig. 1^c Schnitt c-d
1:30

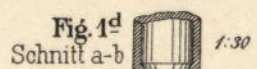


Fig. 1^d Schnitt a-b
1:30

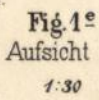


Fig. 1^e Aufsicht
1:30

Fig. 1 Steuerfreie Niederlage in Harburg

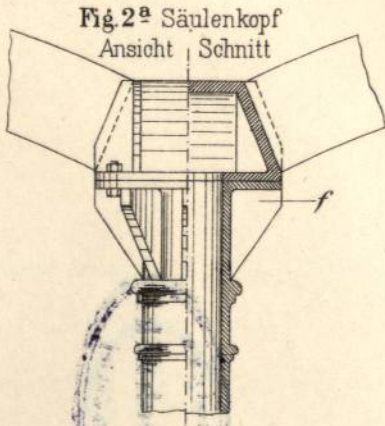


Fig. 2^a Säulenkopf
Ansicht Schnitt

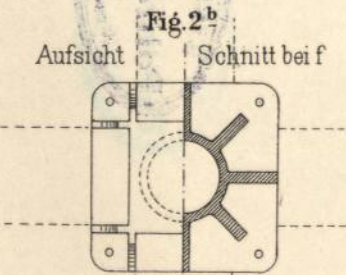


Fig. 2^b Säulenkopf unter Gurtbogen
Ansicht Schnitt bei f

Fig. 2 Säulenkopf unter Gurtbogen 1:30

Säulenfuß

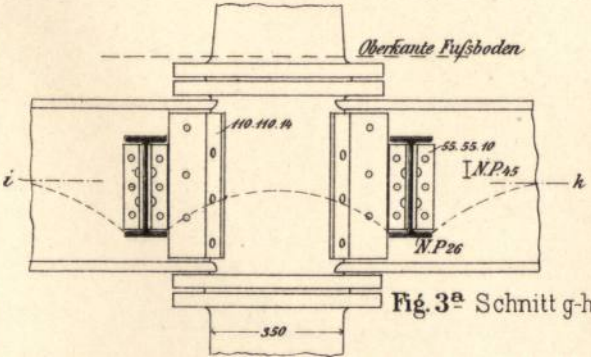
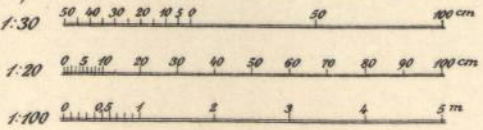


Fig. 3^a Schnitt g-h

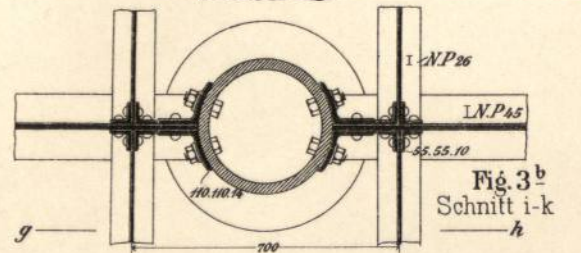


Fig. 3^b Schnitt i-k

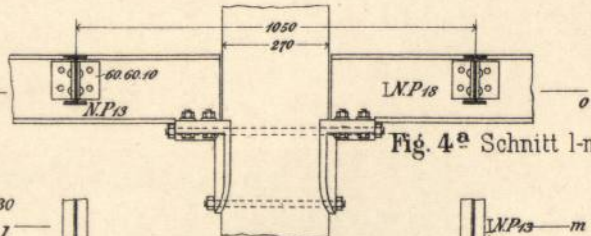


Fig. 4^a Schnitt l-m

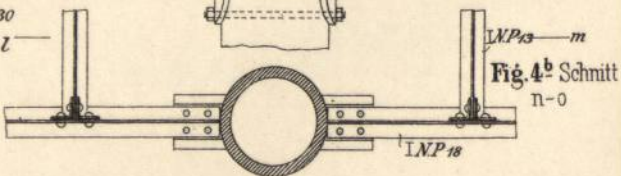


Fig. 4^b Schnitt n-o

Fig. 3u4 Säulen der Universitätsbibliothek in Halle a/S

1:20



Stützen u. Träger.

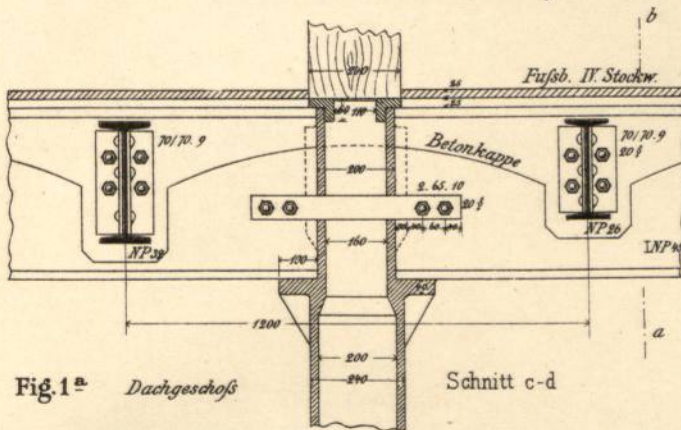


Fig. 1^a Dachgeschoss

Schnitt c-d

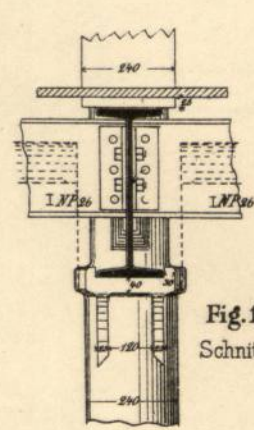


Fig. 1^b
Schnitt a-b

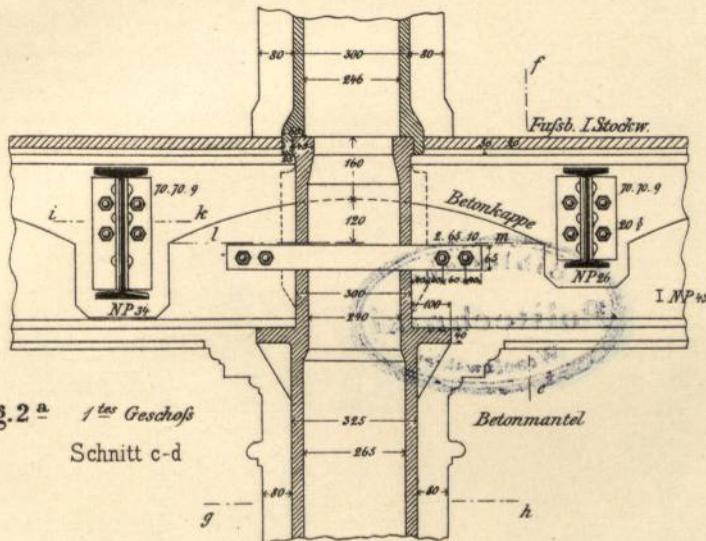


Fig. 2^a 1tes Geschoß
Schnitt c-d

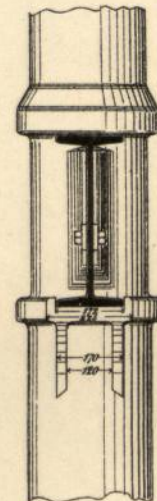


Fig. 2^b
Schnitt e-f

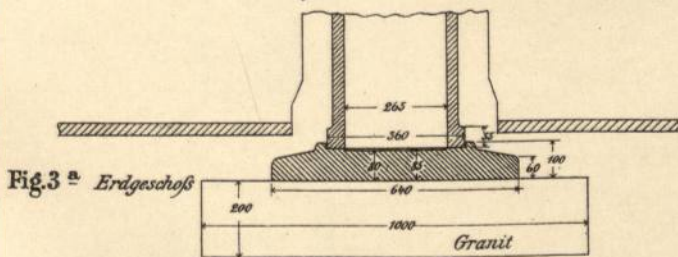


Fig. 3^a Erdgeschoss

Granit

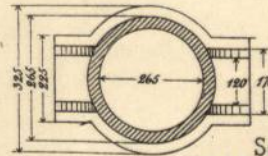


Fig. 2^c Schnitt g-h
(von unten gesehen)

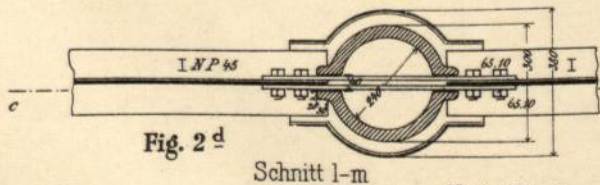


Fig. 2^d

Schnitt l-m

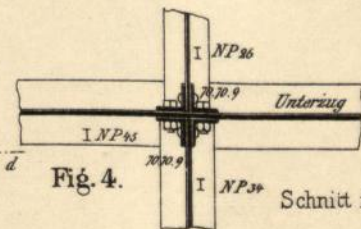
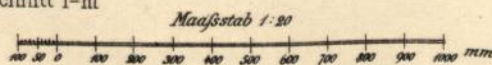


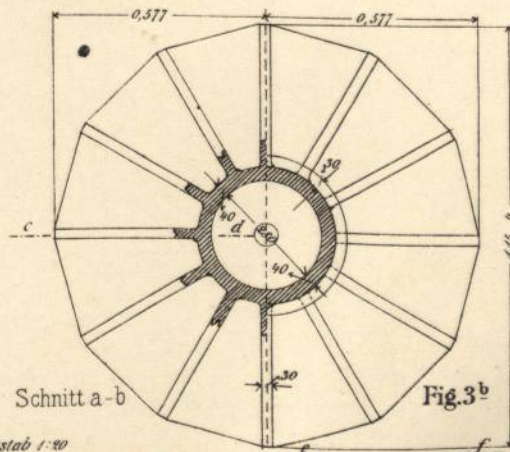
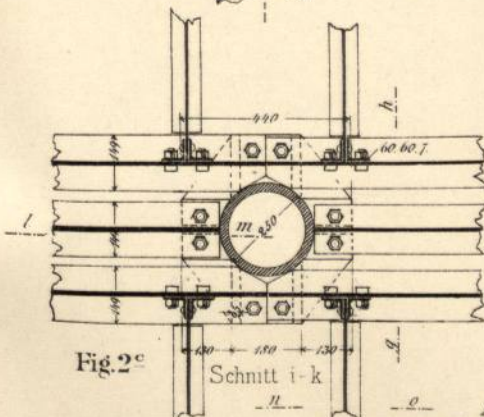
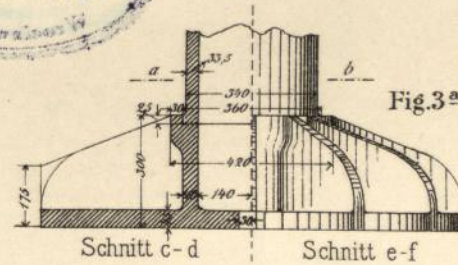
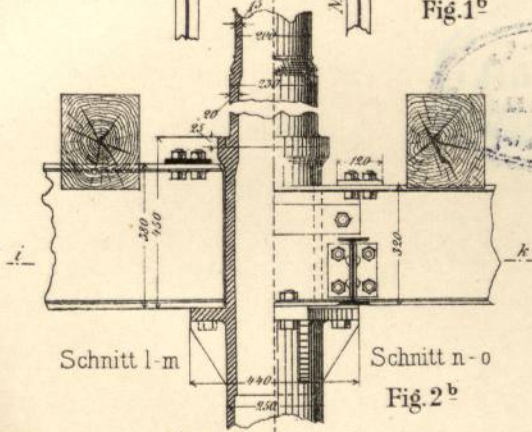
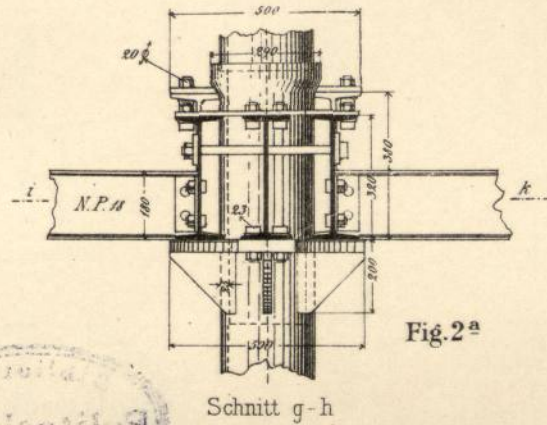
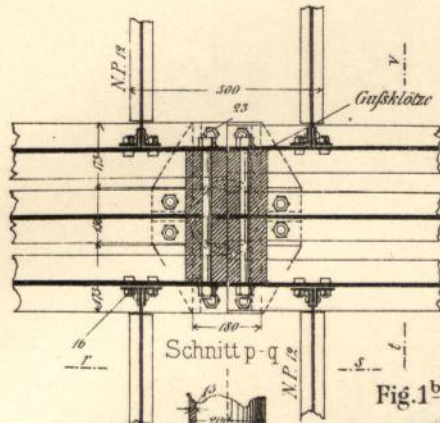
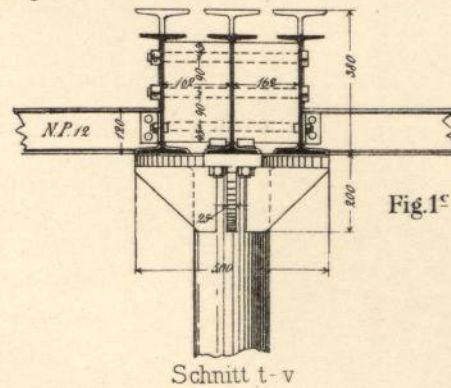
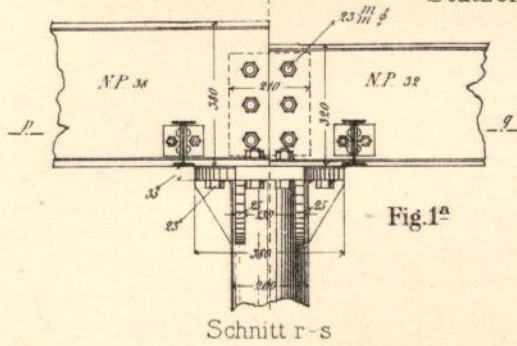
Fig. 4.

Schnitt d-e





Stützen u. Träger.



Maßstab 1:20
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 cm

R. Cramer Ing.

Gebäude am Werder'schen Markt in Berlin.

A. Messel, Architect.



Stützen u. Träger.

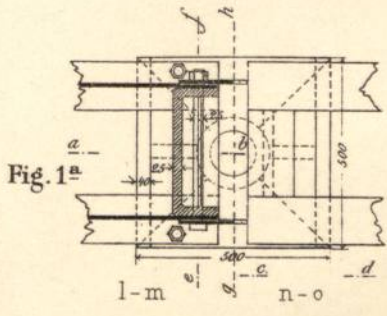


Fig. 1^a

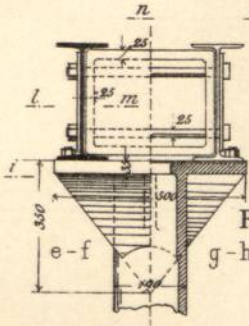


Fig. 1^b

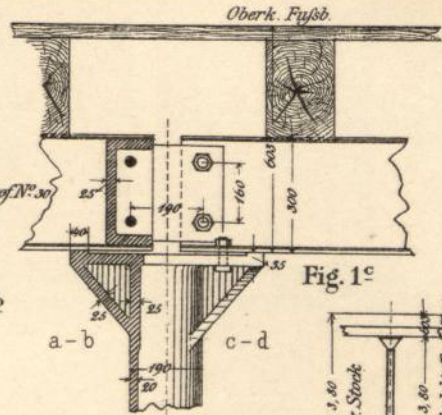


Fig. 1^c

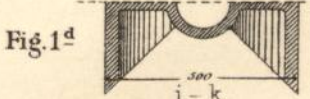


Fig. 1^d

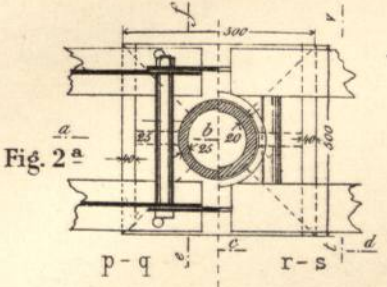


Fig. 2^a

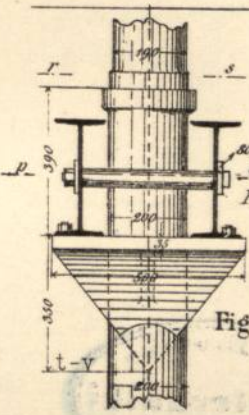


Fig. 2^b

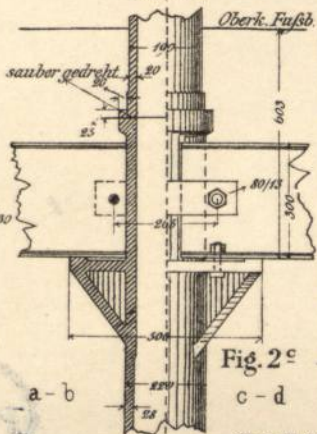


Fig. 2^c

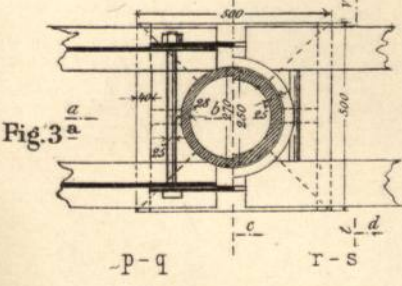


Fig. 3^a

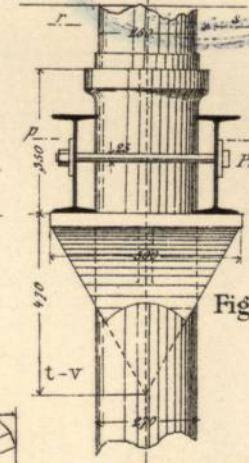


Fig. 3^b

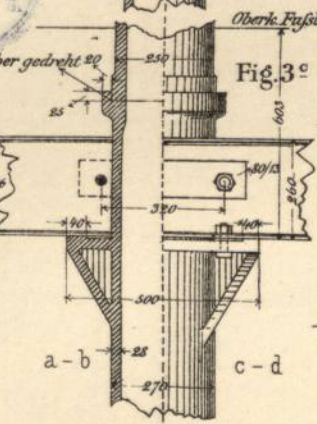


Fig. 3^c

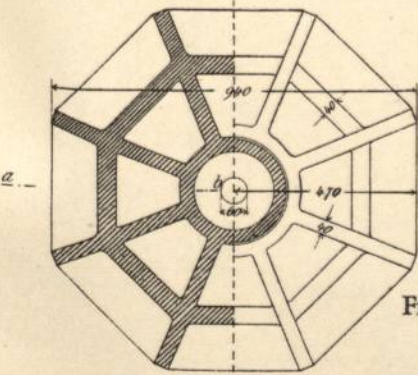


Fig. 4^a

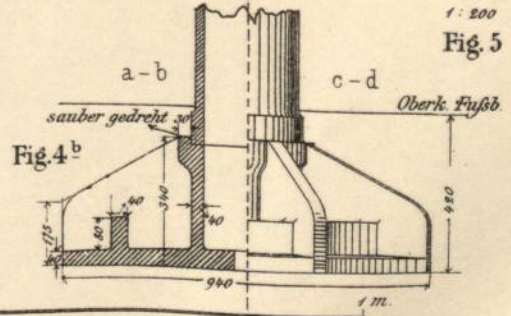


Fig. 4^b

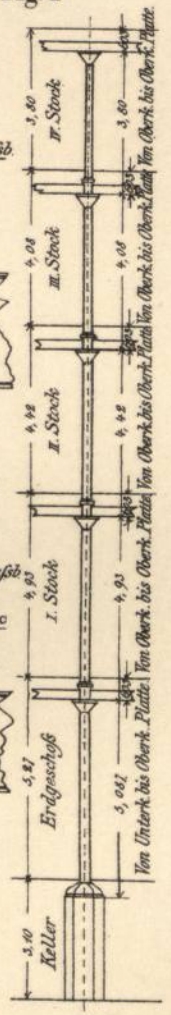
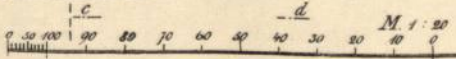


Fig. 5





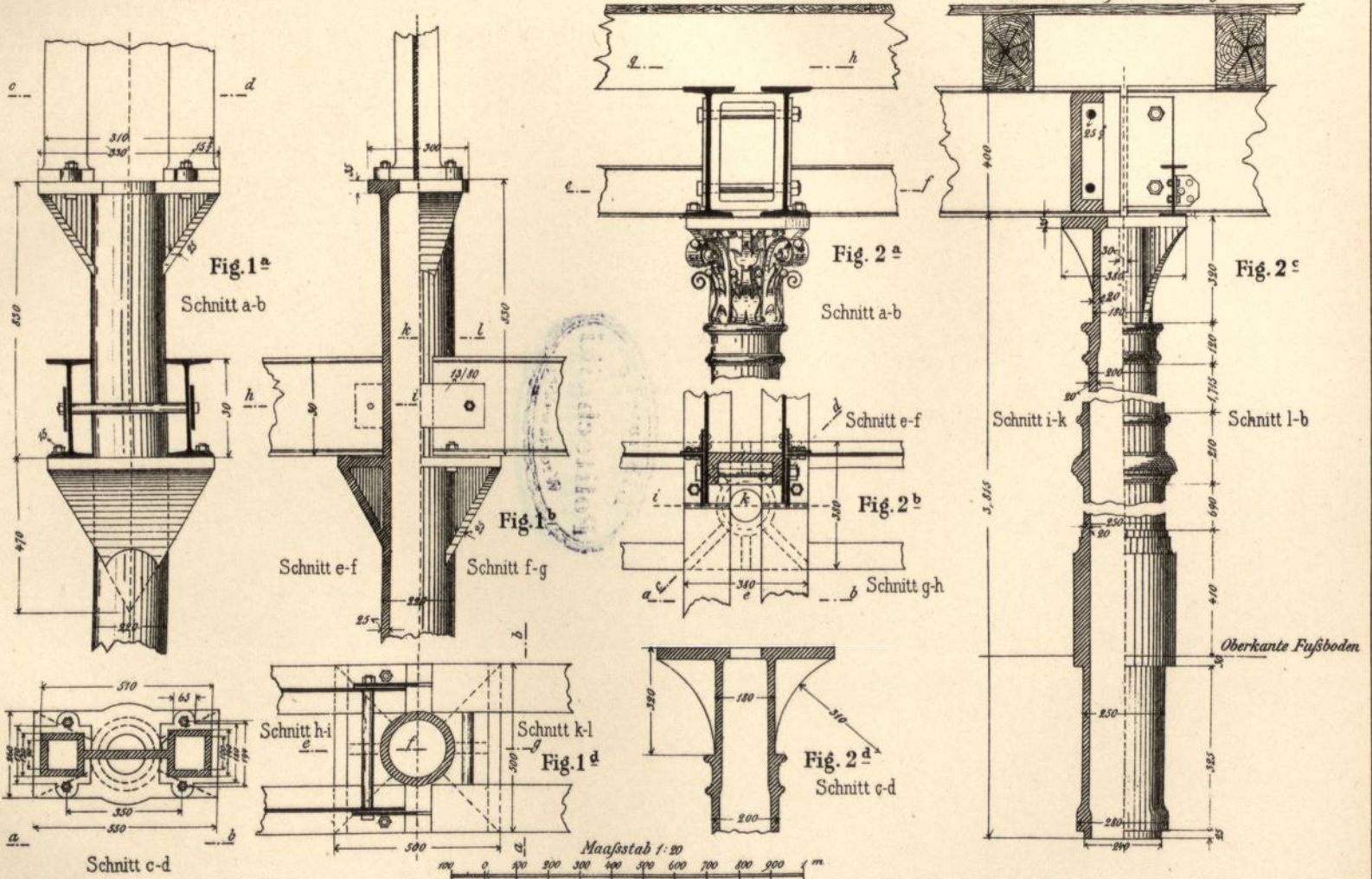
Biblioteka

Politechniki

Wrocławskiej



Stützen u. Träger.



R. Cramer, Ing.

Geschäftshäuser am Werder'schen Markt in Berlin.

A. Messel, Arch.

Beymann III Eisen (6. Aufl.)

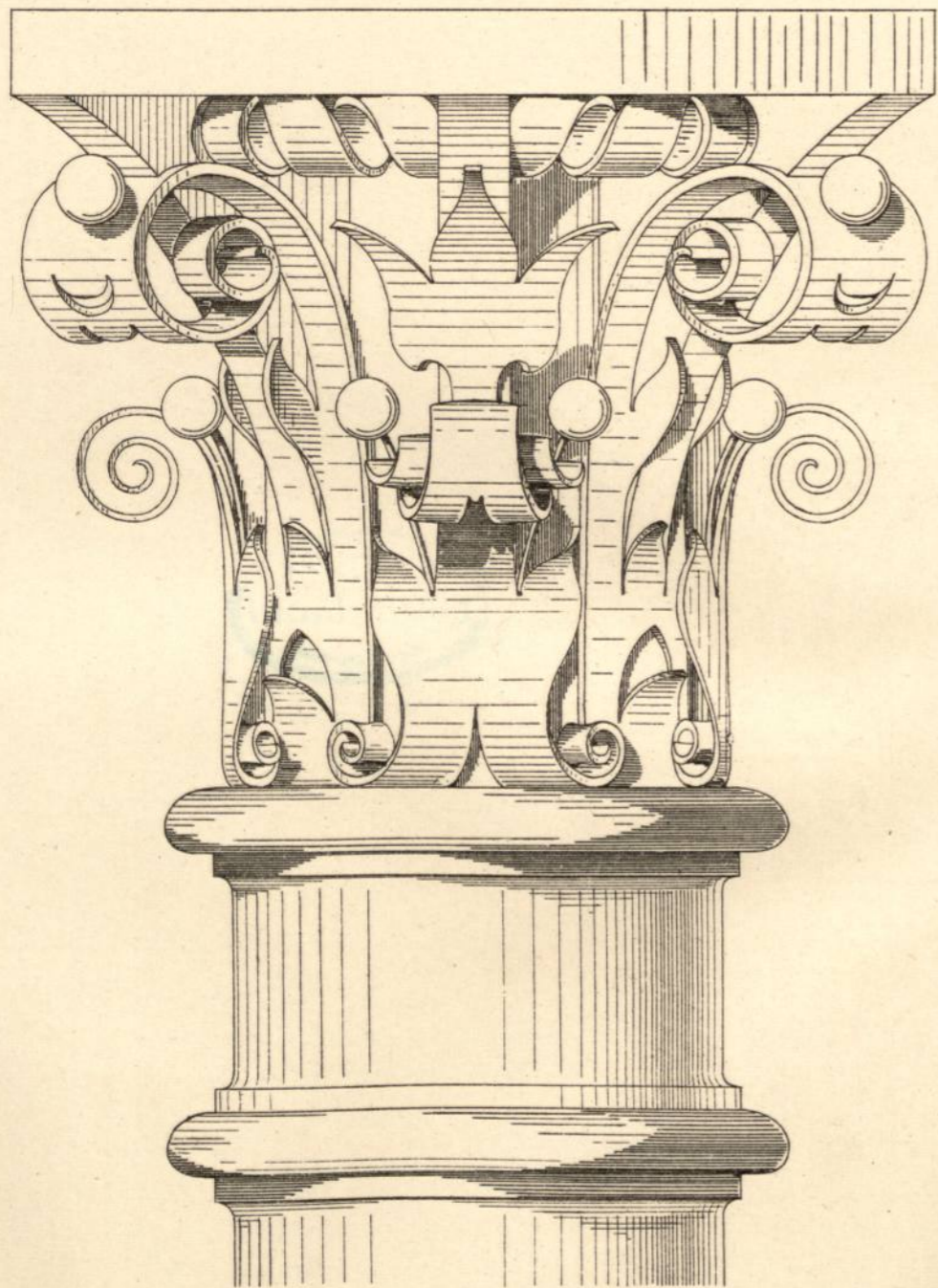
J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.

Taf. 9.



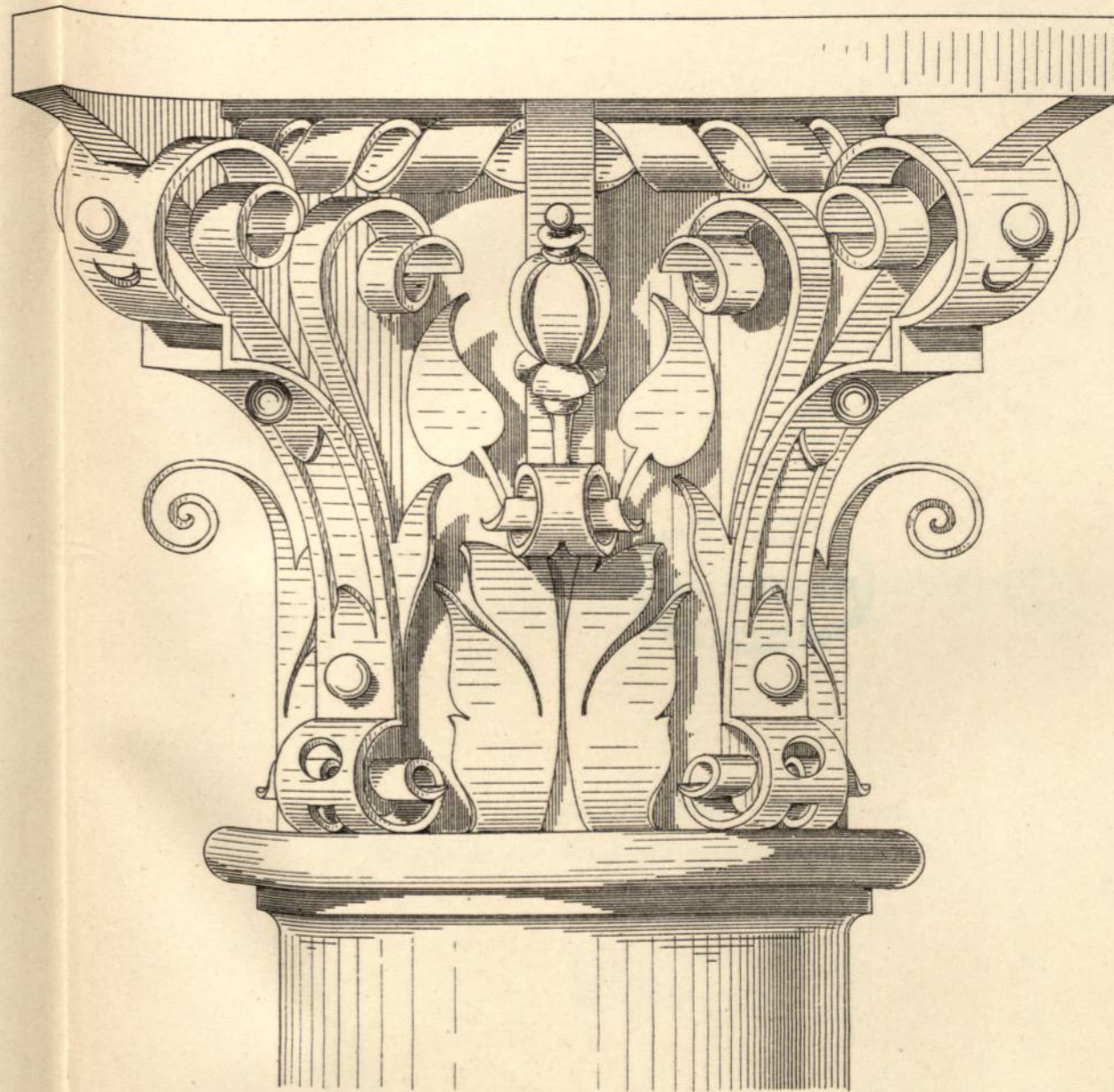


Schmiedeeiserne Capitale auf gusseisernem Säulenkopf



1/3 der nat. Größe

Geschäftshäuser am Werder'schen Markt in Berlin.



1/4 der nat. Größe

A. Messel, Arch.



Säulen von Straßenbrücken der Berliner Stadtbahn.

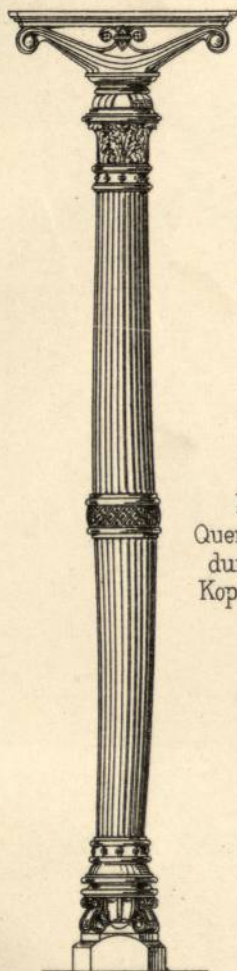


Fig. 1^a Ansicht



Fig. 1^c
Querschnitt
durch das
Kopfgelenk

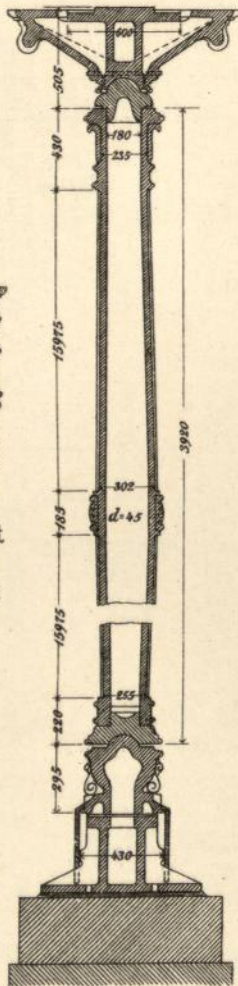


Fig. 1^b Längenschnitt

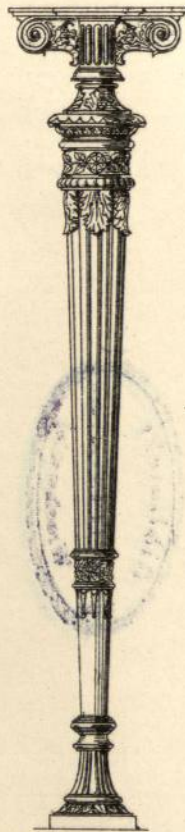


Fig. 2^a Ansicht



Fig. 2^b
Längen
schnitt

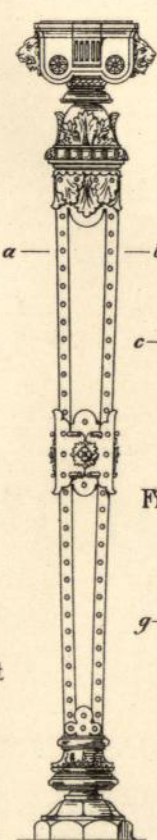


Fig. 3^a Vorderansicht

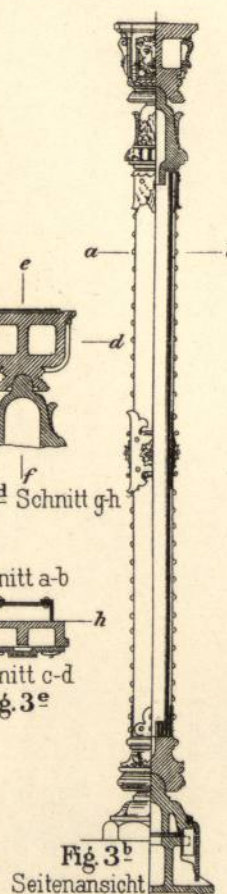


Fig. 3^b
Seitenansicht

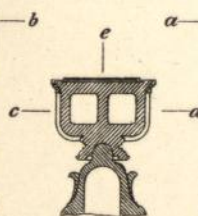
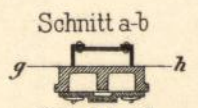


Fig. 3^d Schnitt g-h



Schnitt a-b

Schnitt c-d

Fig. 3^e

Fig. 3^c Schnitt e-f
(Fig. 3^d)

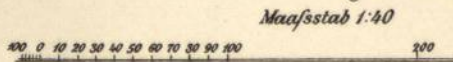
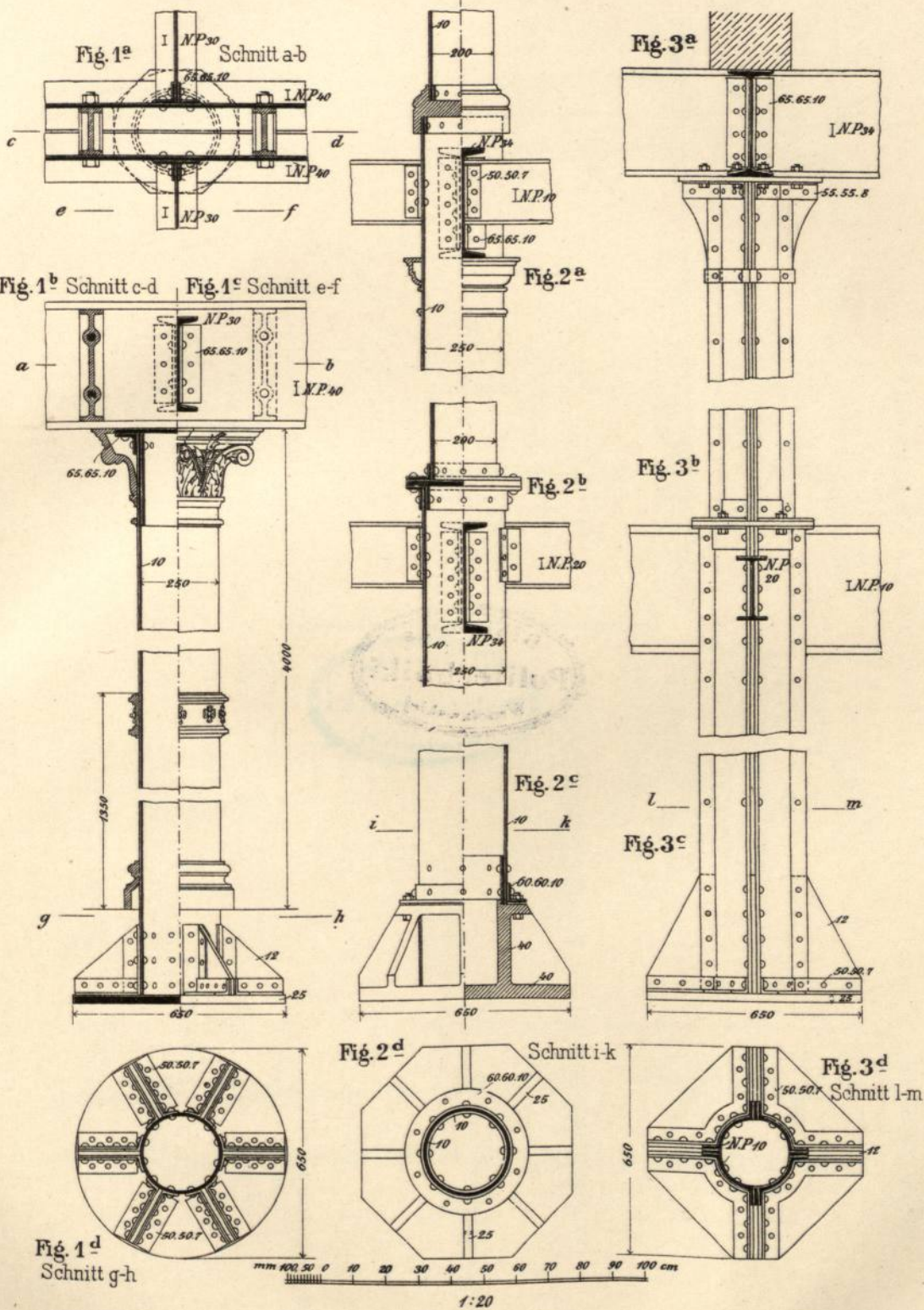


Fig. 1 u. 2 Gufseiserne Säule mit Kopf- u. Fußgelenk

Fig. 3 Säule mit schmiedeeisernem Schaft, gufseisernem Kopf u. Fuß



Schmiedeeiserne Säulen.





Schmiedeeiserne Stützen.

Bregmann II Eisen (6. Aufl.)

J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.

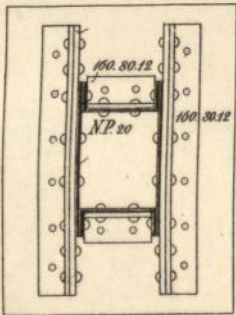
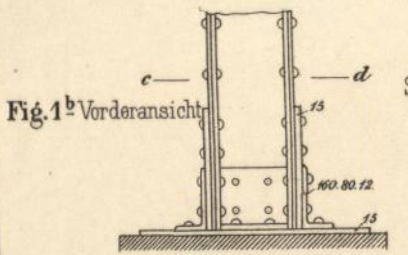
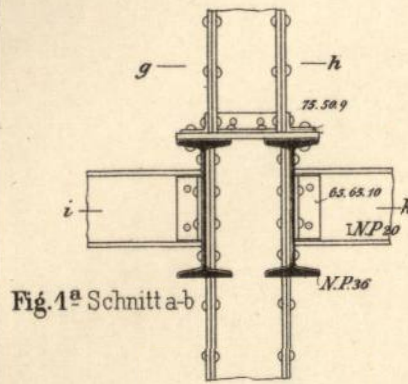
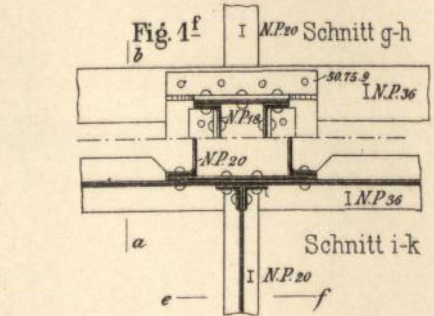
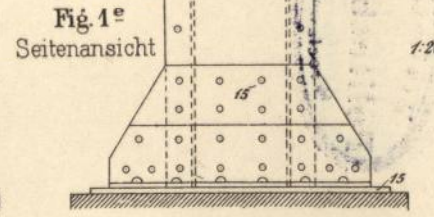
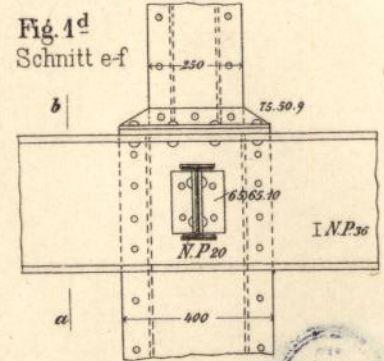


Fig. 1c Schnitt c-d



Schnitt i-k

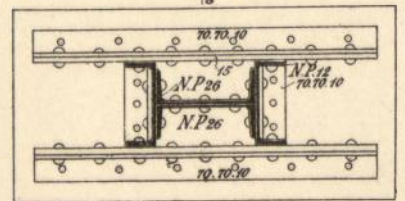
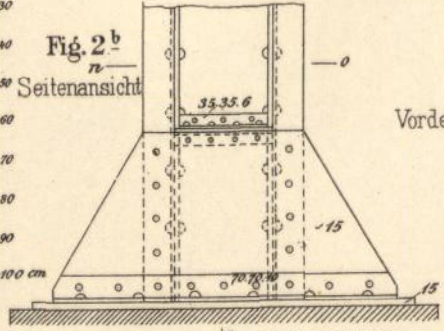
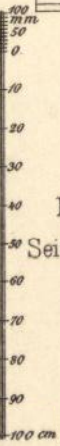
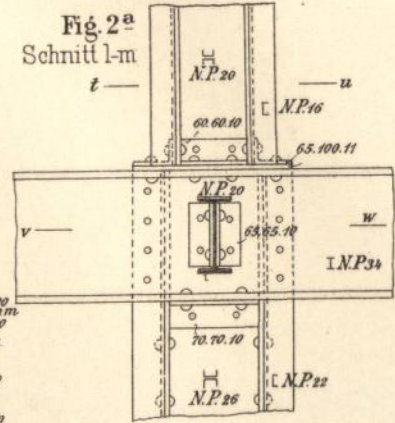
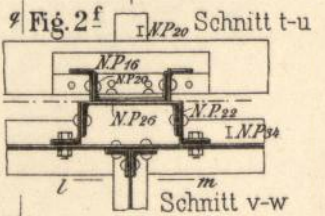
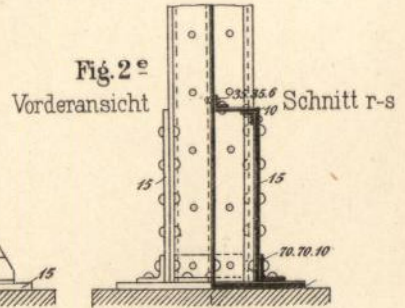
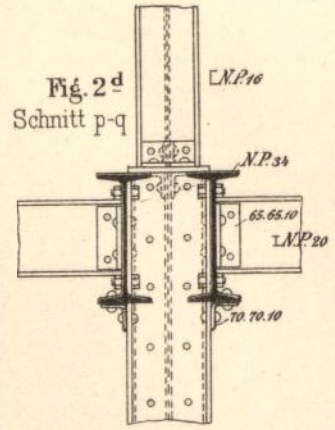


Fig. 2c Schnitt n-o



Schnitt v-w



Schmiedeeiserner Pfeiler.

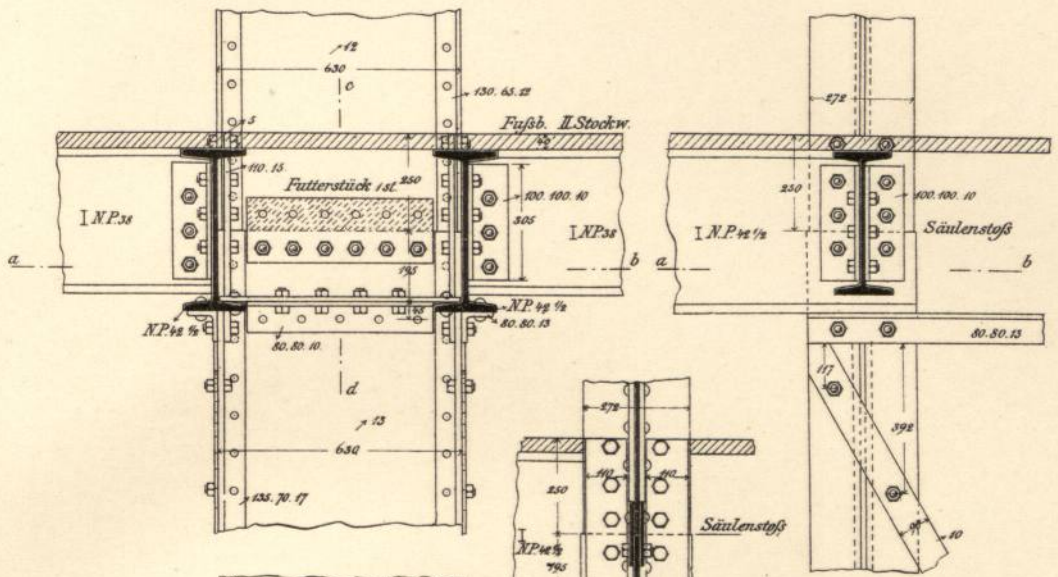


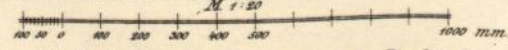
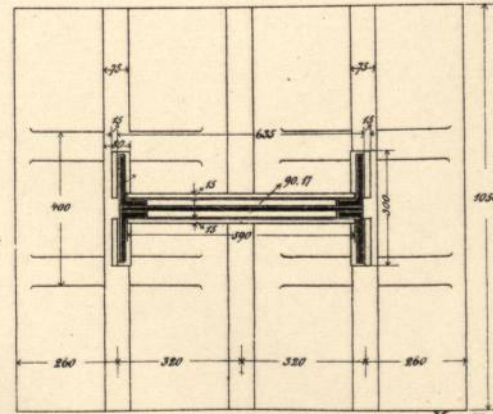
Fig. 5. Schnitt c-d

Fig. 1. Vorderansicht

Fig. 2. Seitenansicht

Fig. 3. Schnitt e-f

Fig. 4. Schnitt a-b



R. Cramer, Ing.

Industriegebäude in der Beuthstrasse zu Berlin.

Baurath Schrechten, Arch.

Breymann III Eisen (6. Aufl.)

J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.





Dachkonstruktion
des Industriegebäudes in der Beuthstrasse
zu Berlin.

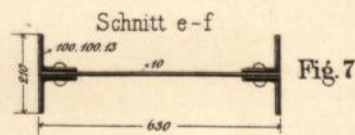
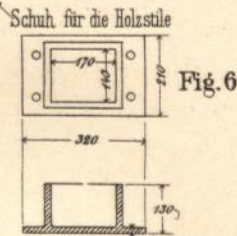
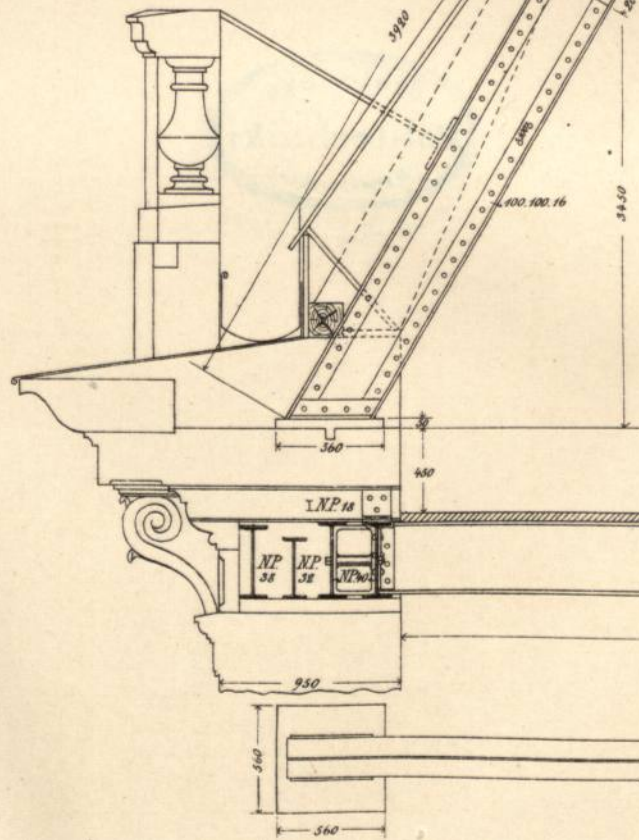
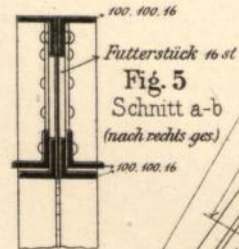
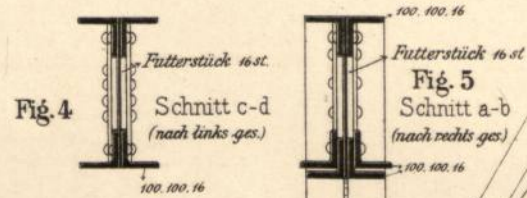
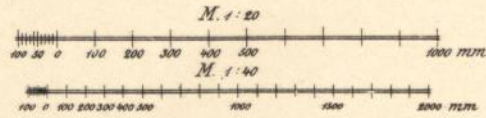


Fig. 1 Querschnitt durch das Gebäude

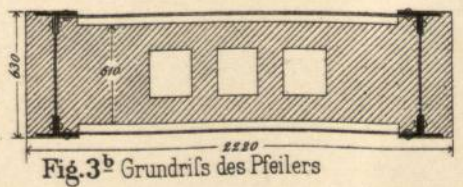
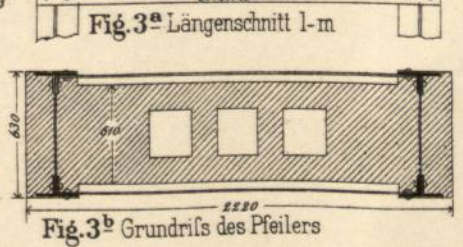
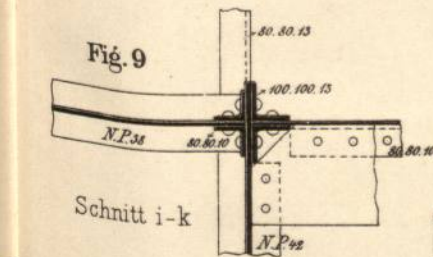
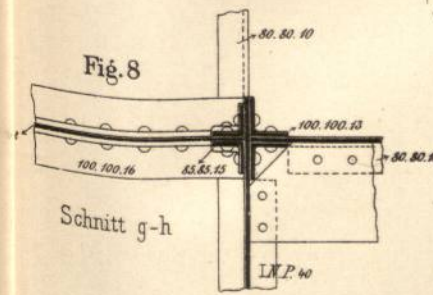
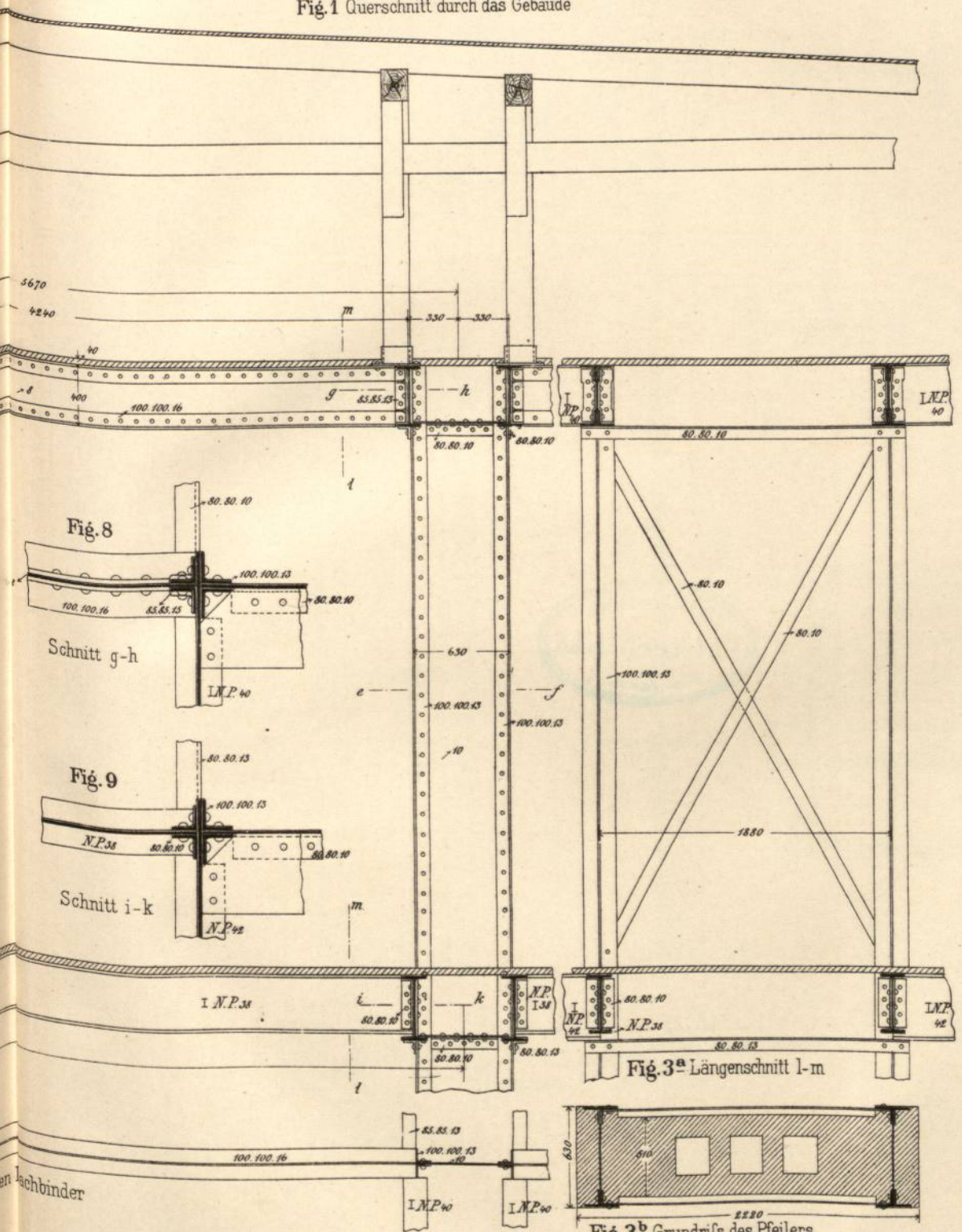


Fig. 2 Aufsicht auf den Dachbinder

Fig. 3^a Längenschnitt l-m

Fig. 3^b Grundriß des Pfeilers



Bibloteka

Politechniki

Wrocławskiej

Genietetes Träger.

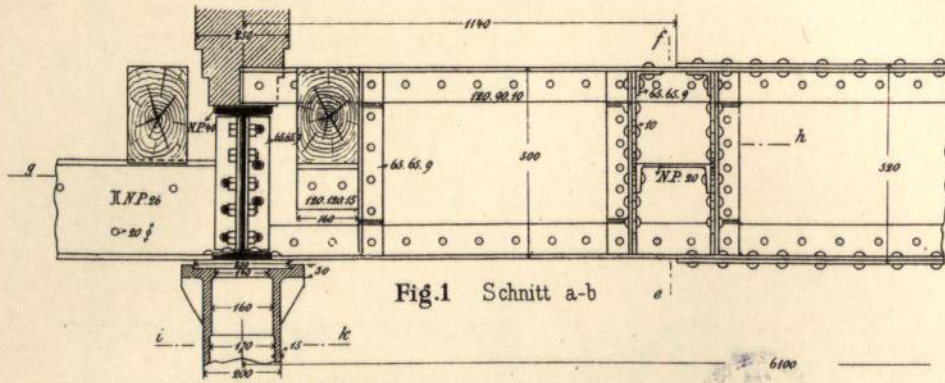


Fig. 1 Schnitt a-b

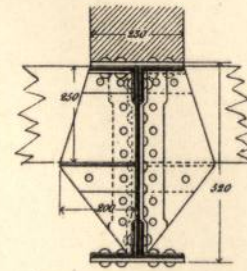


Fig. 2 Schnitt e-f

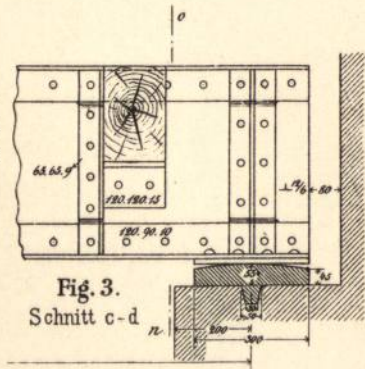


Fig. 3.
Schnitt c-d

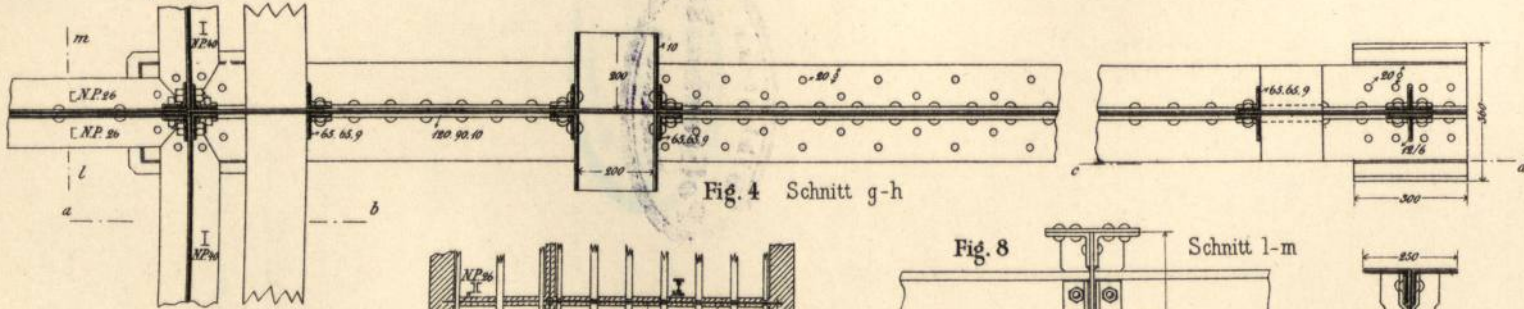


Fig. 4 Schnitt g-h

Fig. 6 Säulenaufsicht.

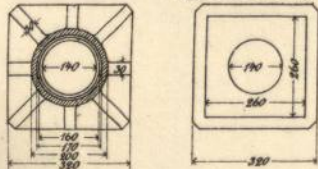


Fig. 5 Schnitt i-k
(von unten gesehen.)

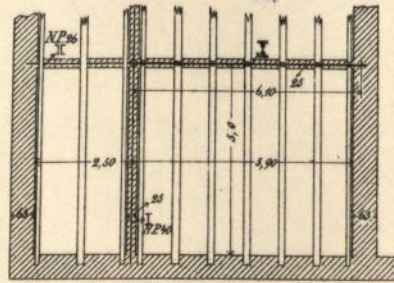


Fig. 7 Grundriss 1: 500

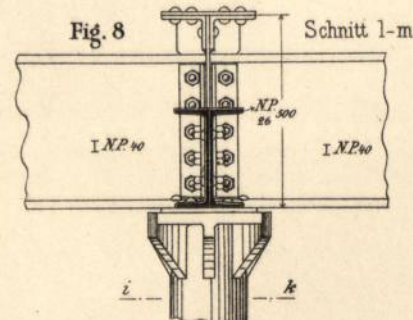


Fig. 8 Schnitt l-m

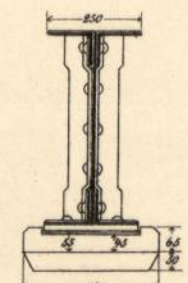
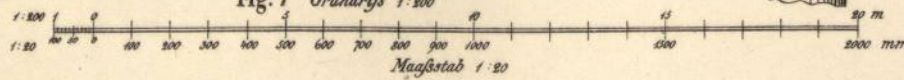


Fig. 9 Schnitt n-o



Entwurf.



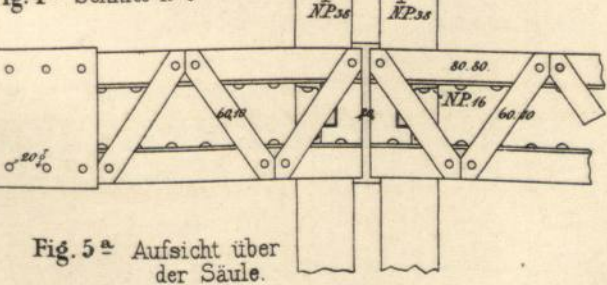
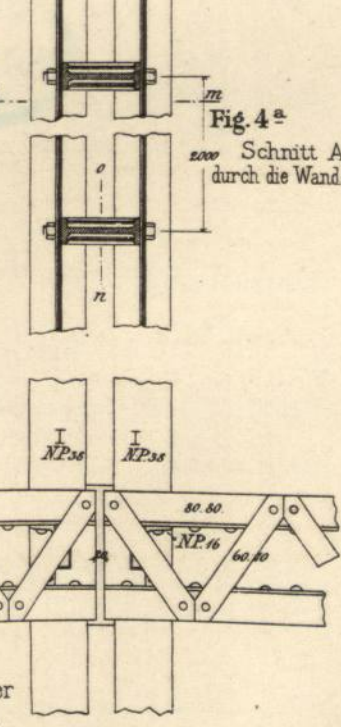
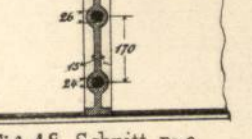
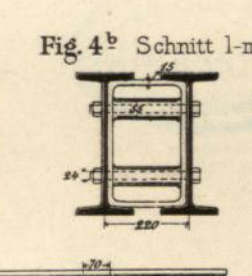
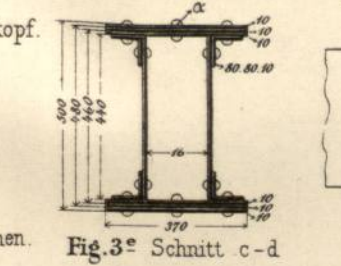
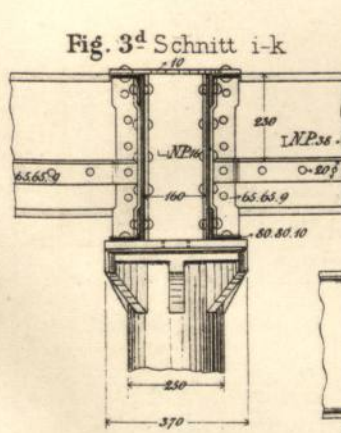
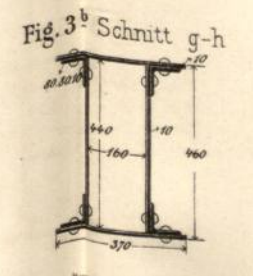
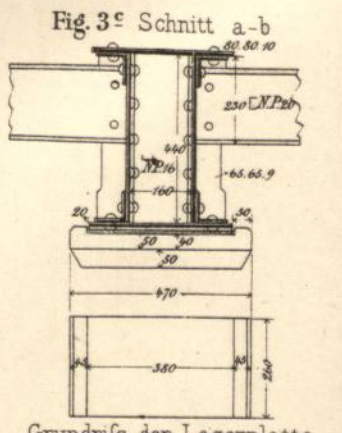
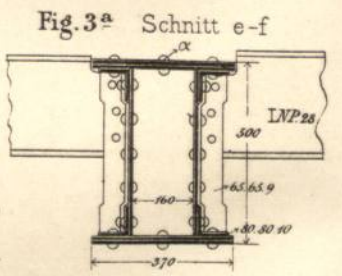
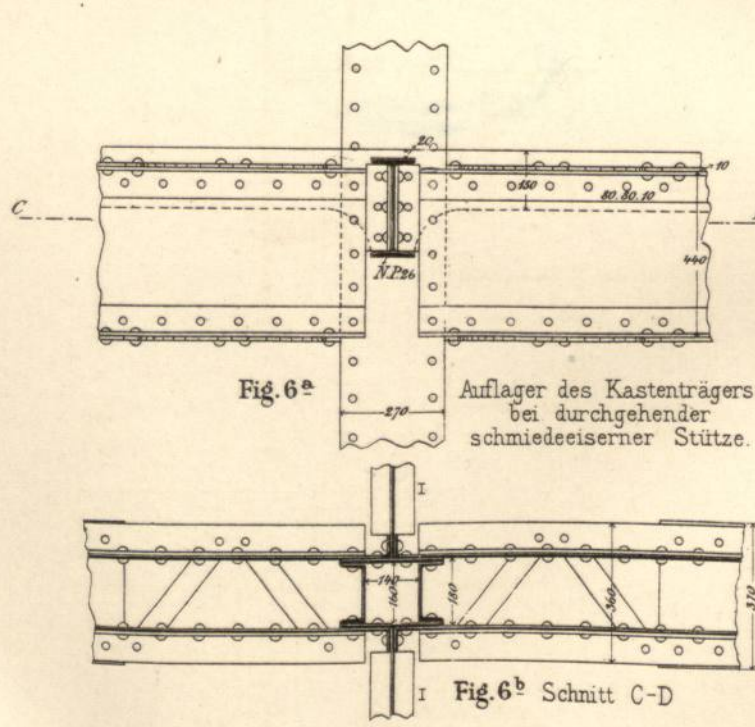
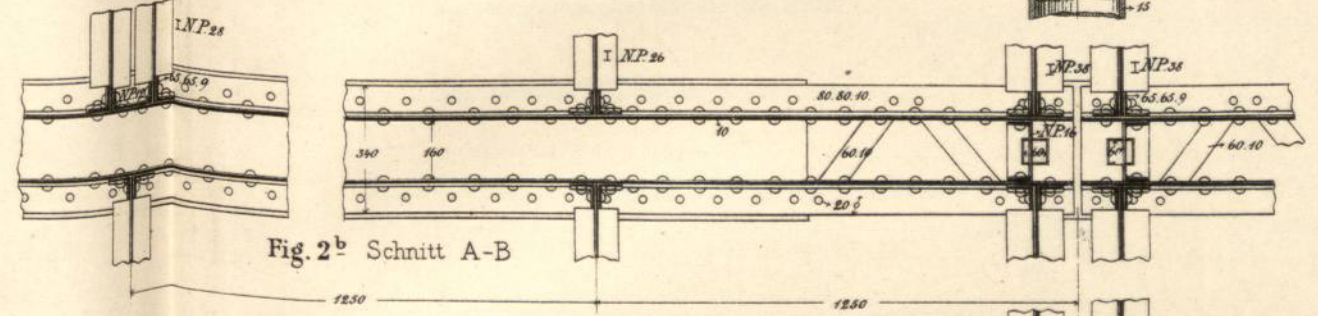
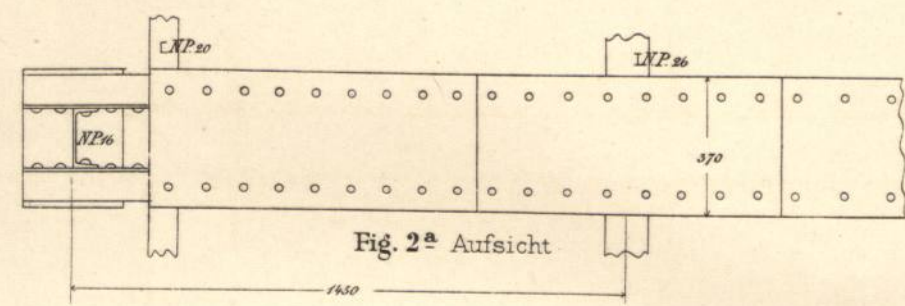
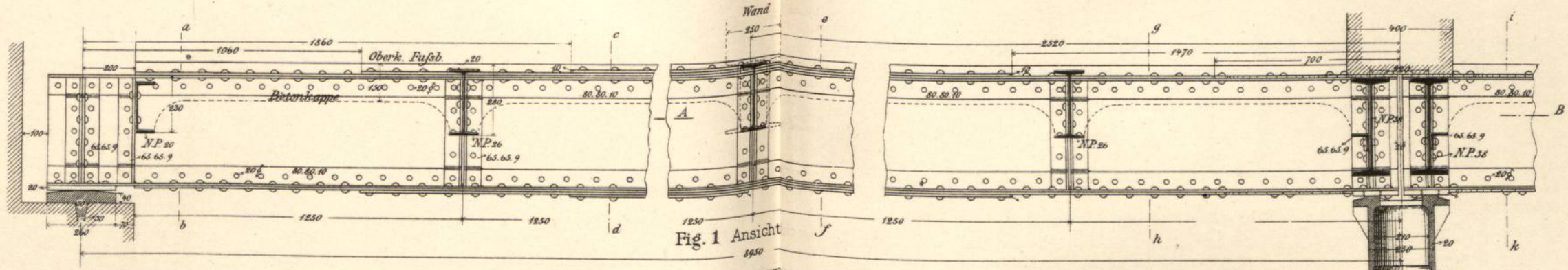
Biblioteka
Politechniki
Wrocławskiej







Kastenträger

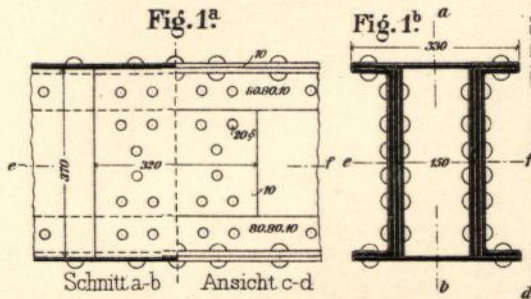


Maßstab 1:20

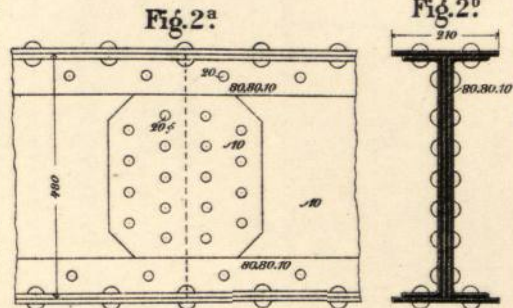
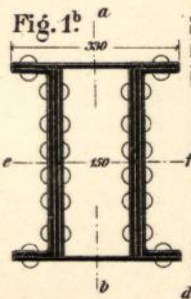
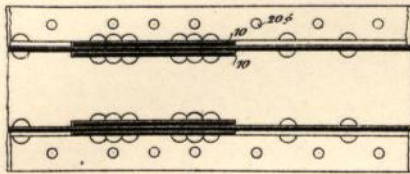
Entwurf
Grundriss hierzu siehe Taf. 6. Fig. 4.



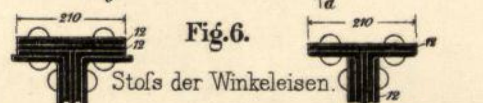
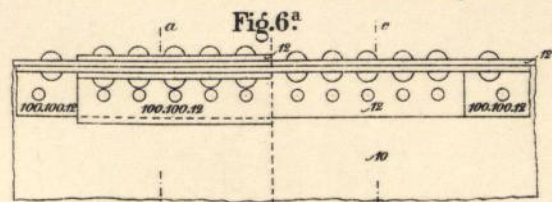
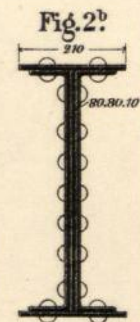
Stoßverbindungen genieteteter Träger.



Stoß der Blechwand beim Kastenträger.



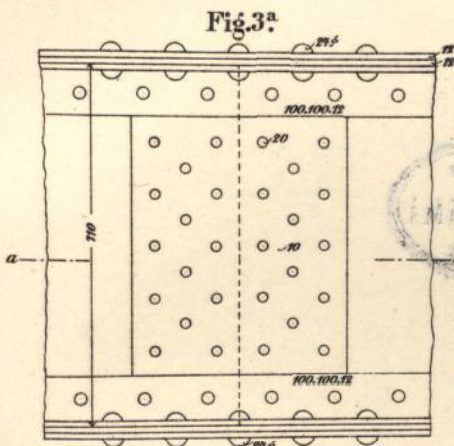
Stoß der Blechwand bei einfachen Trägern.



Stoß der Winkeleisen.

Fig. 6^b Schnitt a-b

Fig. 6^c Schnitt c-d



Stoß der Blechwand bei schweren Trägern.

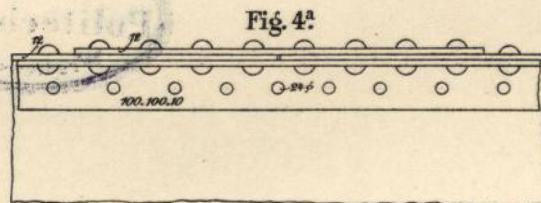
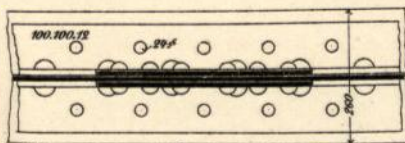


Fig. 4. Offener Plattenstoß.

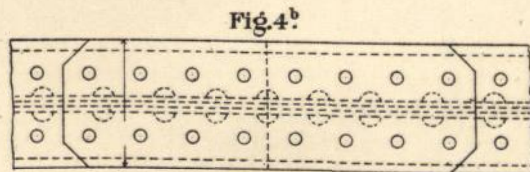
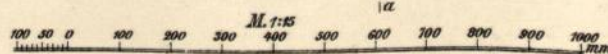
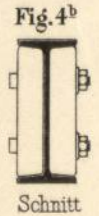
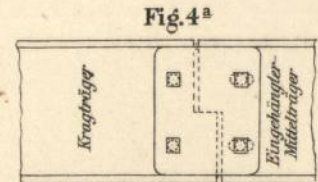
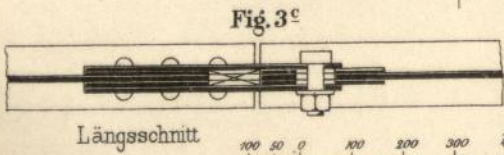
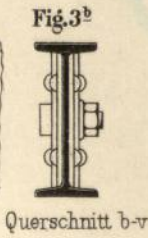
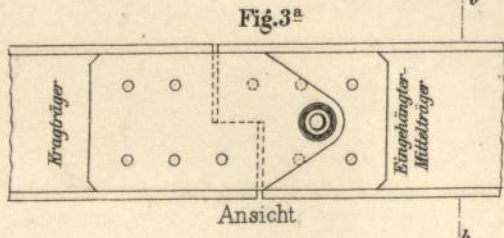
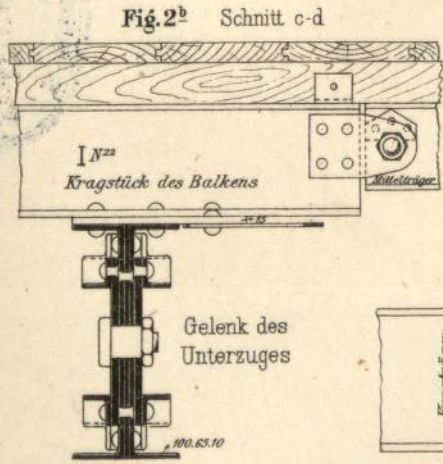
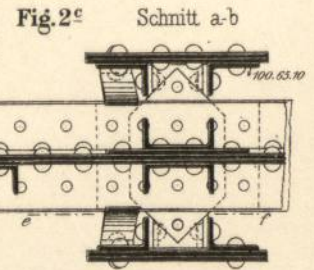
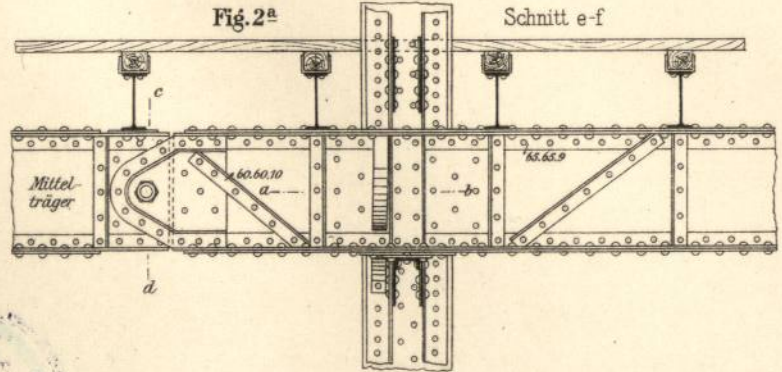
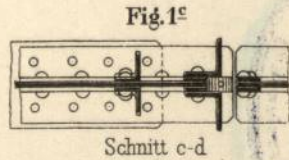
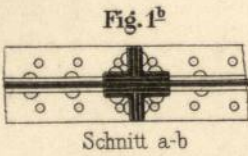
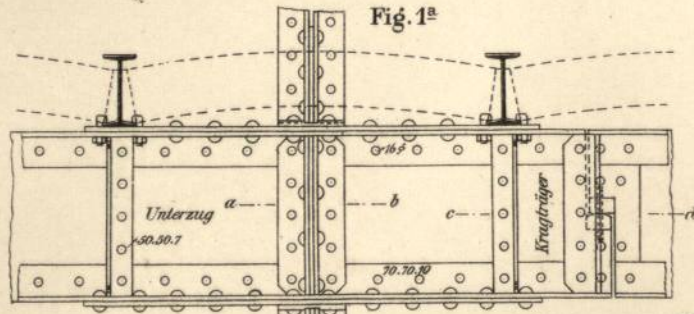


Fig. 5^b Schn. a-b





Kragelenkträger.

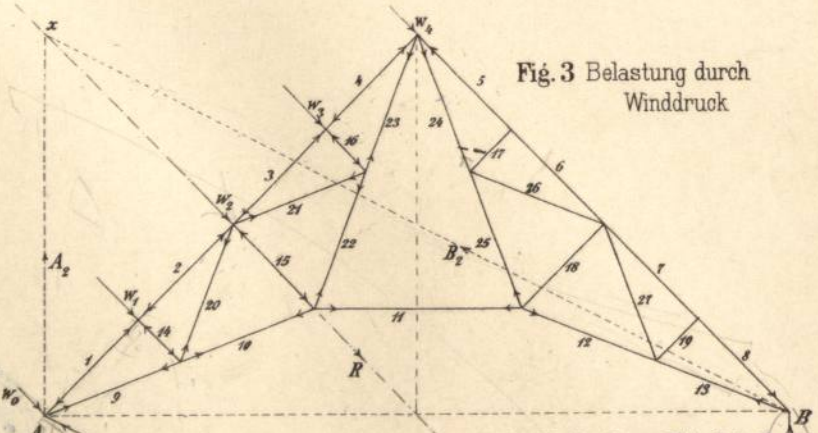
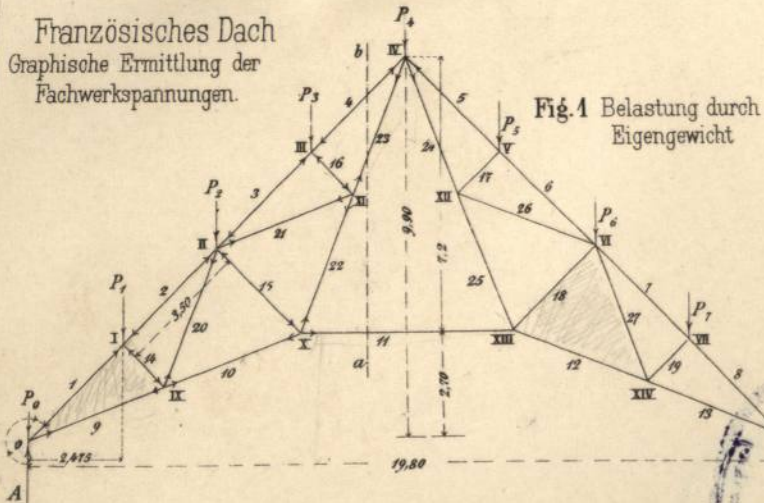


M. 1:15. 100 50 0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 mm.

M. 1:30 f. Fig. 2^a. 100 0 300 1000 mm.



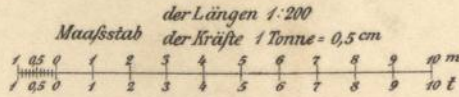
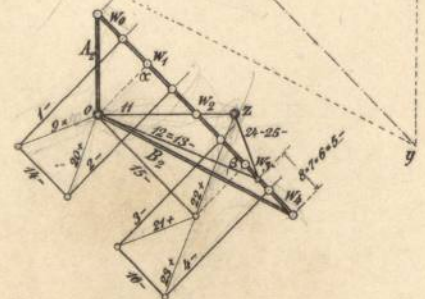
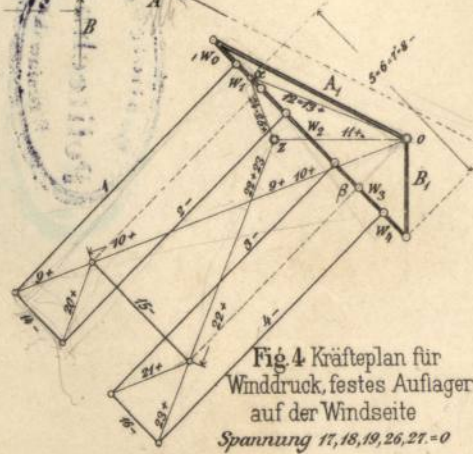
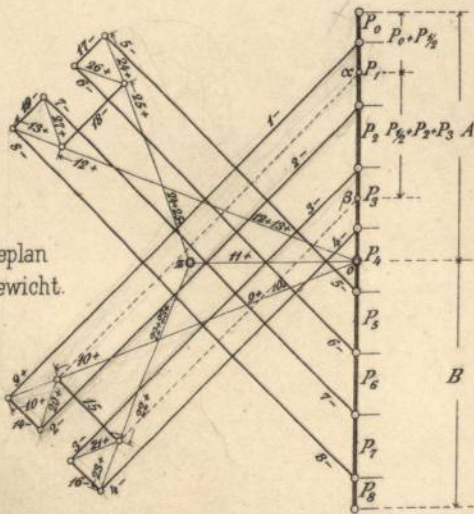
Französisches Dach
Graphische Ermittlung der
Fachwerkspannungen.



In den Kräfteplänen Fig. 2. 4. 5. bedeutet

- äußere Kraft
- gedrückte Stabspannung B_1
- gezogene " "

Fig. 2 Kräfteplan für Eigengewicht.







Englisches Dach

Graphische Ermittlung der Fachwerkspannungen im Binder.

Fig. 1^a Belastung durch Eigengewicht

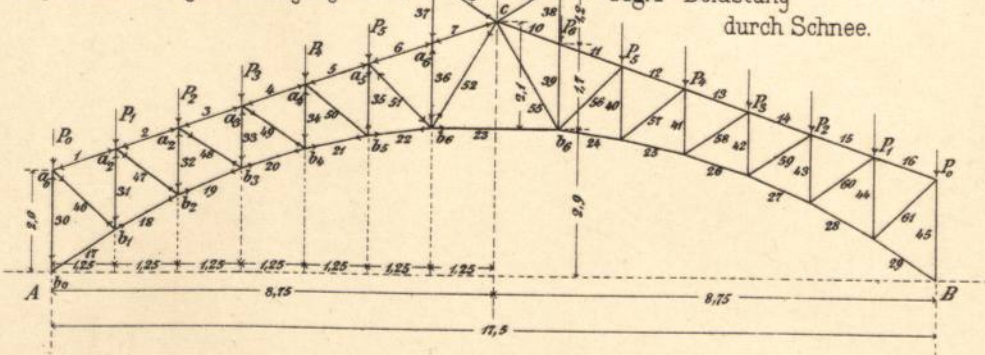


Fig. 1^b Belastung durch Schnee.

Fig. 2 Belastung durch Wind

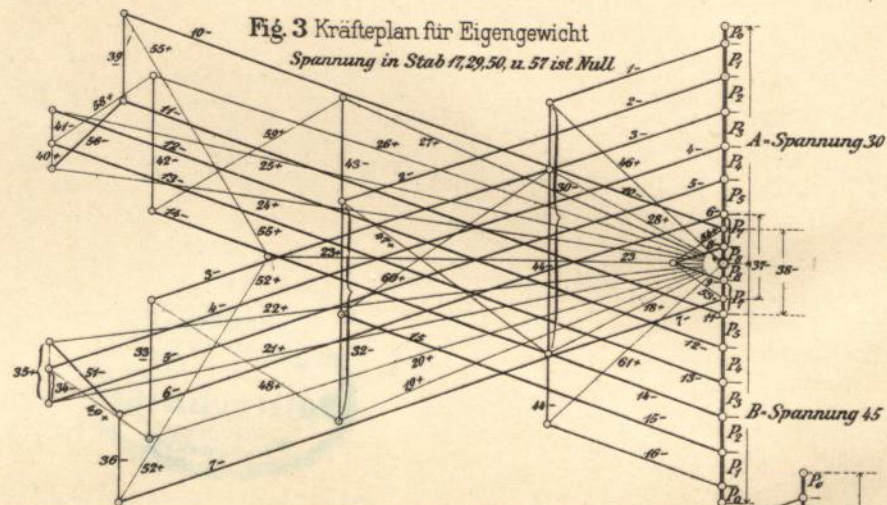
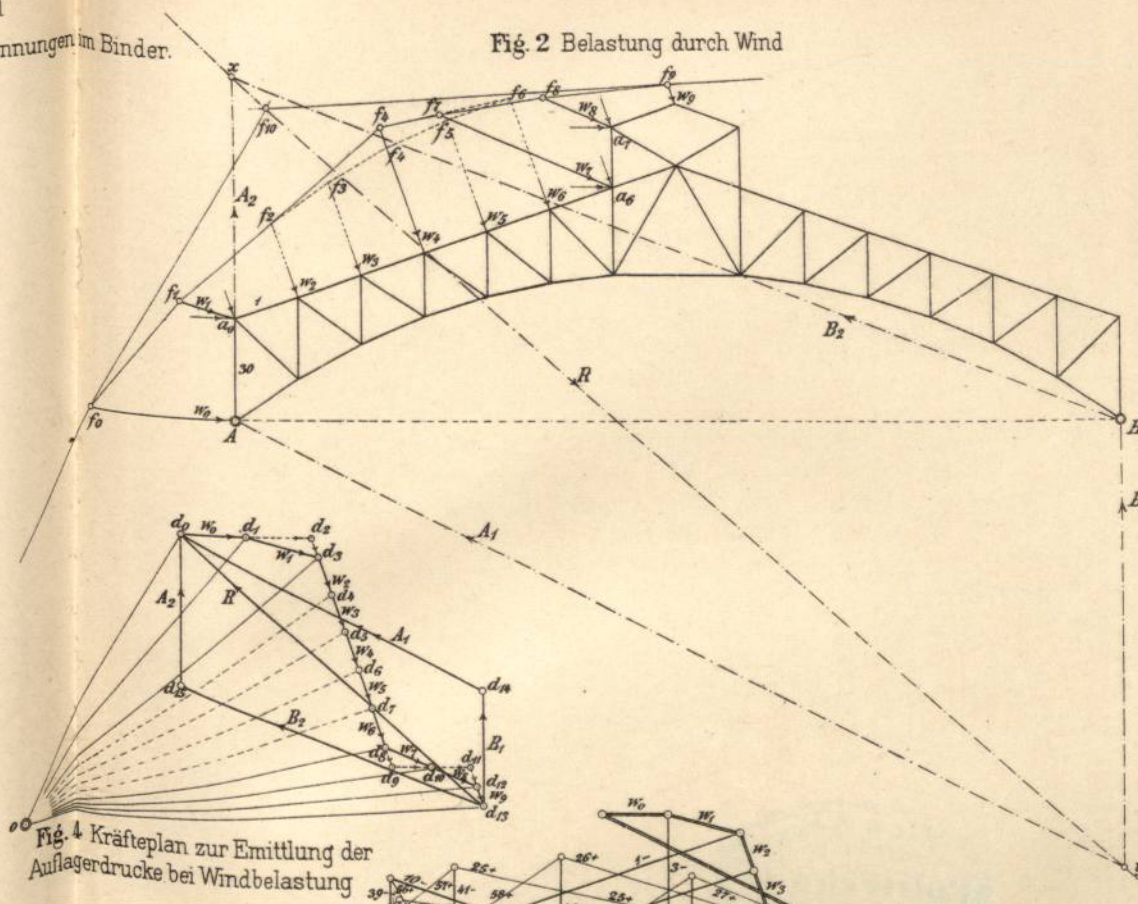


Fig. 3 Kräfteplan für Eigengewicht

Spannung in Stab 17, 29, 50, u. 51 ist Null

Fig. 4 Kräfteplan zur Ermittlung der Auflagerdrucke bei Windbelastung

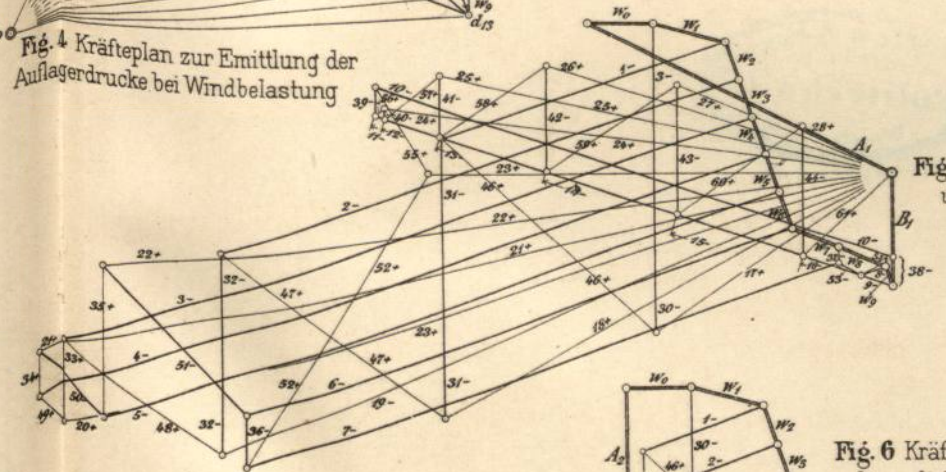


Fig. 4 Kräfteplan für einseitige Schneelast

Spannung 11 u. 29 ist Null

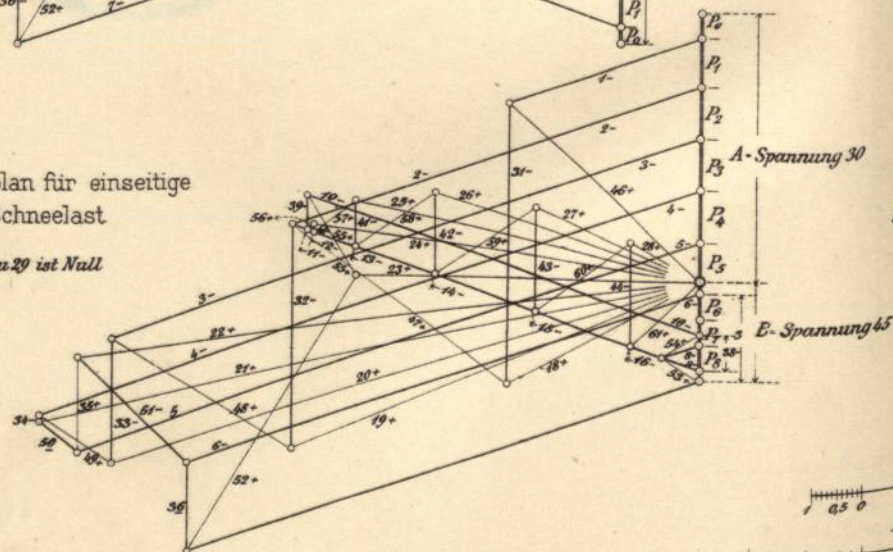


Fig. 5 Kräfteplan bei Windbelastung und festem Auflager auf der Windseite.

Spannung in Stab 45-B₁ in Stab 29=0

Fig. 6 Kräfteplan bei Windbelastung und beweglichem Auflager auf der Windseite.

Spannung 33 u. 48=0







Anordnung
der Decke und des Daches über einem Oberlichtsaale.
(Entwurf) Blatt 1.

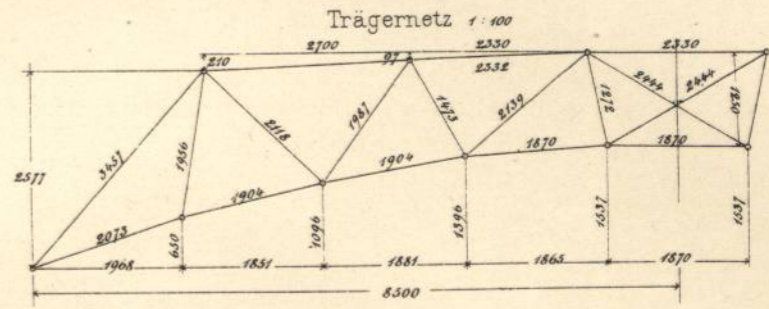
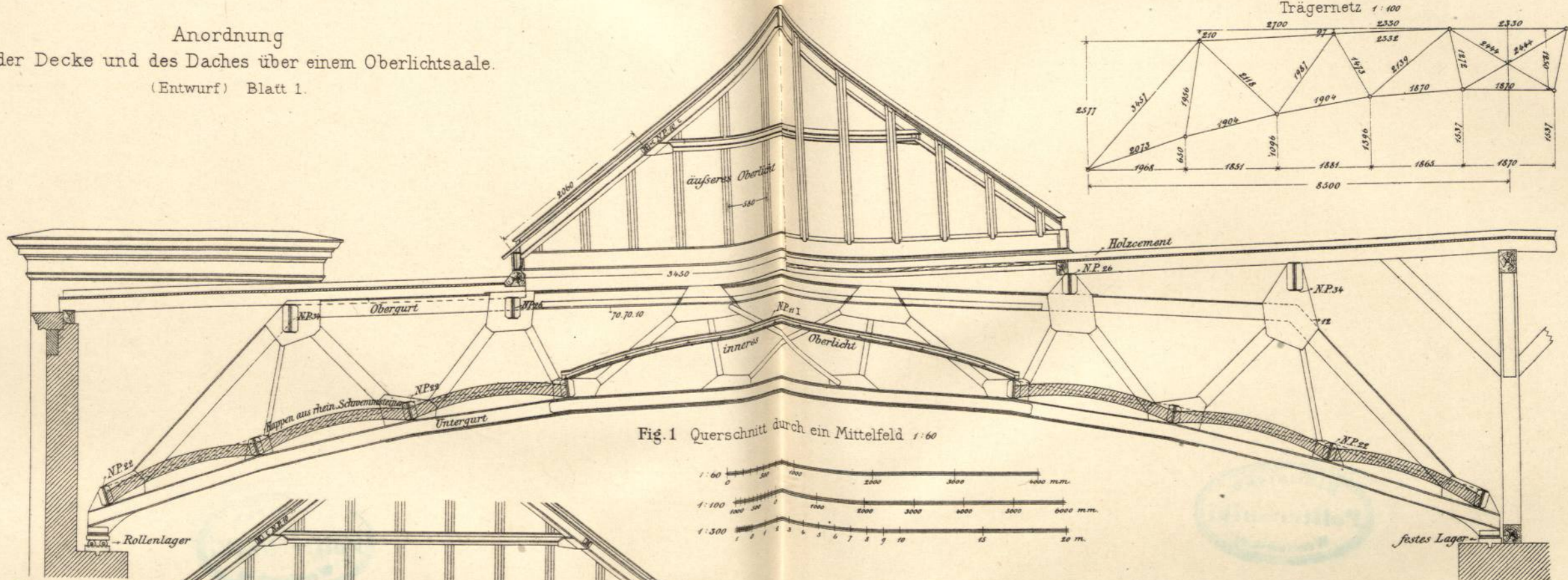


Fig. 1 Querschnitt durch ein Mittelfeld 1:60

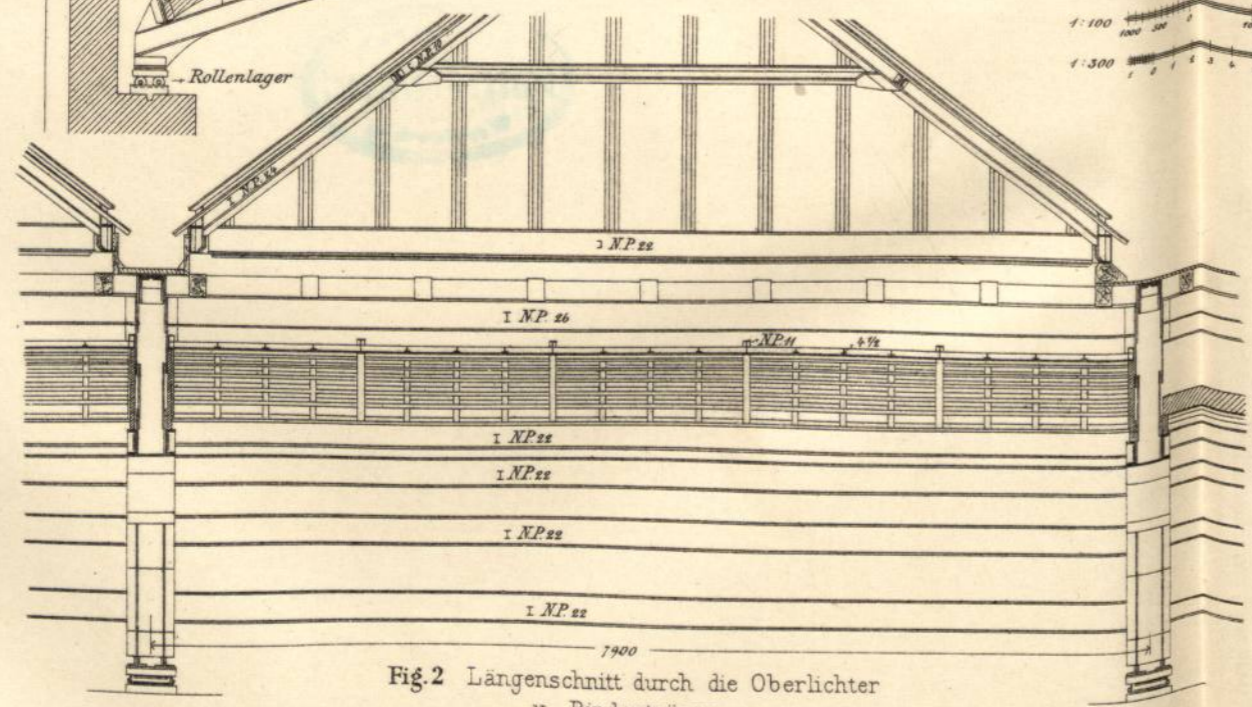
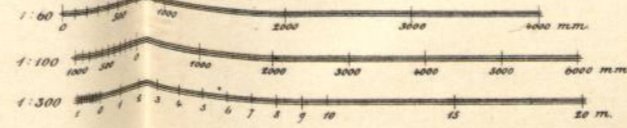


Fig. 2 Längenschnitt durch die Oberlichter
u. Binderträger 1:60.

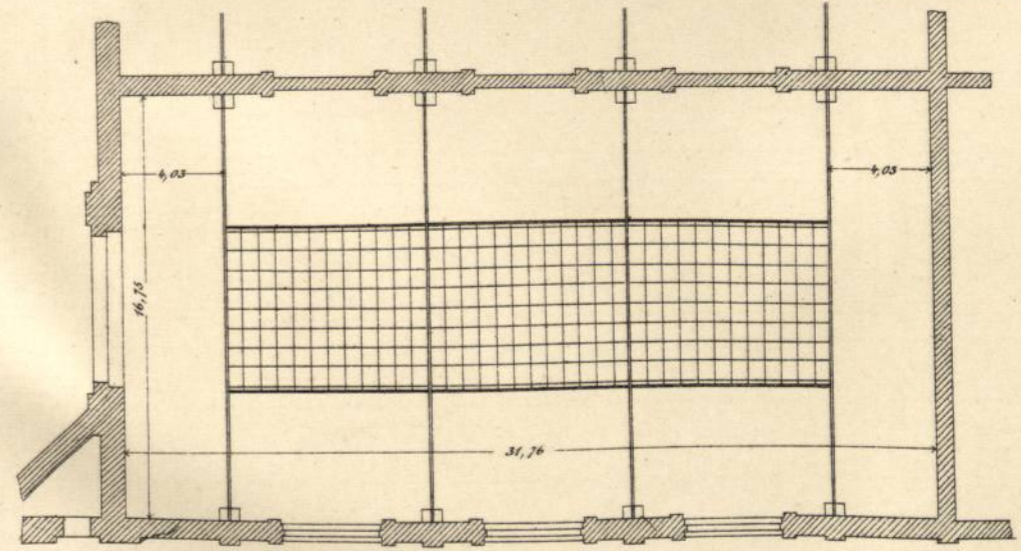


Fig. 3 Grundriß 1:300





Anordnung der Decke und des Daches über einem Oberlichtsaale.

(Entwurf.) Blatt 2.

Einzelheiten des Fachwerkträgers u der Oberlichter

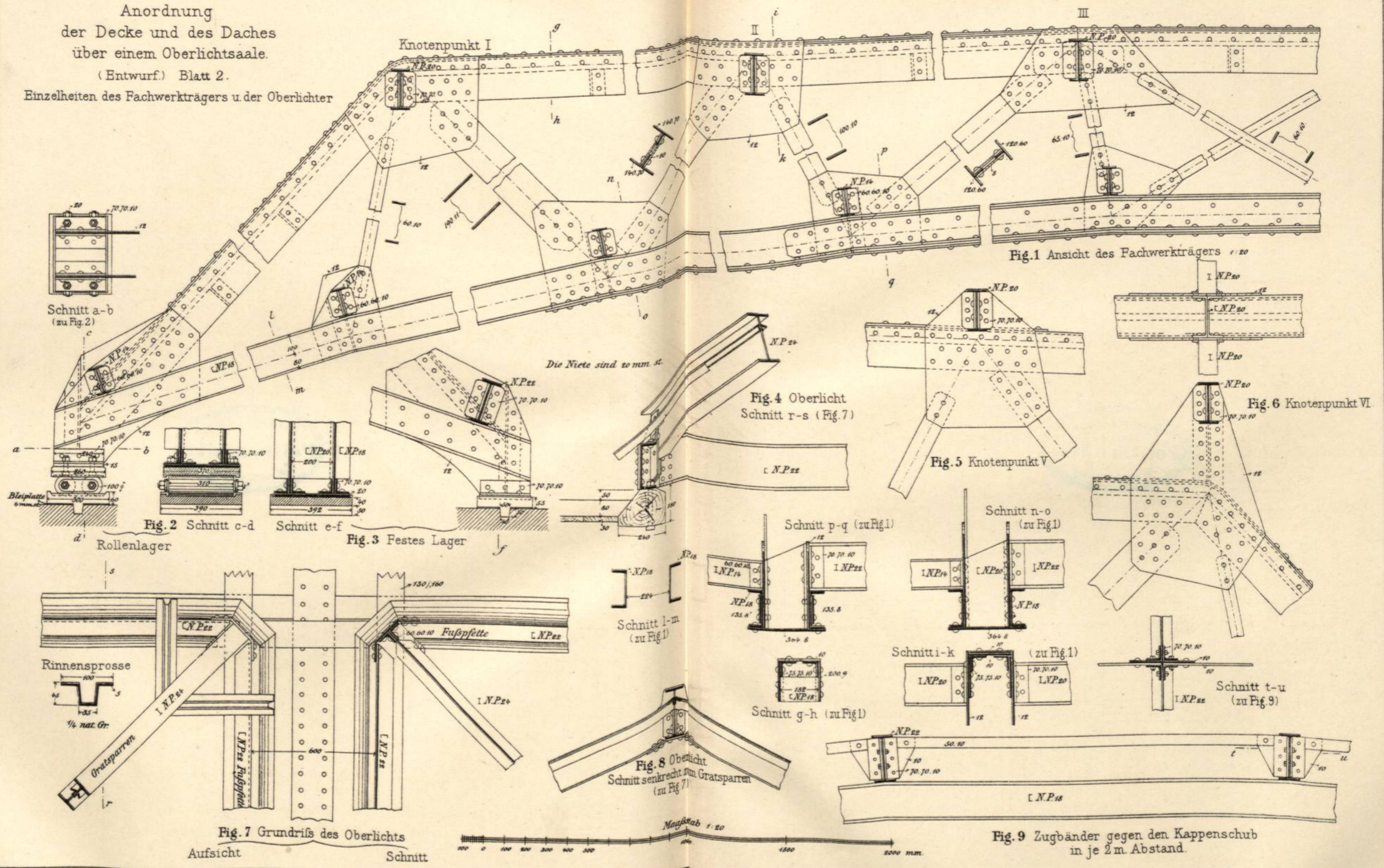


Fig.1 Ansicht des Fachwerkträgers 1:20

Schnitt a-b (zu Fig.1)

Fig.2 Schnitt c-d

Fig.3 Festes Lager

Rinnensprosse

Gratsparren

Fußspalte

Fig.7 Grundriss des Oberlichts

Aufsicht

Schnitt e-f

Fig.4 Oberlicht

Schnitt g-h

Fig.5 Knotenpunkt V

Fig.6 Knotenpunkt VI

Fig.8 Oberlicht

Schnitt senkrecht zum Gratsparren

Schnitt i-k

Schnitt l-m

Schnitt n-o

Schnitt p-q

Schnitt r-s

Schnitt t-u

Fig.9 Zugbänder

Maßstab 1:20





Decke
über dem großen Sitzungssaale
des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig.
(Entwurf.)

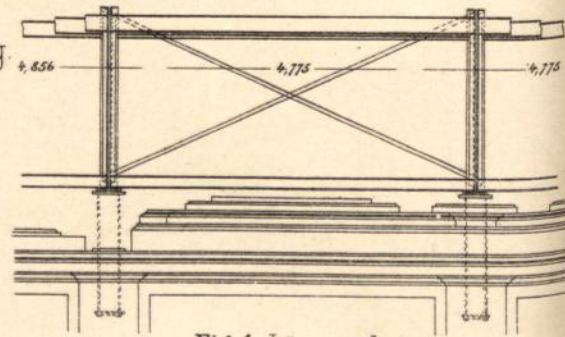
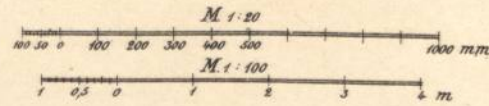


Fig. 1 Längenschnitt

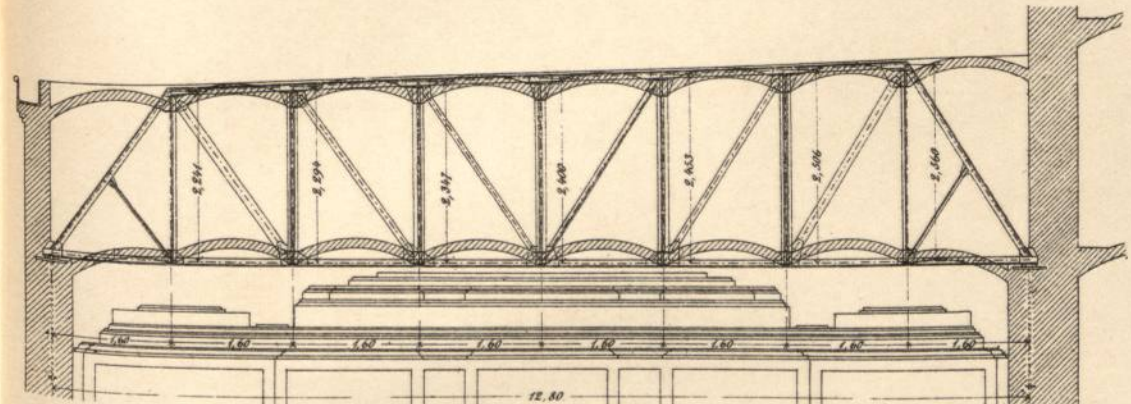


Fig. 2 Querschnitt

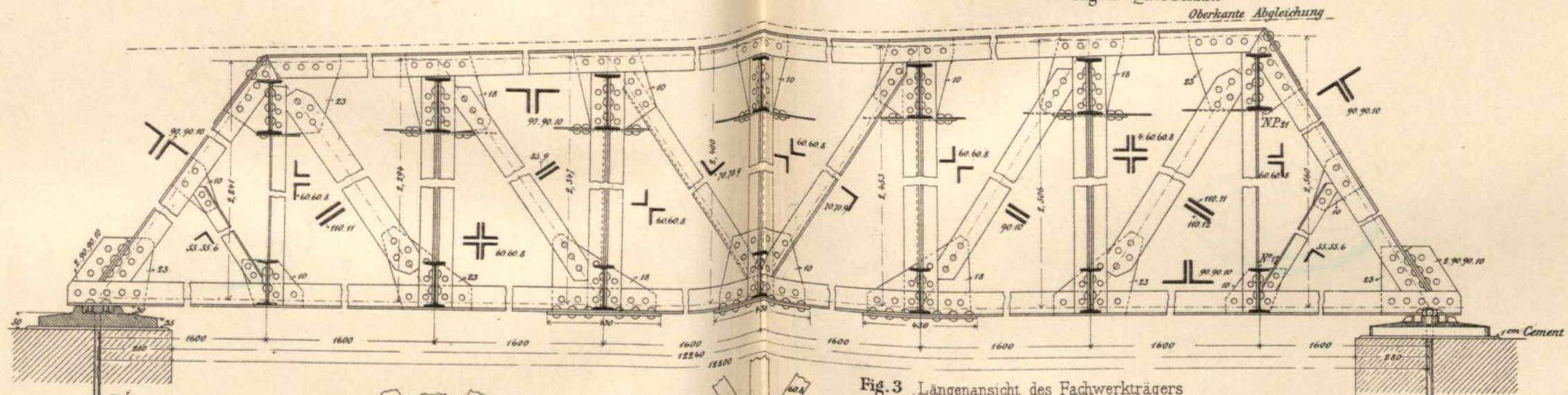


Fig. 3 Längensicht des Fachwerkträgers

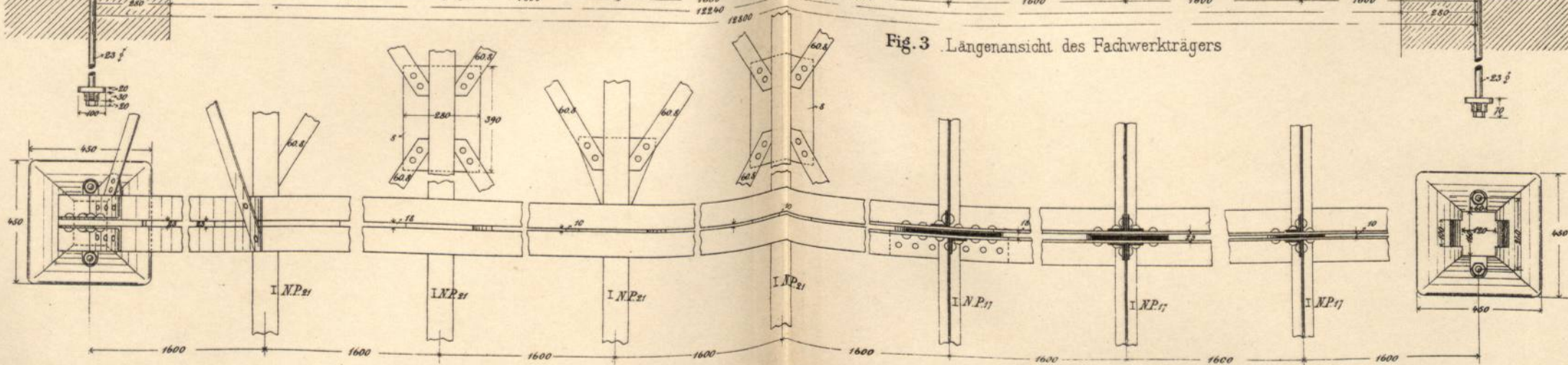


Fig. 4 Grundriss des Fachwerkträgers.

R. Cramer, Ing.

L. Hoffmann, Arch.





Dach u. Decke
über dem Festsaal
des Reichsgerichtsgebäudes
zu Leipzig
(Entwurf)

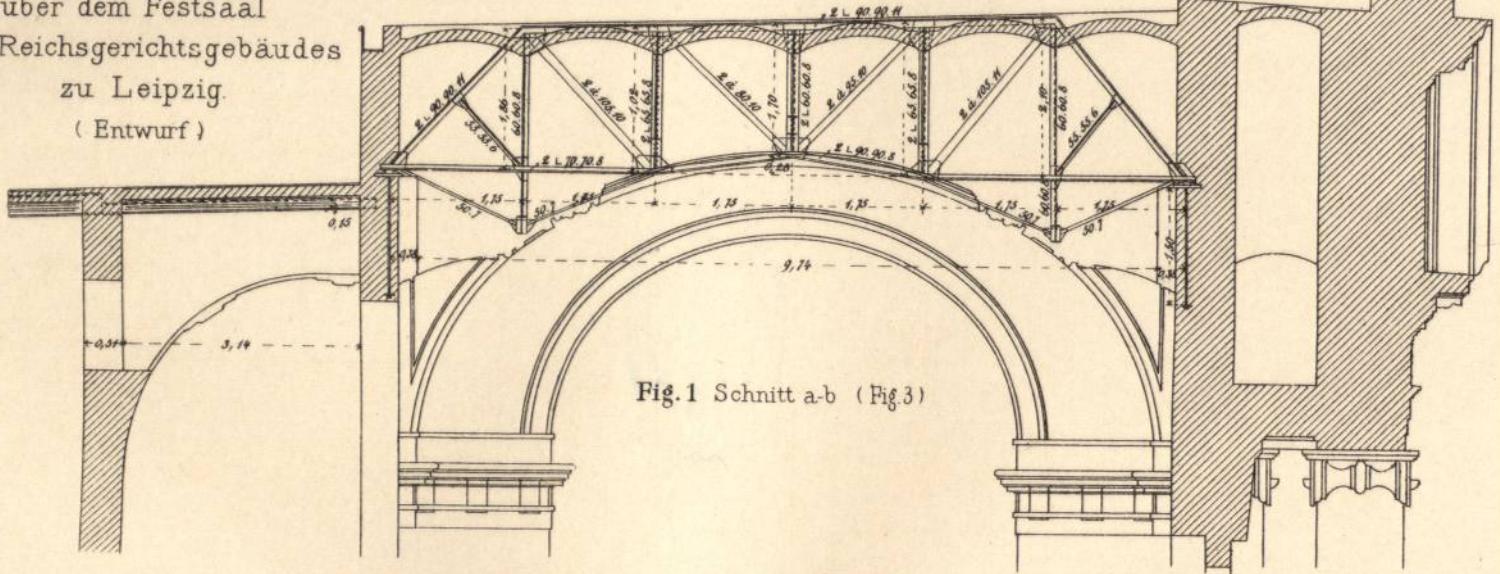


Fig. 1 Schnitt a-b (Fig. 3)

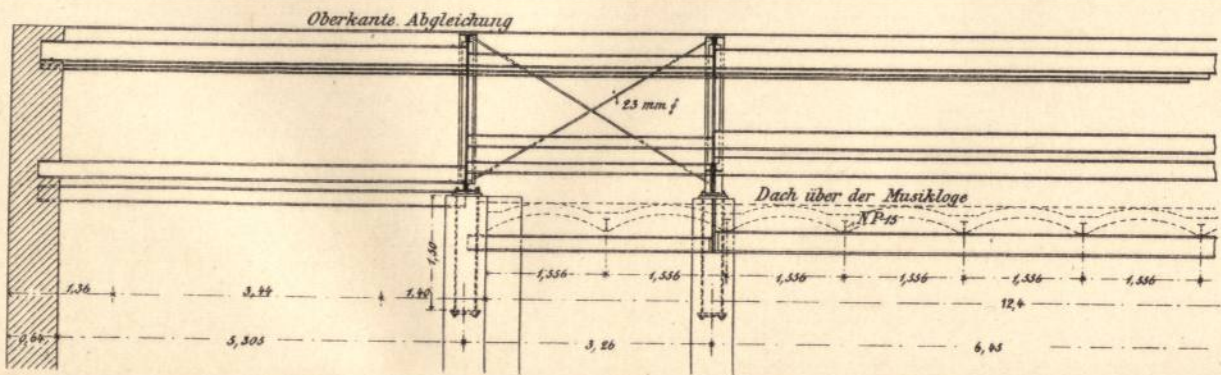


Fig. 2 Schnitt c-d (Fig. 3)

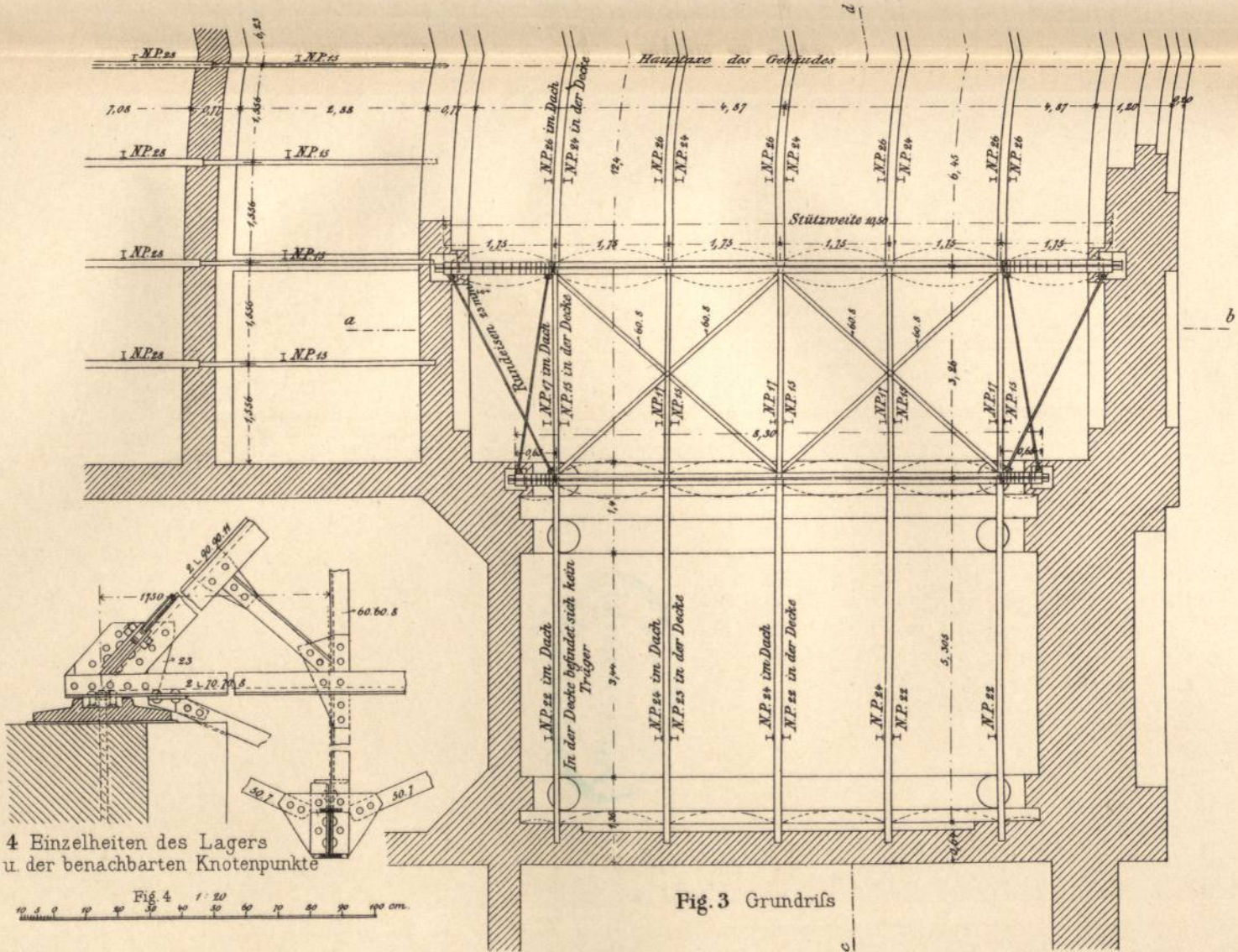


Fig. 3 Grundriss

Fig. 4 Einzelheiten des Lagers
u. der benachbarten Knotenpunkte

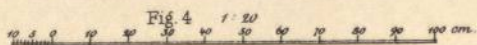
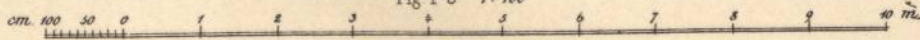


Fig. 1-3 1:100







Bogenträger eines Hallendaches.

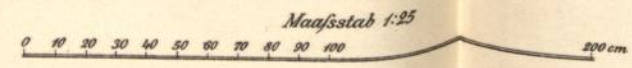
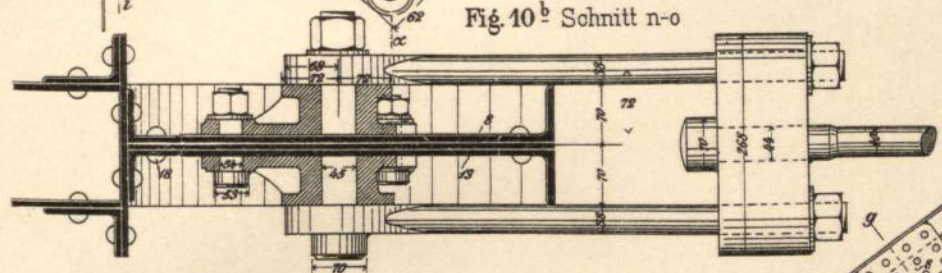
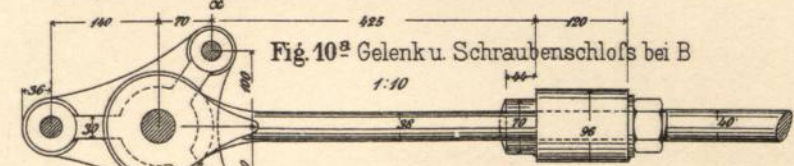
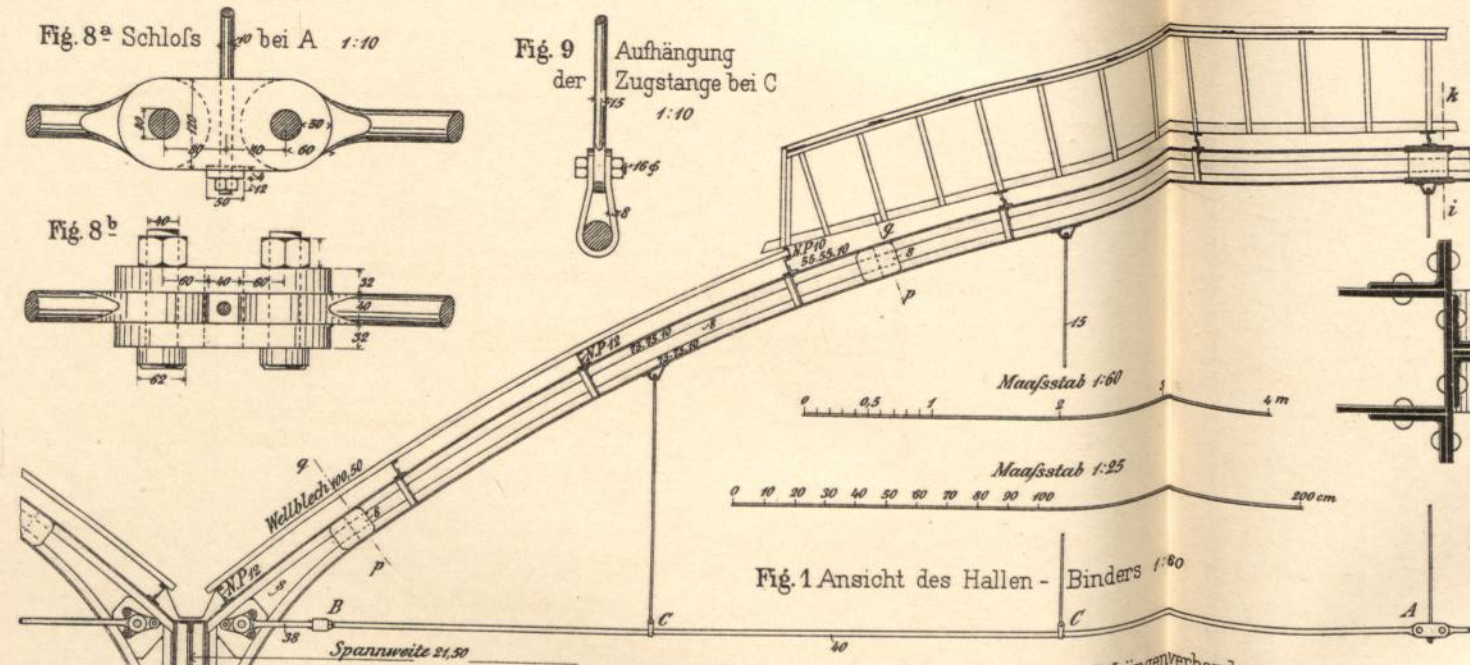
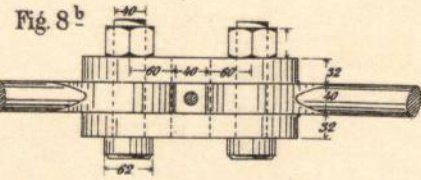
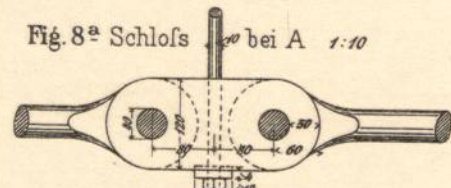
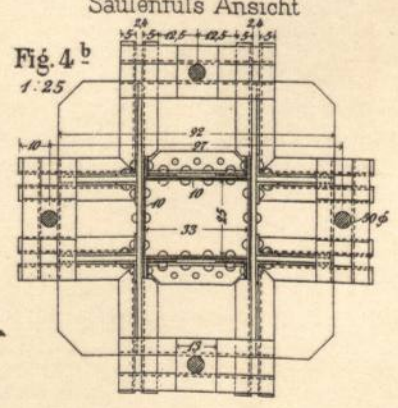
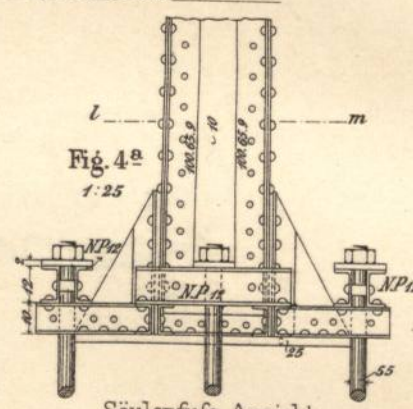


Fig. 1 Ansicht des Hallen-Binders 1:60



Grundriß Schnitt l-m

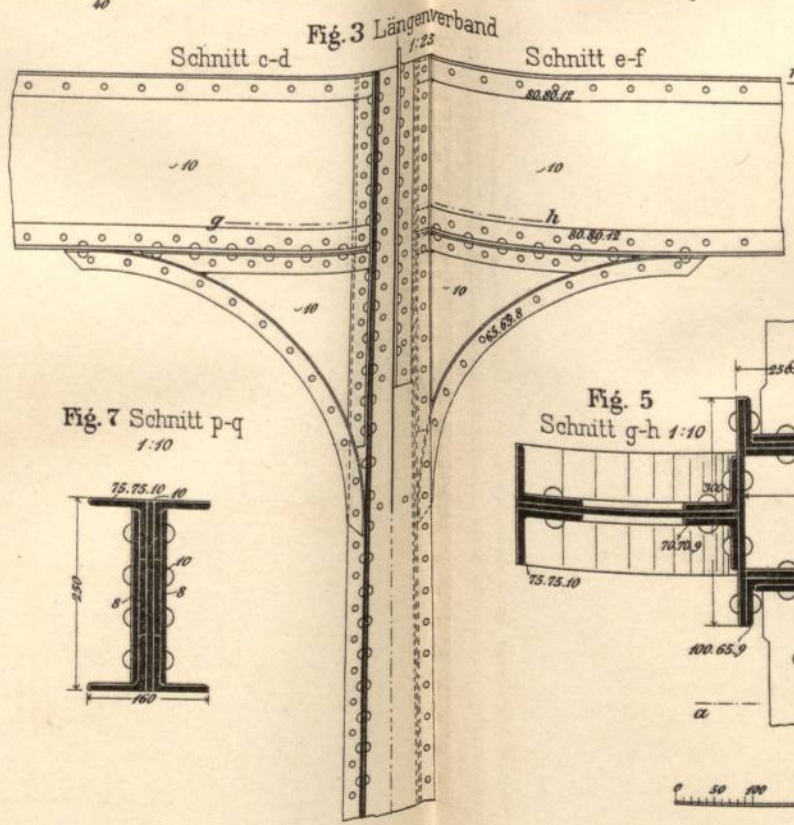


Fig. 7 Schnitt p-q 1:10

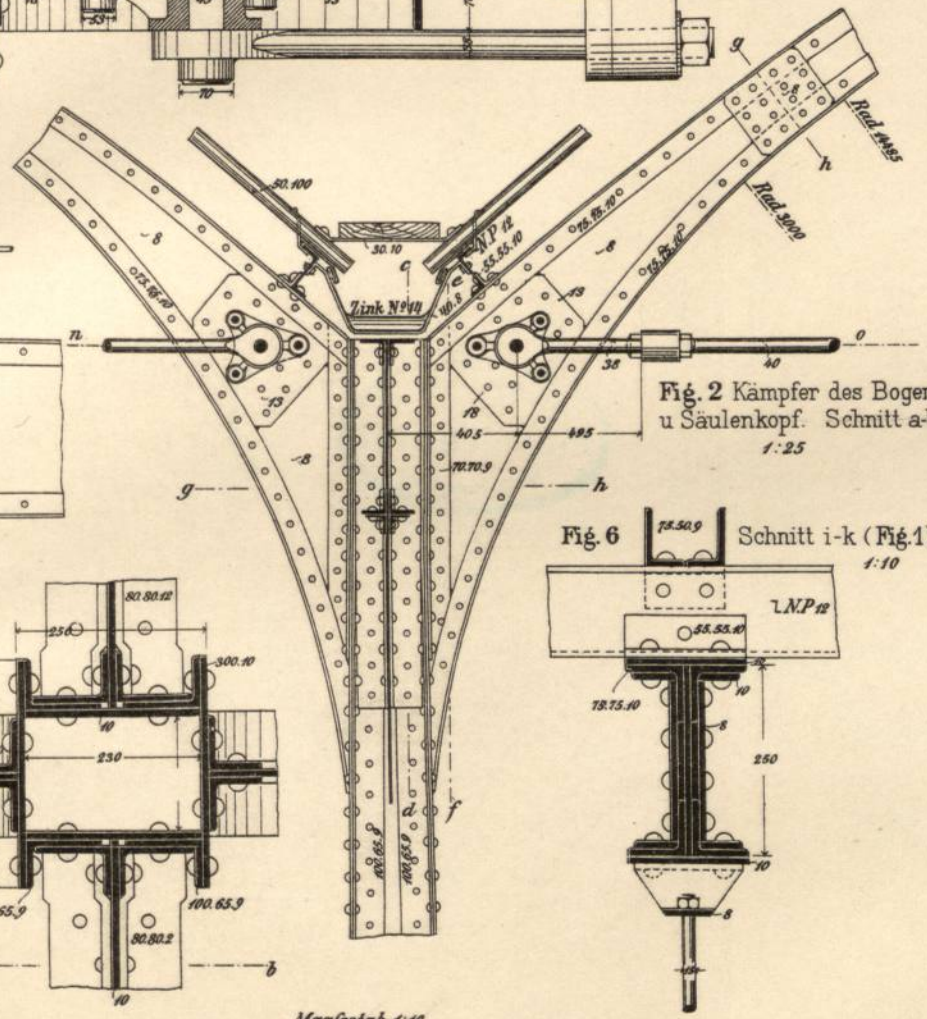
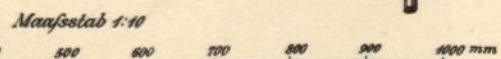
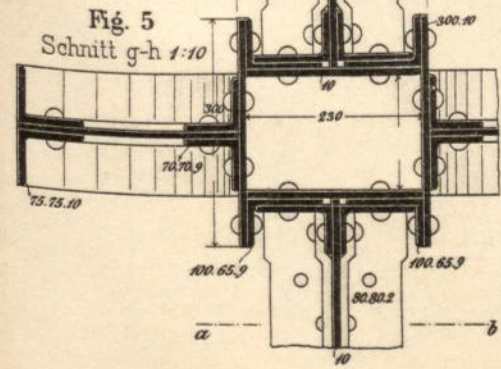
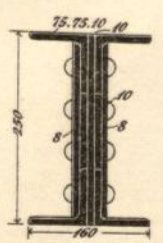
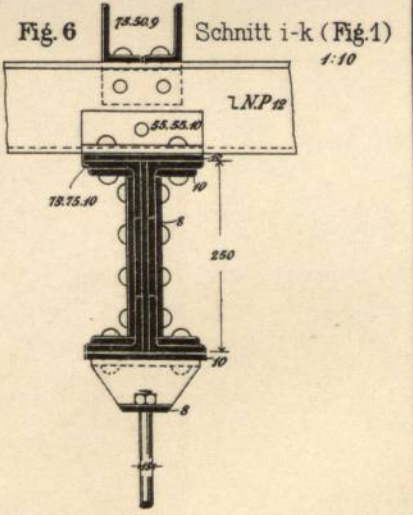


Fig. 2 Kämpfer des Bogens u. Säulenkopf. Schnitt a-b 1:25





Graphische Ermittlung der Spannungen im Bogenträger.

Fig. 1^a Seilpolygone bei senkrecht wirkenden Lasten.

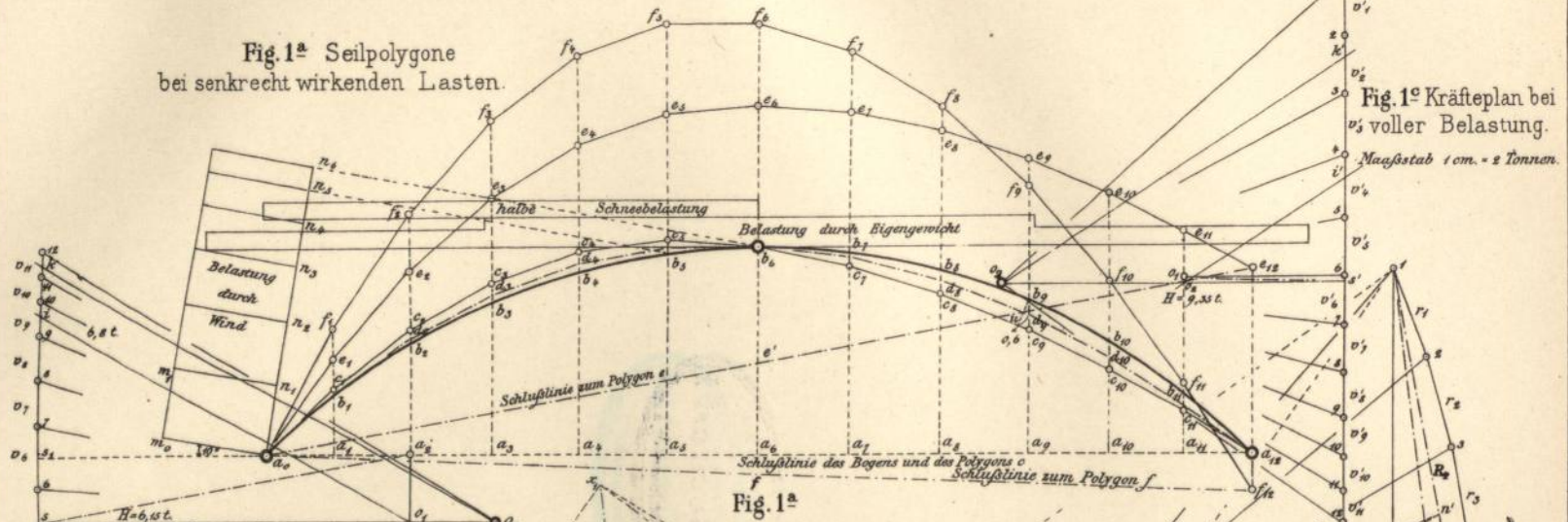


Fig. 1^b Kräfteplan bei v₃ voller Belastung.

Maßstab 1 cm. = 2 Tonnen.

Fig. 1^b Kräfteplan bei einseitiger Belastung

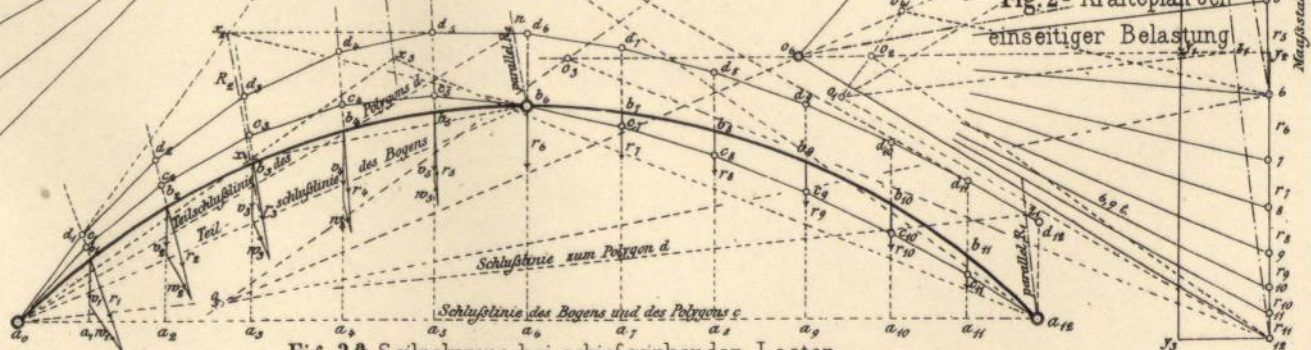
Maßstab 1 cm. = 1 Tonne

Fig. 2^b Kräfteplan bei einseitiger Belastung

Maßstab 1 cm. = 1 Tonne

Fig. 2^a Seilpolygone bei schief wirkenden Lasten.

Maßstab der Längen 1:150
1 2 3 4 5 m.

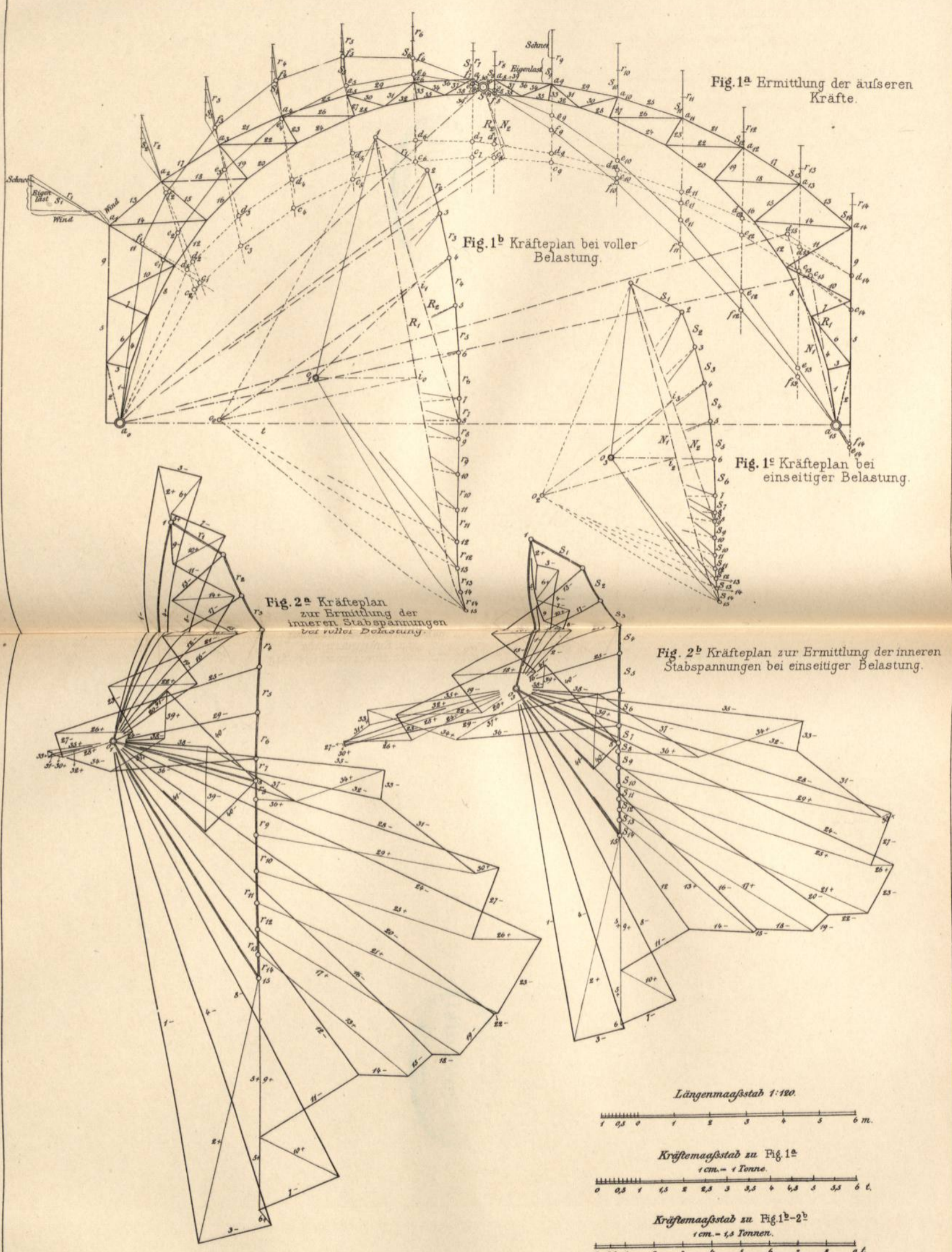






Graphische Ermittlung der Spannungen im Bogenfachwerk.

Breymann III Eisen (6. Aufl.)



J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.





Fig. 1 Längenschnitt des Hallendaches.

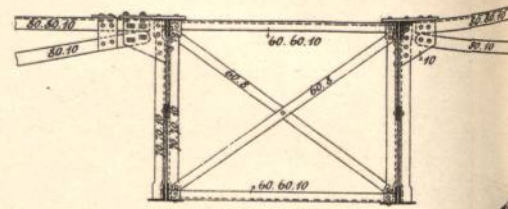
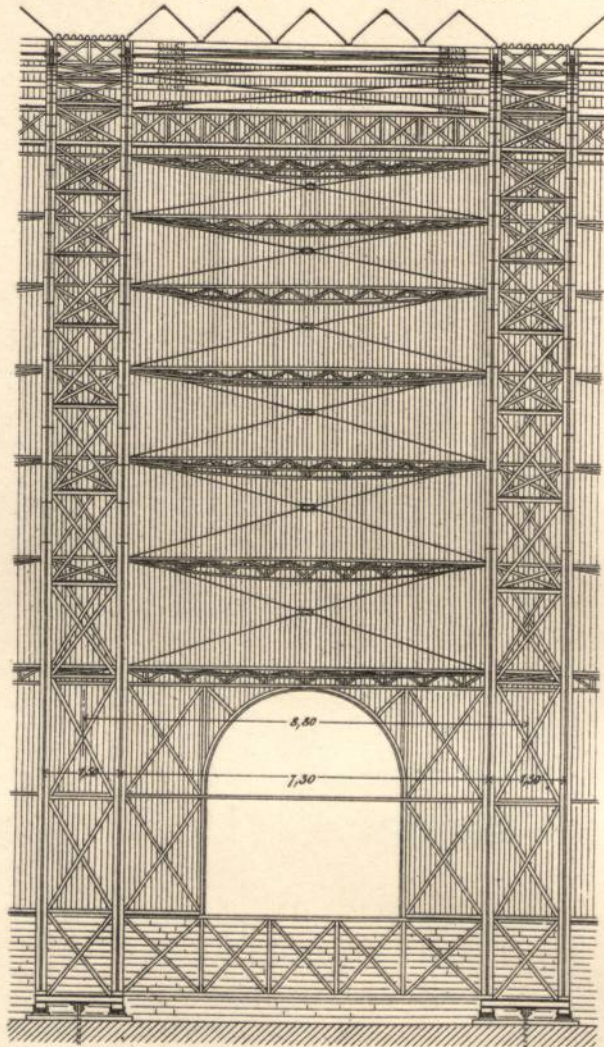


Fig. 4 Schnitt a-b (Fig. 2)

Fig. 3 Anschluss der Pfette an den Binder 1:50

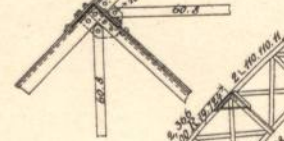
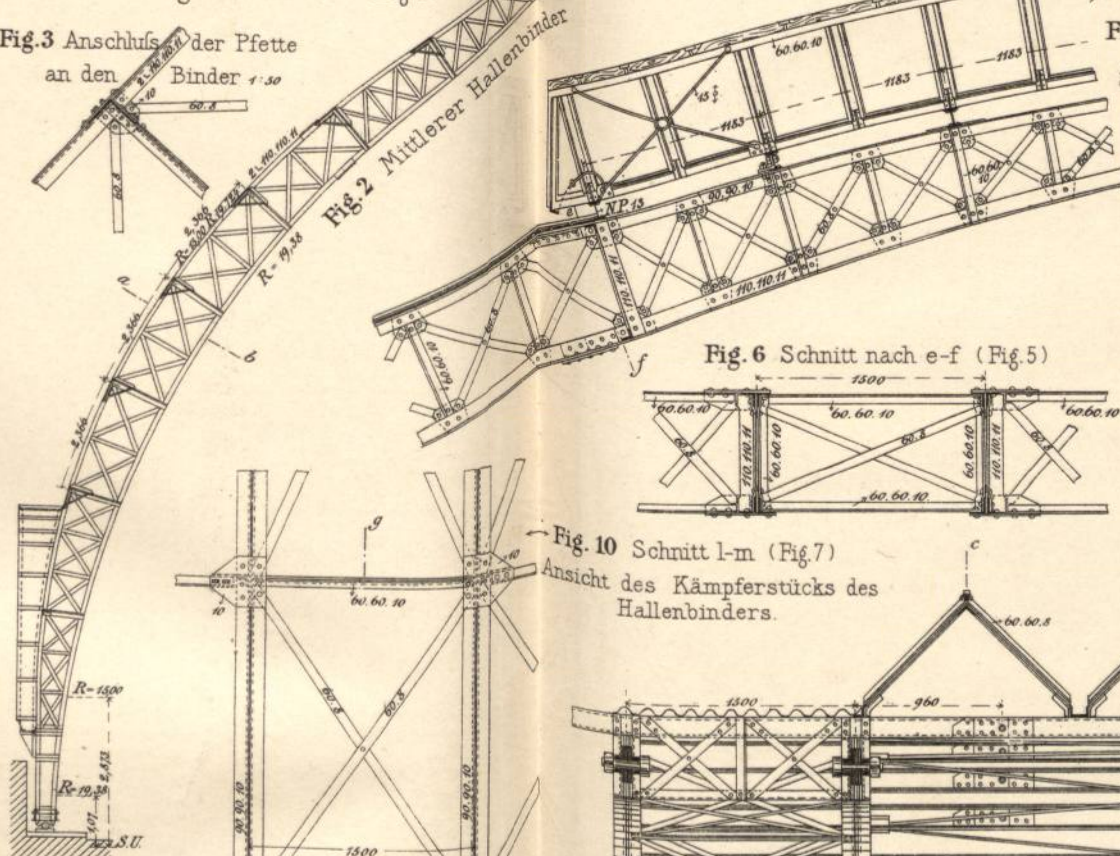


Fig. 2 Mittlerer Hallenbinder



Oberlicht

Fig. 5 Ansicht des Scheitelstücks Schnitt c-d (Fig. 9.)

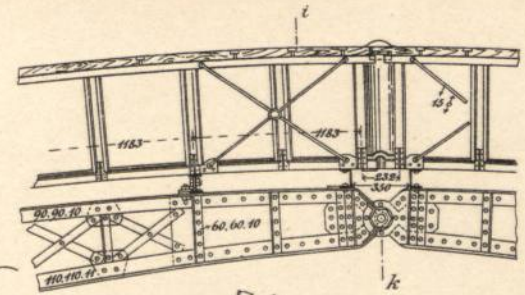


Fig. 6 Schnitt nach e-f (Fig. 5)

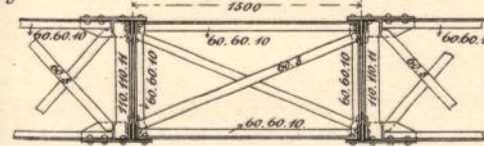


Fig. 10 Schnitt l-m (Fig. 7) Ansicht des Kämpferstücks des Hallenbinders.

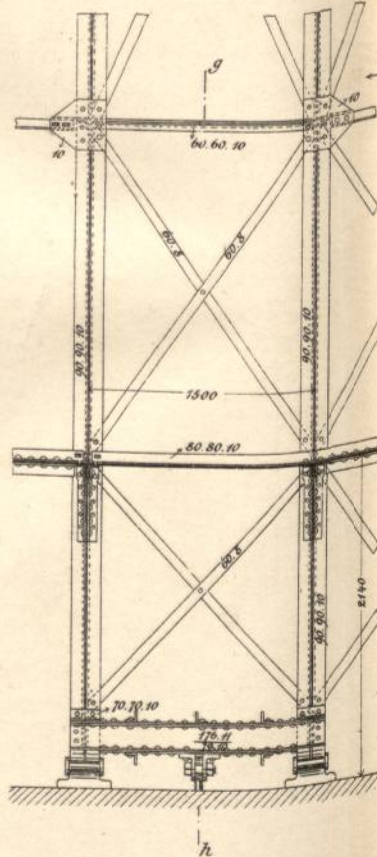


Fig. 9 Querschnitt durch den Scheitel nach i-k (Fig. 5)

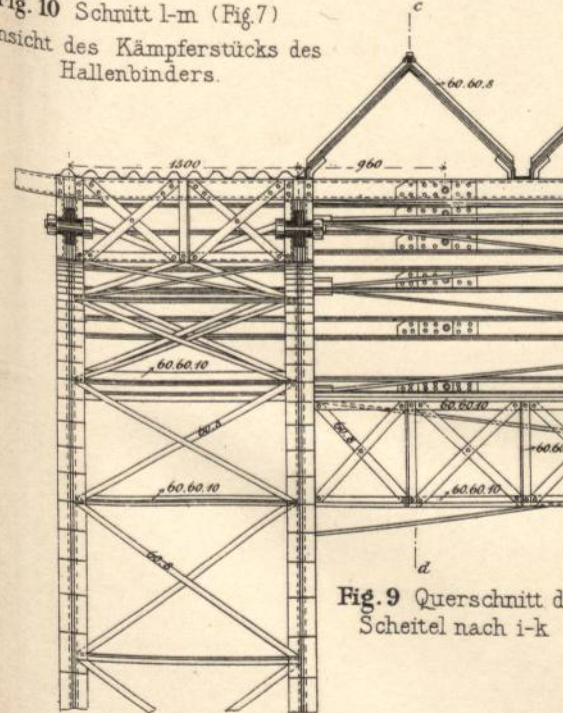


Fig. 7 Kämpferstück des Hallenbinders. Schnitt in der Fensteraxe.

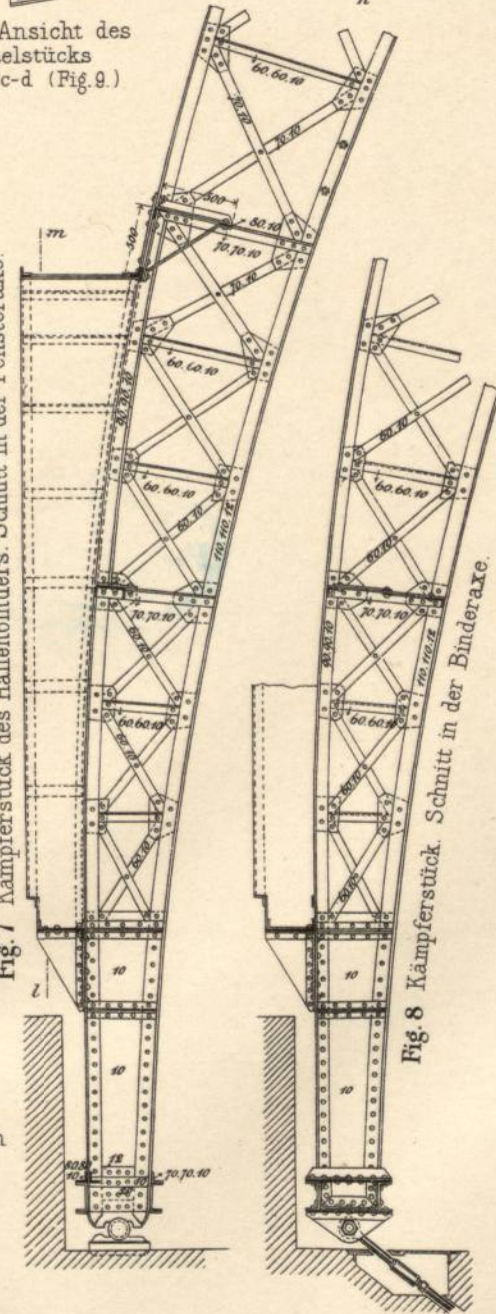
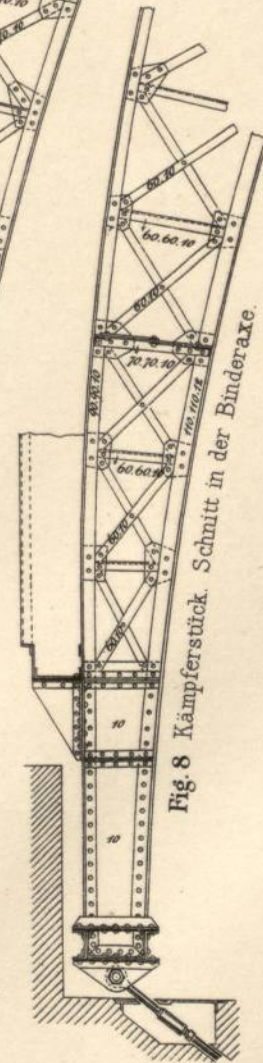


Fig. 8 Kämpferstück. Schnitt in der Binderaxe.



Bahnsteighalle auf Bahnhof Alexanderplatz
Stadtbahn Berlin.





Hallendach des Bahnhof Alexanderplatz. (Blatt 2.)

Fig. 2.
Schnitt a-b 1:50

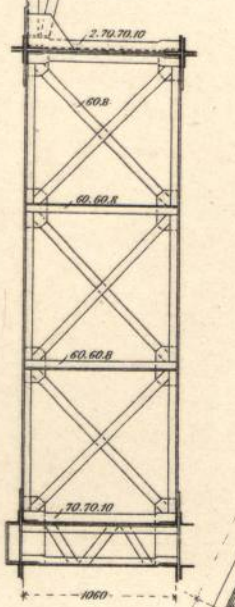


Fig. 1.
Auflagerung des
östlichen Abschluss-
binders.
1:50

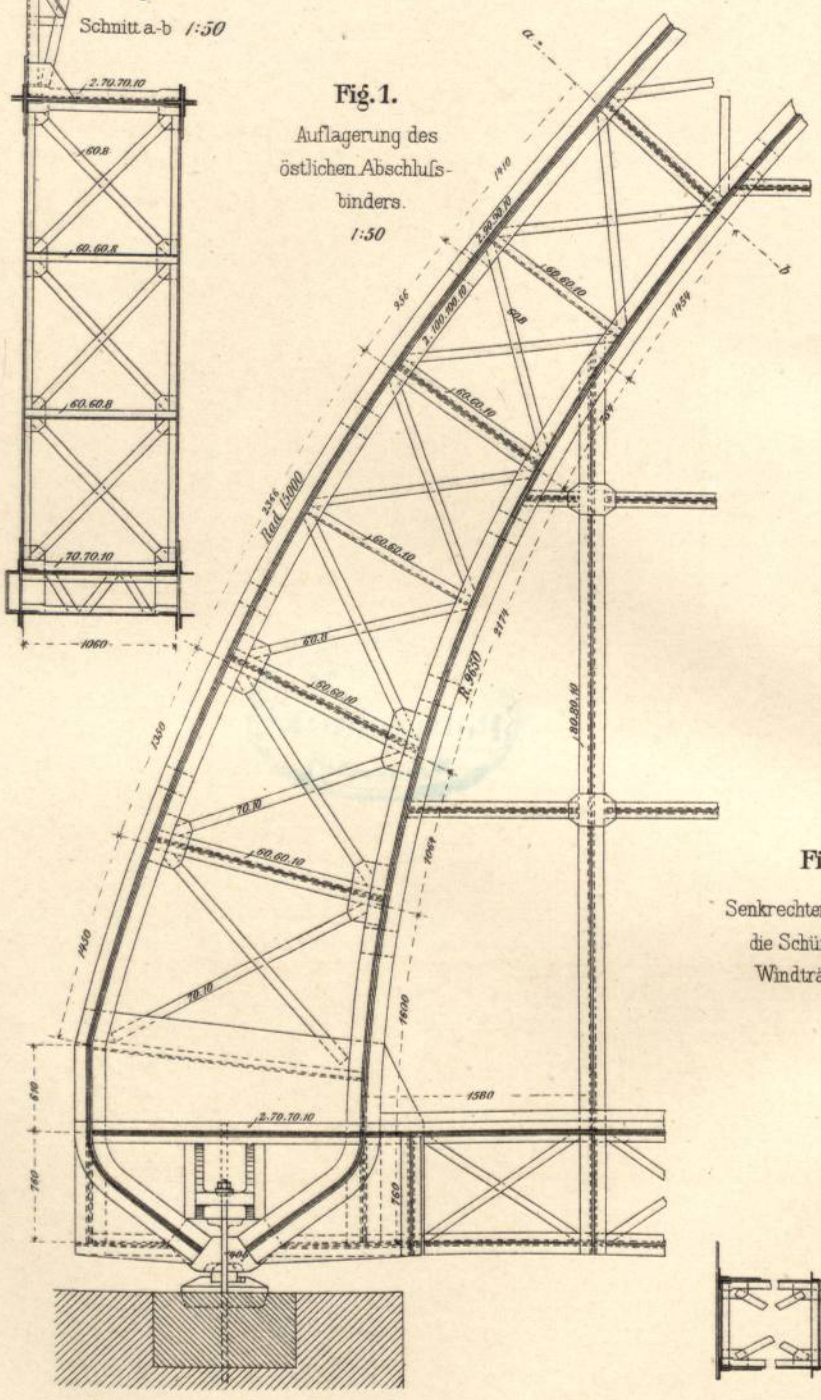


Fig. 3.
Senkrechter Schnitt durch
die Schürze und den
Windträger. 1:50.

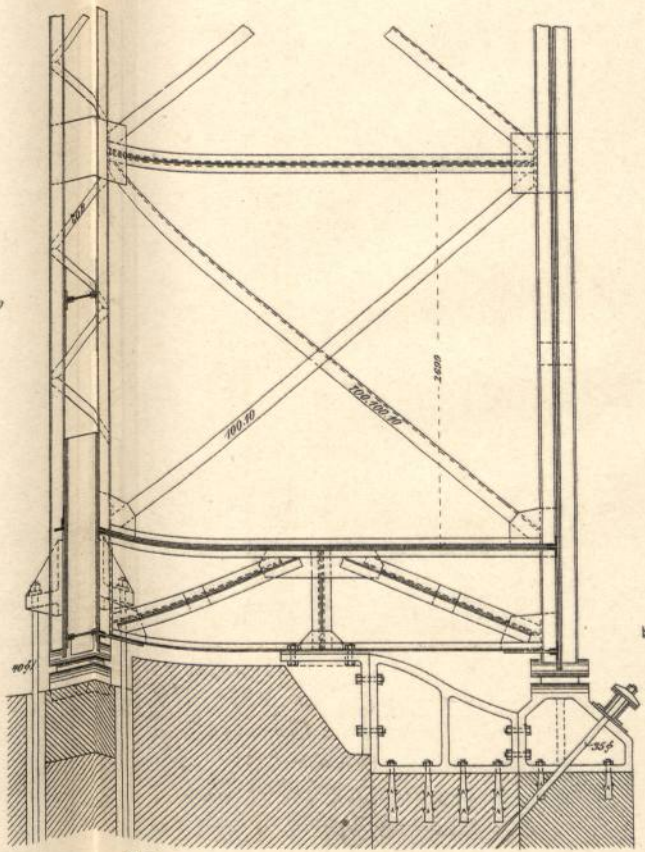
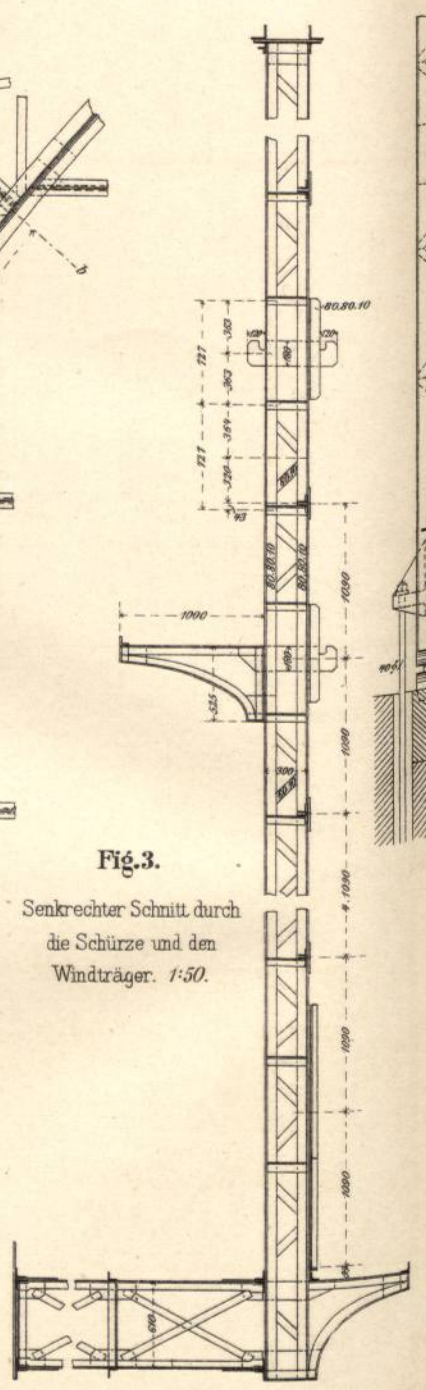
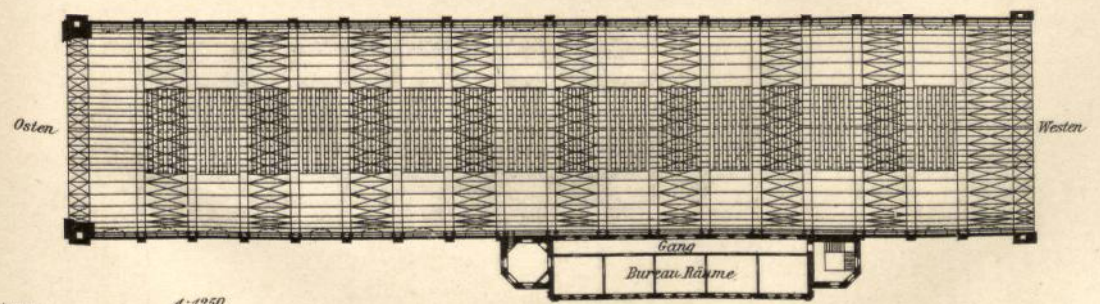
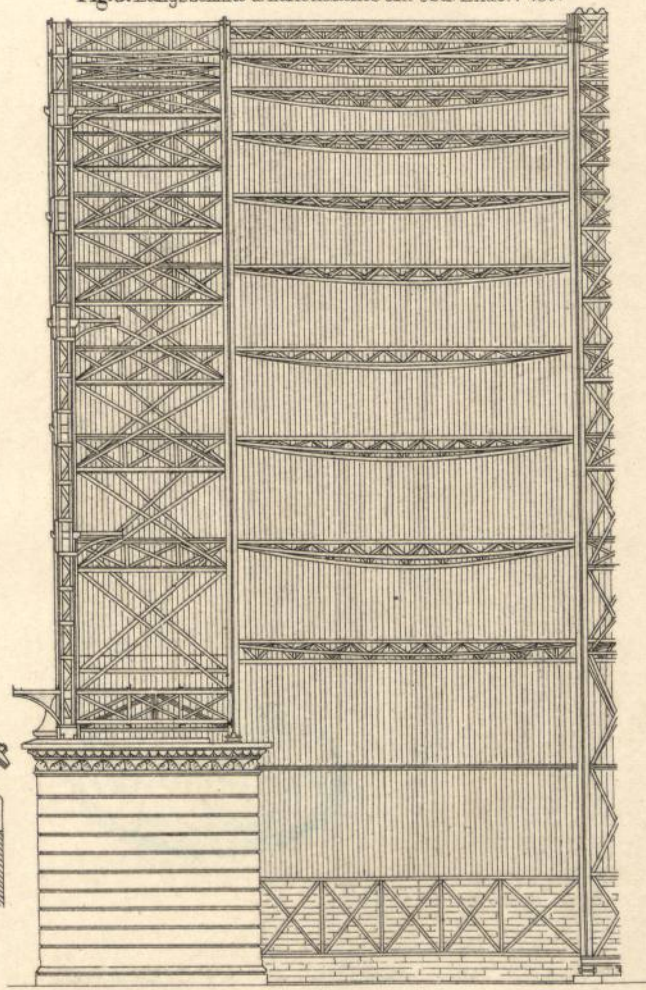
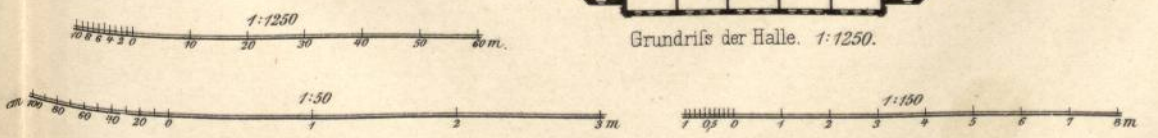


Fig. 4. Seitenansicht der Auflagerung des
östlichen Abschlussbinders. 1:50.

Fig. 5. Längsschnitt d. Hallendaches am östl. Ende. 1:150.



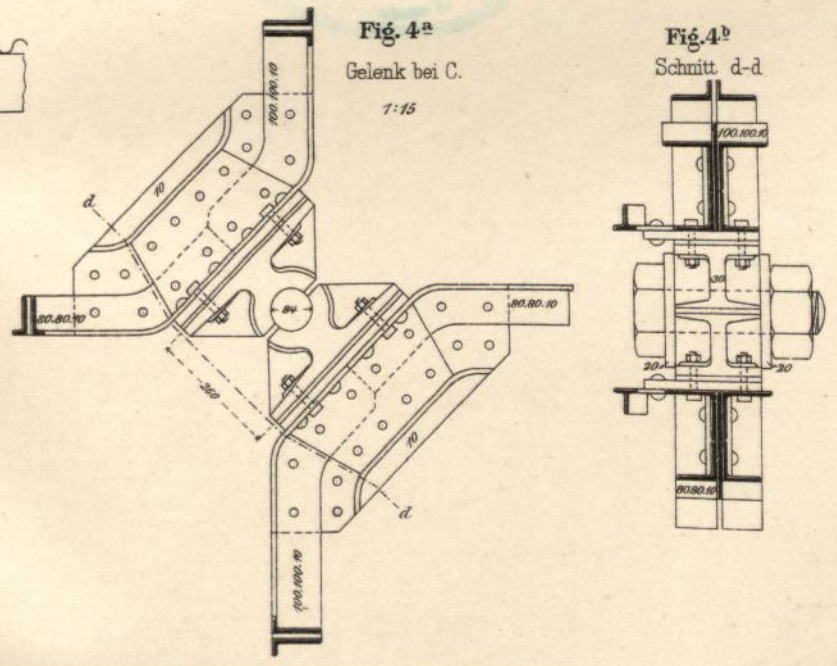
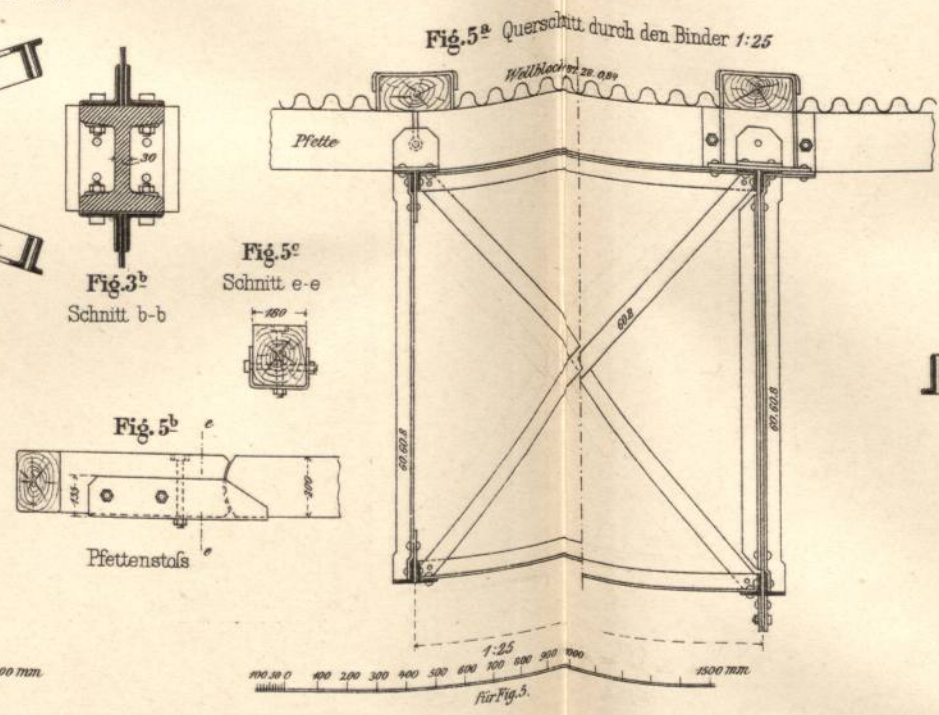
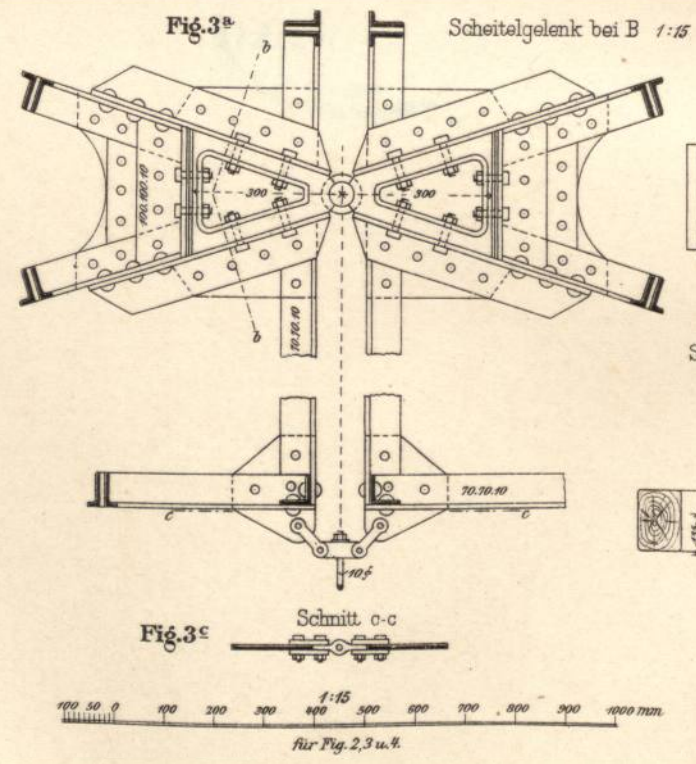
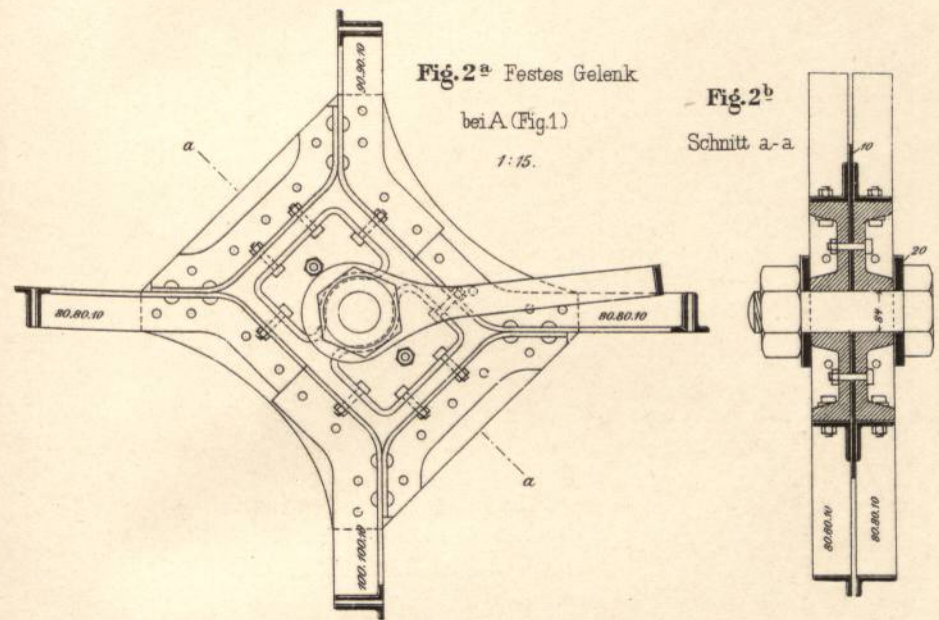
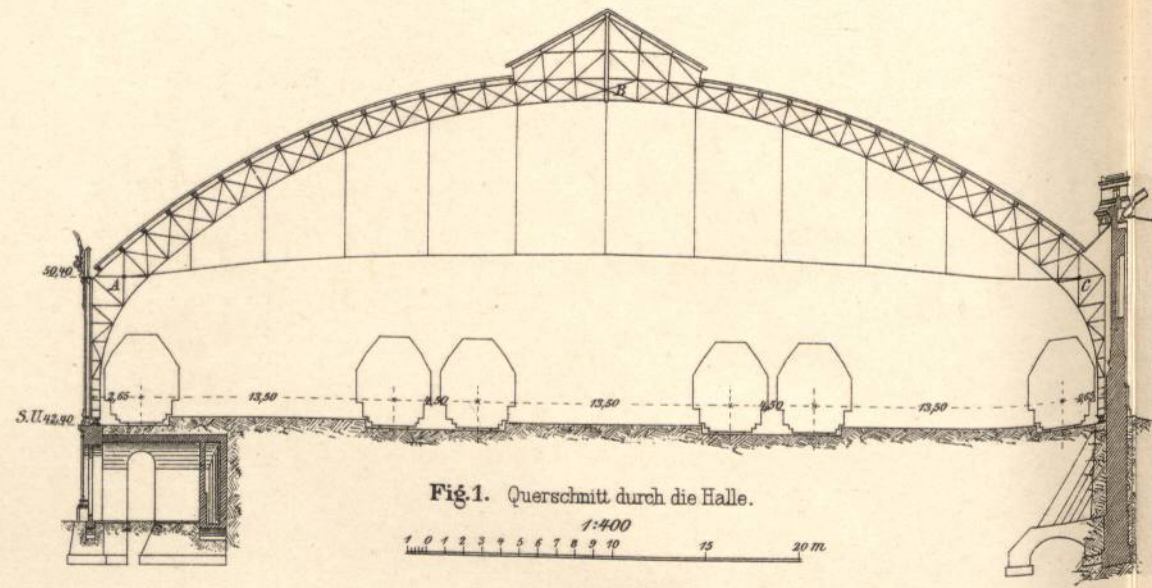
Grundriss der Halle. 1:1250.







Hallenconstruction Schlesischer Bahnhof in Berlin.







Bahnhofshalle in Frankfurt a.M.

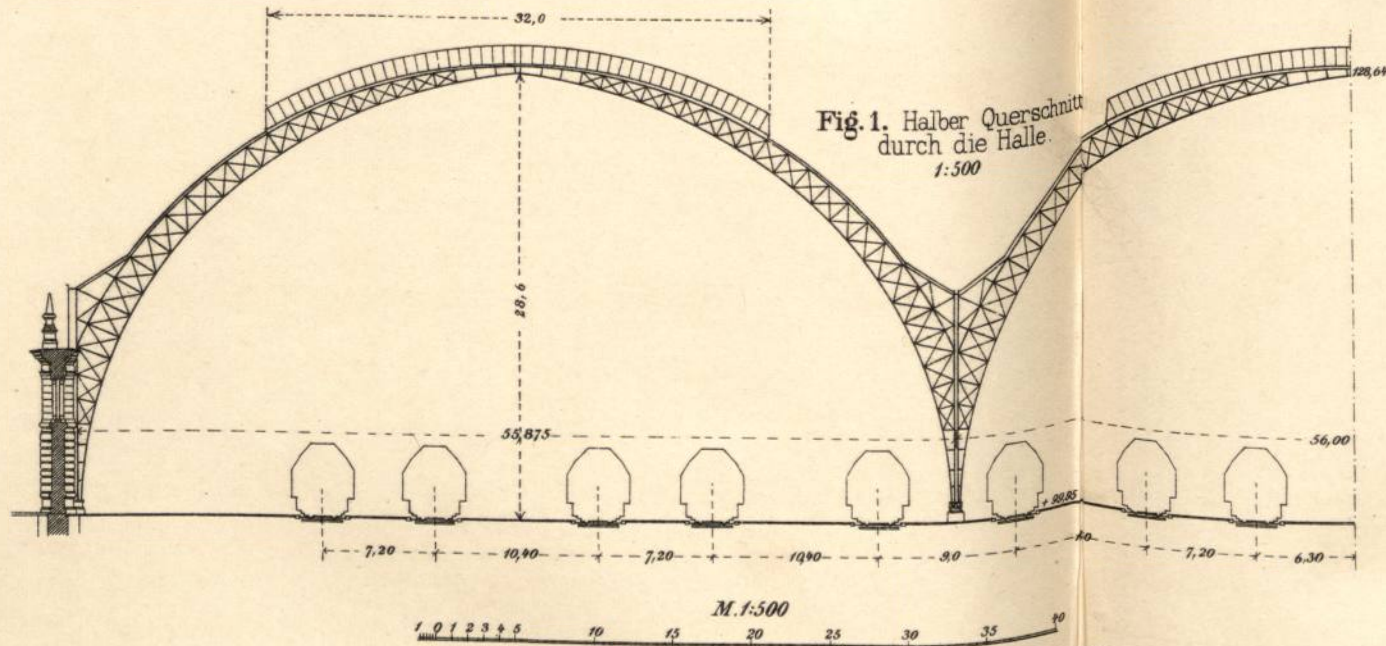


Fig. 1. Halber Querschnitt durch die Halle. 1:500

Fig. 2^a. Grundriss. 1:20

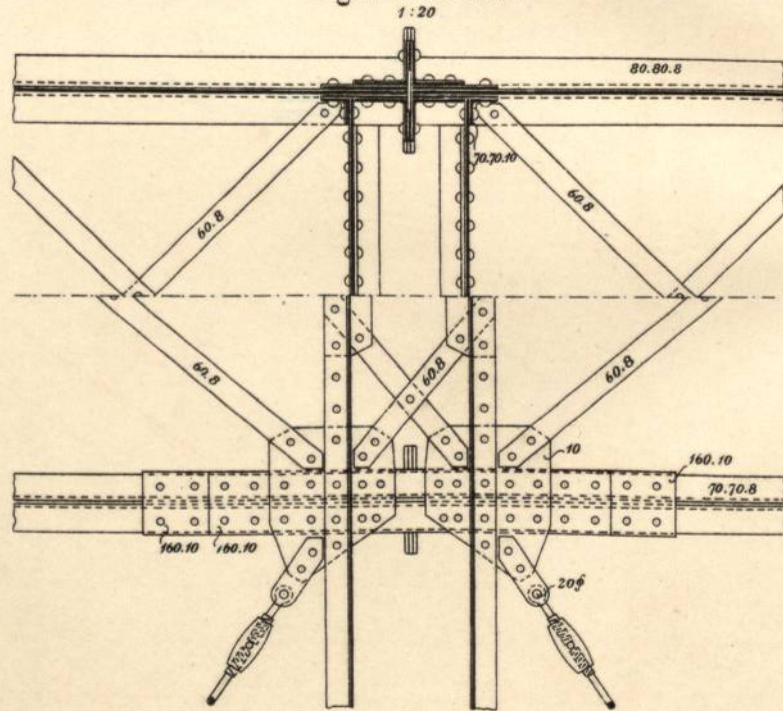


Fig. 2^{a-e}. Scheitelgelenk.

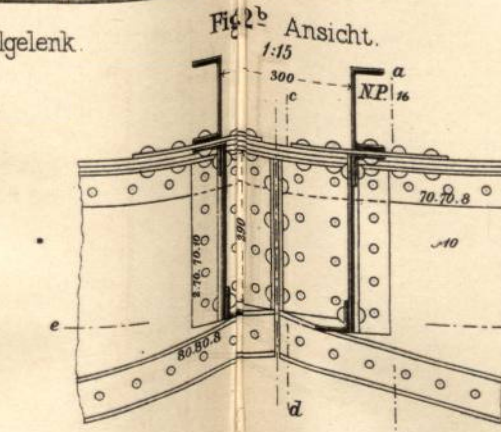


Fig. 2^d. Schnitt e-f. 1:15

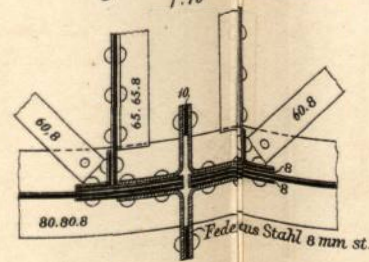


Fig. 2^e. Schnitt a-b. 1:15

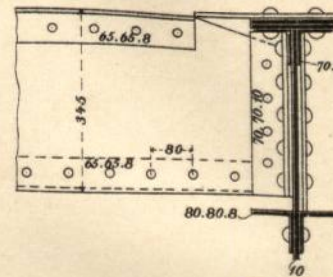


Fig. 3-6. Pfettenstöße 1:10

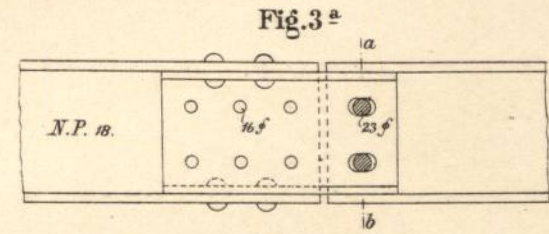


Fig. 3^a

Fig. 3^b. Schnitt a-b.

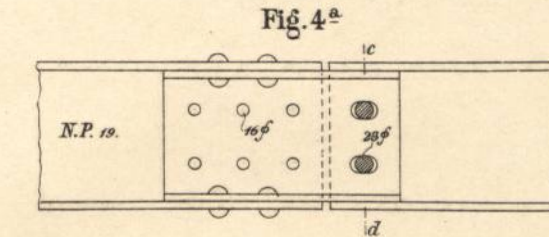
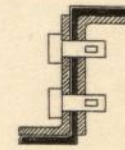


Fig. 4^a

Fig. 4^b. Schnitt c-d.

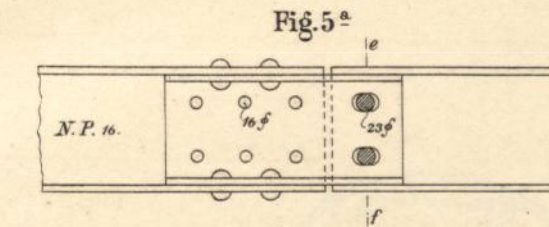
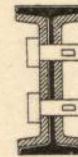


Fig. 5^a

Fig. 5^b Schnitt e-f.

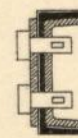


Fig. 2^c. Schnitt c-d. 1:15

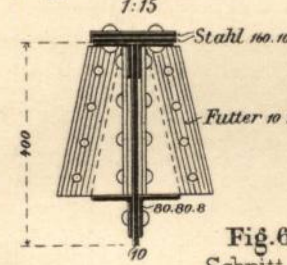


Fig. 6^a

Schnitt g-h.

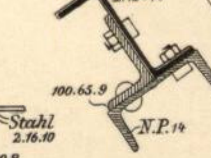
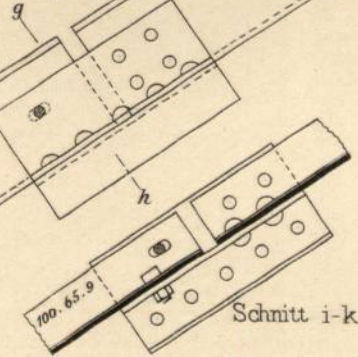


Fig. 6^b



1:10 10 8 6 + 2 0 10 20 30 40 50 60 cm

1:15 10 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 cm

1:20 10 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 cm





Städtische Markthalle zu Hannover.

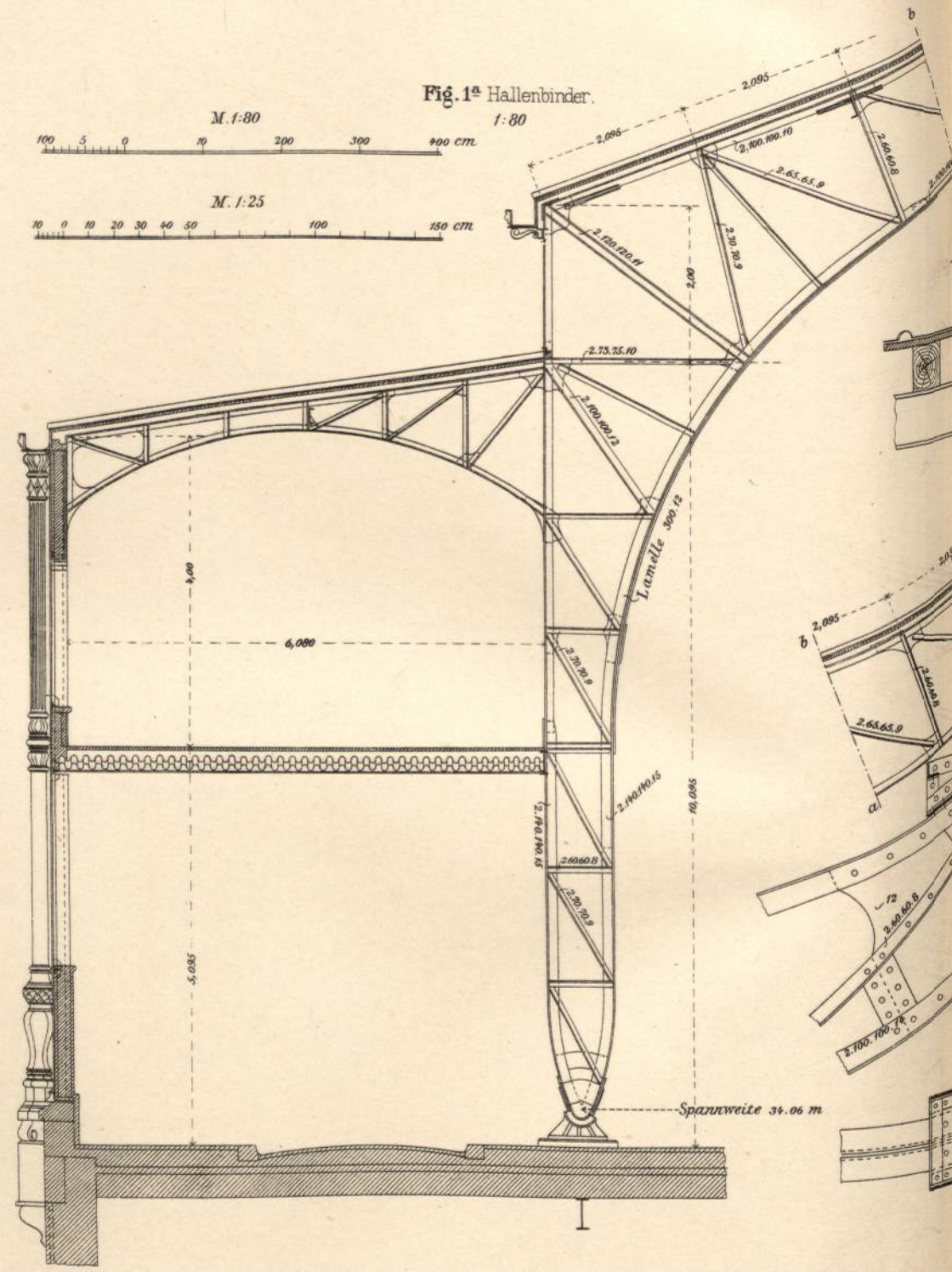
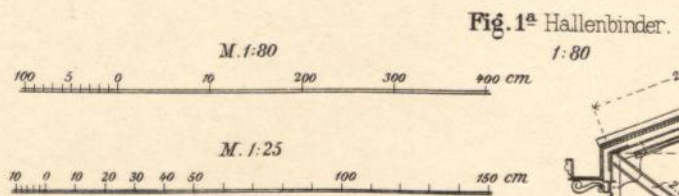


Fig. 2 Schnitt a-b 1:25

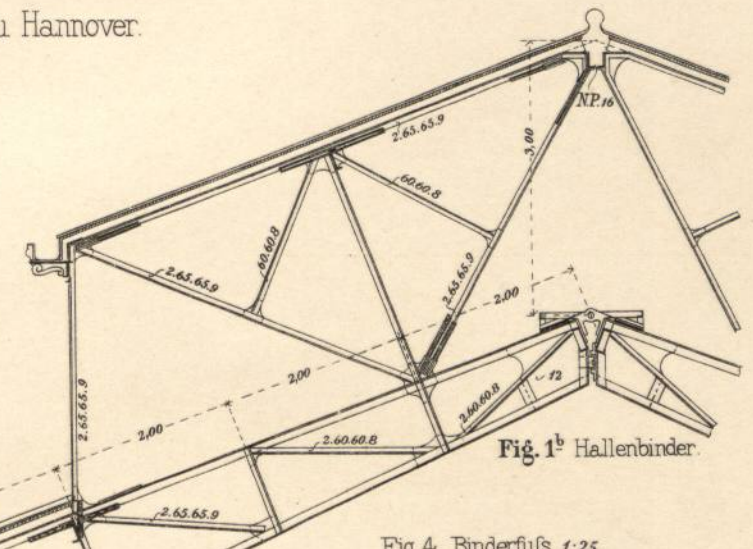
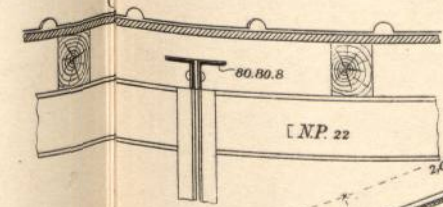


Fig. 1b Hallenbinder.

Fig. 4. Binderfuß 1:25

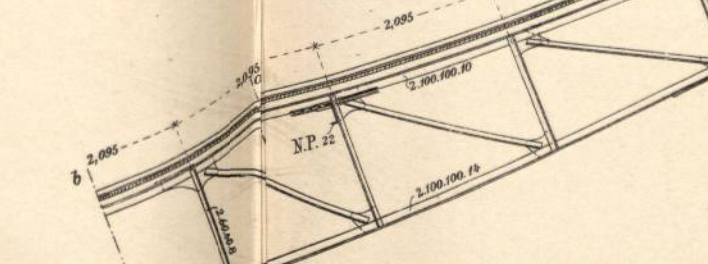


Fig. 4a Ansicht

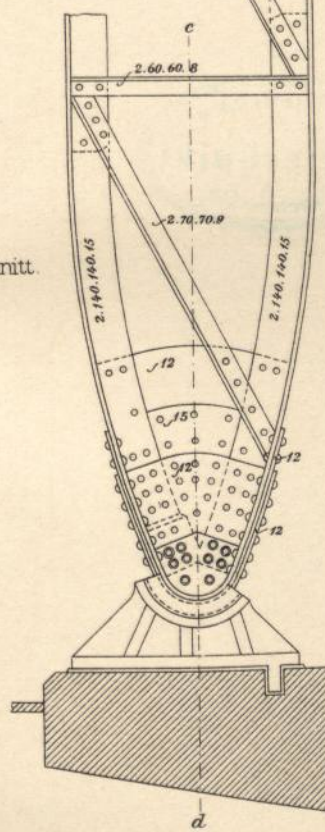


Fig. 4b Schnitt c-d.

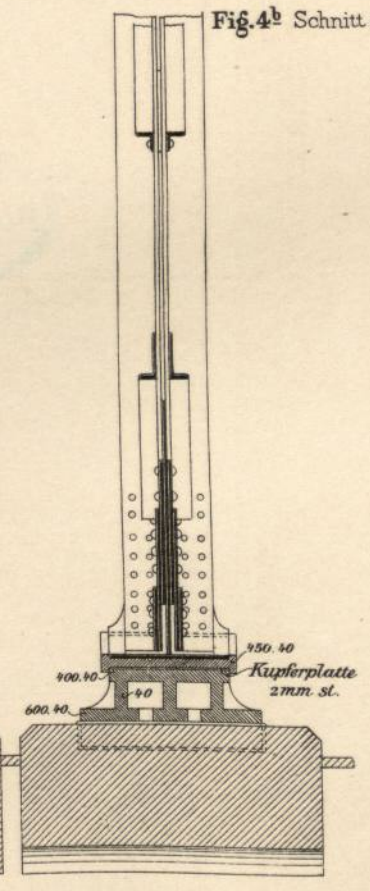


Fig. 3. Binderscheitel 1:25

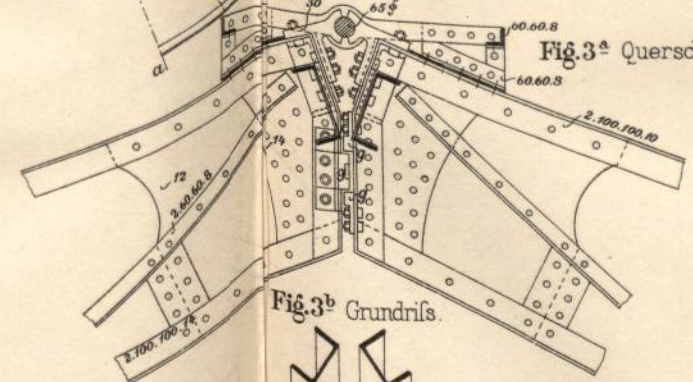
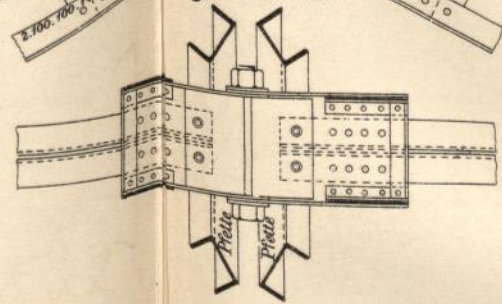


Fig. 3a Querschnitt.

Fig. 3b Grundriss.



entw. G. Bockelberg u. P. Rowald.





Gelenke der Bogenträger.

Fig. 1-4. Maschinenhalle von der Pariser Ausstellung 1889.

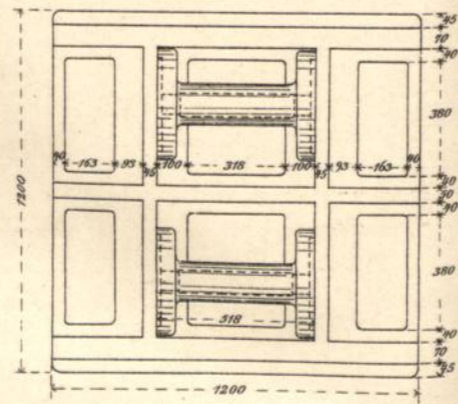
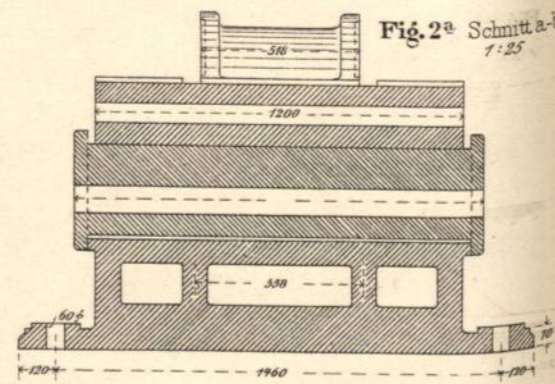
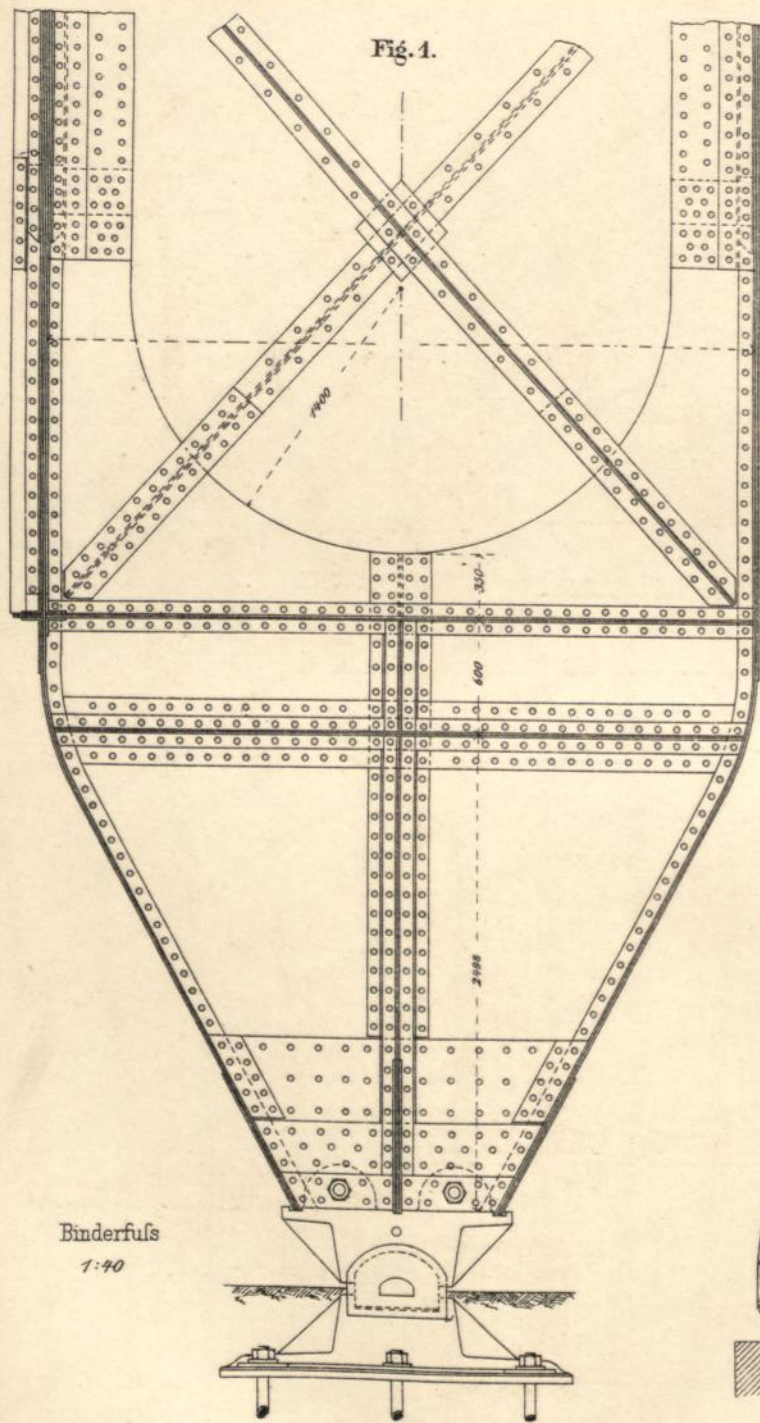
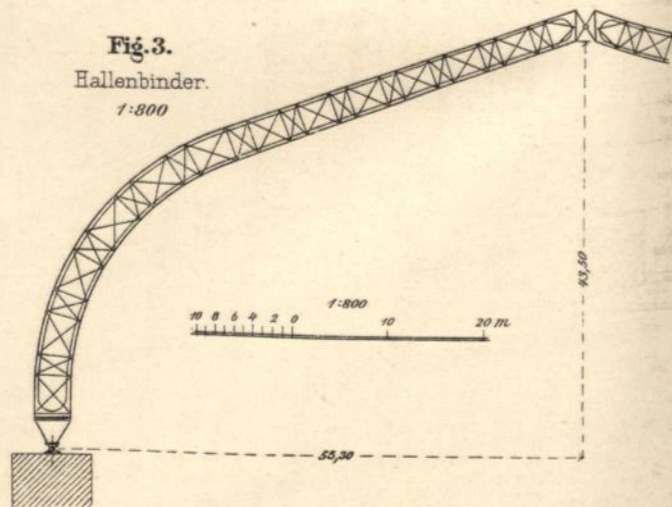
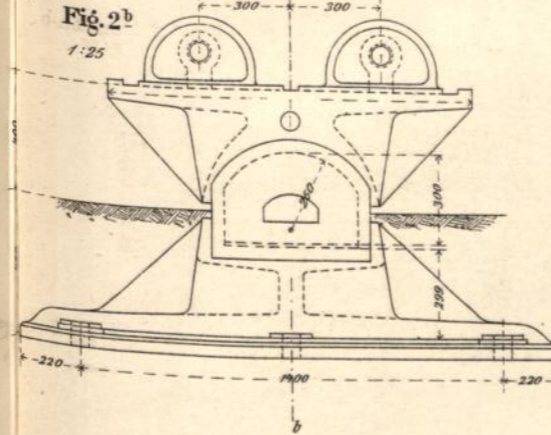


Fig. 3. Hallenbinder.
1:800



Fußlager.



Fundierung des Binderfußes.
Fig. 4.
1:200

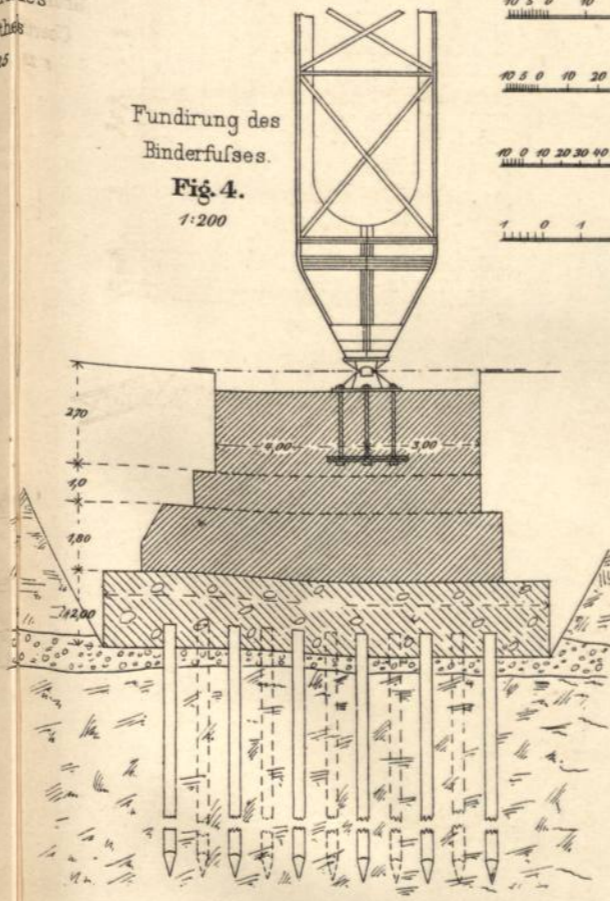


Fig. 5 u. 6. Fußlager der Bahnhofshalle in Hannover.
1:20

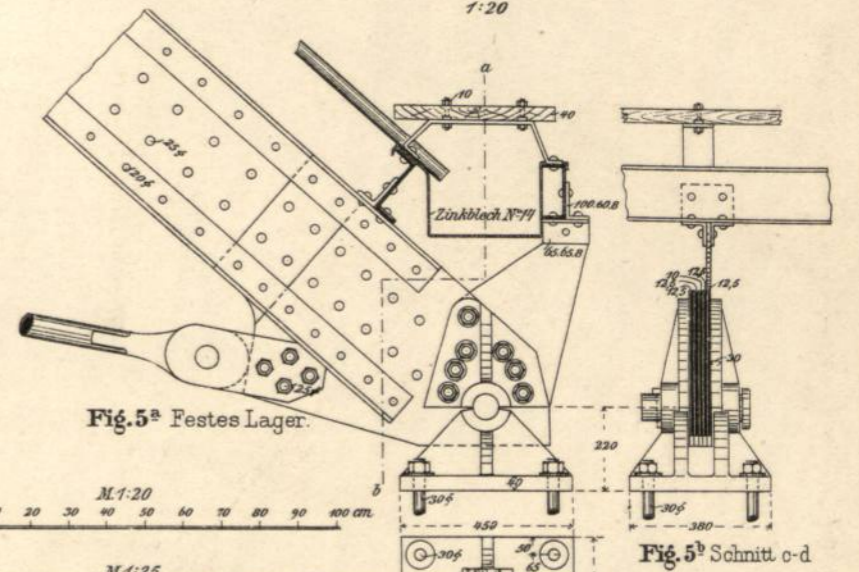


Fig. 5a Festes Lager.

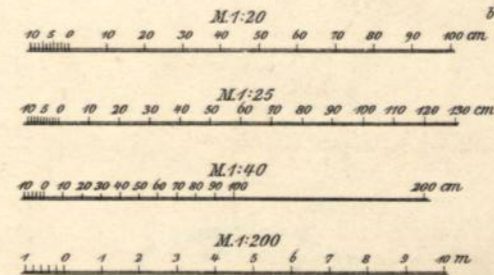


Fig. 6a. Rollenlager.

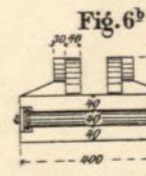
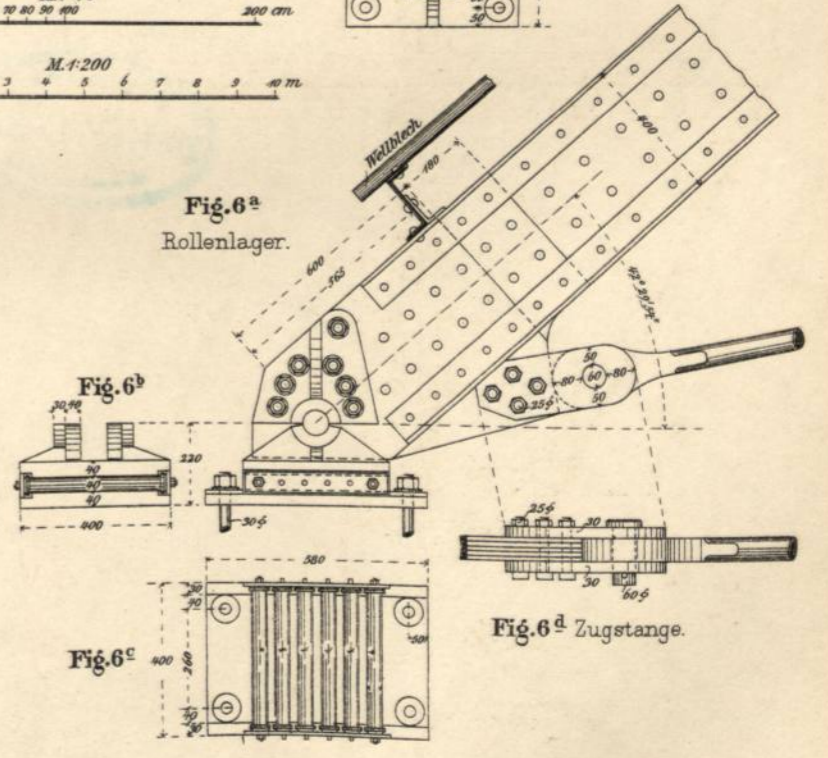


Fig. 6c

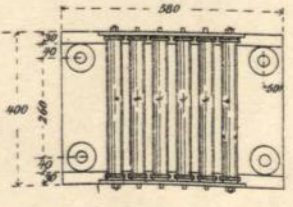
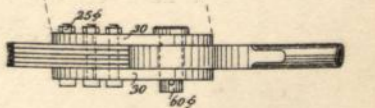


Fig. 6d Zugstange.





Gelenke der Bogenträger.

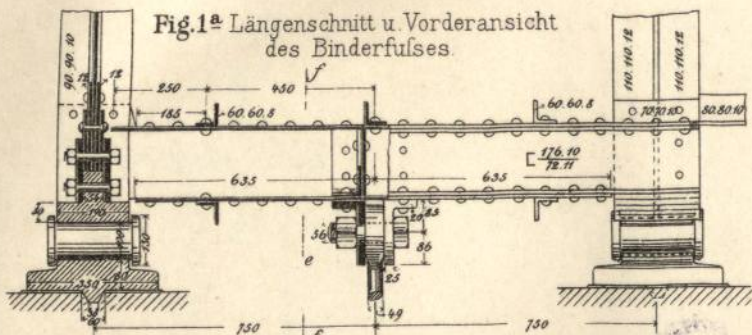


Fig. 1^a Längenschnitt u. Vorderansicht des Binderfußes.

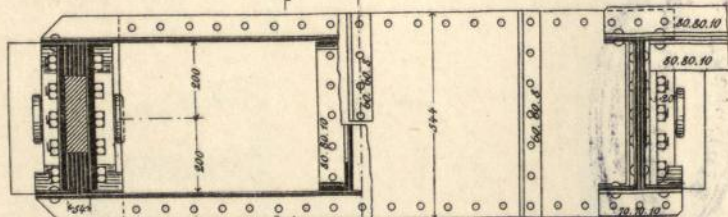


Fig. 1^b Schnitt c-d

Fig. 1^c Schnitt a-b

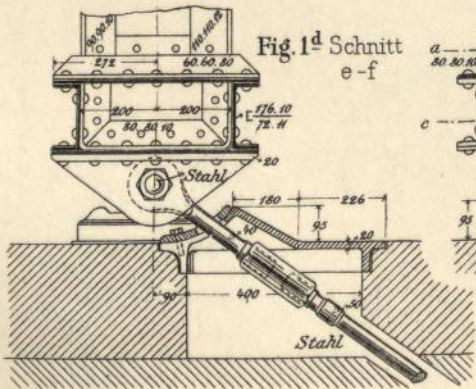


Fig. 1^d Schnitt e-f

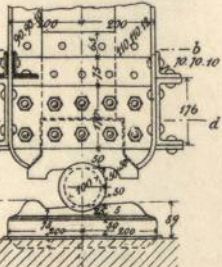


Fig. 1^e Seitenansicht des Binderfußes.

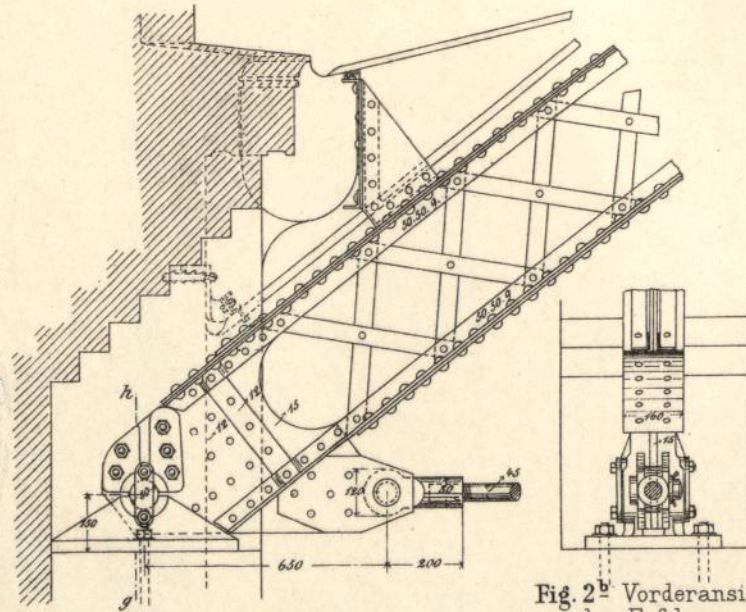


Fig. 2^a Seitenansicht des Fußslagers.

Fig. 2^b Vorderansicht des Fußslagers.

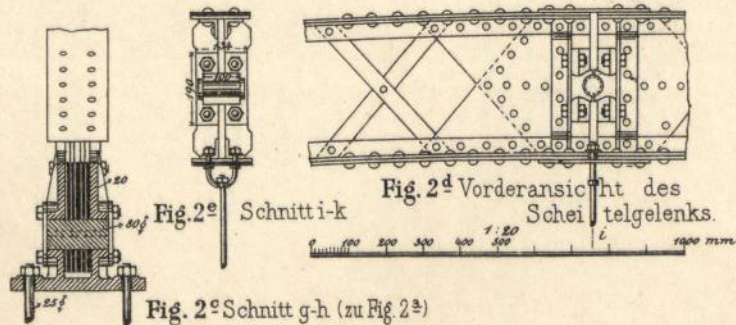


Fig. 2^c Schnitt i-k

Fig. 2^d Vorderansicht des Scheitelgelenks.

Fig. 2^e Schnitt g-h (zu Fig. 2^a)

Fig. 1 Kämpfergelenk des Hallenbinders Bahnhof Alexanderplatz Berlin.

Fig. 2 u. 3 Gelenke der westlichen Halle auf Centralbahnhof Magdeburg.



Gelenke der Bogenträger.

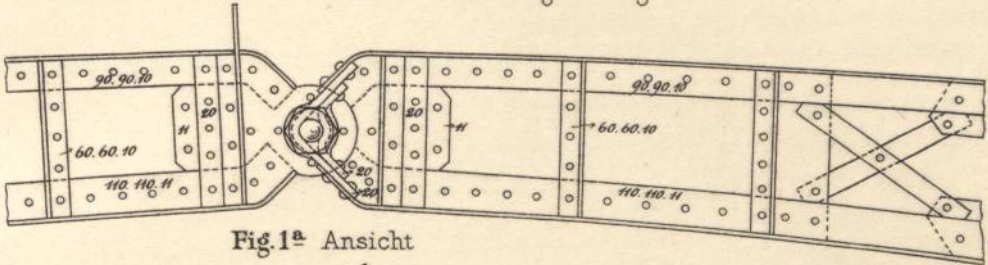


Fig. 1^a Ansicht

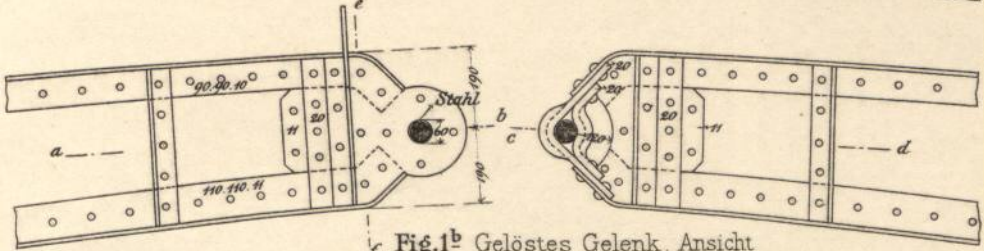


Fig. 1^b Gelöstes Gelenk, Ansicht

Fig. 1 Scheitelgelenk der Halle auf Bahnhof Alexanderplatz Berlin.

Fig. 1^c Schnitt a-b

Fig. 1^d Schnitt c-d

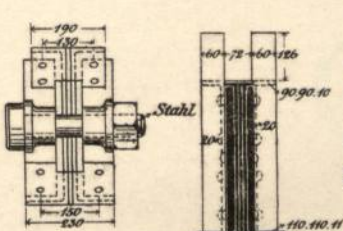


Fig. 1^e Vorderansicht (zu Fig. 1^b)

Fig. 1^f Schnitt e-f (zu Fig. 1^b)

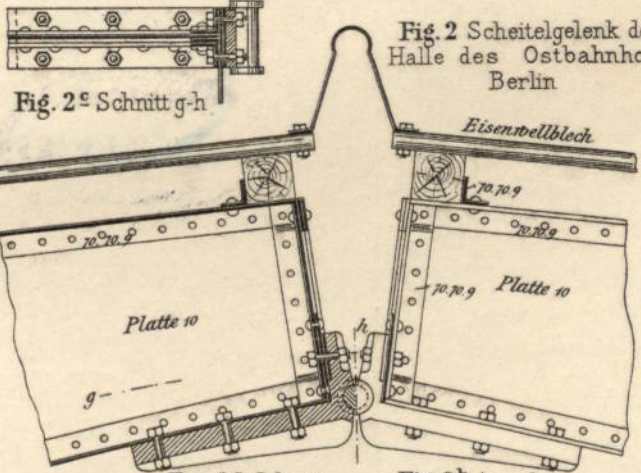


Fig. 2 Scheitelgelenk der Halle des Ostbahnhofes Berlin

Fig. 2^c Schnitt g-h

Fig. 2^a Schnitt

Fig. 2^b Ansicht

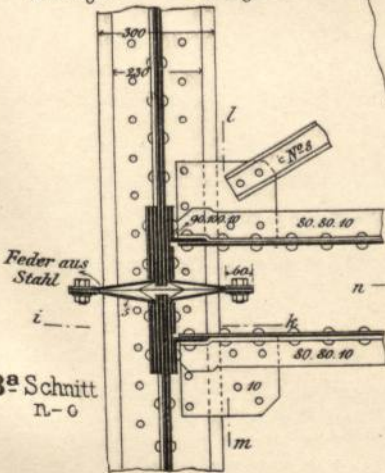


Fig. 3^a Schnitt n-o

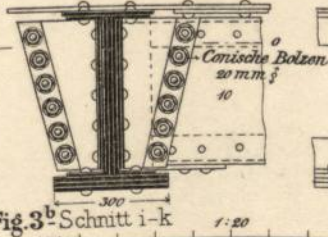


Fig. 3^b Schnitt i-k

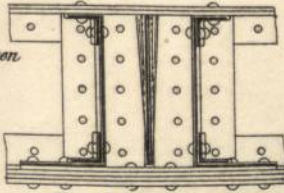


Fig. 3^c Schnitt l-m

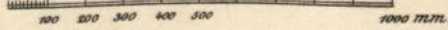


Fig. 3 Scheitelgelenk an Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn.



Decken 1.

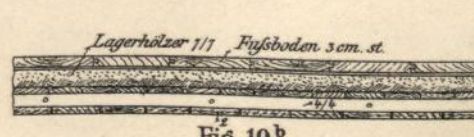
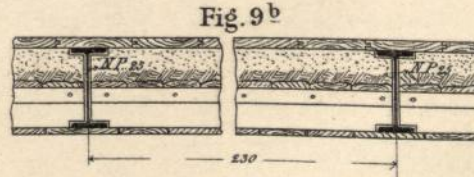
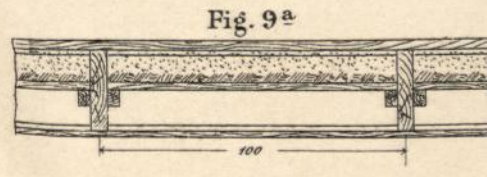
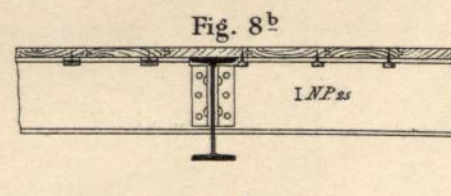
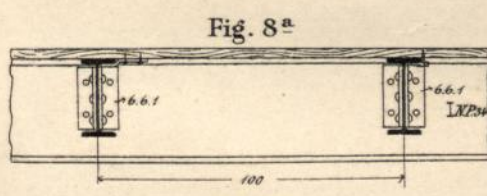
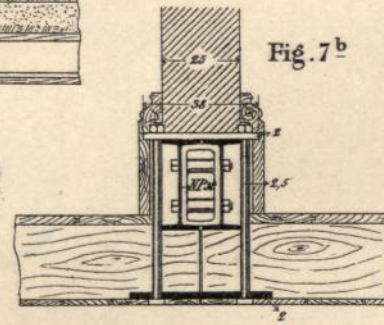
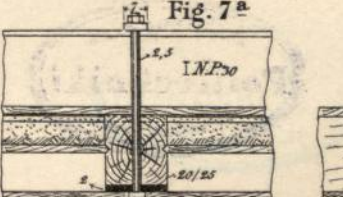
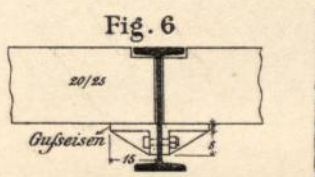
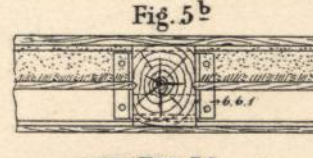
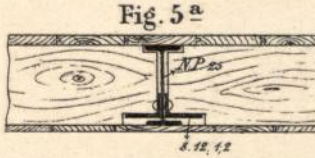
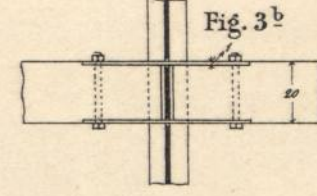
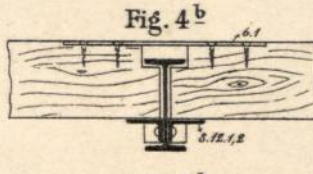
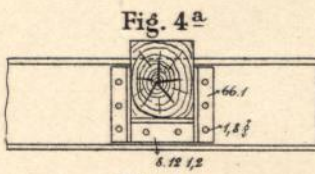
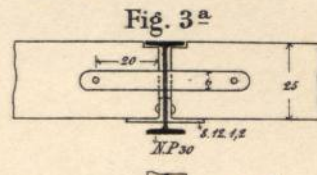
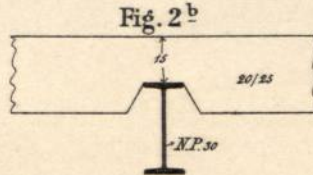
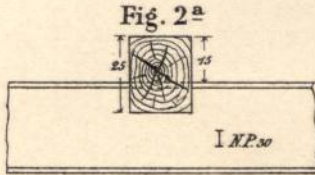
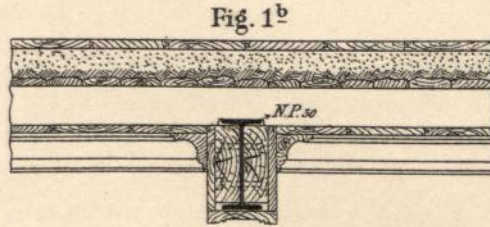
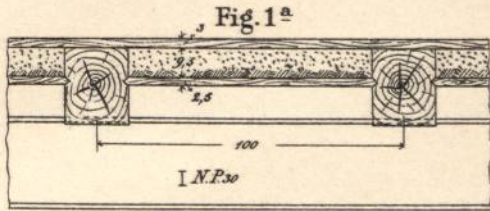
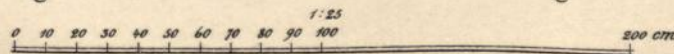


Fig. 10^a

Fig. 10^b





Decken 2.

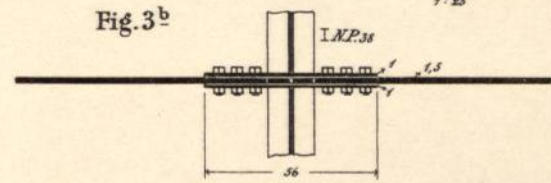
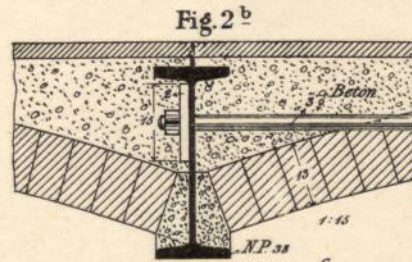
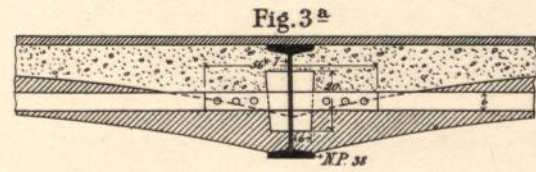
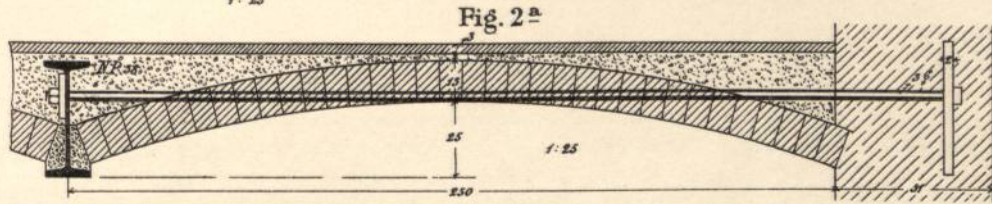
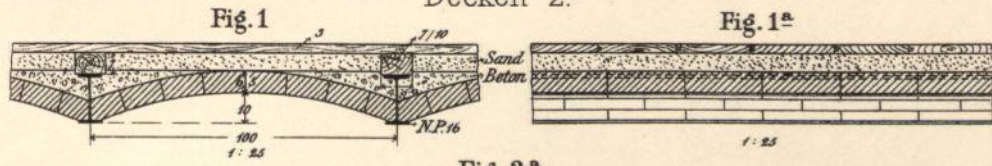
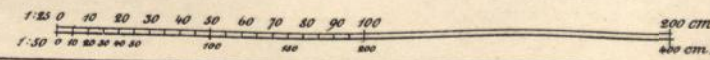
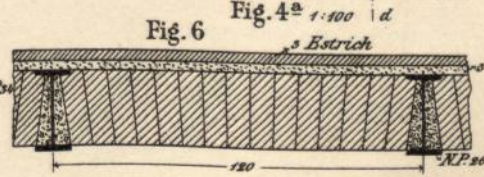
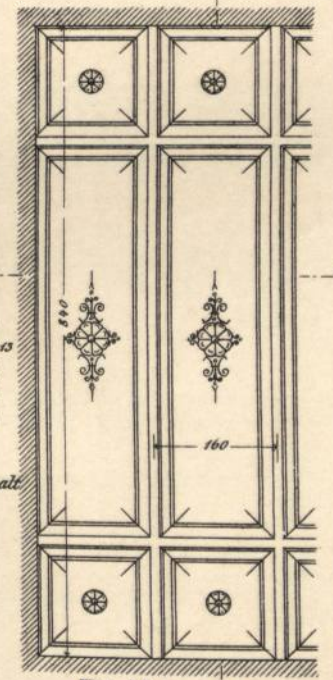
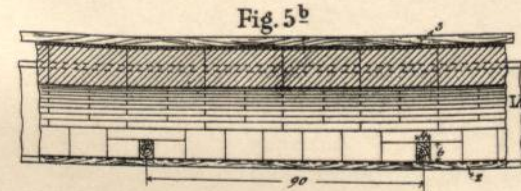
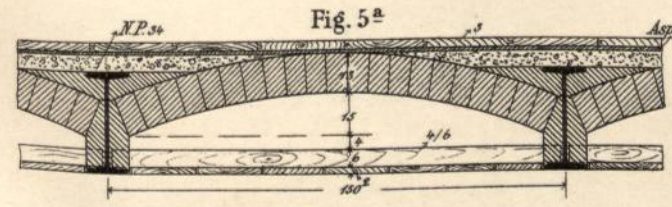
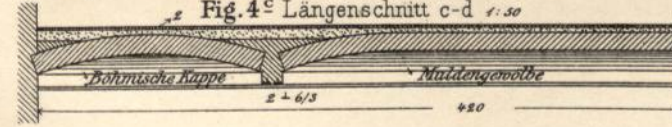


Fig. 4 Decke im botanischen Museum in Berlin.





Decken 3.

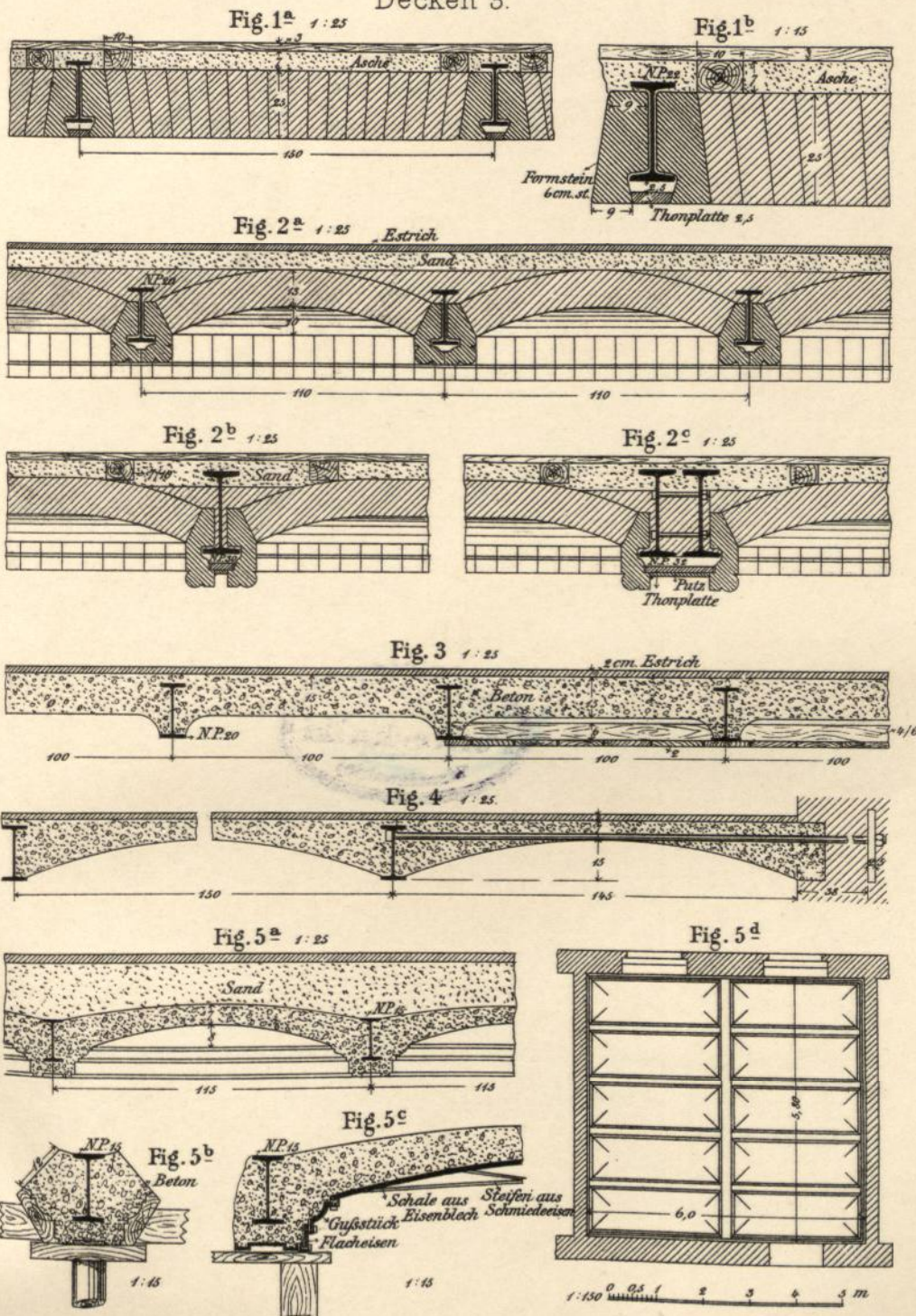
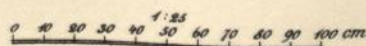
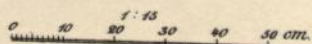


Fig. 5 Decke im Gerichtsgebäude zu Frankfurt a.M.





Decken.

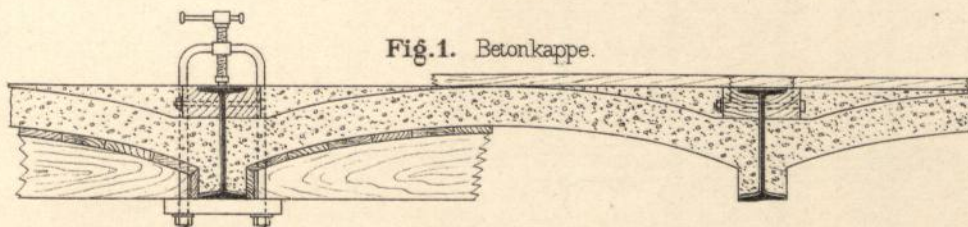


Fig. 1. Betonkappe.

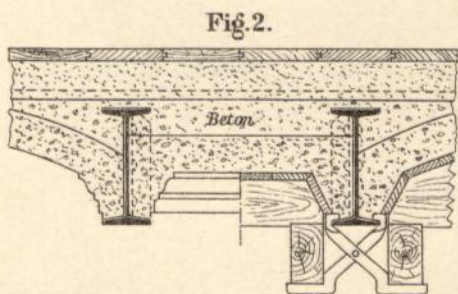


Fig. 2.

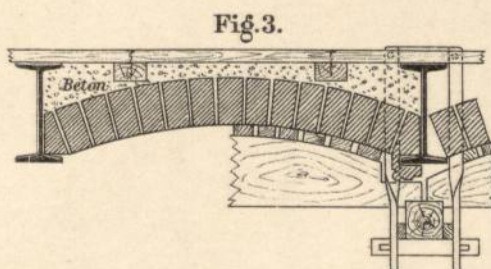


Fig. 3.

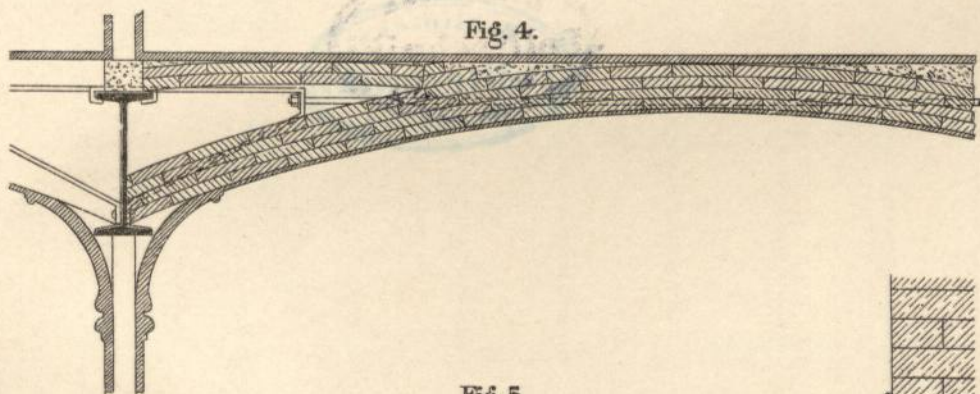


Fig. 4.

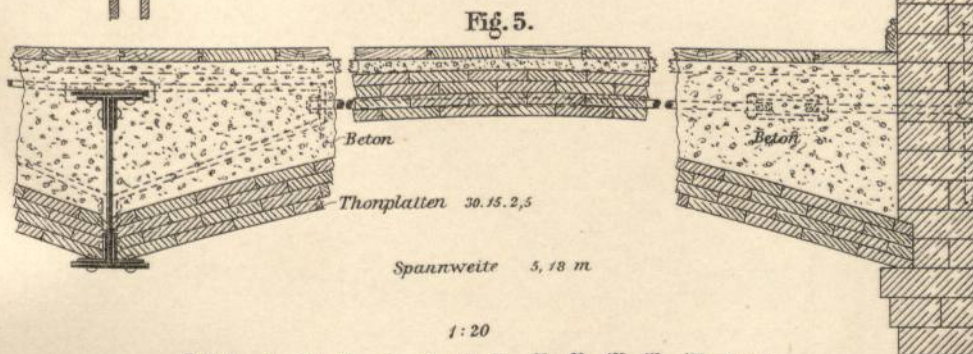


Fig. 5.

Thonplatten 30.15.2,5

Spannweite 5,18 m

1:20

0 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 cm



Decke mit Spiegelgewölbe aus Rabitzmasse (Entwurf)

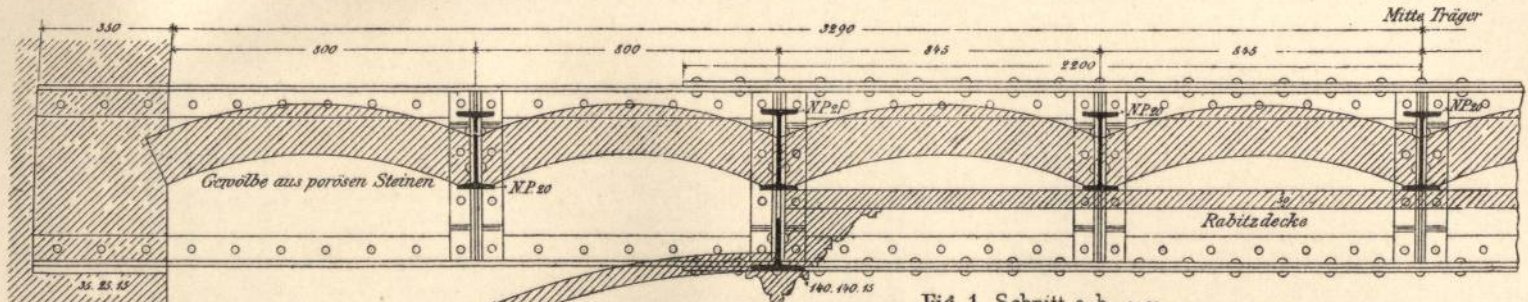


Fig. 1 Schnitt a-b 1:20

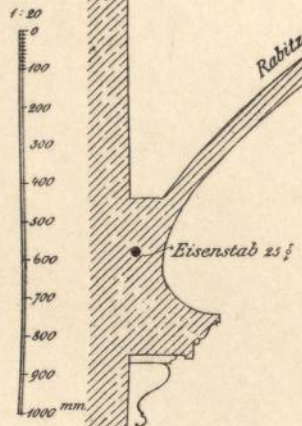


Fig. 3 Schnitt c-d 1:20

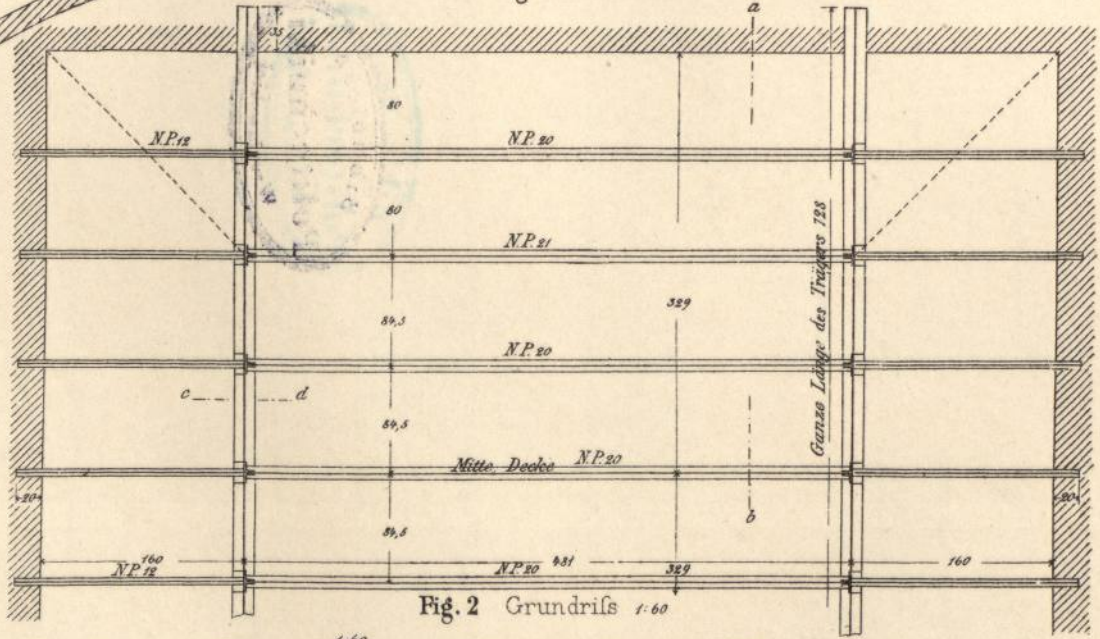
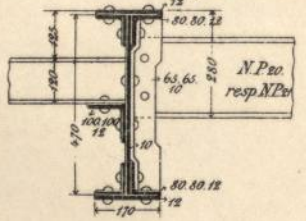
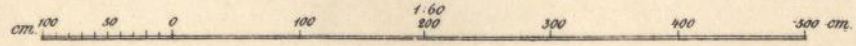


Fig. 2 Grundriss 1:60





Kleine'sche Decke.

Fig. 1 Aufsicht von oben.

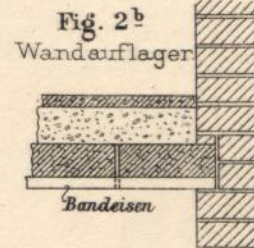
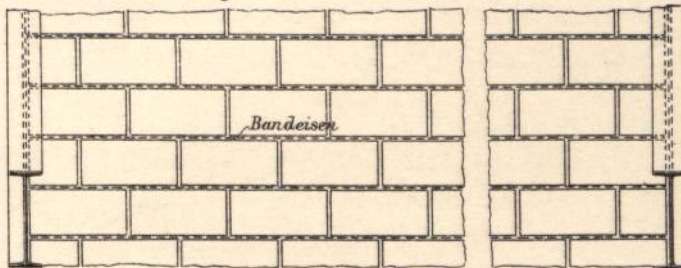


Fig. 2^a Querschnitt.

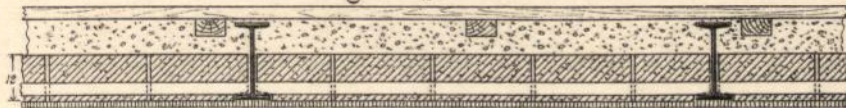


Fig. 3^a Längsschnitt.



Lochsteine 12, 10, 25

Fig. 3^b Längsschnitt.



Schwemmsteine 12, 10, 25

Bandeisen 25.1

Fig. 4^a

Querschnitt bei hochliegender Platte und hochkantigen Steinen.

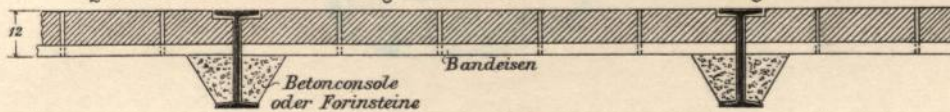


Fig. 4^b

Querschnitt bei hochliegender Platte und flachen Steinen.

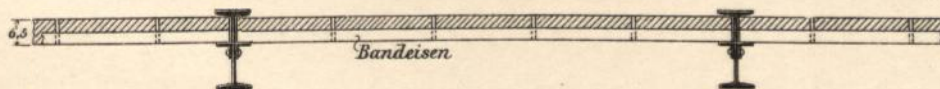
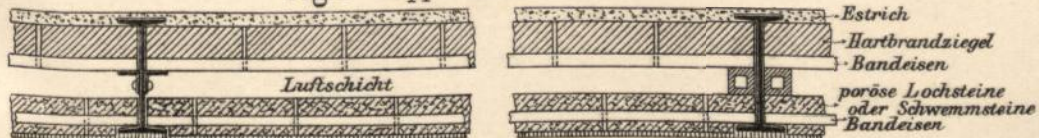
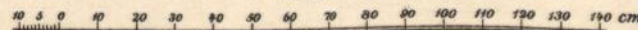


Fig. 5 Doppeldecke.



1:20





Decken.

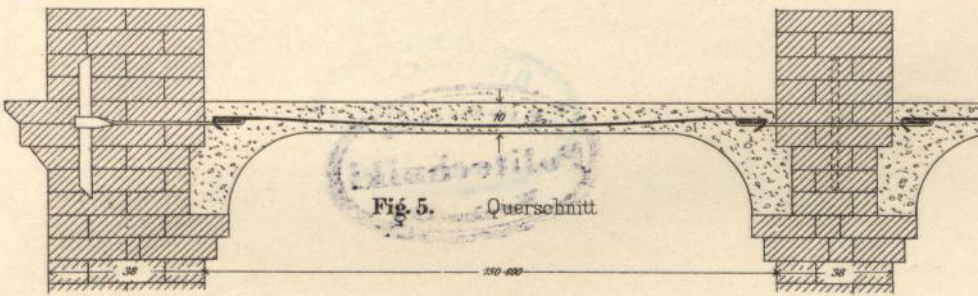
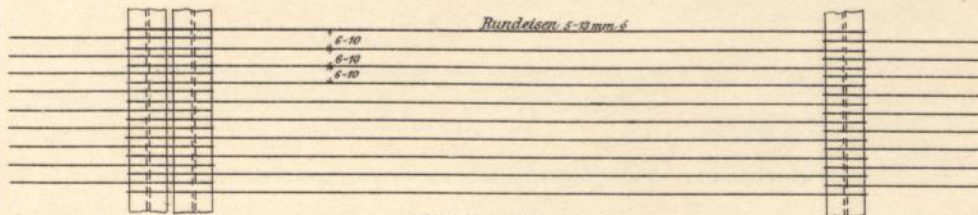
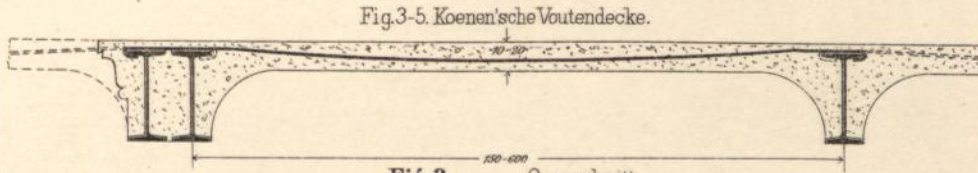
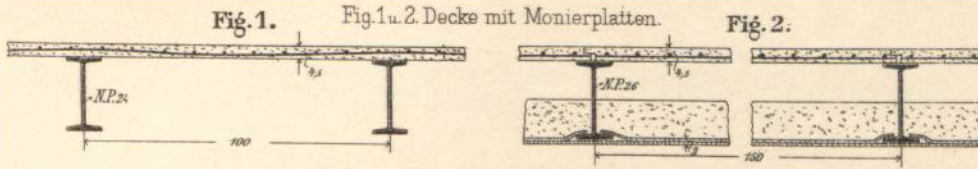
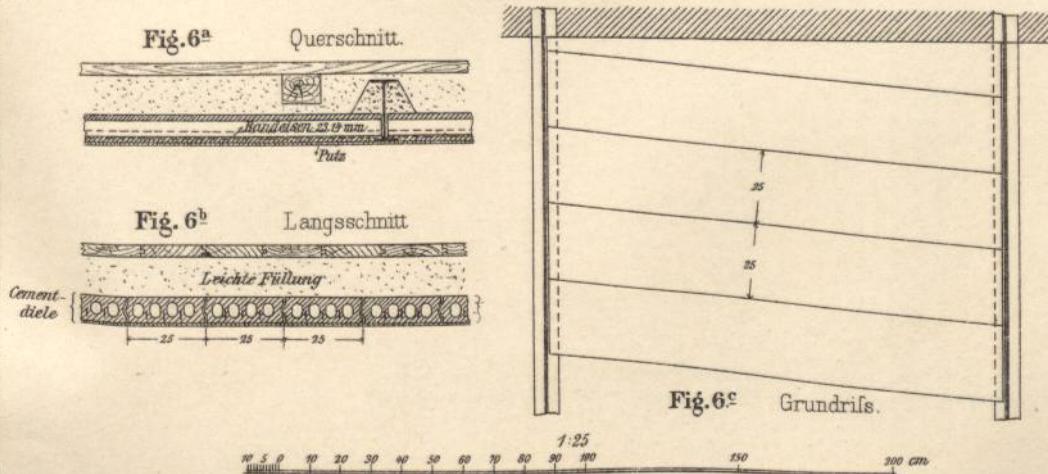


Fig. 6. Stolte'sche Decke.





Decken.

Fig. 1. Querschnitt.

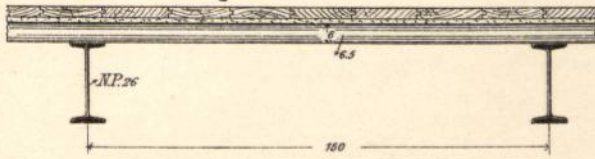


Fig. 1^a Querschnitt.

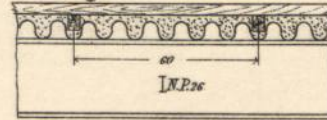


Fig. 2. Querschnitt.

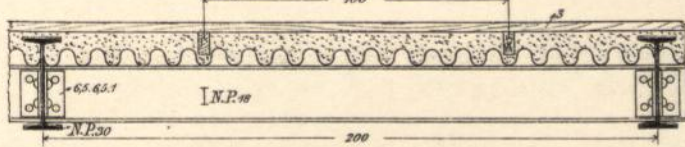


Fig. 3.

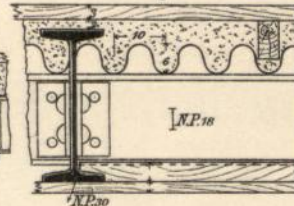


Fig. 2^a Längenschnitt.



Fig. 4. Querschnitt.

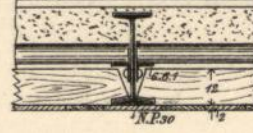


Fig. 5. Querschnitt.

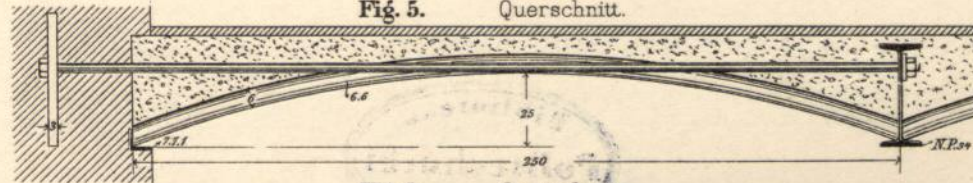


Fig. 6. Querschnitt.

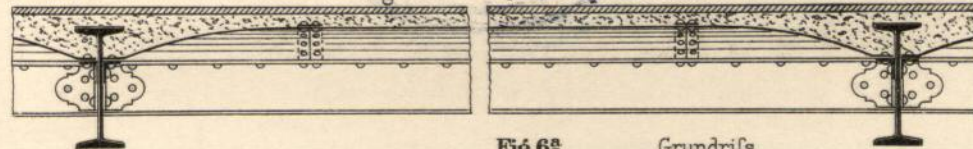


Fig. 6^a Grundriss.

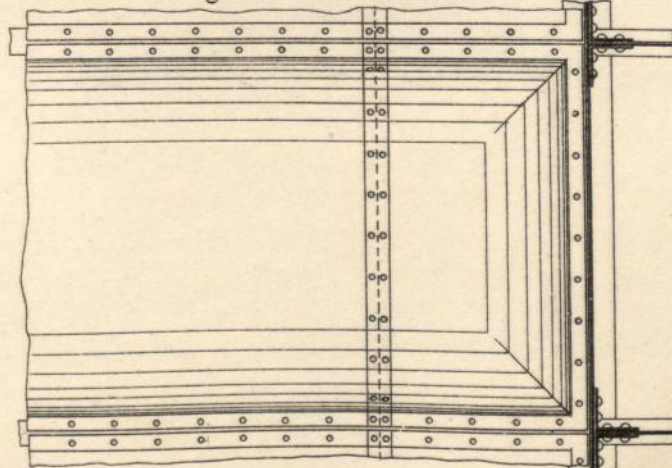
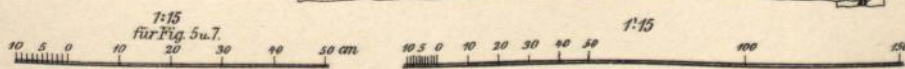
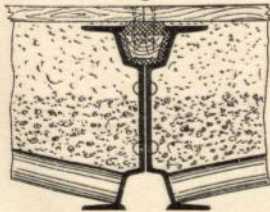
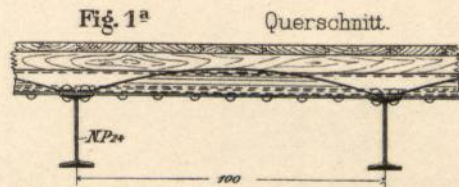
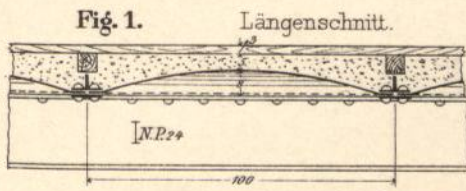


Fig. 7.

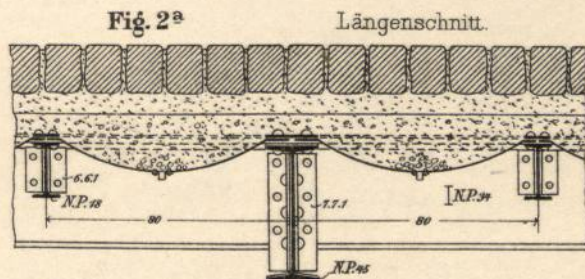
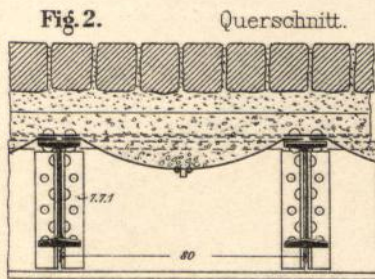




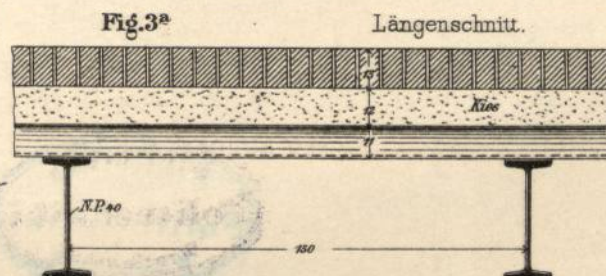
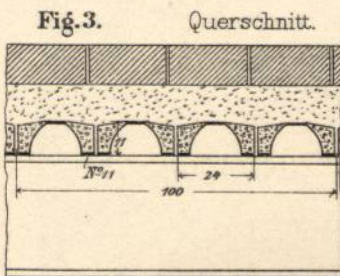
Decken.



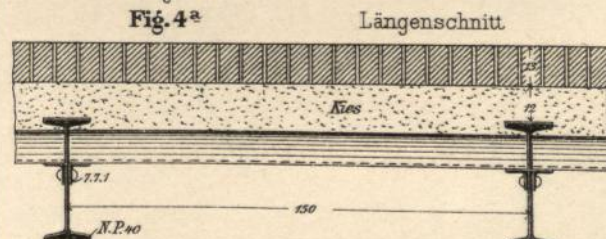
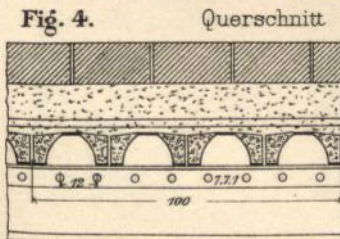
Decke mit stehenden Buckelplatten.



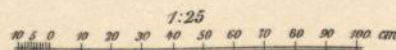
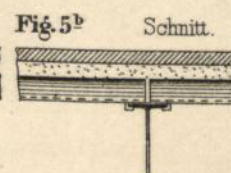
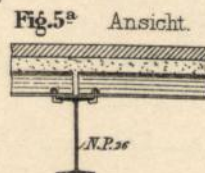
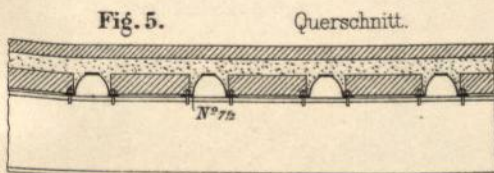
Decke mit hängenden Buckelplatten.



Decke mit Belageisen.



Decke mit Belageisen.





Eiserne Fachwände.

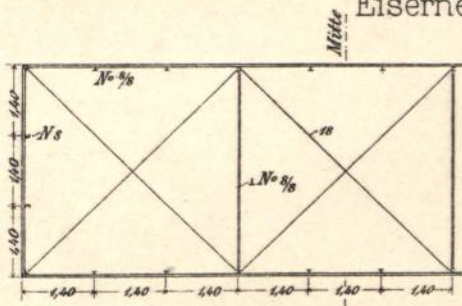


Fig. 1 Grundriss 1:150

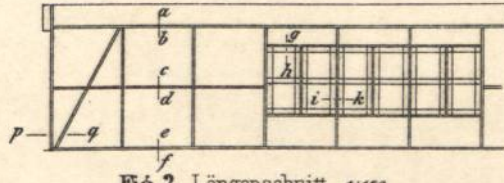


Fig. 2 Längenschnitt 1:150

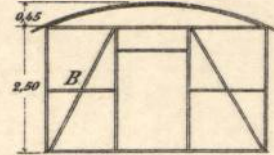


Fig. 3 Giebelansicht 1:150

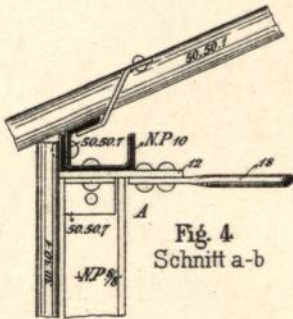


Fig. 4 Schnitt a-b

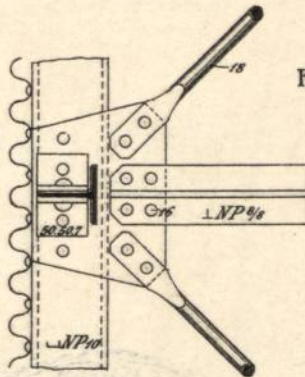


Fig. 5 Knotenpunkt A von Unten

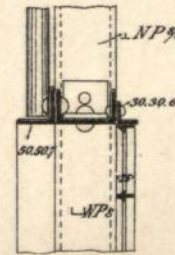


Fig. 10 Schnitt g-h

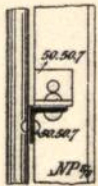


Fig. 6 Schnitt c-d

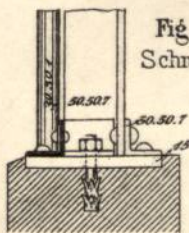


Fig. 7 Schnitt e-f

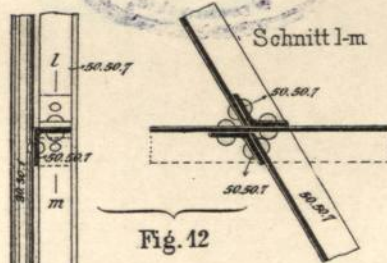


Fig. 12 Knotenpunkt der Strebe bei B (Fig. 3)

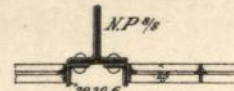


Fig. 11 Schnitt i-k

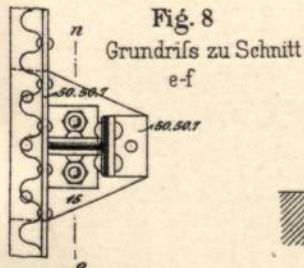


Fig. 8 Grundriss zu Schnitt e-f

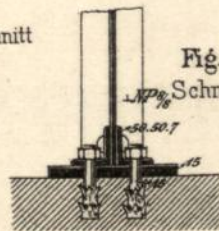


Fig. 9 Schnitt n-o

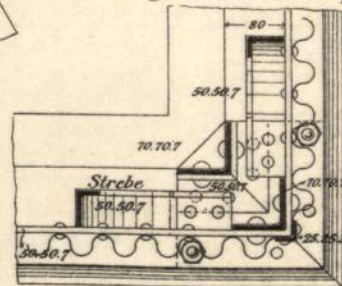
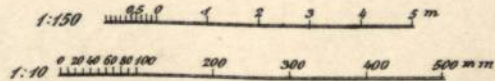


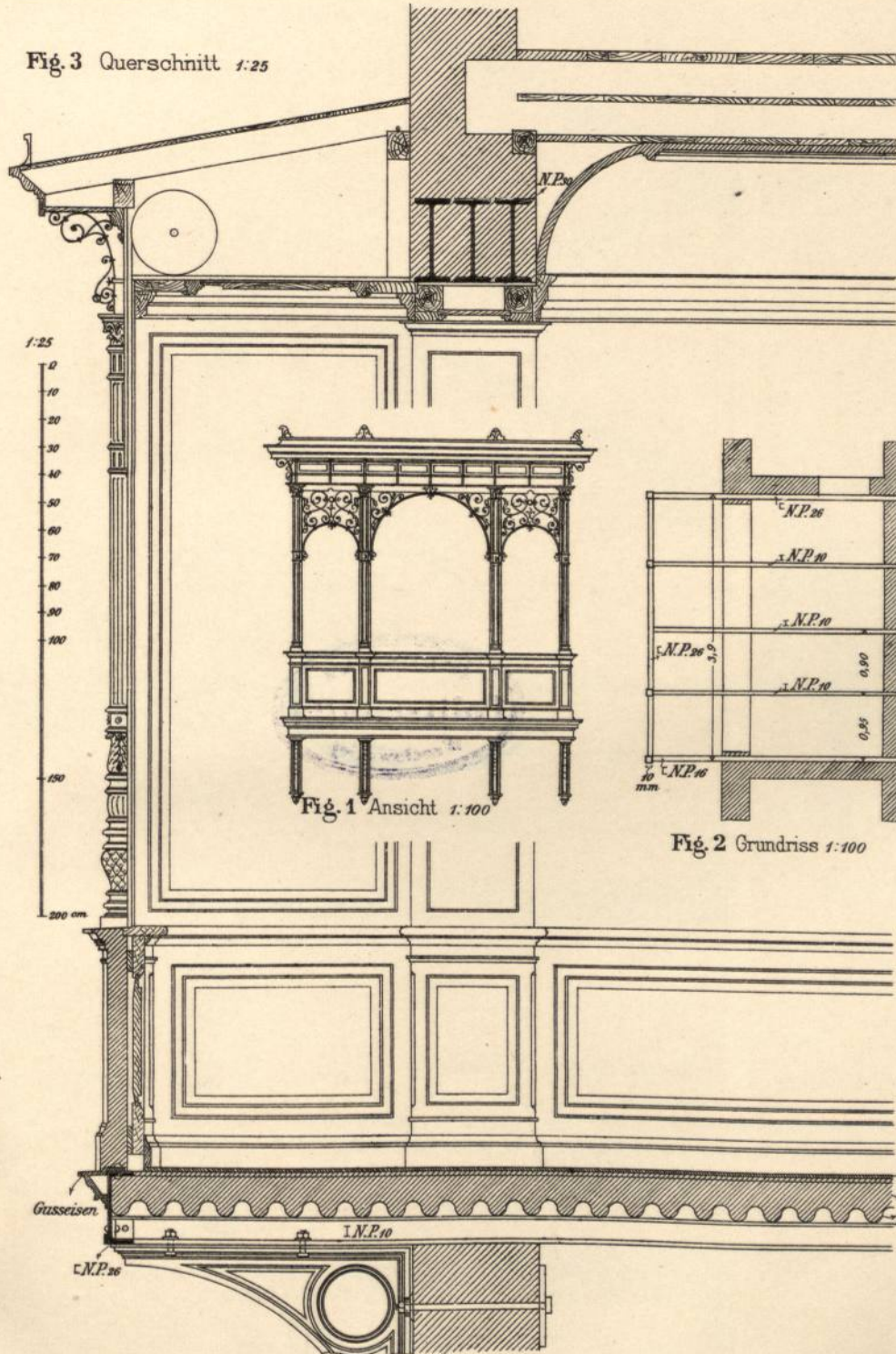
Fig. 13 Ecke. Schnitt p-q





Erker

Fig. 3 Querschnitt 1:25



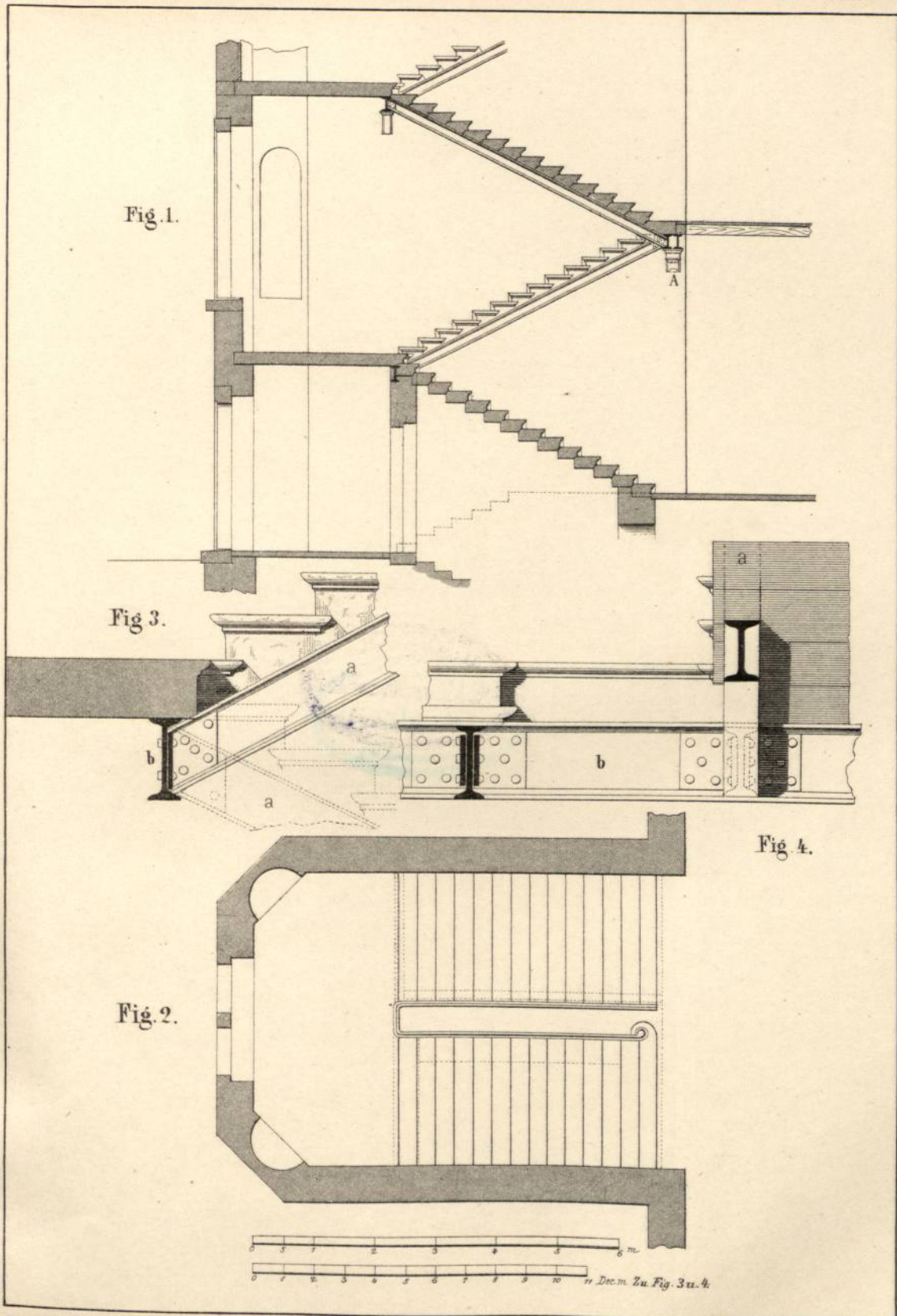
Wohnhaus in Halle. 1/2 s.

Breymann III Eisen (6. Aufl.)

Knoch u. Kallmeyer Arch.

J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig.









Treppe der Leibniz-Schule in Hannover.

Fig. 2 Anschluss der Träger an Säule I

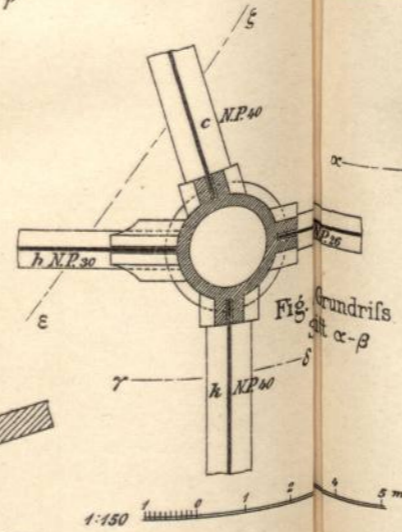
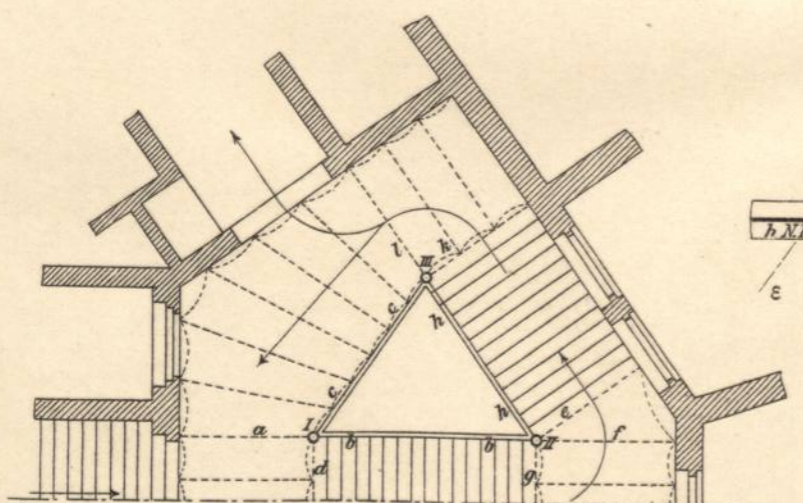
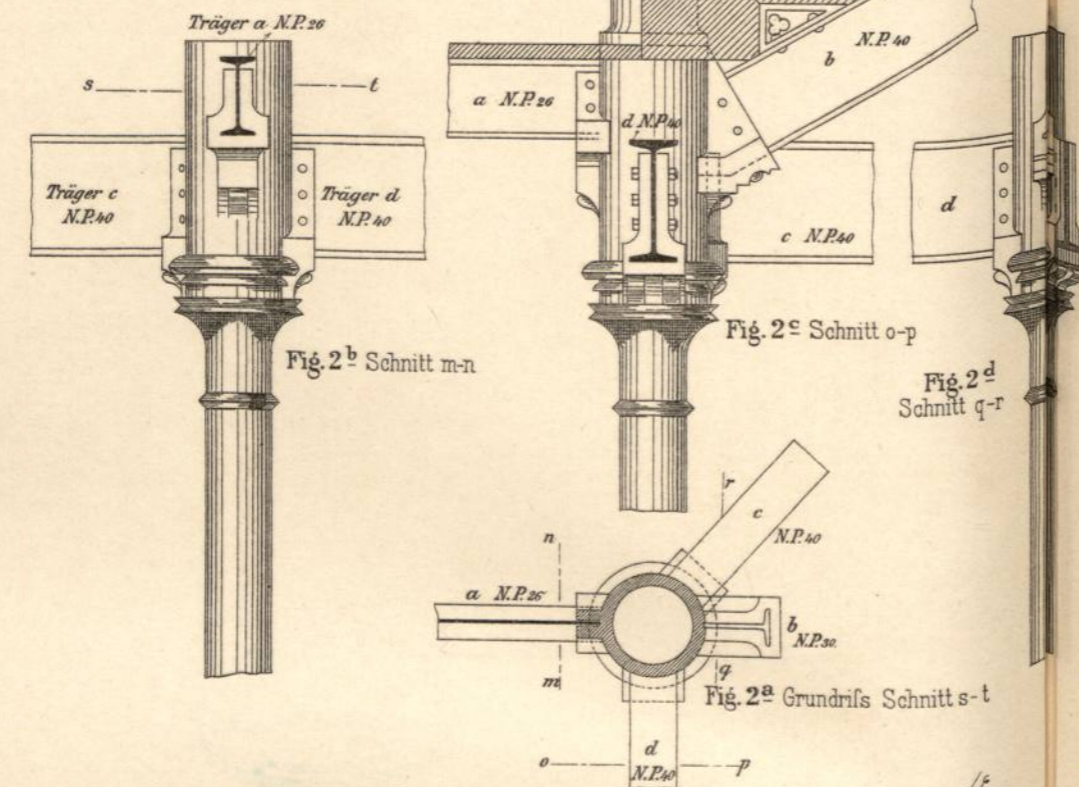


Fig. 3 Anschluss der Träger an Säule II

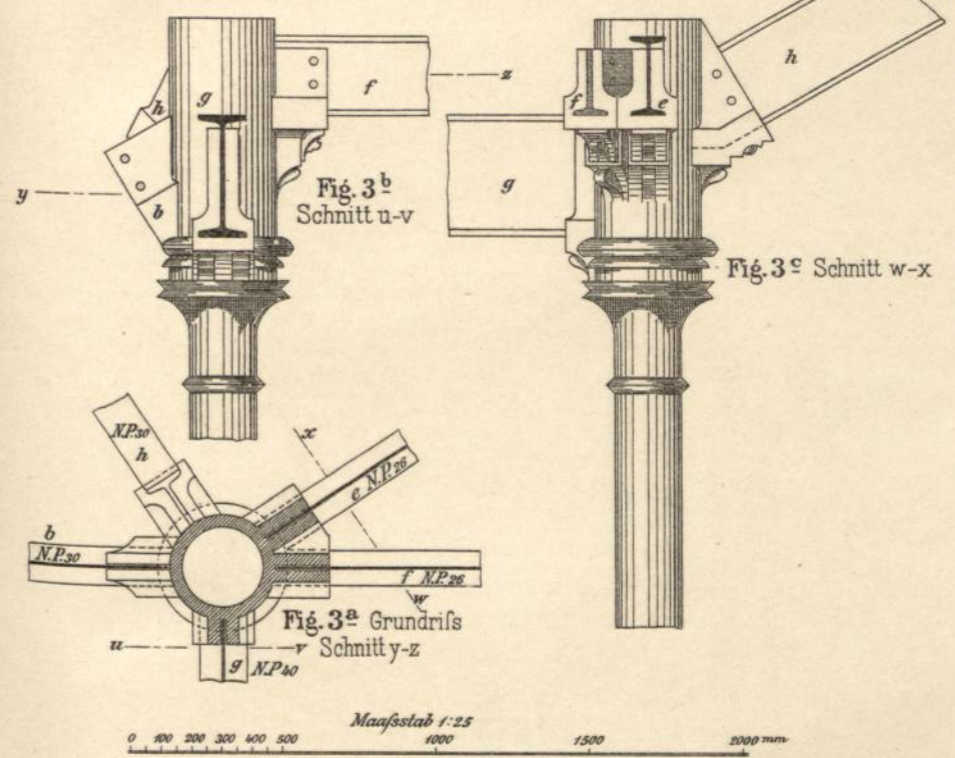
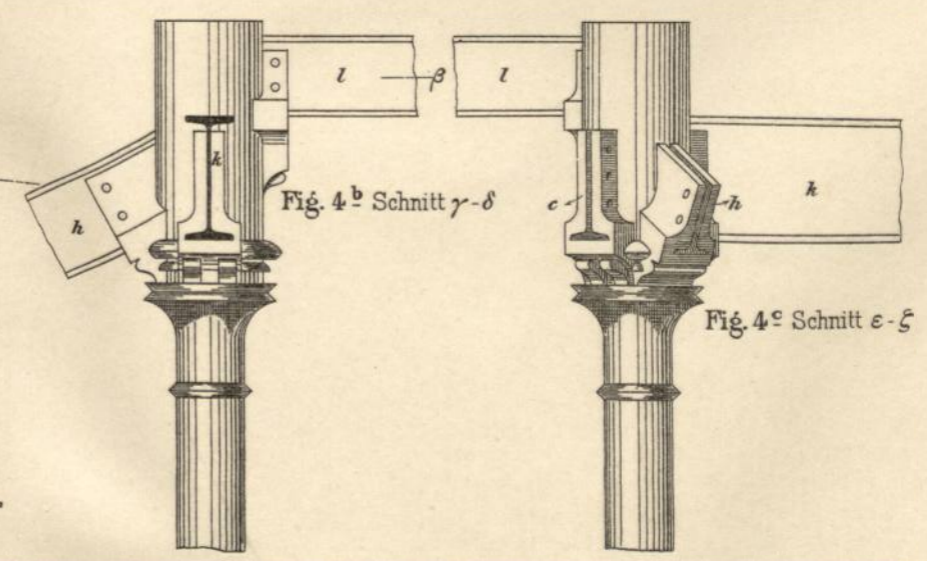


Fig. 4 Anschluss der Träger an Säule III







Schmiedeeiserne Treppe

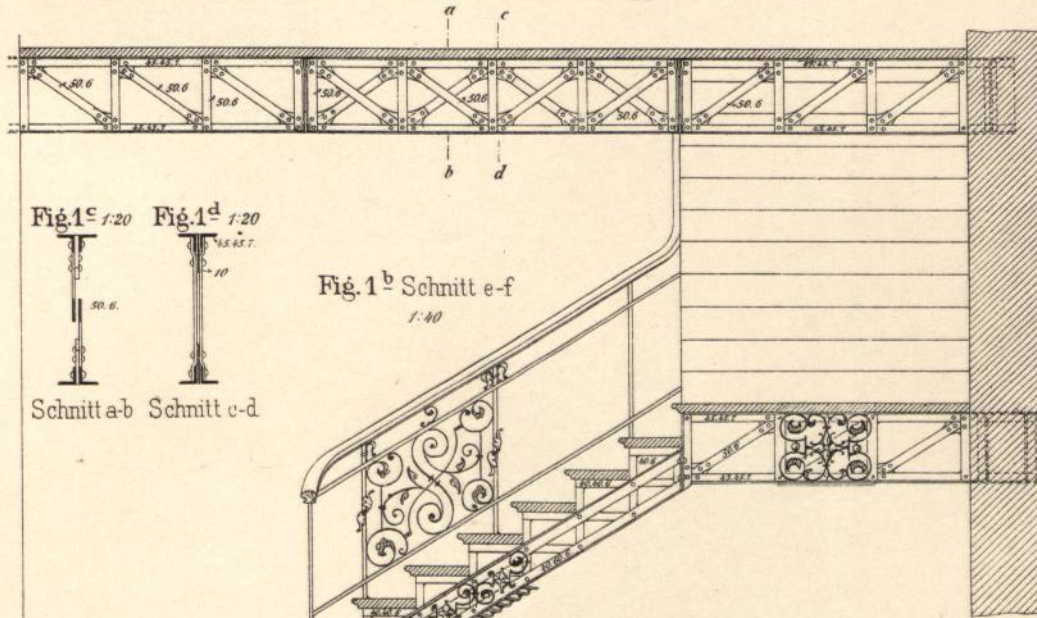
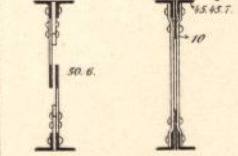


Fig. 1^c 1:20 Fig. 1^d 1:20



Schnitt a-b Schnitt c-d

Fig. 1^b Schnitt e-f
1:40

Fig. 1^a Grundriss 1:80

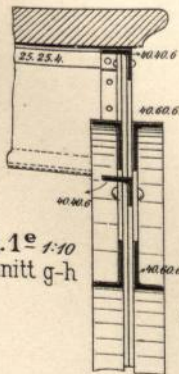
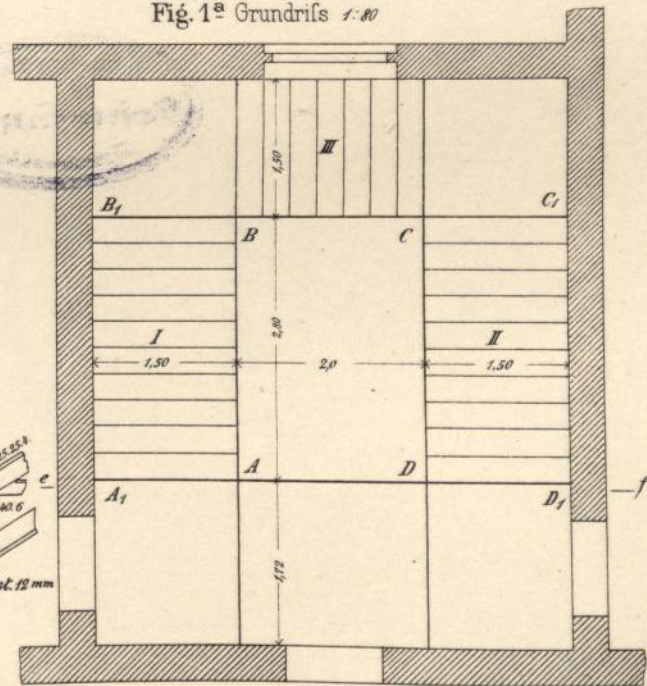


Fig. 1^e 1:10
Schnitt g-h

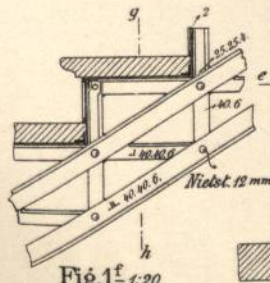


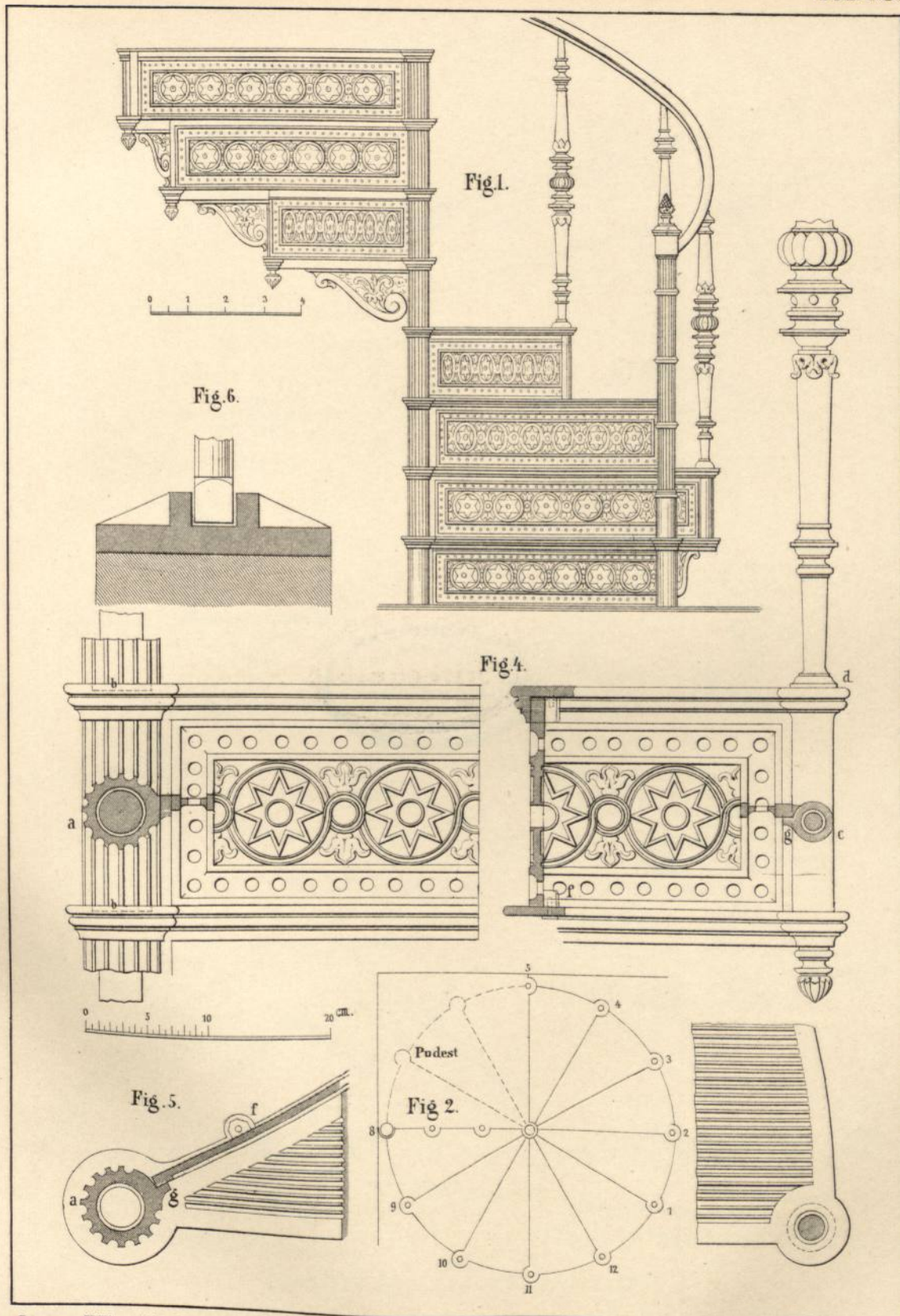
Fig. 1^f 1:20
Längenschnitt durch
die Stufen



Geschäftshäuser am Werder'schen Markt Berlin.

A. Messel Arch.







Glasdeckungen.

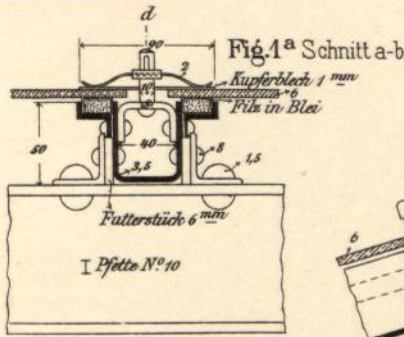


Fig. 1, 2 vom Bahnhof Alexanderplatz Berlin 1:5

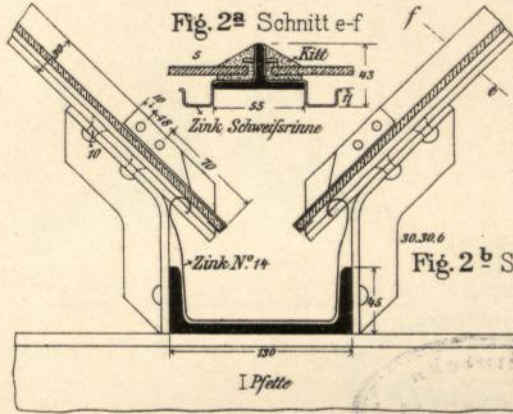
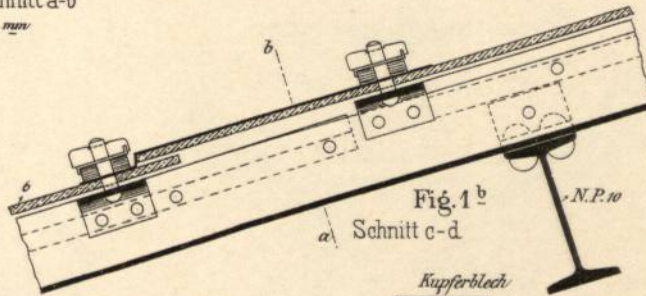


Fig. 2 b Sägedach

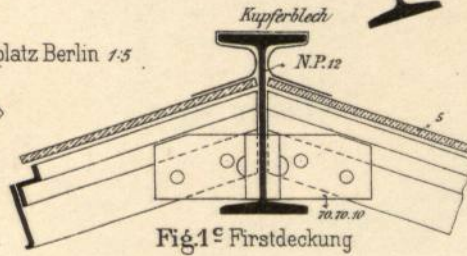


Fig. 1 c Firstdeckung

Fig. 3 vom Schlesischen Bahnhof Berlin

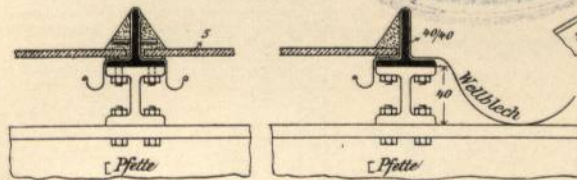


Fig. 3 a Schnitt g-h 1:5

Fig. 3 b Endspresse 1:5

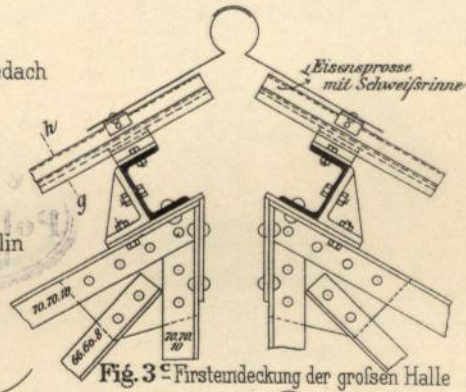


Fig. 3 c Firstdeckung der großen Halle 1:15

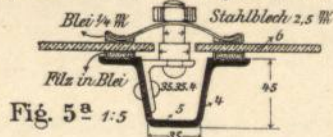


Fig. 5 a 1:5

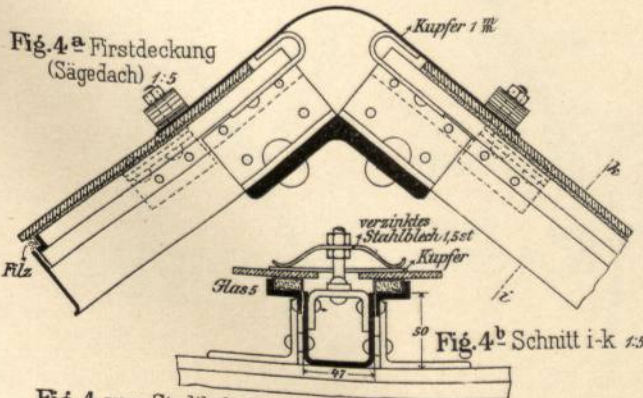


Fig. 4 vom Stadtbahnhof Börse Berlin

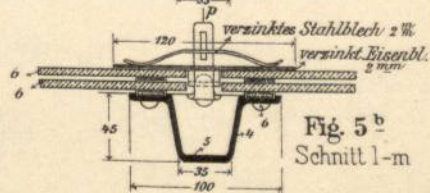


Fig. 5 b Schnitt l-m

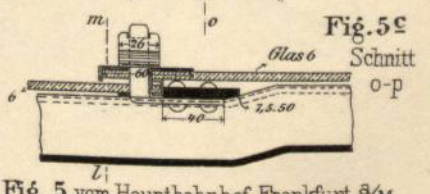
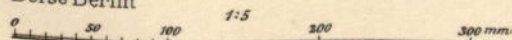


Fig. 5 c Schnitt o-p

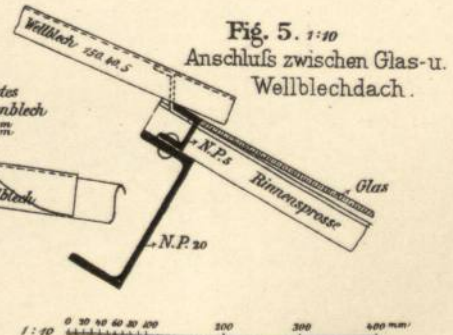
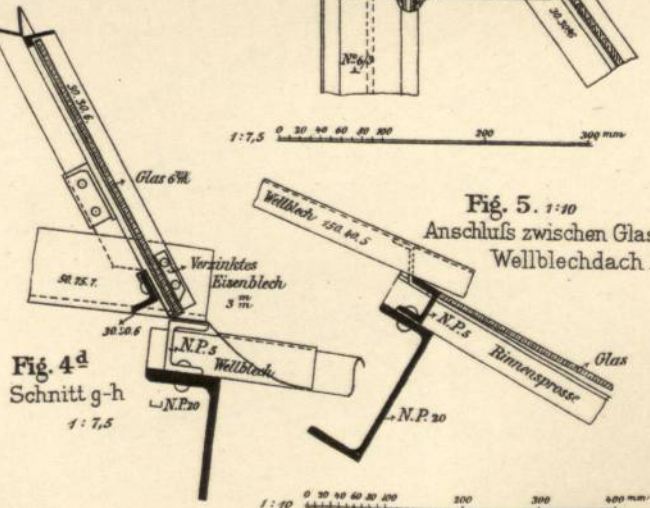
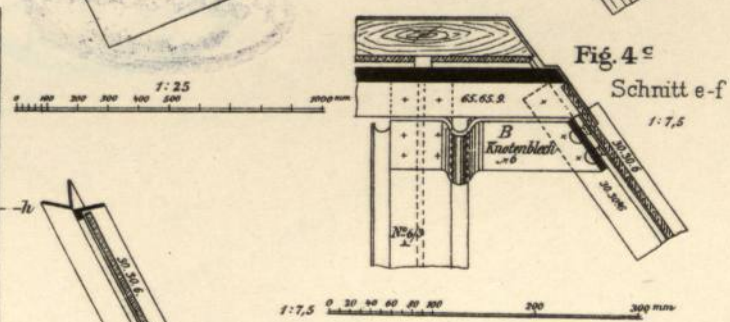
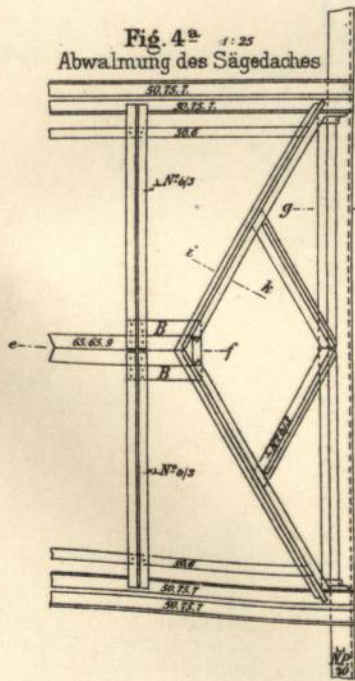
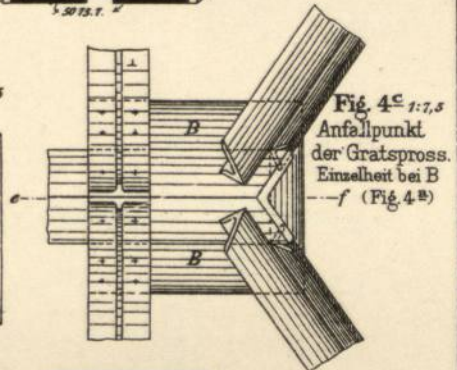
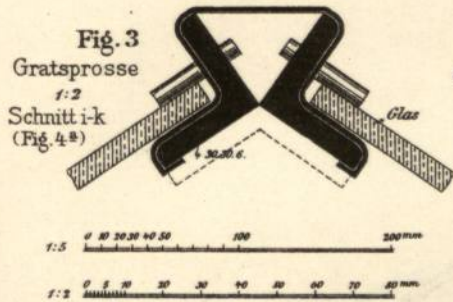
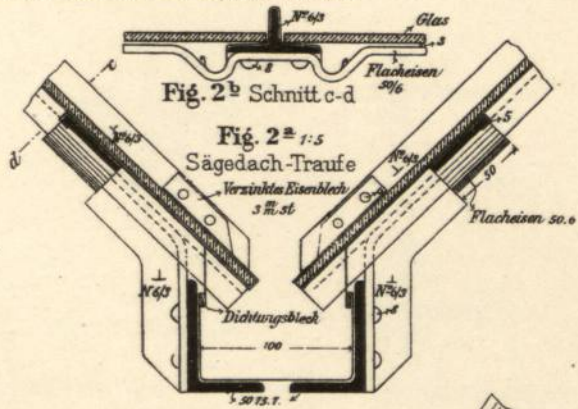
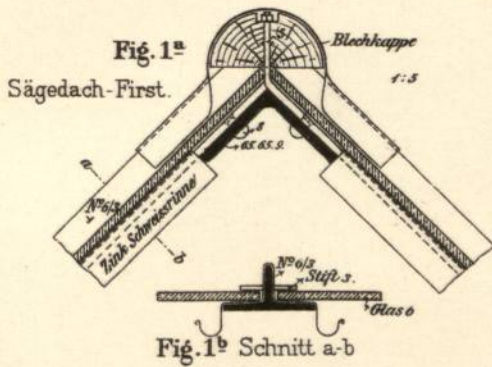
Fig. 5 vom Hauptbahnhof Frankfurt a/M.





Glasdeckungen

Einzelheiten der Hallenoberlichter auf Bahnhof Gießen.



Bahnhof Gießen



Glasdeckungen
Einzelheiten aus Berliner Museen.

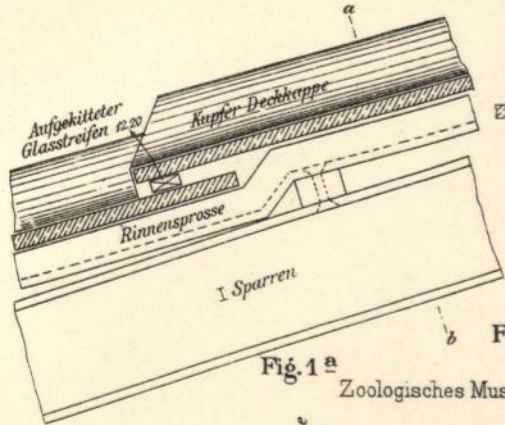


Fig. 1^a Zoologisches Museum (Tiede)

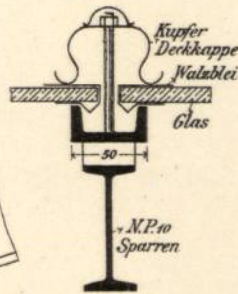


Fig. 1^c Schnitt a-b

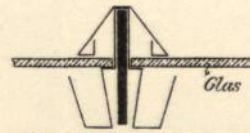


Fig. 2^a Altes Museum
Schnitt c-d

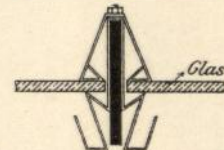


Fig. 3^a Naturhistorisches Museum
Schnitt e-f (Fig. 3^e)

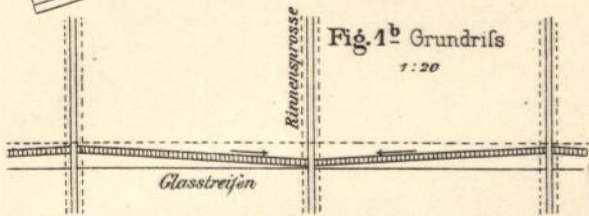


Fig. 1^b Grundriss
1:20

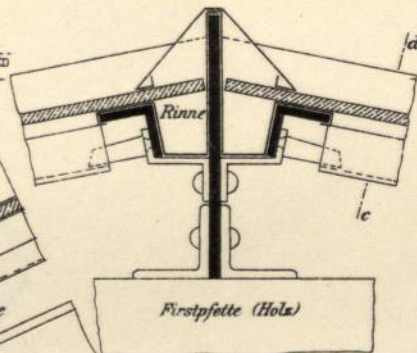


Fig. 2^b Altes Museum
Firstendeckung

Naturhistorisches Museum

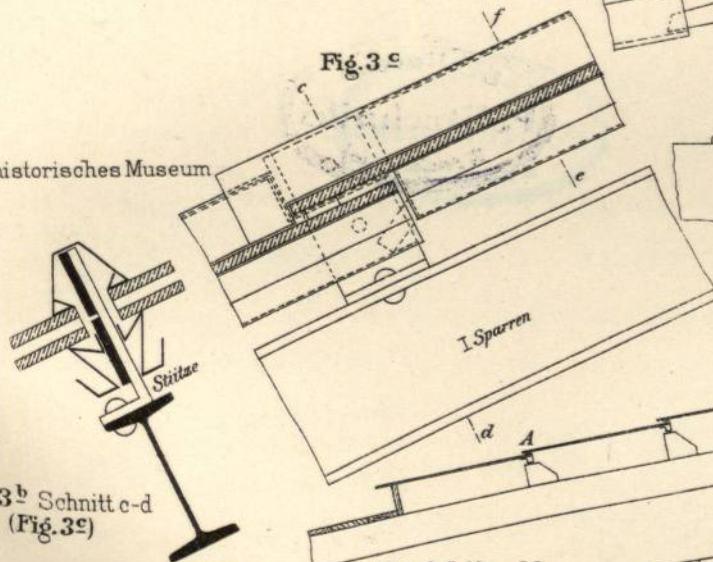


Fig. 3^c

Fig. 3^b Schnitt c-d
(Fig. 3^c)

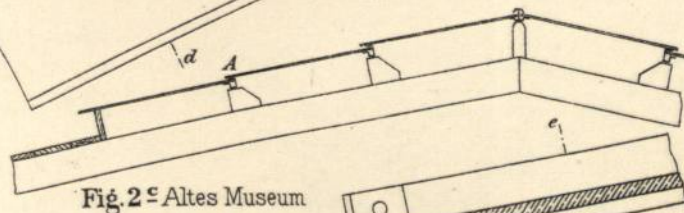


Fig. 2^c Altes Museum

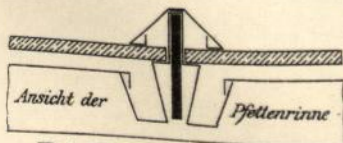


Fig. 2^e Schnitt e-f (Fig. 2^d)

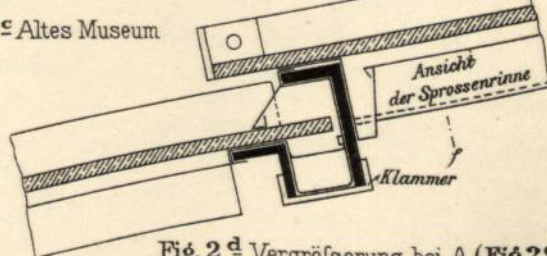
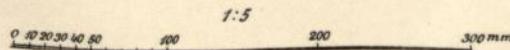


Fig. 2^d Vergrößerung bei A (Fig. 2^c)





Glasedeckungen
 Einzelheiten der Hallendächer auf Hauptbahnhof
 Frankfurt a/M.

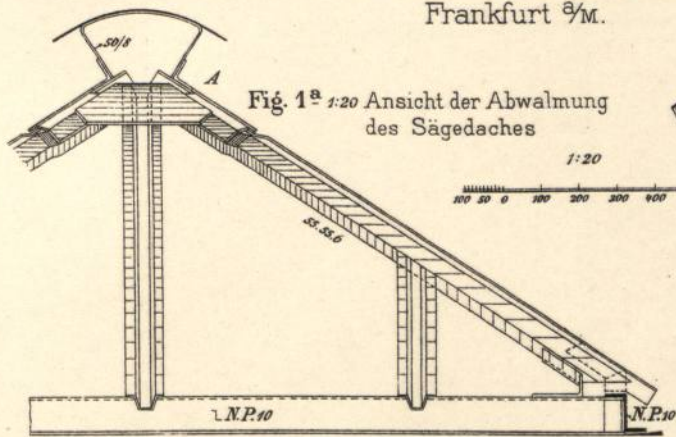


Fig. 1^a 1:20 Ansicht der Abwalmung des Sagedaches

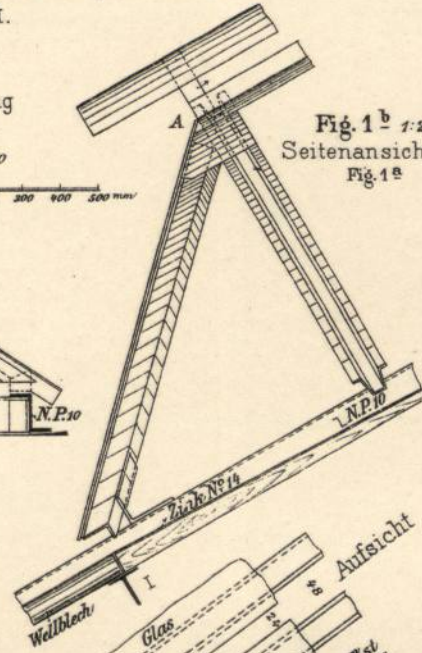
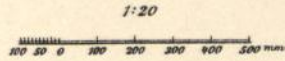


Fig. 1^b 1:20 Seitenansicht zu Fig. 1^a

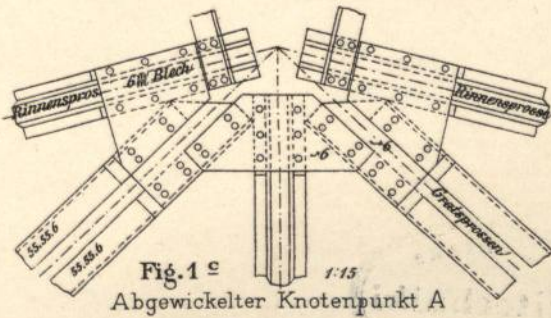
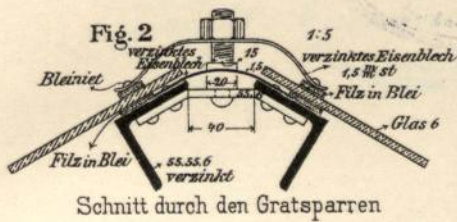


Fig. 1^c 1:15 Abgewickelter Knotenpunkt A



Schnitt durch den Gratsparren

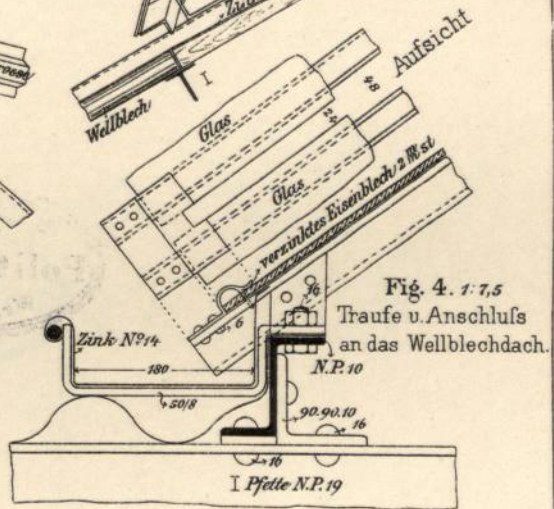


Fig. 4. 1:7,5 Traufe u. Anschluss an das Wellblechdach.

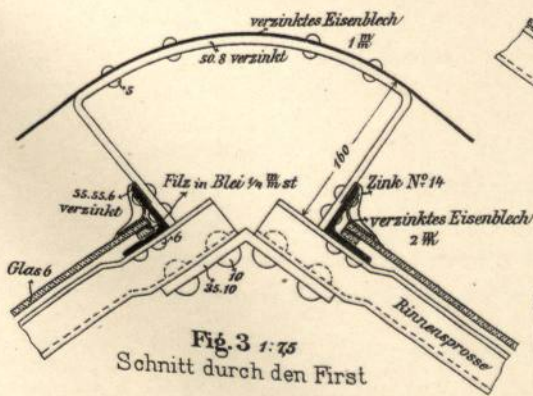


Fig. 3 1:75 Schnitt durch den First

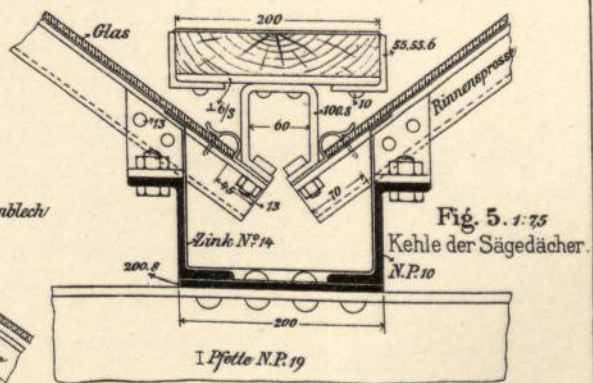
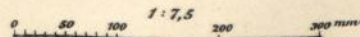
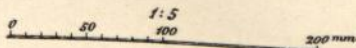


Fig. 5. 1:75 Kehle der Sagedächer.





Sägeförmiges Oberlicht (zu Taf. 28)

Fig. 1
Längenschnitt
1:15

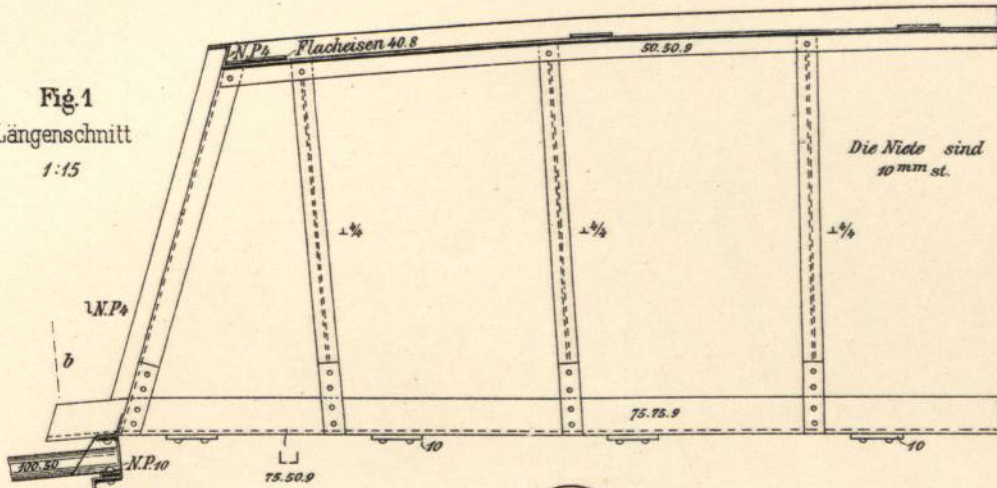


Fig. 2
Querschnitt
1:15

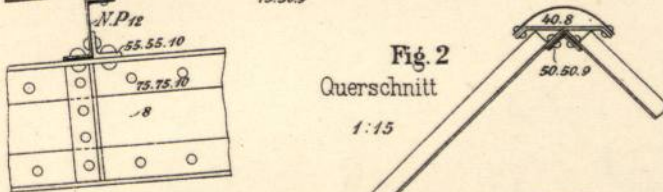


Fig. 3 Traufe
1:7 1/2

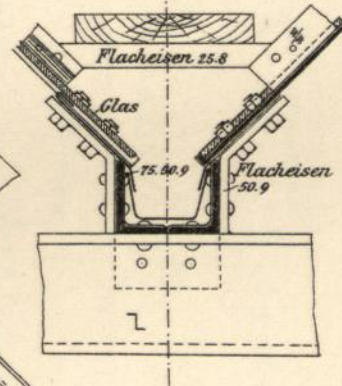


Fig. 4 Firstkappe
1:7 1/2

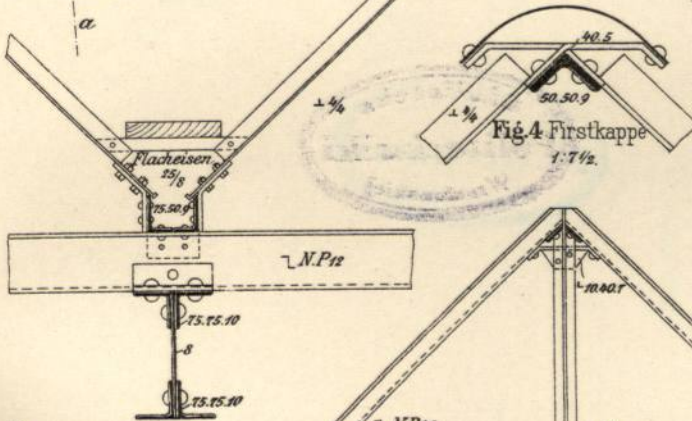
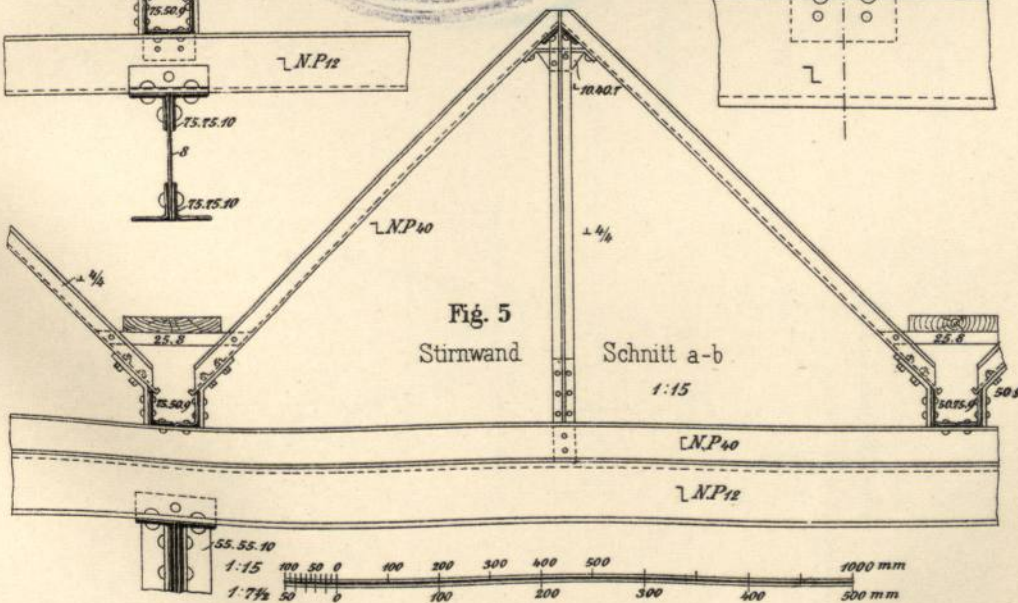


Fig. 5
Stirnwand
Schnitt a-b
1:15





Trauf-Anordnungen.

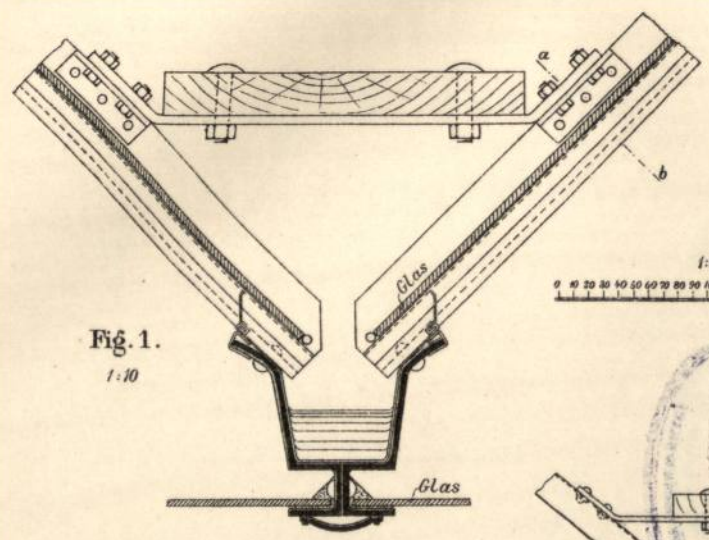
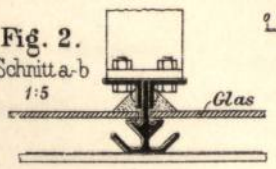


Fig. 1.
1:10

Fig. 2.
Schnitt a-b



1:5
200 cm

1:66.66
0 20 40 60 80 100 200 cm

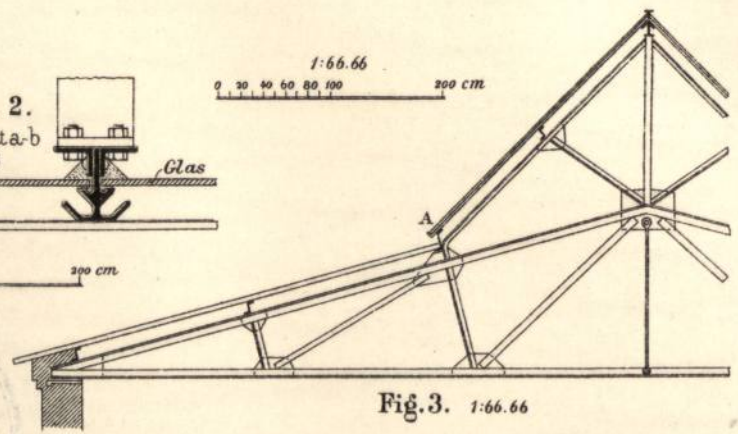


Fig. 3. 1:66.66

1:10
0 50 100 150 200 250 cm

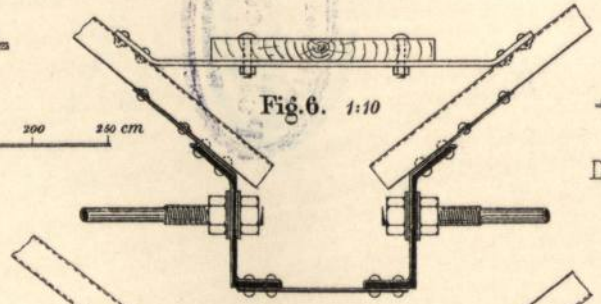


Fig. 6. 1:10

1:15
5 10 20 30 40 50 60 cm

Fig. 4 Vergrößerte Darstellung des Punktes A der Fig. 3.
1:15

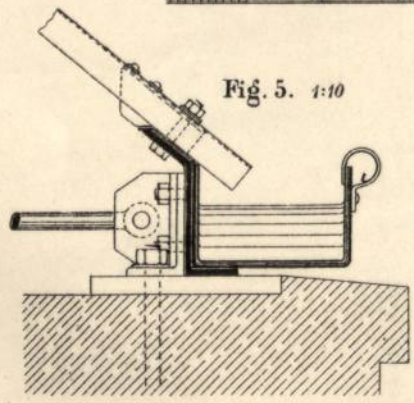
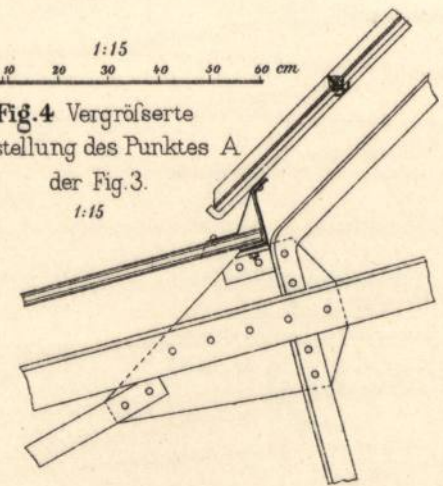


Fig. 5. 1:10

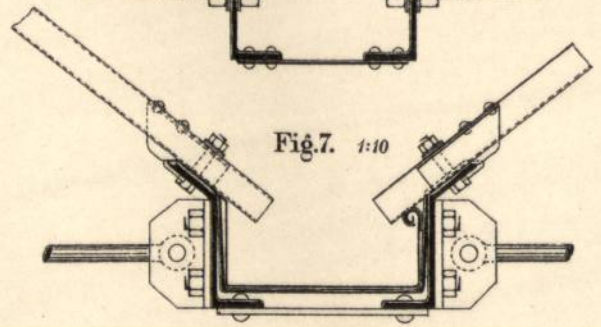


Fig. 7. 1:10



Oberlichter.

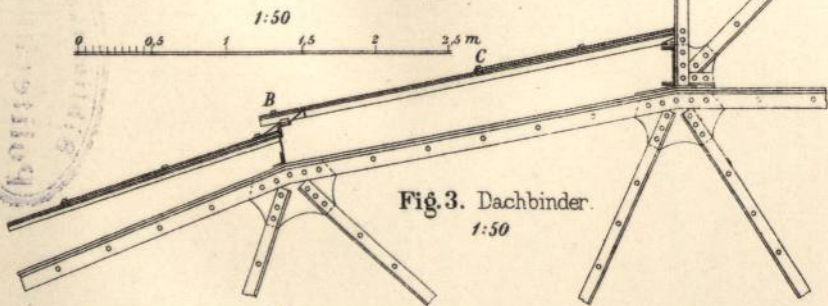
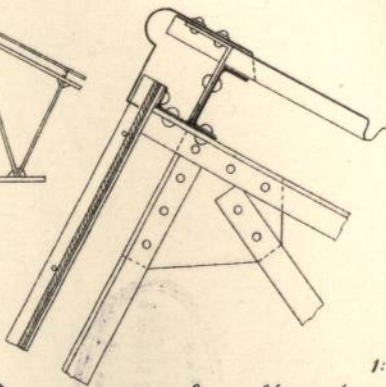
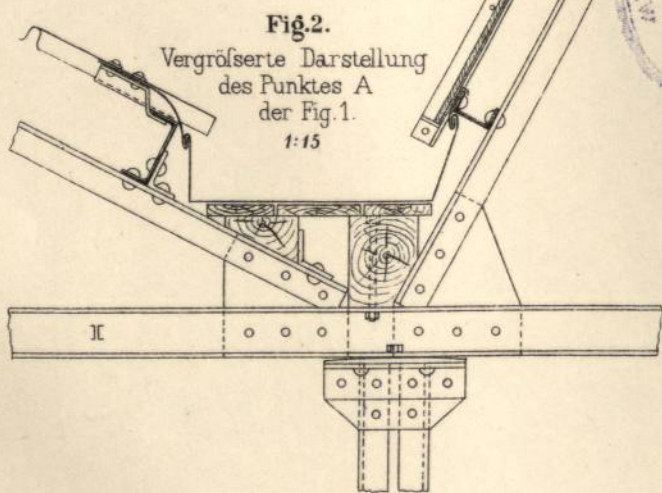
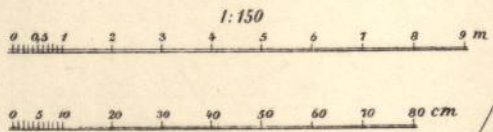
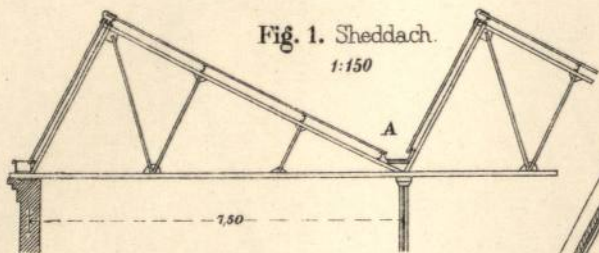


Fig. 4. Vergrößerte Darstellung des Punktes B der Fig. 3. 1:10

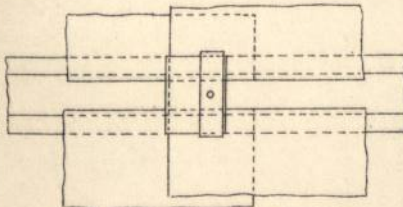
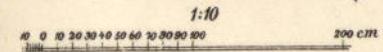
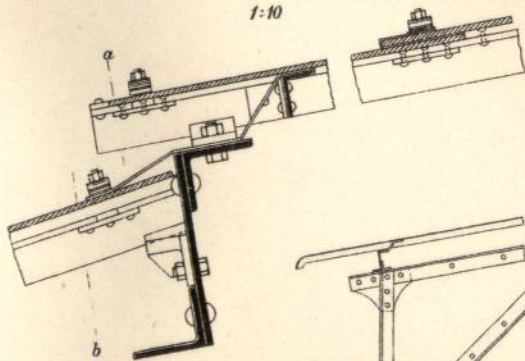


Fig. 5. Aufsicht bei C (Fig. 3). 1:10

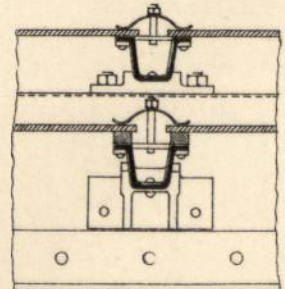
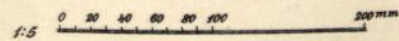
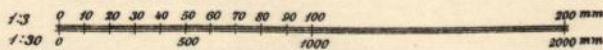
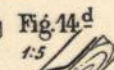
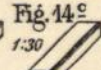
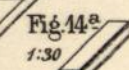
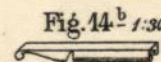
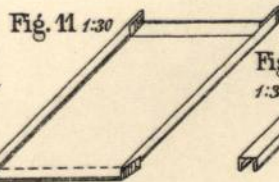
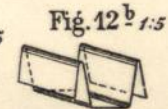
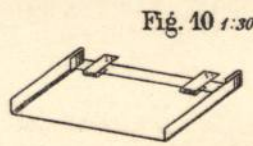
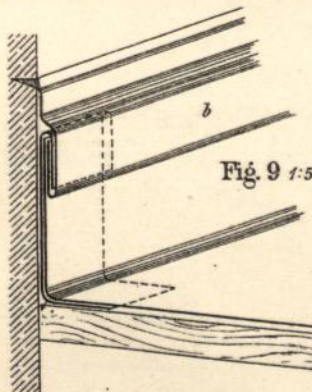
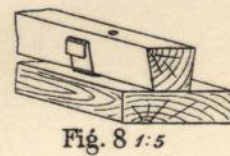
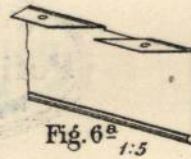
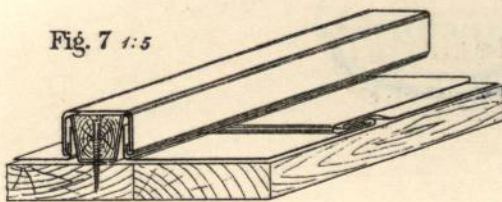
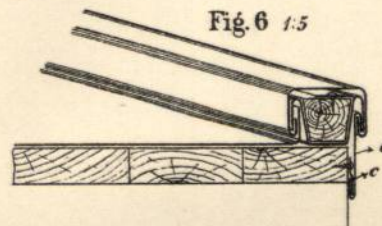
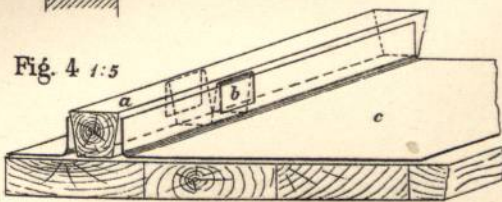
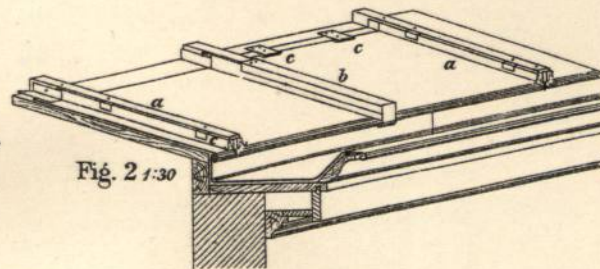
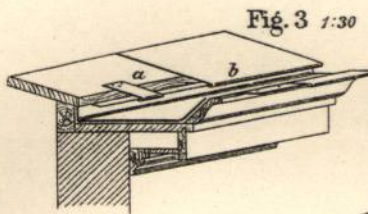
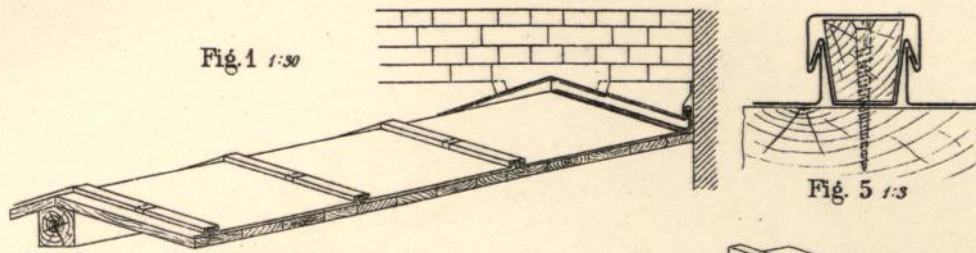


Fig. 6. Schnitt a-b (der Fig. 4). 1:10



Eindeckung mit Zinkblech.





Wellblechdeckung.

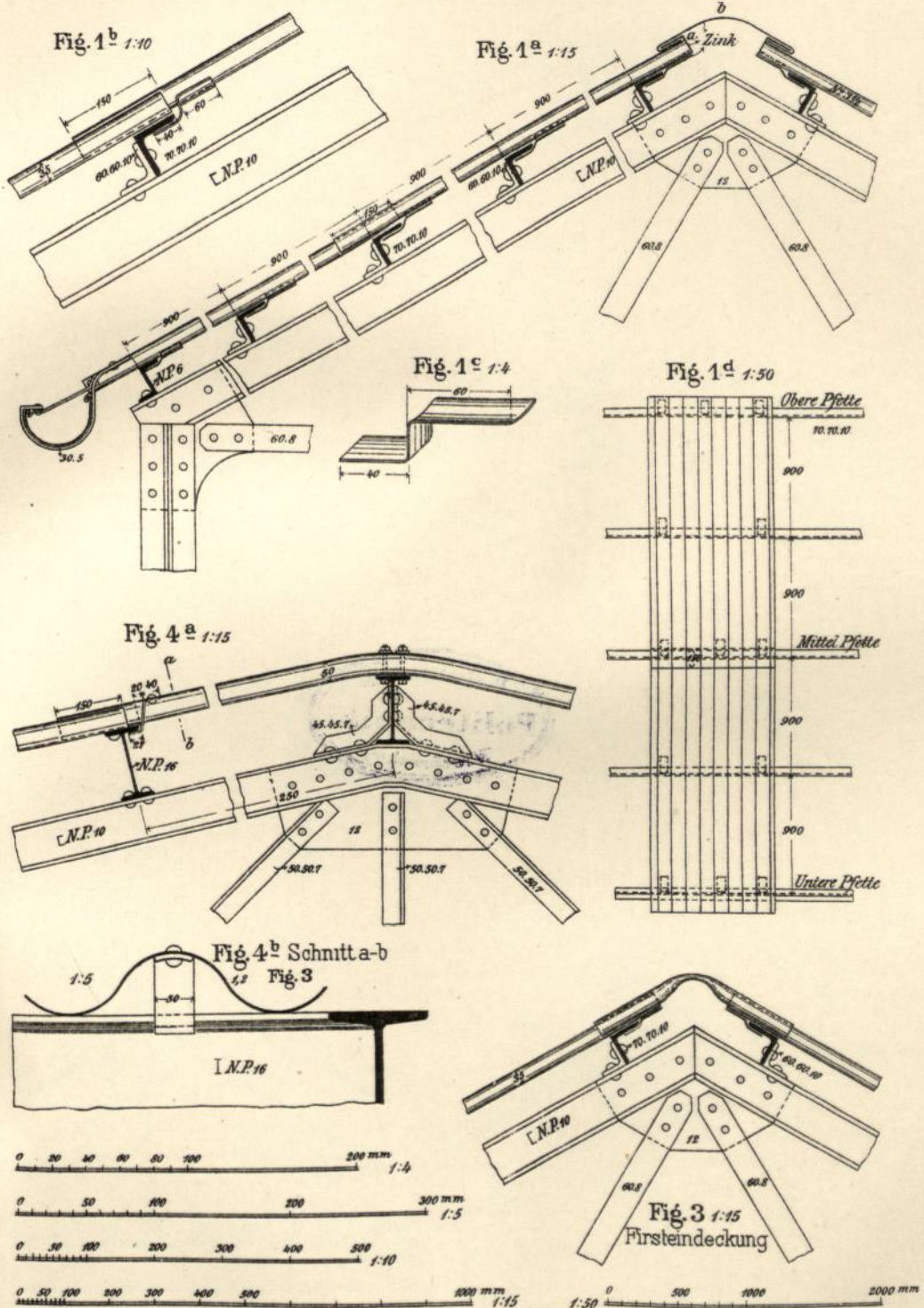
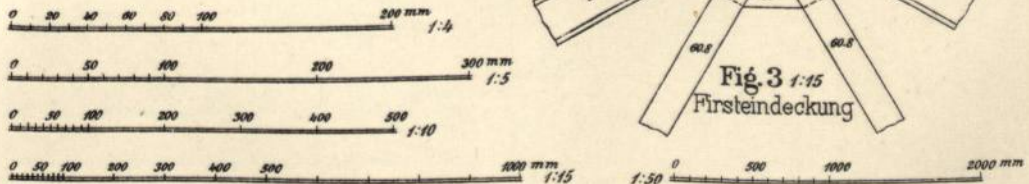


Fig. 1-3 Deckung mit Zinkwellblech
 " 4 " " Eisenwellblech





Wellblechdeckung
Eindeckung des Firstes bei Eisenwellblech

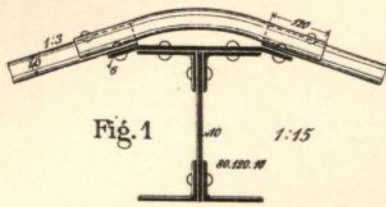


Fig. 1

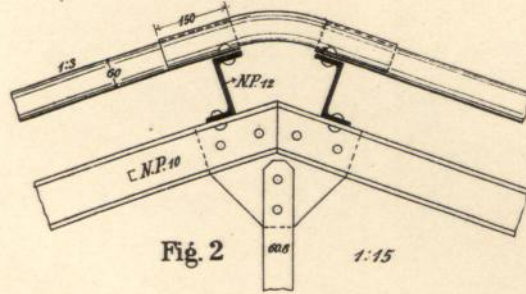


Fig. 2

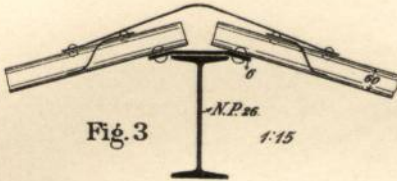


Fig. 3

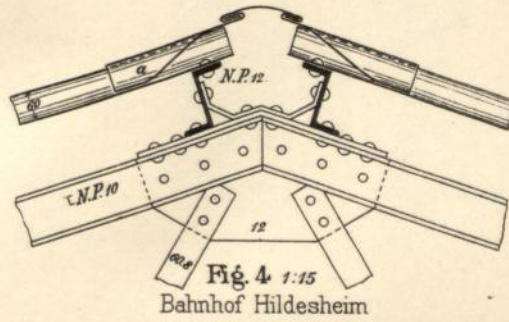


Fig. 4 1:15
Bahnhof Hildesheim

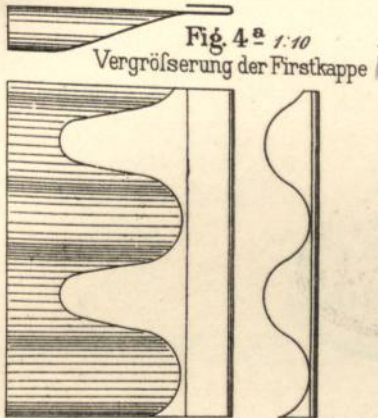


Fig. 4^a 1:10
Vergrößerung der Firstkappe

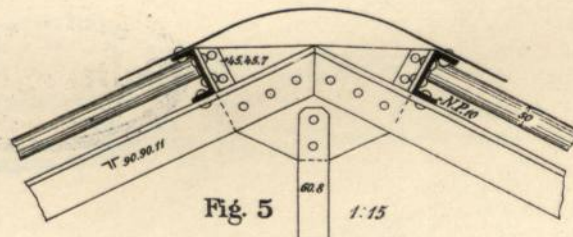


Fig. 5 1:15
Werkstätte Leinhausen

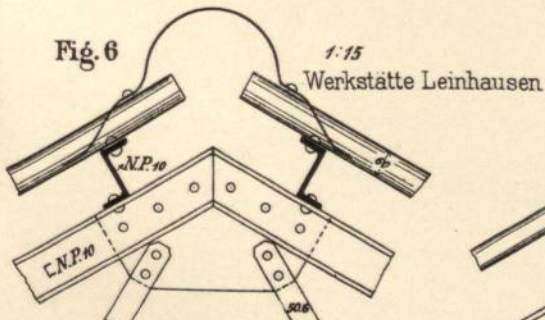


Fig. 6 1:15
Werkstätte Leinhausen

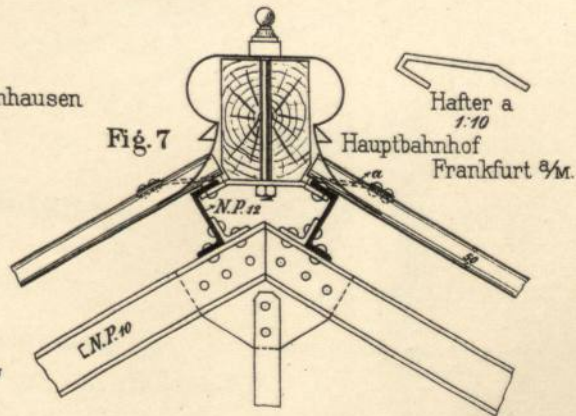
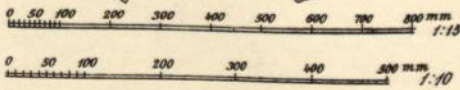


Fig. 7 1:10
Hauptbahnhof Frankfurt a.M.





Wellblechdeckung

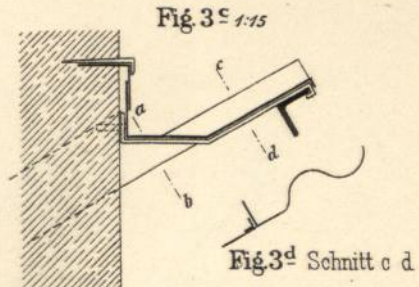
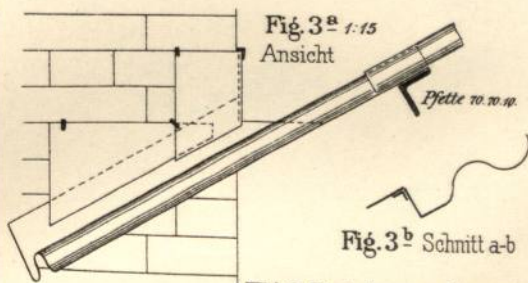
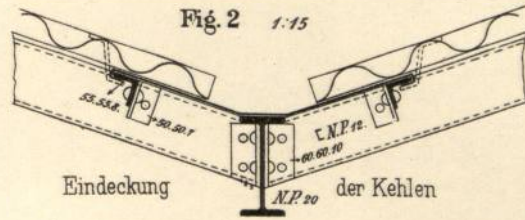
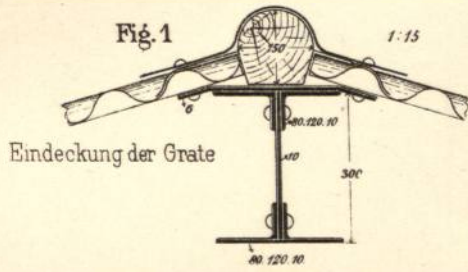
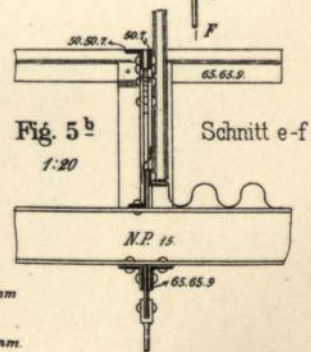
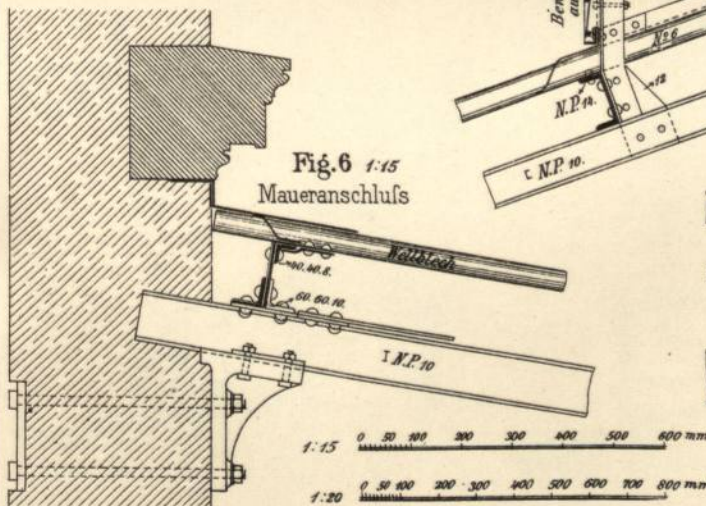
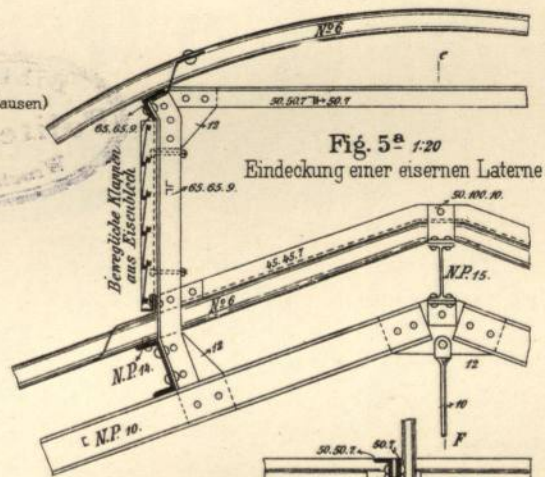
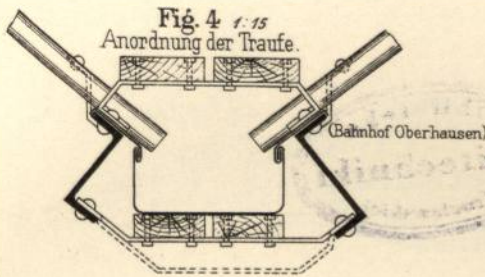


Fig. 3 Eindeckung an Mauereinsparungen (Schornsteinen u.a)





Dachrinnen

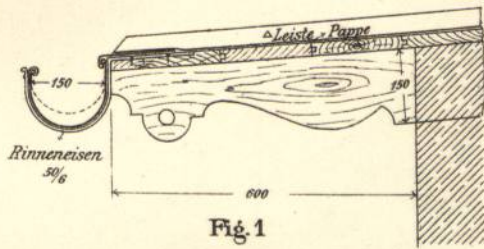


Fig. 1

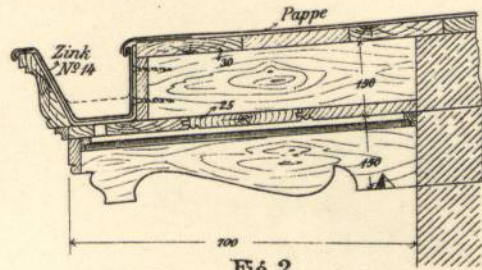


Fig. 2

Fig. 3^c (Unteransicht nach a-b)

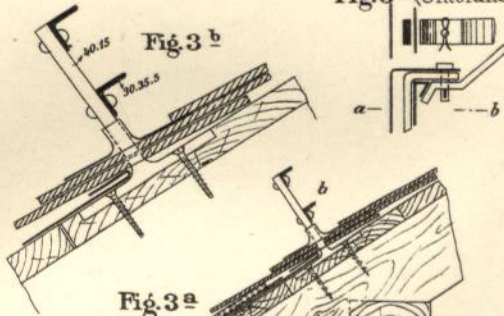


Fig. 3^b

Fig. 3^a

Fig. 3^d Schnitt nach c-d

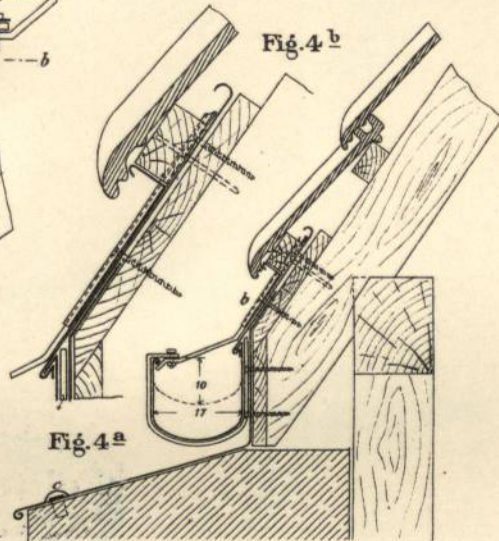
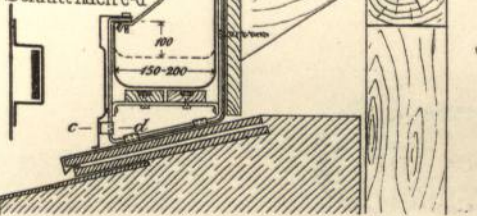


Fig. 4^b

Fig. 4^a

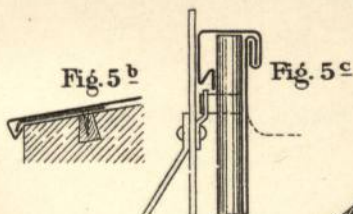


Fig. 5^b

Fig. 5^c

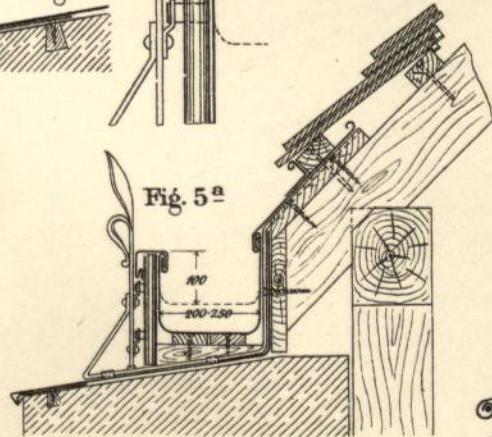


Fig. 5^a

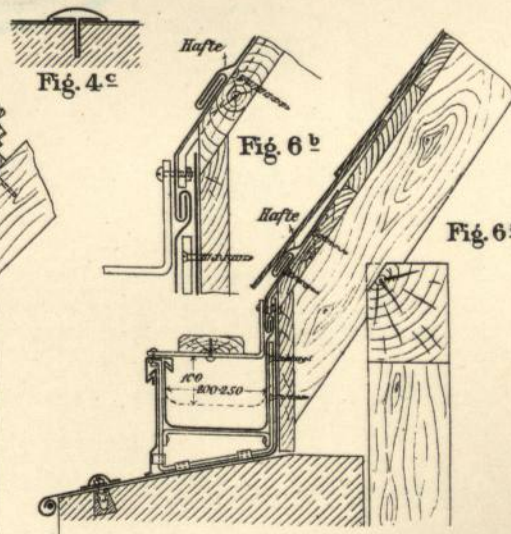


Fig. 4^c

Fig. 6^b

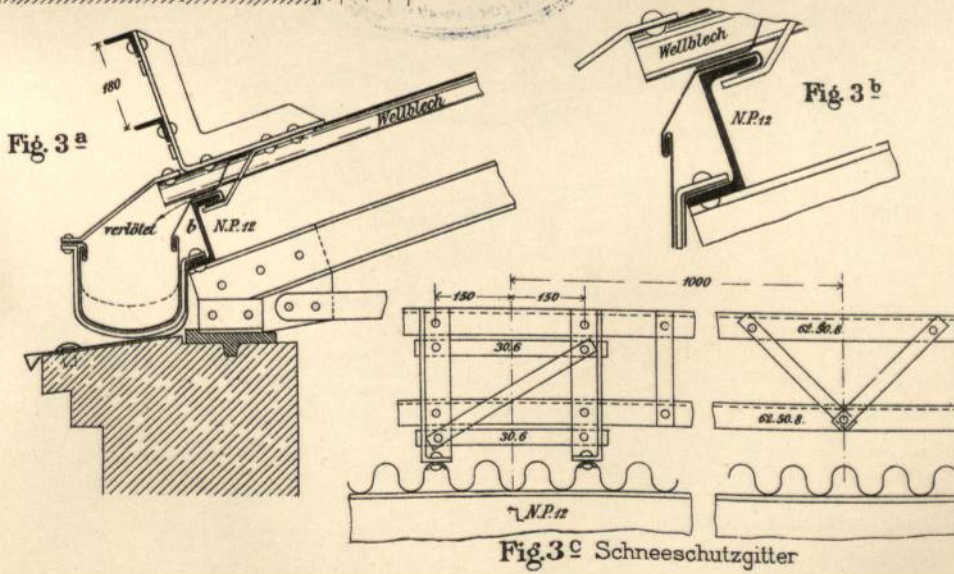
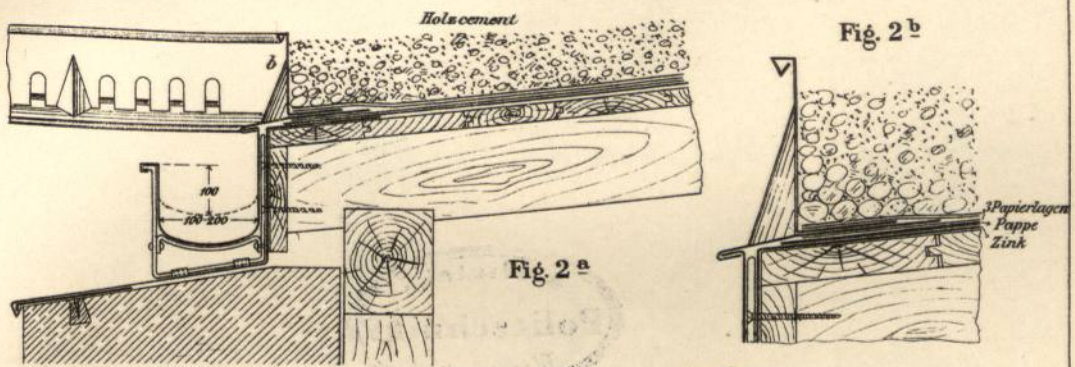
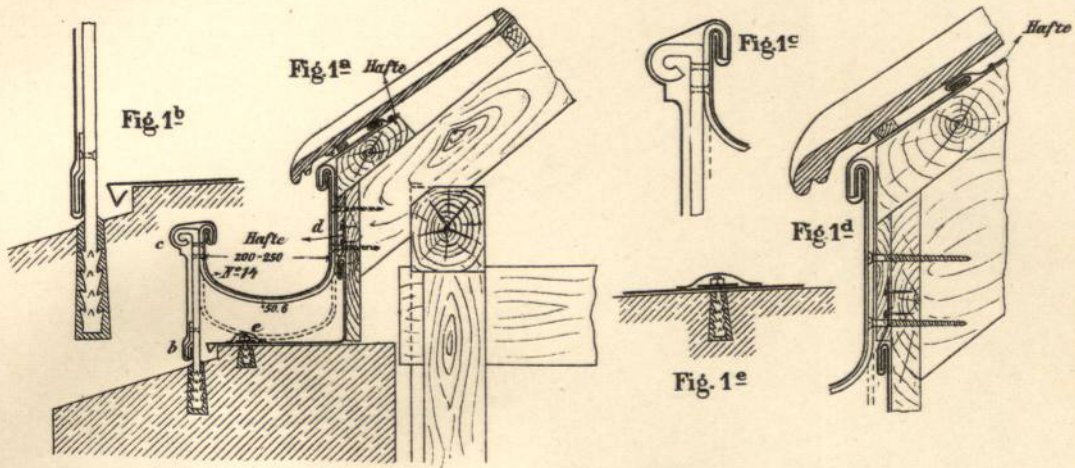
Fig. 6^a

Maafsstab für die Hauptfiguren 1:15
0 50 100 200 300 400 500 600 mm

Maafsstab für die Einzelheiten 1:75
0 50 100 200 300 mm



Dachrinnen



Maßstab für die Hauptfiguren 1:15
 0 50 100 200 300 400 500 600 mm

Maßstab für die Einzelheiten 1:7,5
 0 50 100 200 300 mm



Pulldach Binder

Fig. 1-2-4^a-5 - 1:80
0 20 40 60 80 100 200 300 400 cm

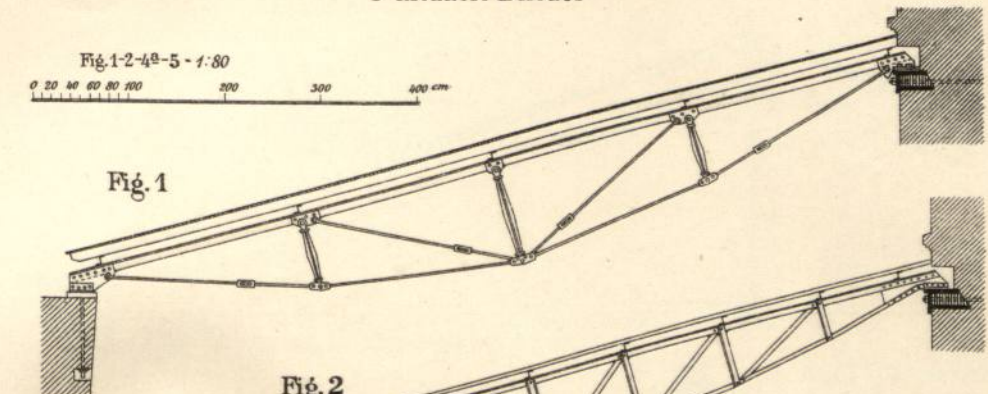


Fig. 1



Fig. 2



Fig. 3

Droschkenhalle Ostbahnhof Berlin



Fig. 4^b Vergrößerung bei A



Fig. 4^c Schnitt r-s

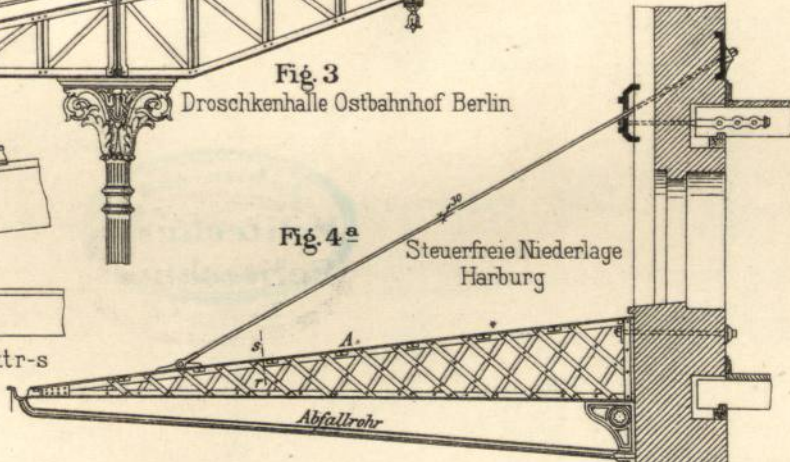


Fig. 4^a

Steuerfreie Niederlage Harburg

Fig. 4^d Einzelheit der Traufe

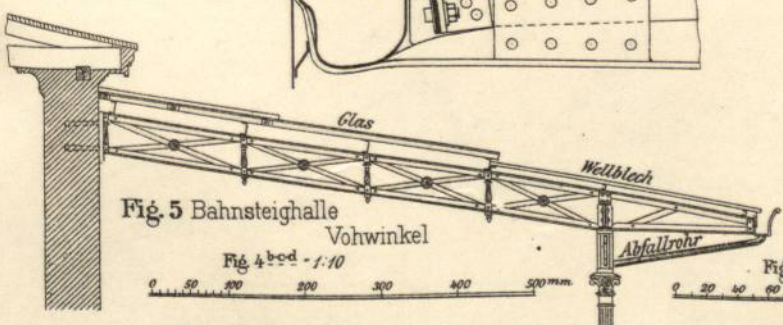
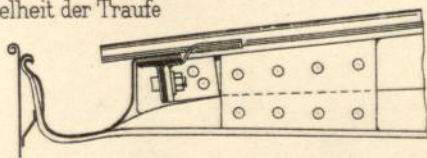


Fig. 5 Bahnsteighalle Vohwinkel

Fig. 4 b c d - 1:10

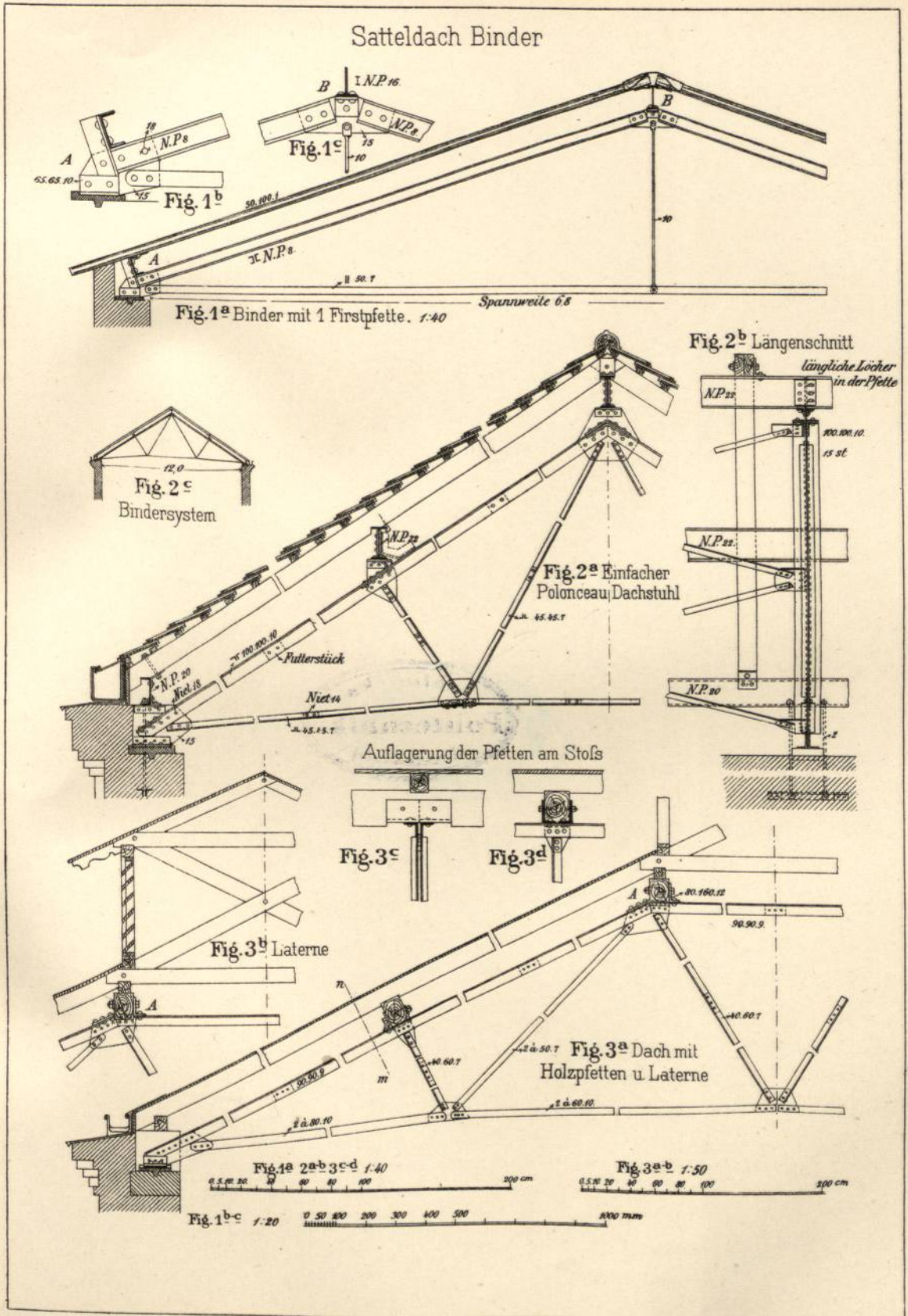
0 50 100 200 300 400 500 mm

Fig. 3 - 1:50

0 20 40 60 80 100 200 cm



Satteldach Binder







Satteldach-Binder.

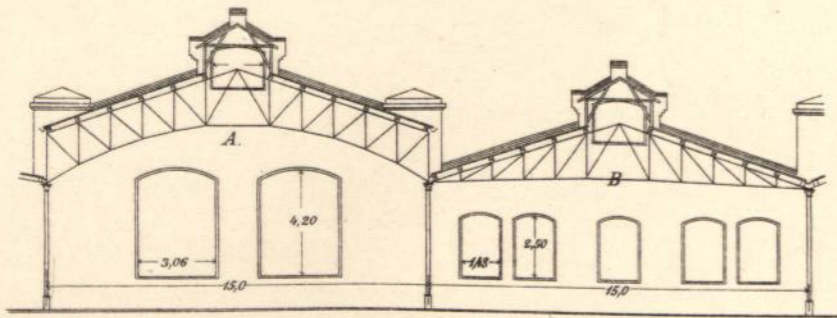


Fig. 1 Querschnitt 1:300

Fig. 2^c Anschluss des Windverbandes an die Fusspfette.

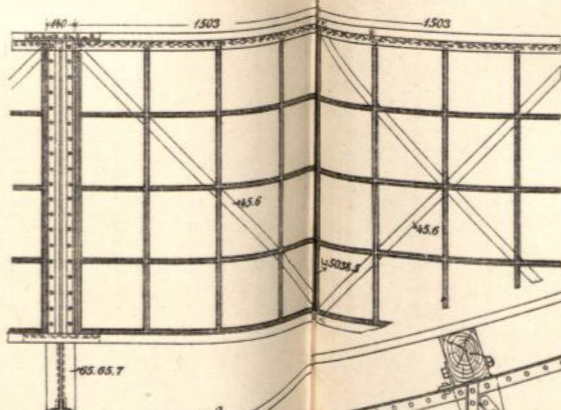
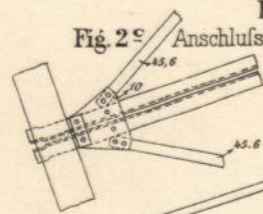


Fig. 4 Ansicht des Seitenfensters 1:40

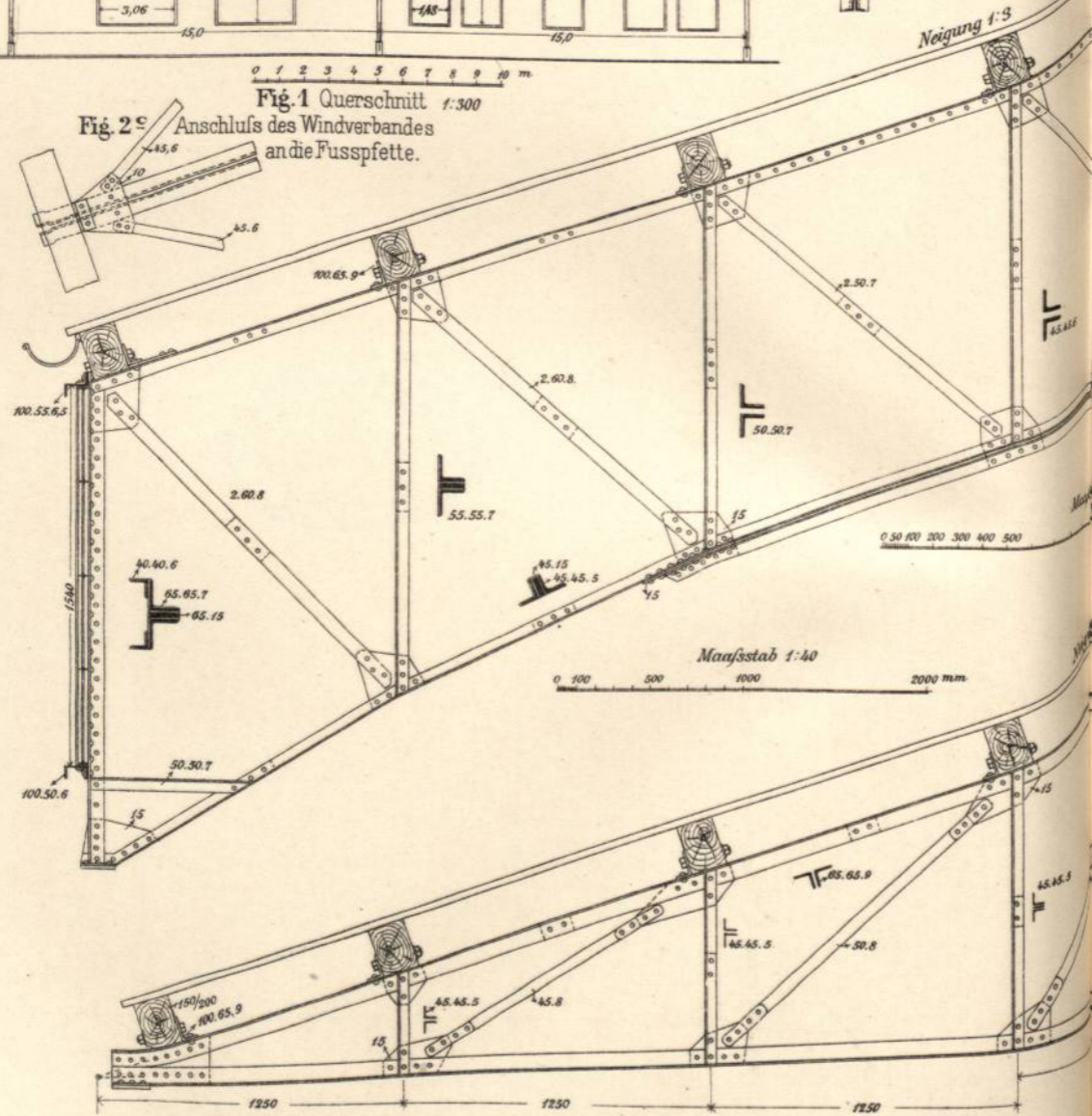


Fig. 2^a Binder A 1:30

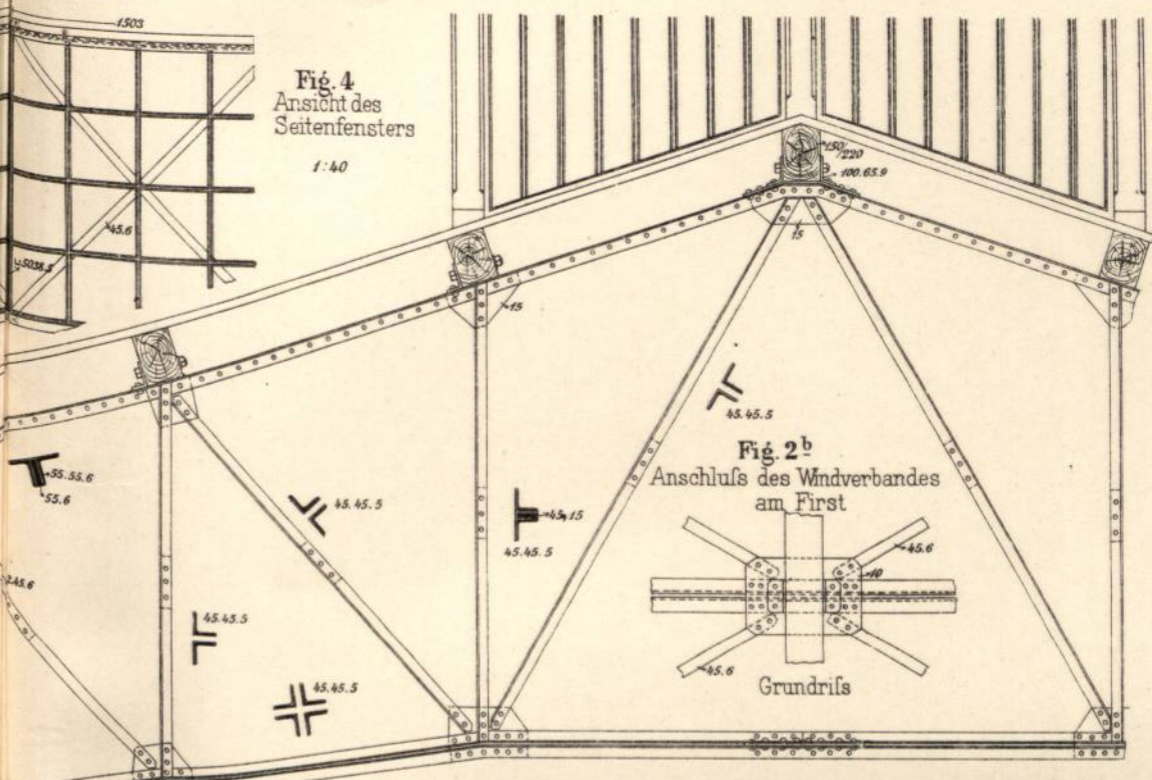


Fig. 2^b Anschluss des Windverbandes am First

Grundriss

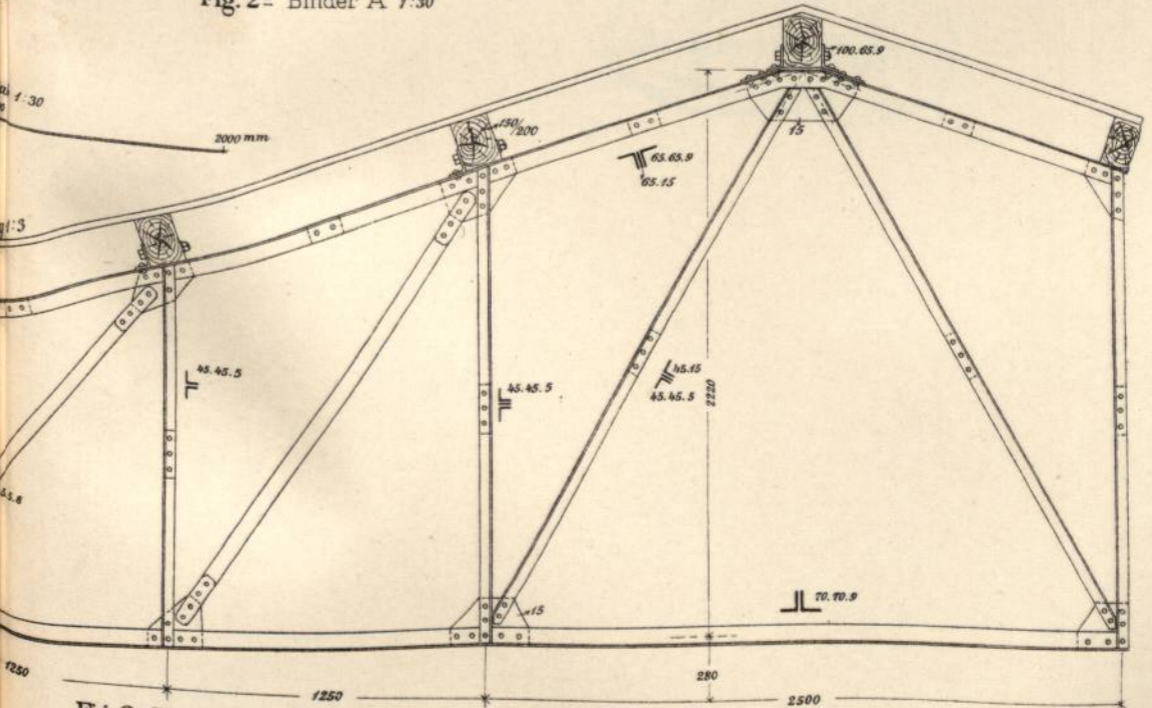
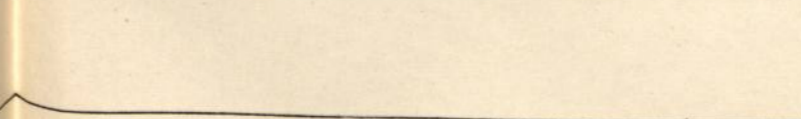
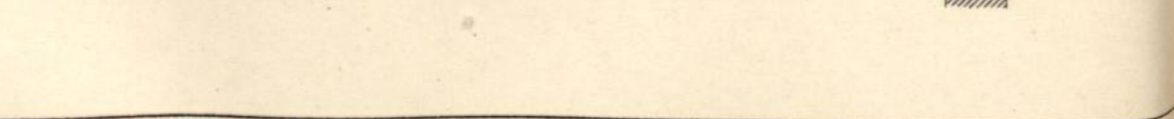
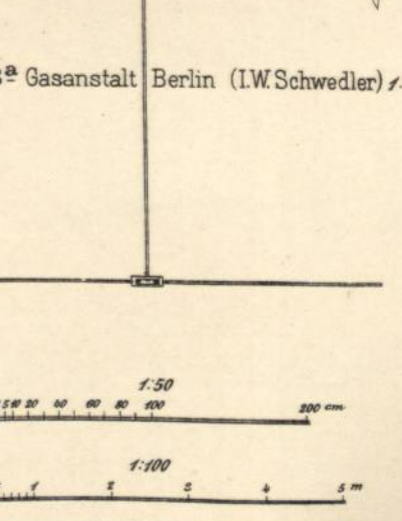
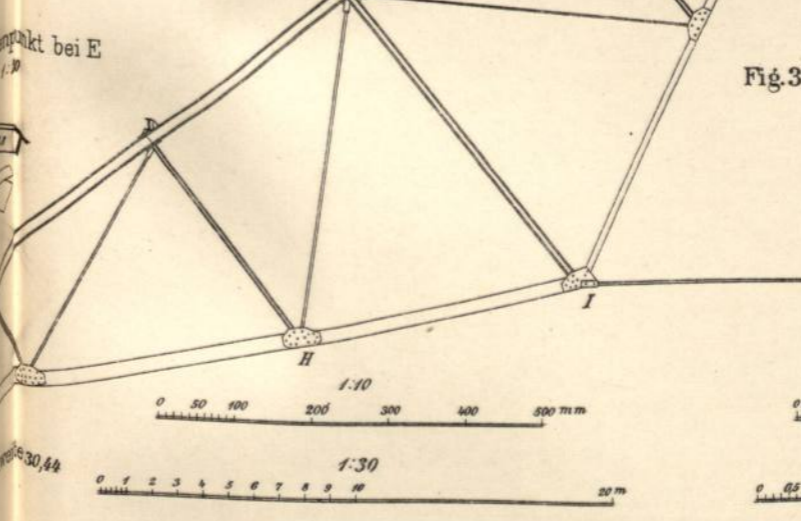
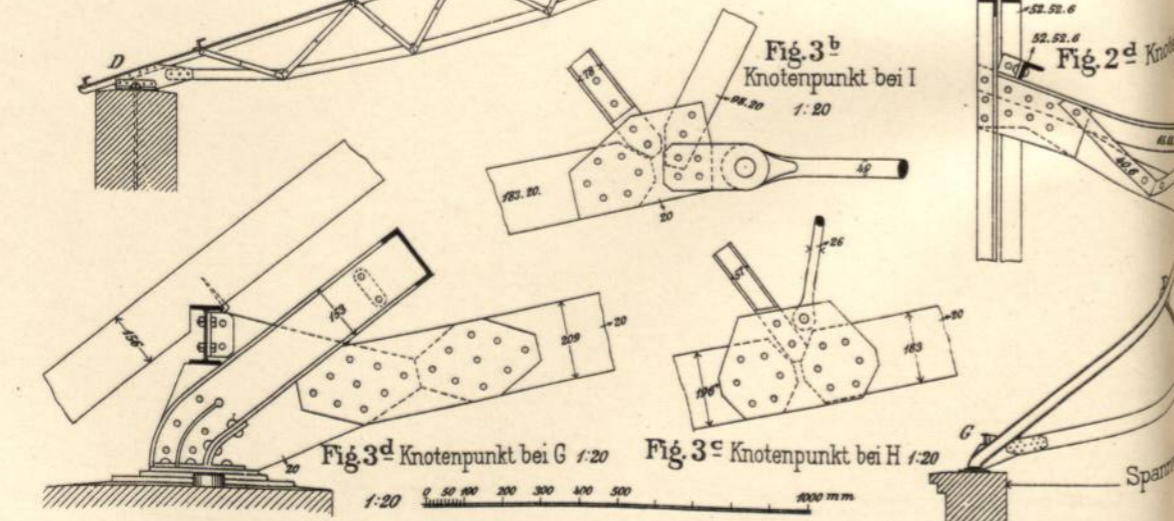
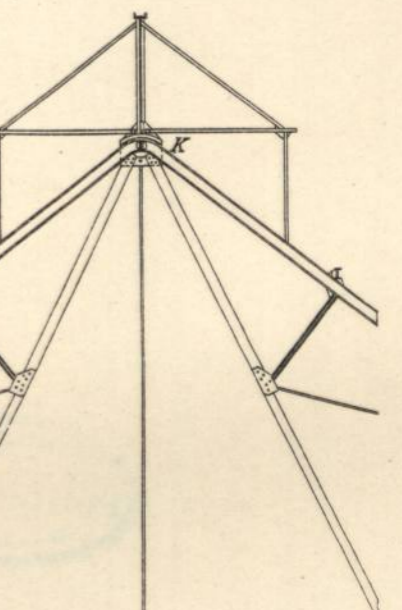
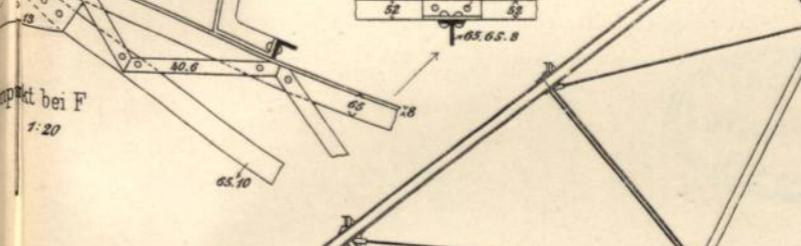
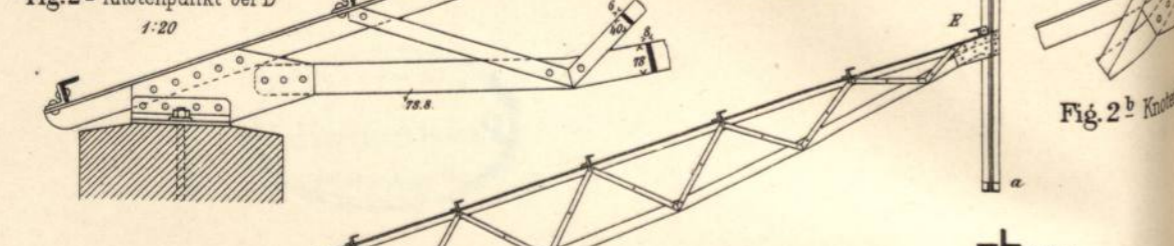
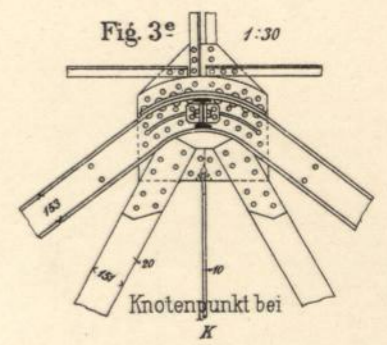
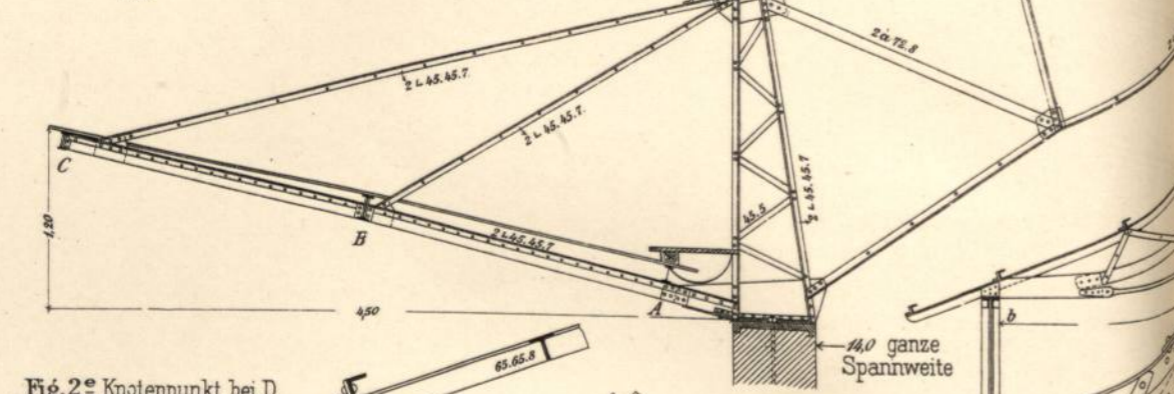
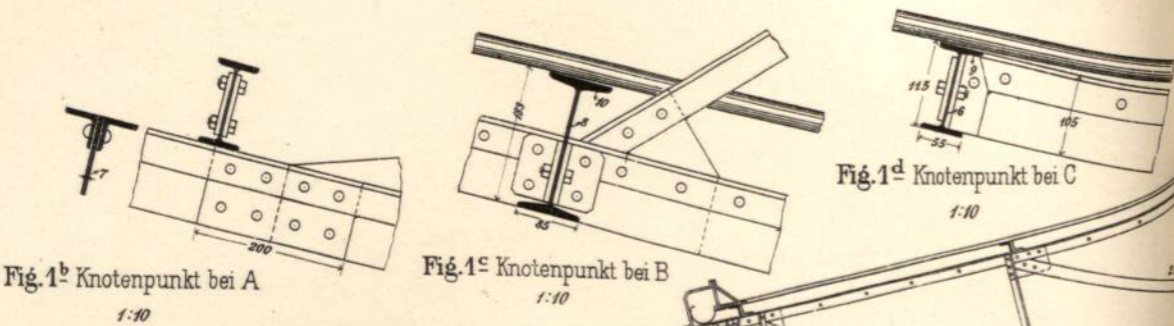


Fig. 3 Binder B 1:30





Satteldach Binder





Halle über der Vorfahrt zu Bahnhof Alexanderplatz Berlin.

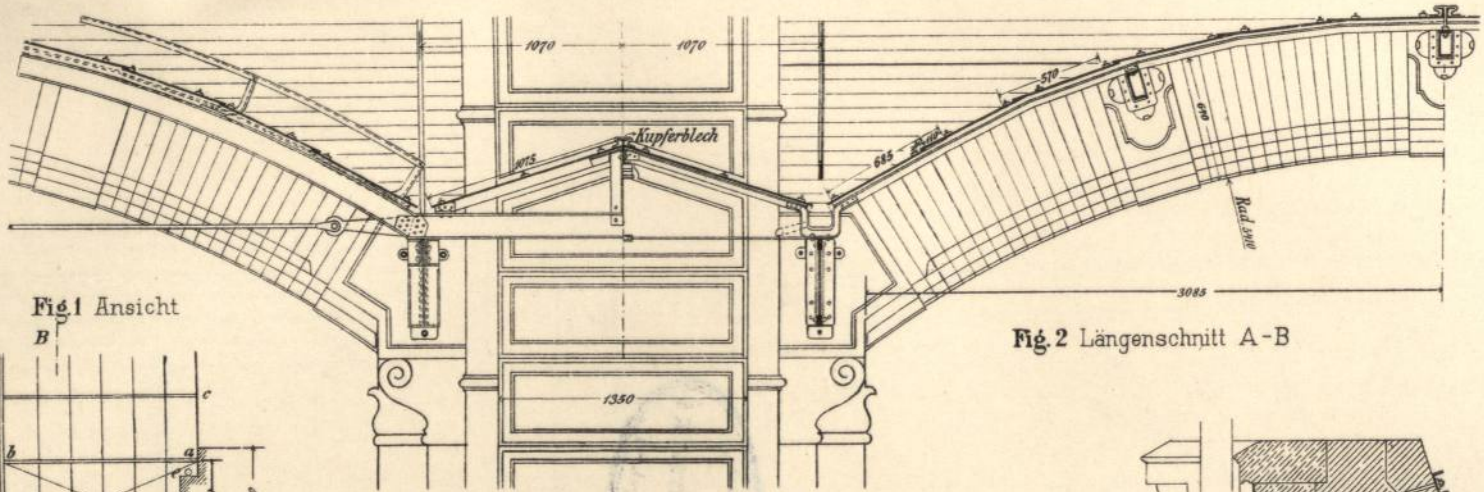


Fig. 1 Ansicht

B

Fig. 2 Längenschnitt A-B

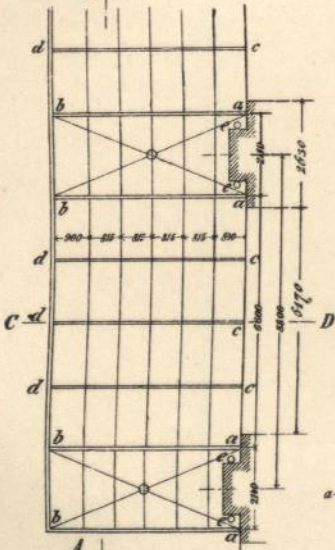


Fig. 4 Grundriss

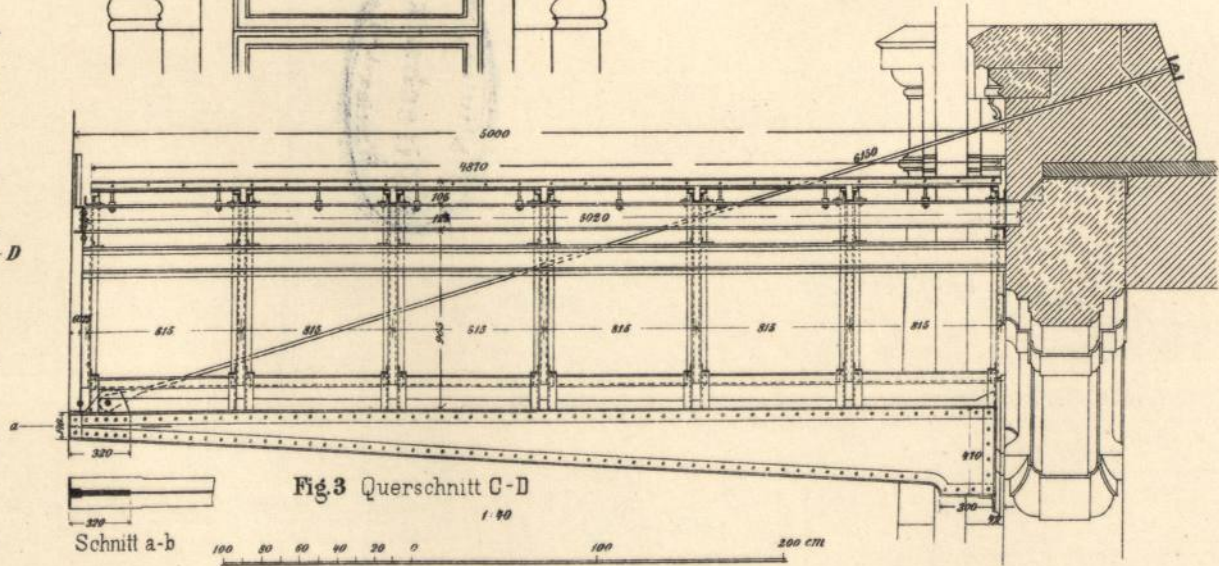


Fig. 3 Querschnitt C-D

Schnitt a-b







Halle des Bahnhofes Altstadt zu Dresden.

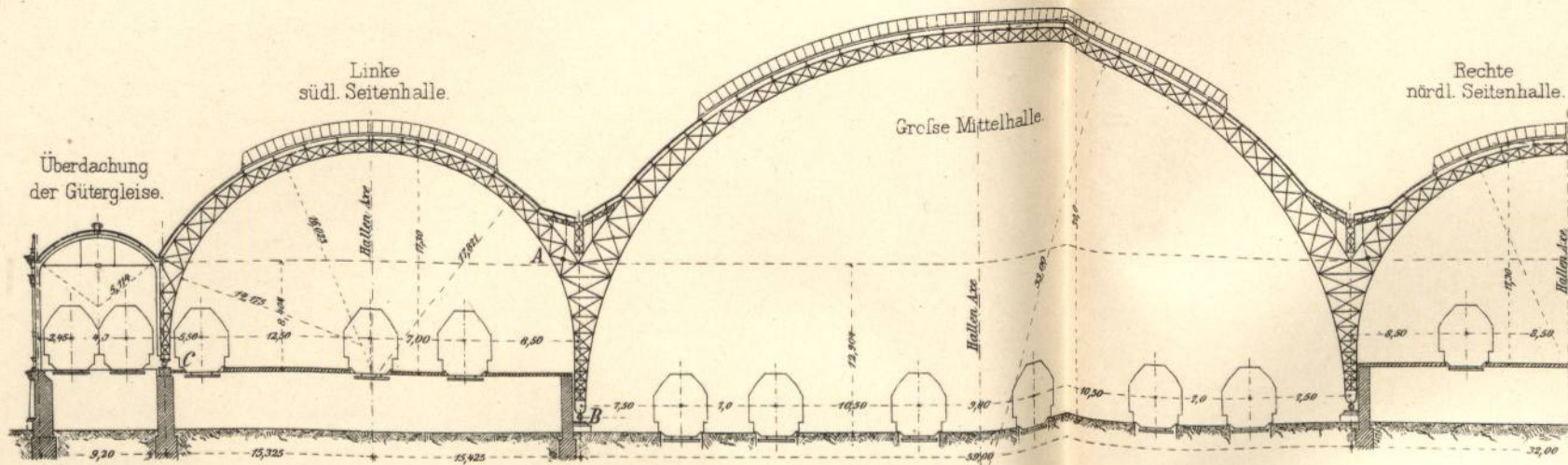


Fig. 1. Querschnitt 1:500

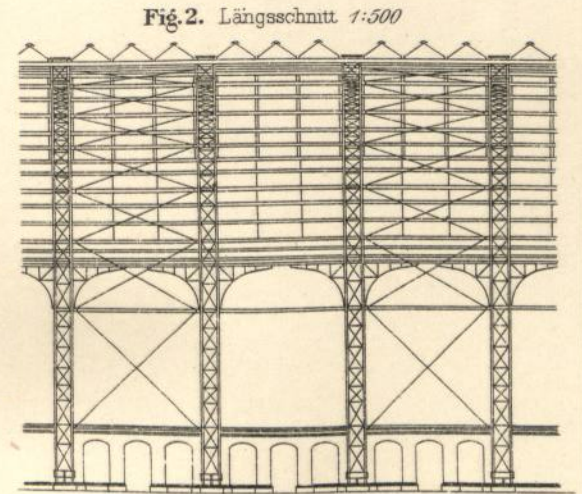


Fig. 2. Längsschnitt 1:500

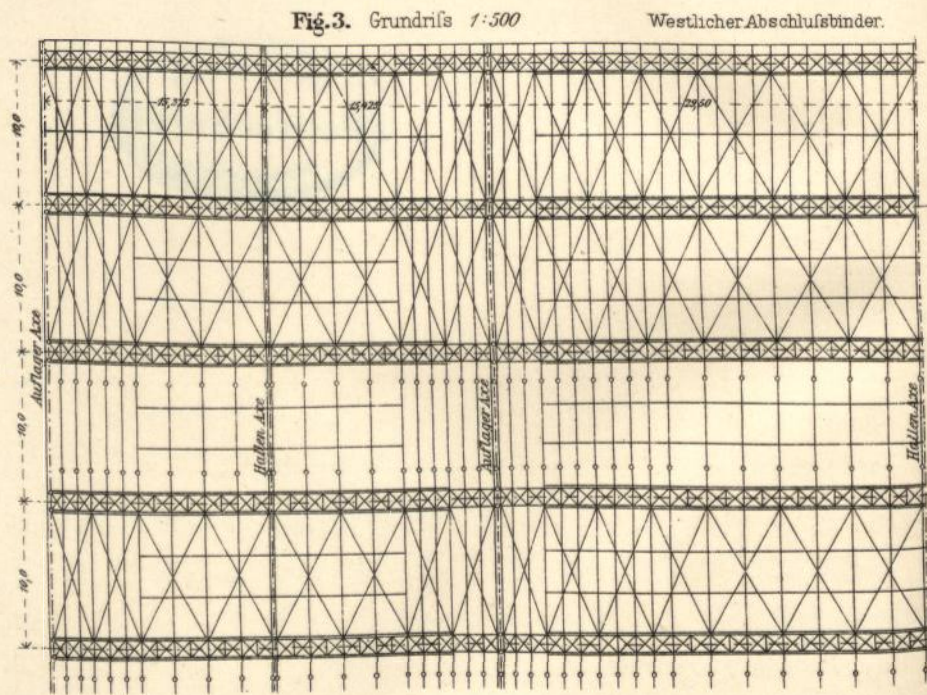


Fig. 3. Grundriss 1:500

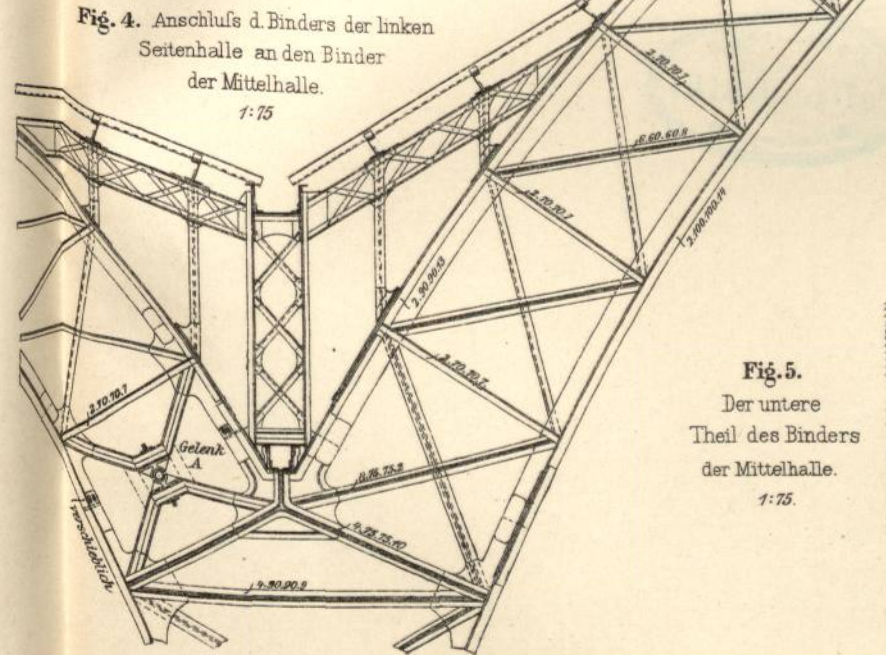


Fig. 4. Anschluß d. Binders der linken Seitenhalle an den Binder der Mittelhalle 1:75

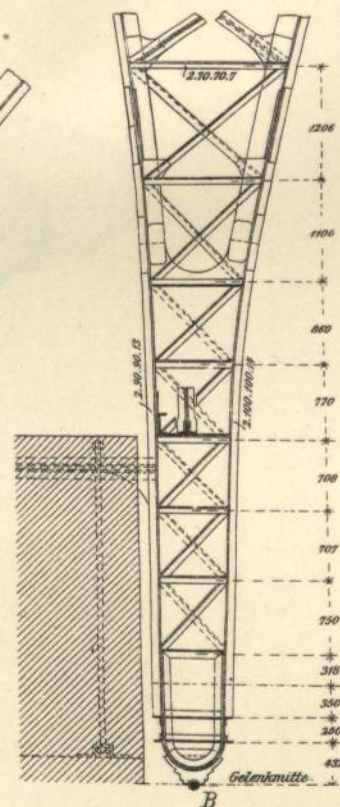
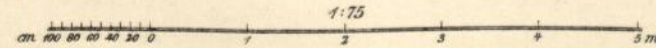
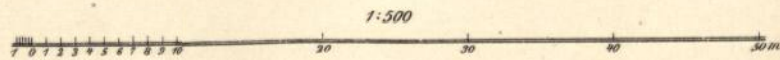


Fig. 5. Der untere Teil des Binders der Mittelhalle 1:75







Eisernes Dach über dem Stadttheater zu Halle a/S.

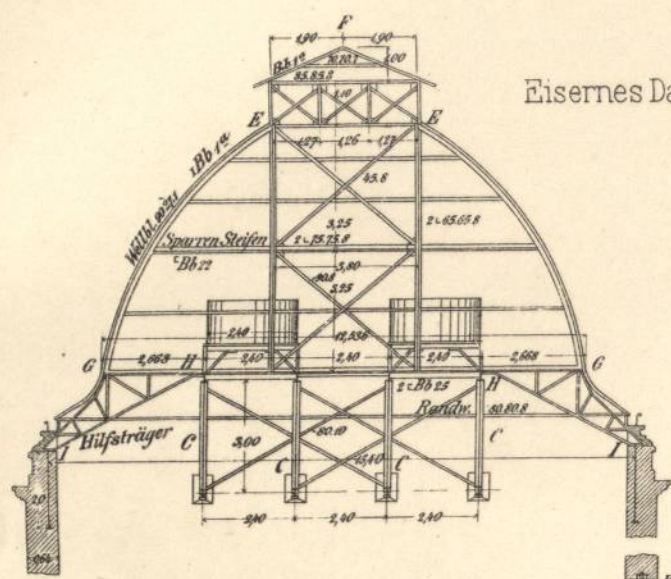


Fig. 2 Längsschnitt durch die Kuppel des Bühnenhauses 1:200

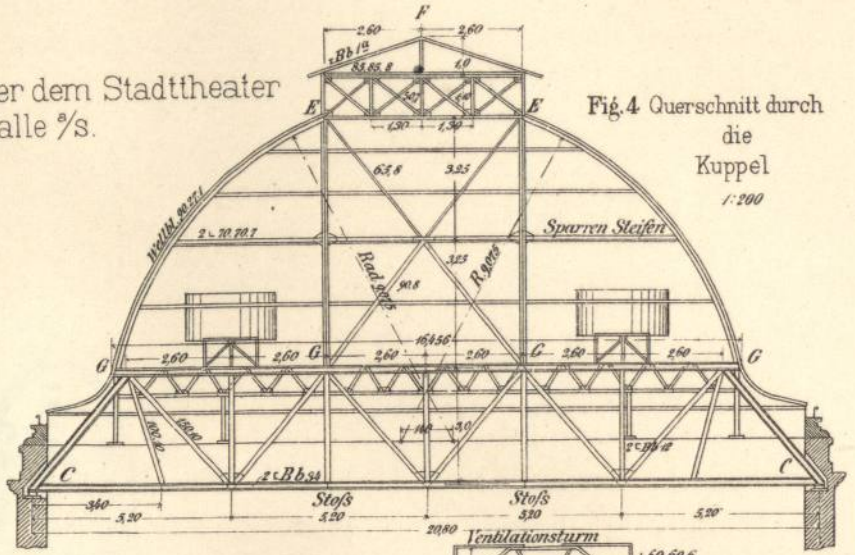


Fig. 4 Querschnitt durch die Kuppel 1:200

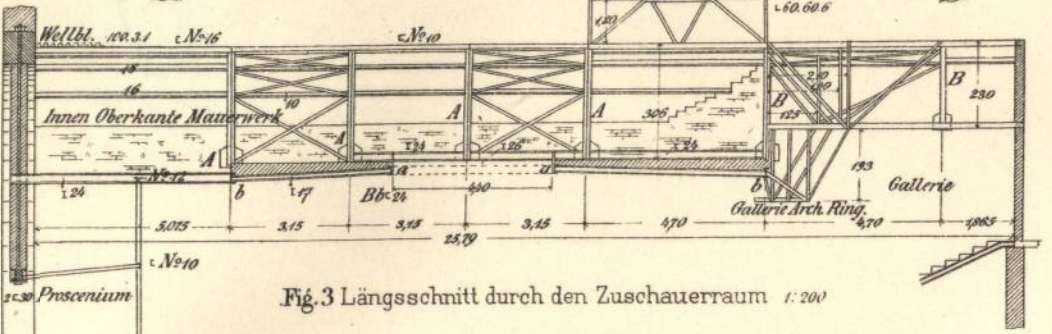


Fig. 3 Längsschnitt durch den Zuschauerraum 1:200

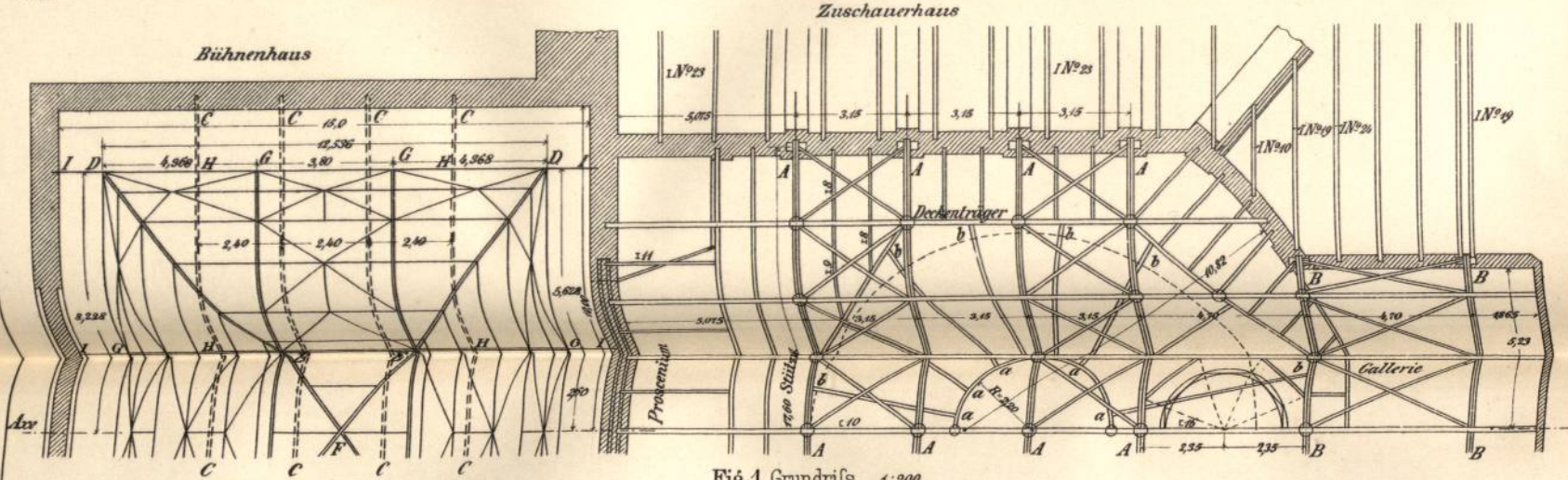
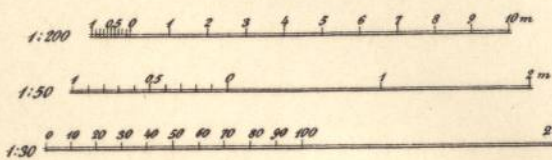


Fig. 1 Grundriss 1:200

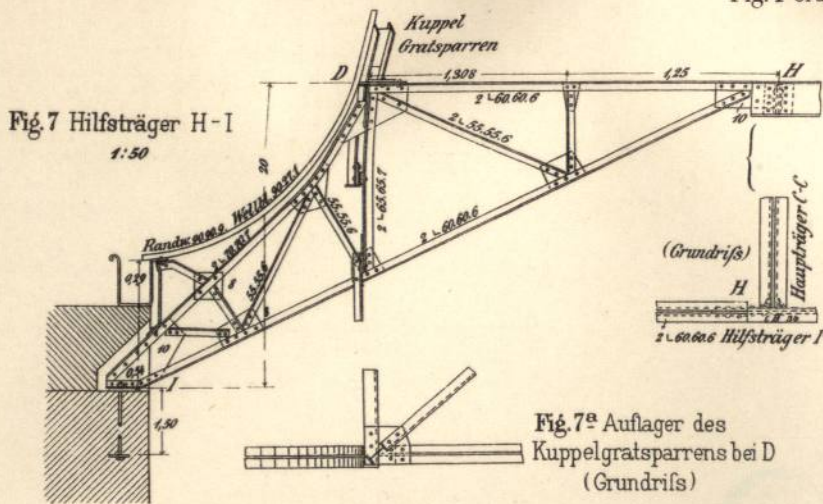


Fig. 7 Hilfssträger H-I 1:50

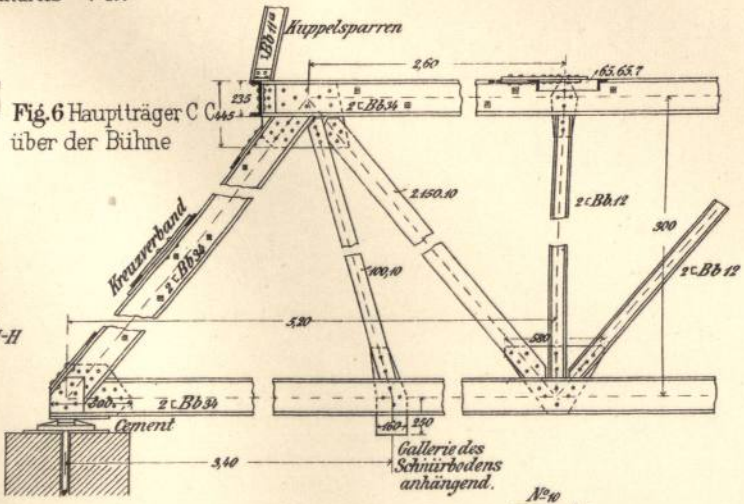


Fig. 6 Hauptträger C über der Bühne

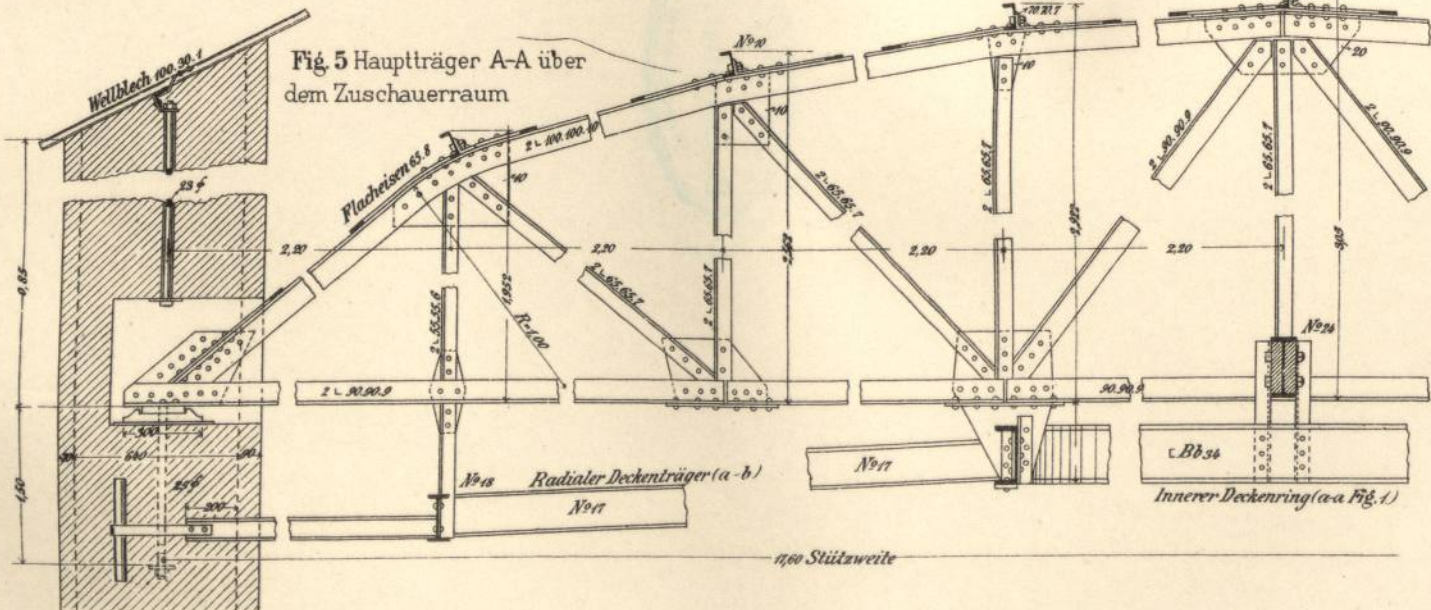


Fig. 5 Hauptträger A-A über dem Zuschauerraum





Eisernes Dach der Marienkirche in Hannover (Blatt I).

Fig. 1 Grundriss.

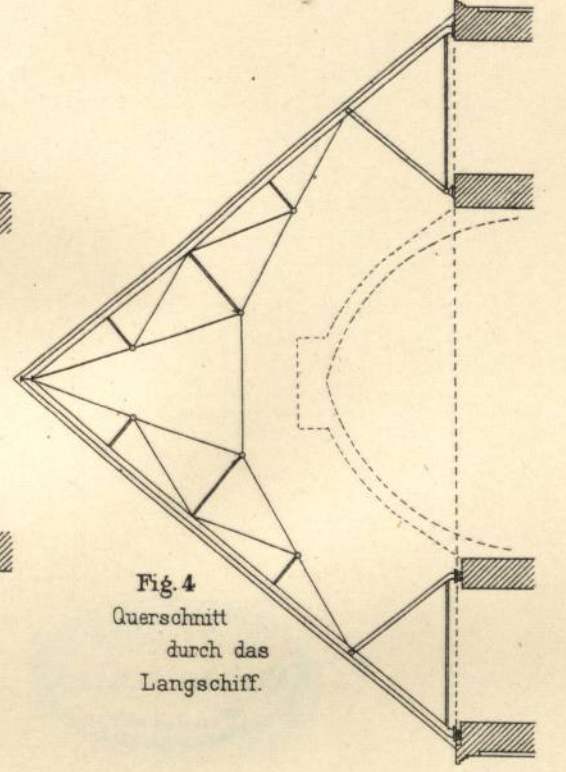
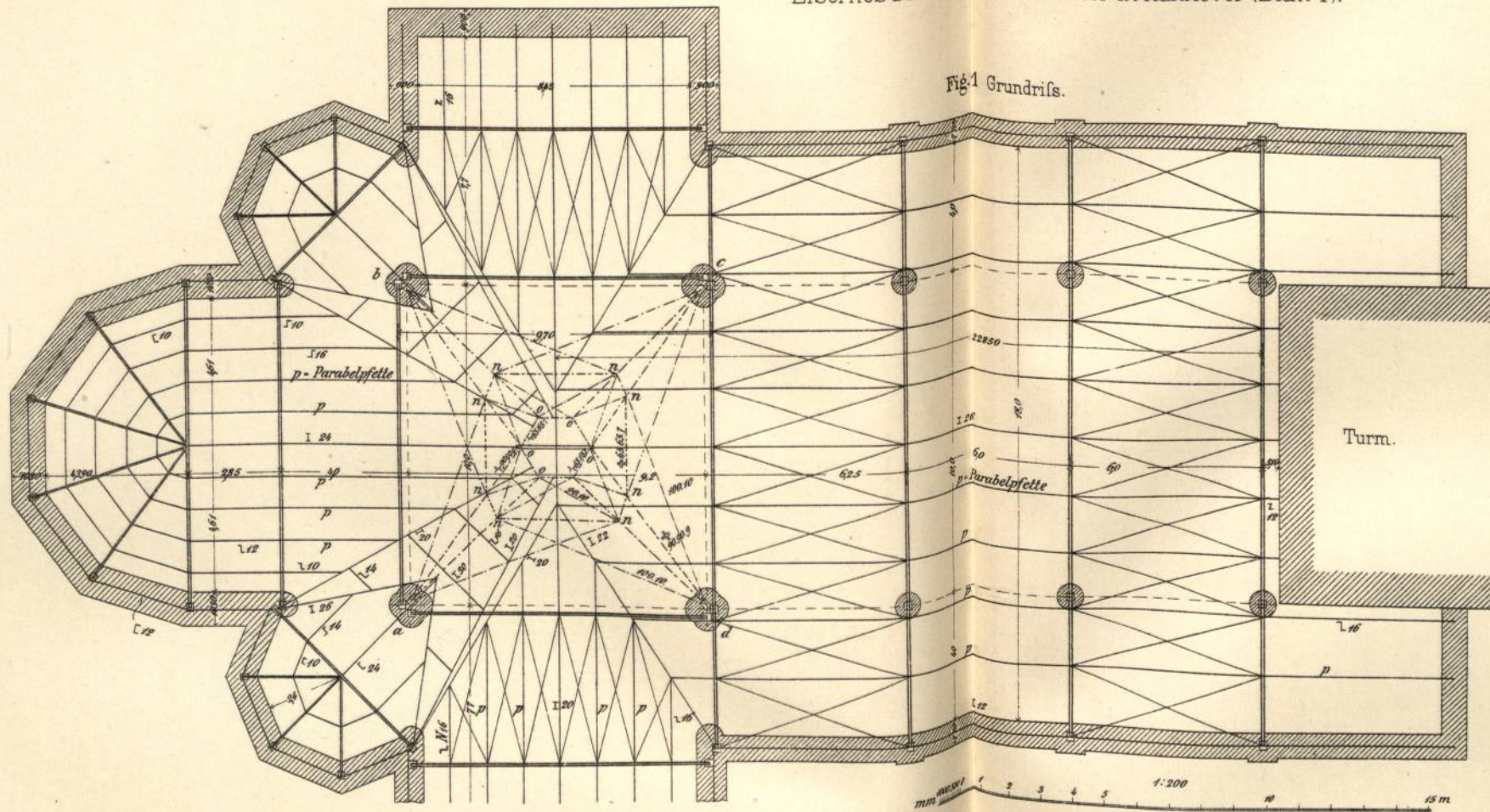


Fig. 4 Querschnitt durch das Langschiff.

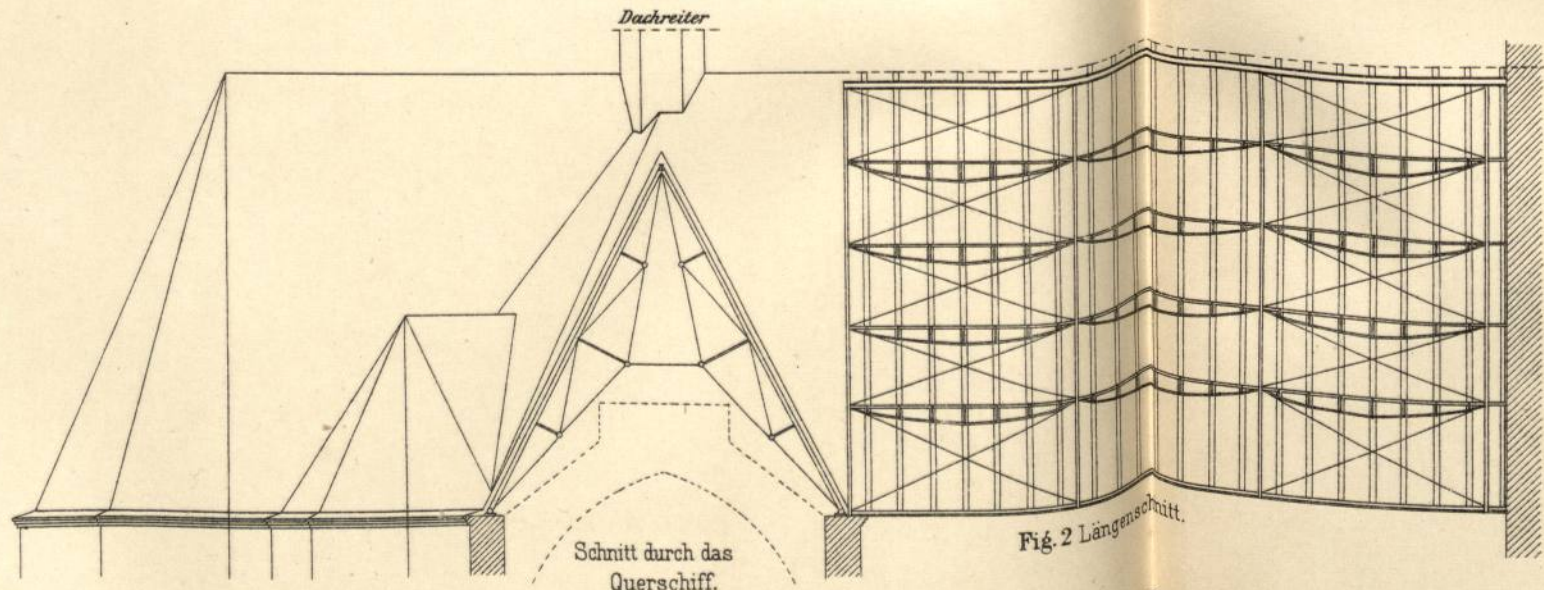


Fig. 2 Längenschnitt.

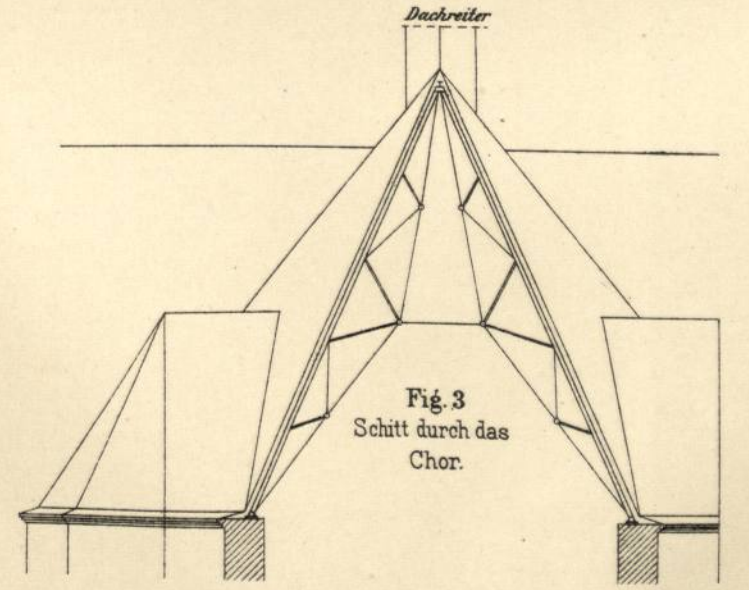


Fig. 3 Schnitt durch das Chor.

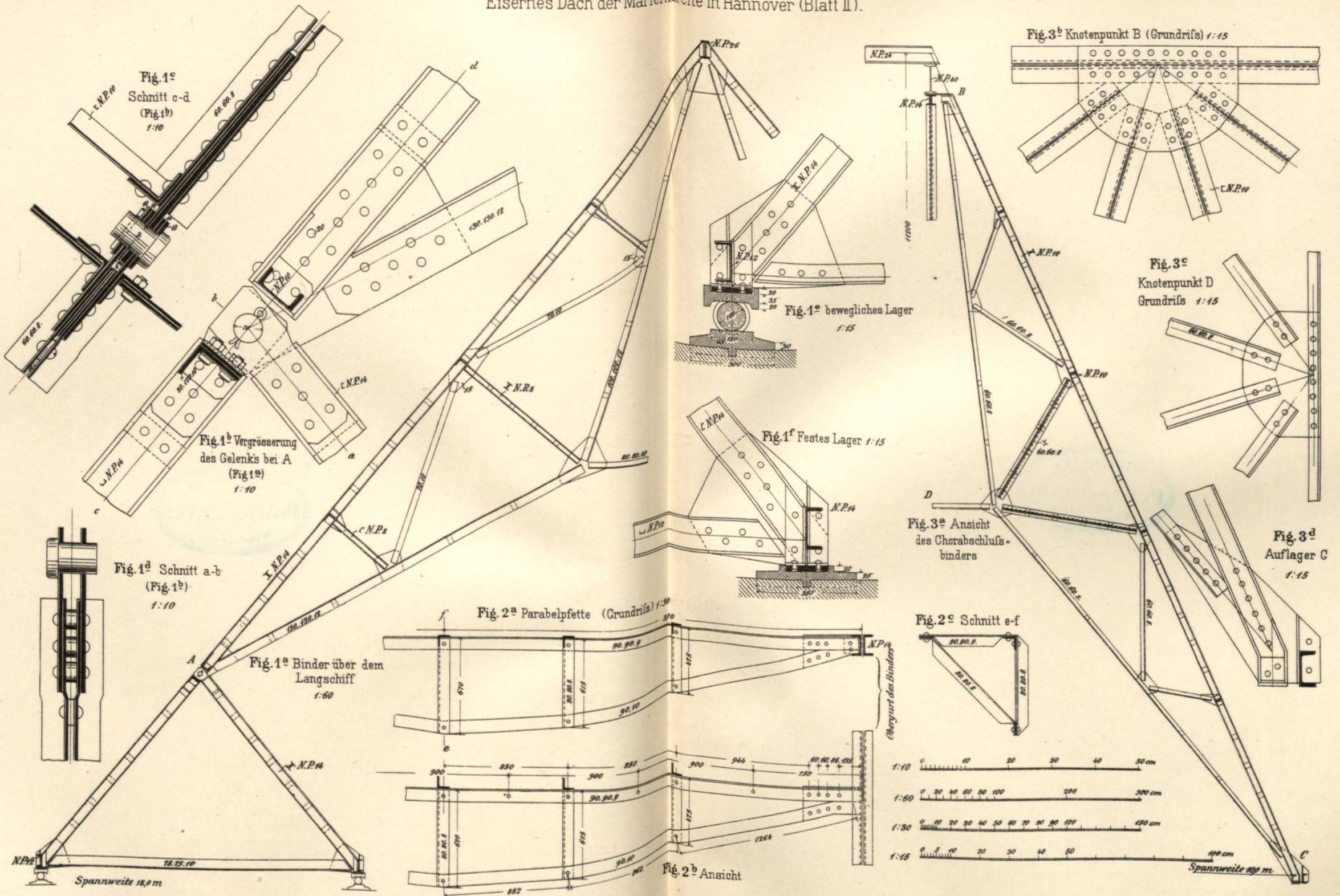
berechnet von Prof. Müller Breslau.

Christoph Hehl, Arch.





Eisernes Dach der Marienkirche in Hannover (Blatt II).

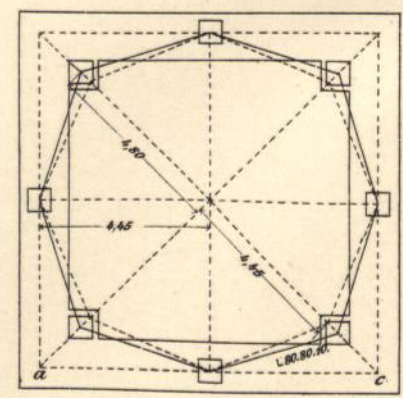
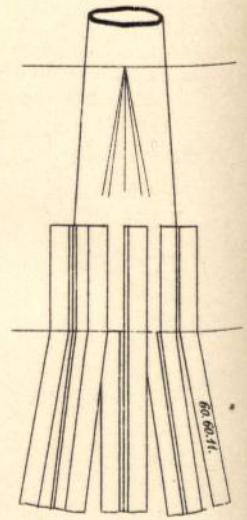
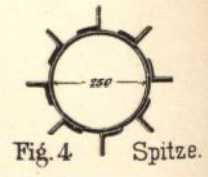
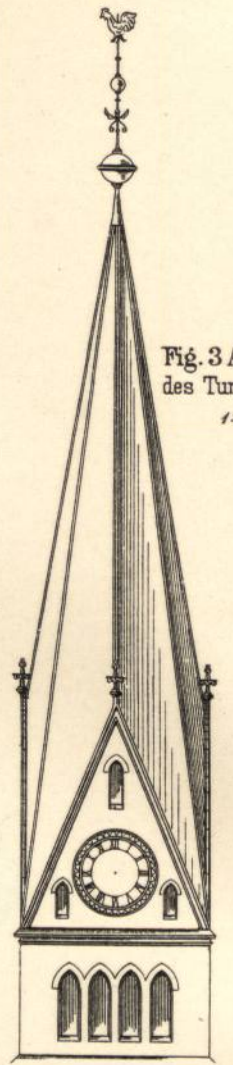
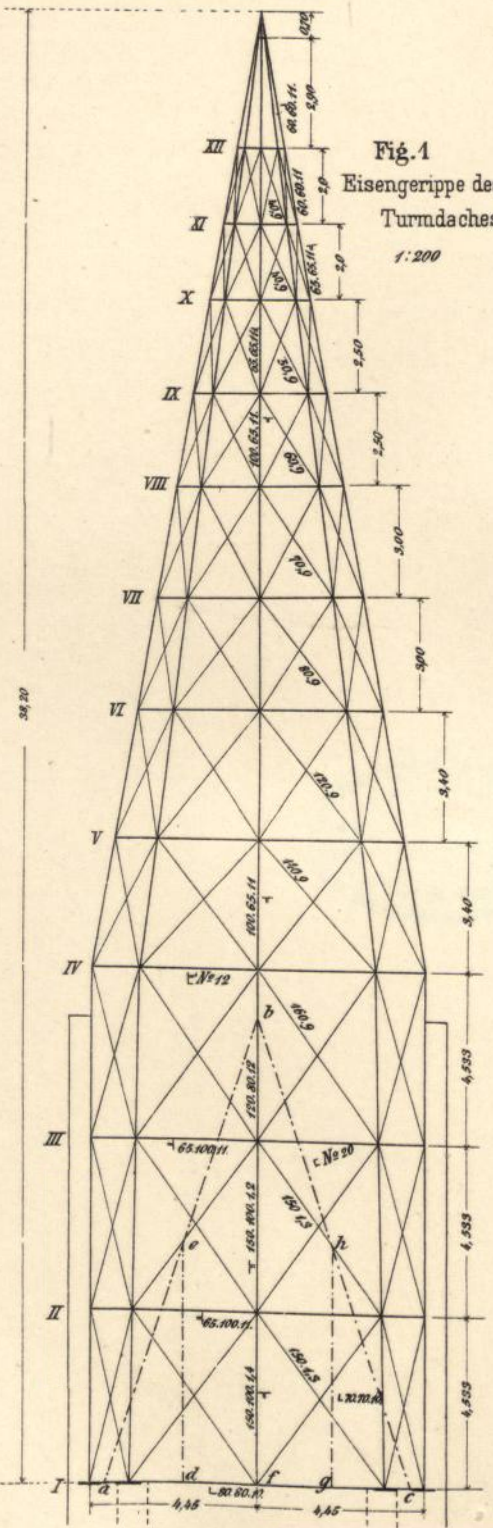


berechnet von Prof. Müller Breslau.





Eisernes Dach der Marienkirche in Hannover (Blatt III)



berechnet von Prof. Müller Breslau.

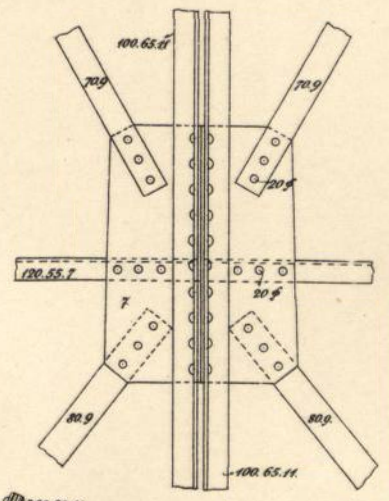
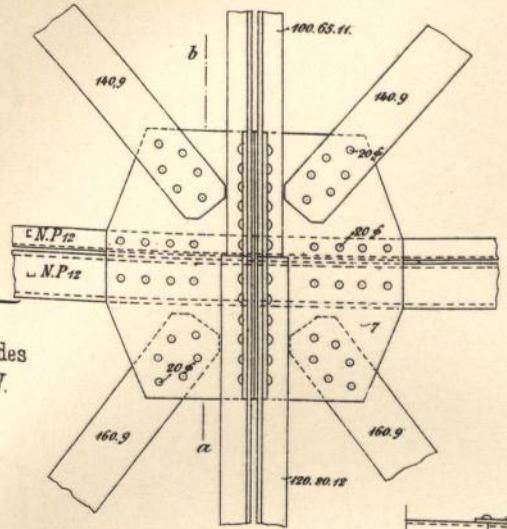
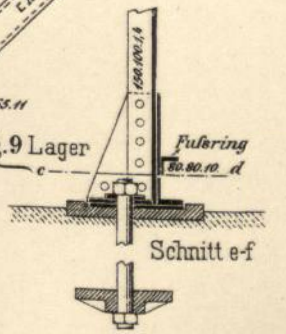
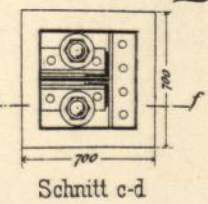
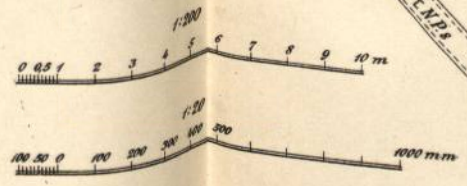
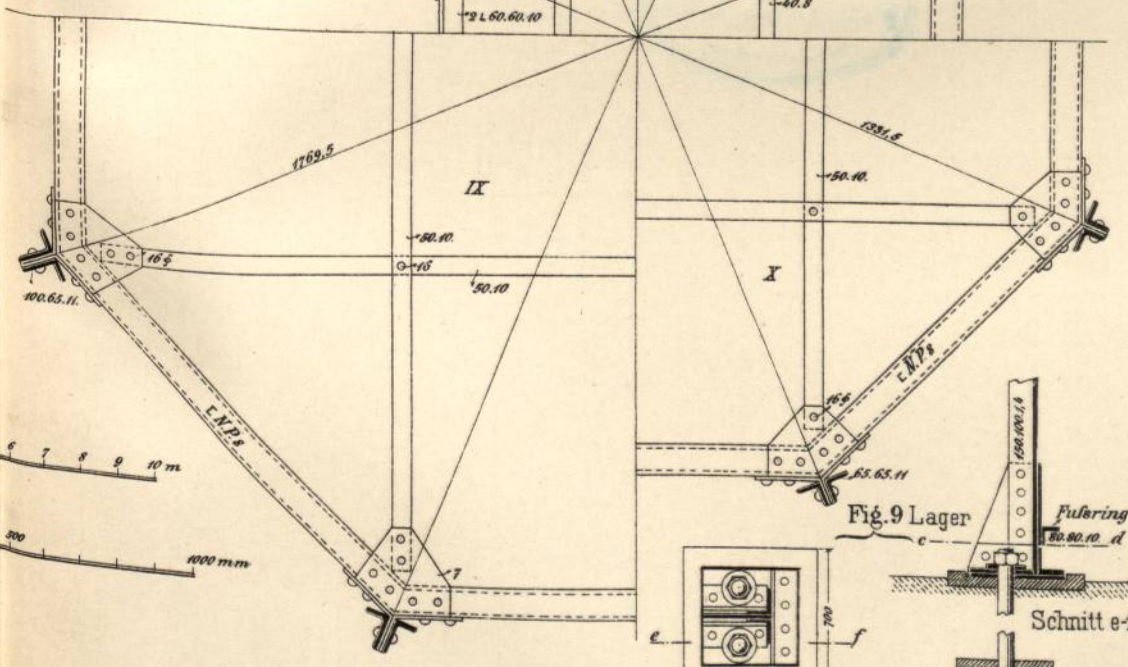


Fig. 8 Grundrisse der Ringe IX-XII



Christoph Hehl Arch.





Kuppel der neuen Kirche zu Berlin.

Fig. 1 Schnitt a-b

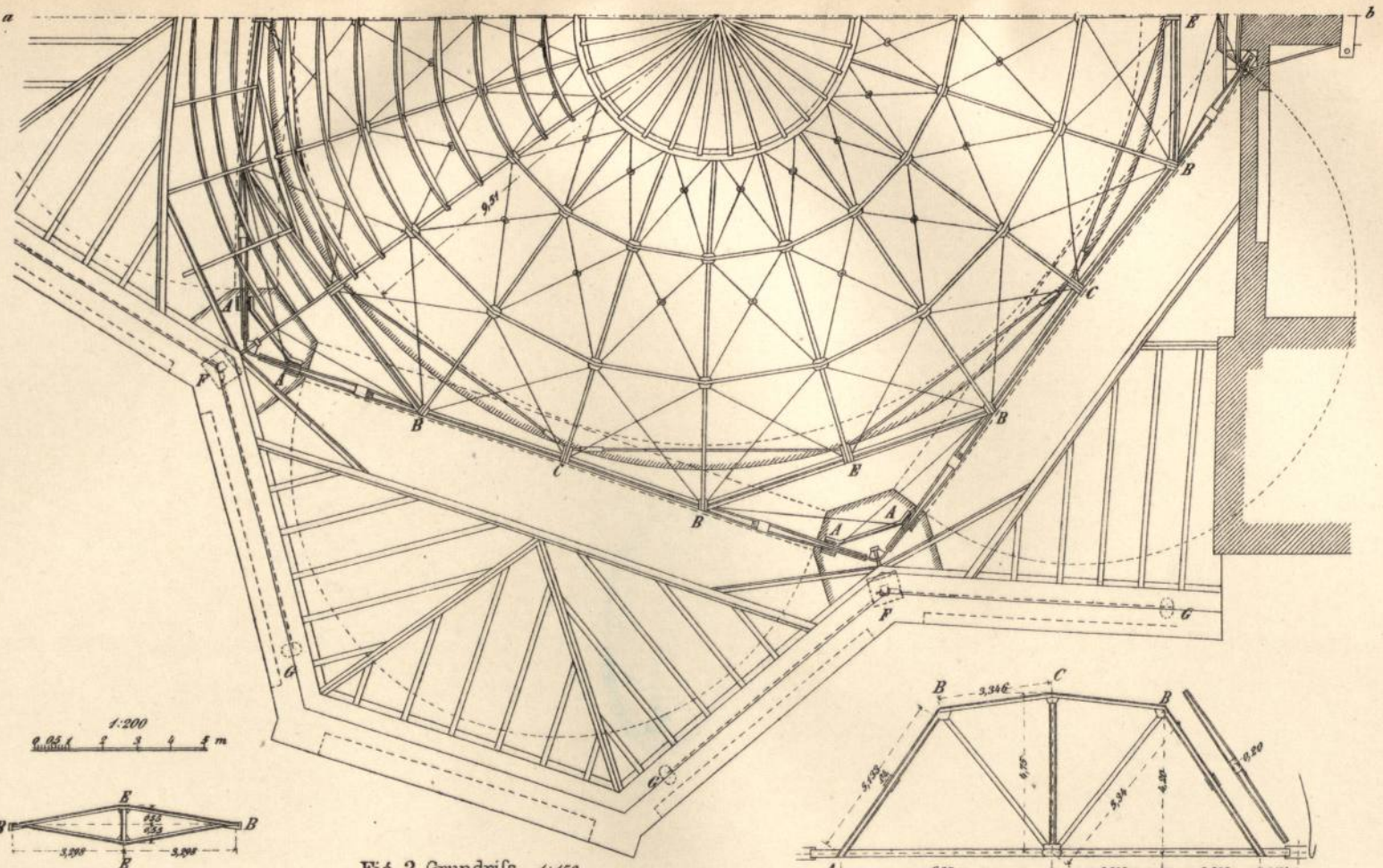
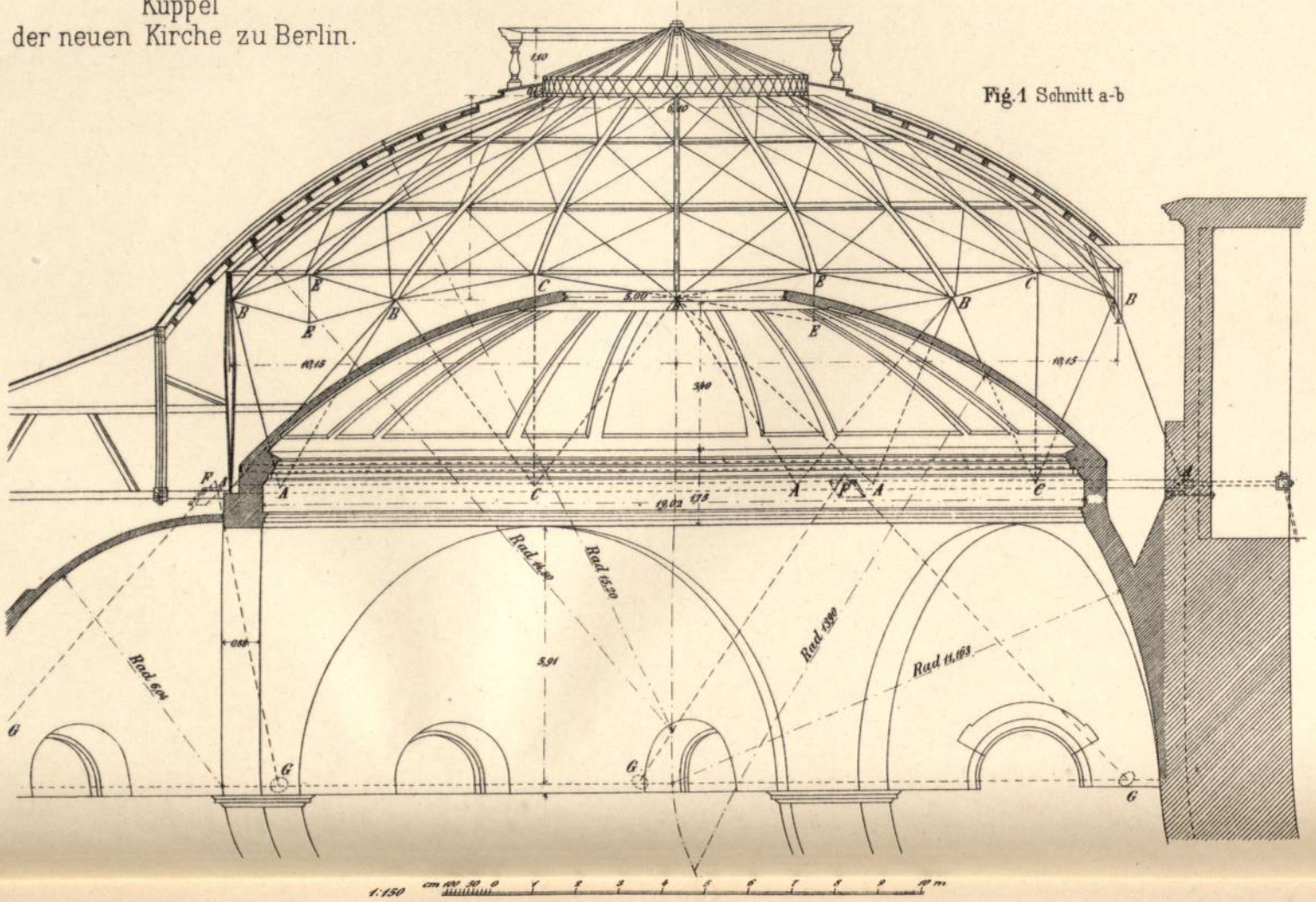
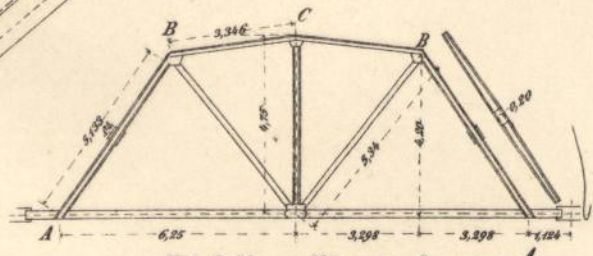
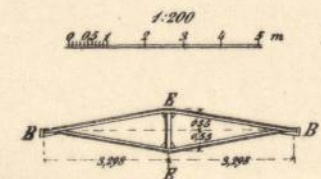


Fig. 2 Grundriss 1:150

Fig. 3 Haupt Hängewerk 1:200

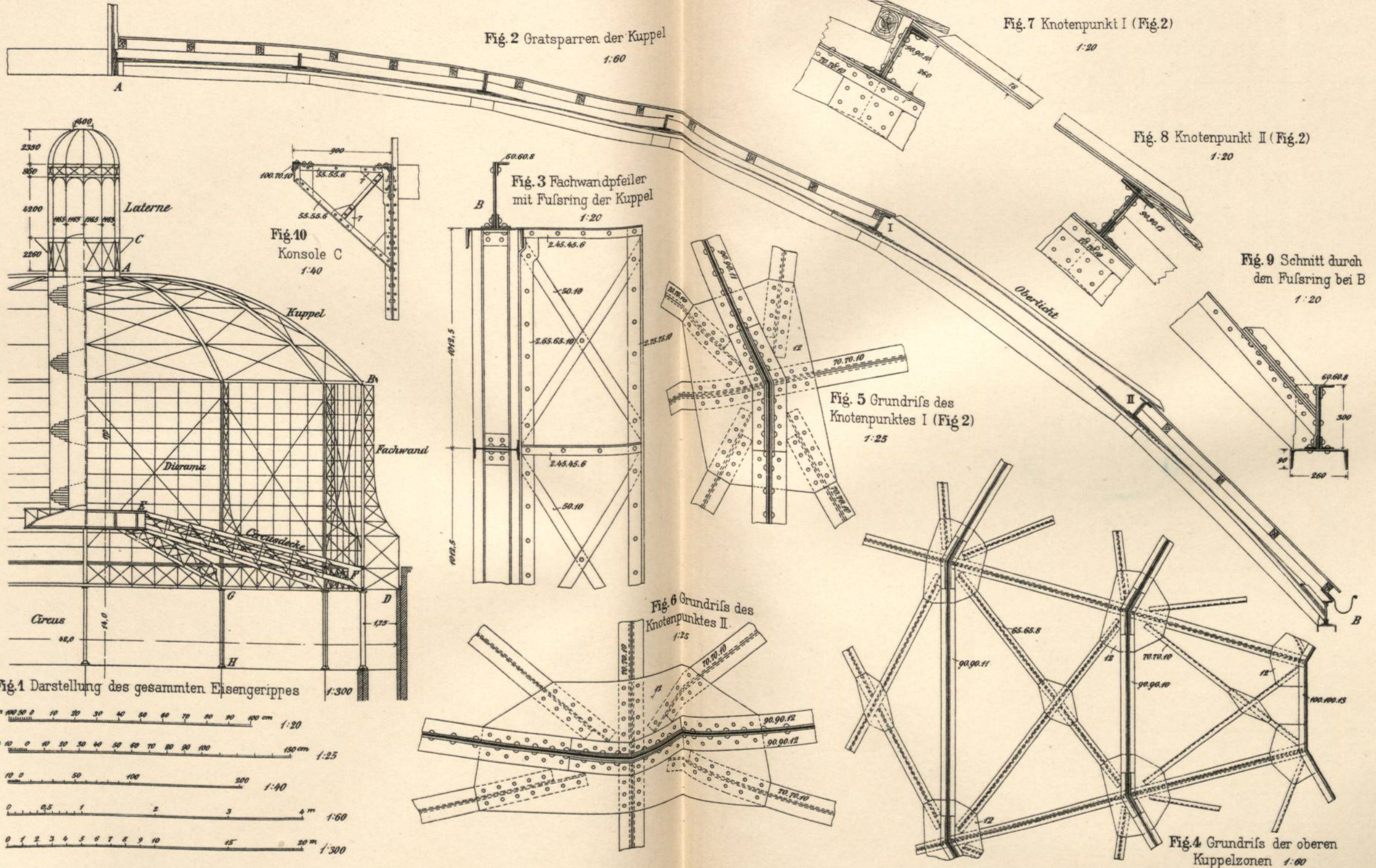
Fig. 4 Zwischen Hängewerk 1:200







Alberthalle des Krystallpalastes in Leipzig Blatt I



Königin Marienhütte Cainsdorf's constr.

A. Rofsbach Arch.







Circus Krembsen in Berlin.

Fig.1 Querschnitt
1:500

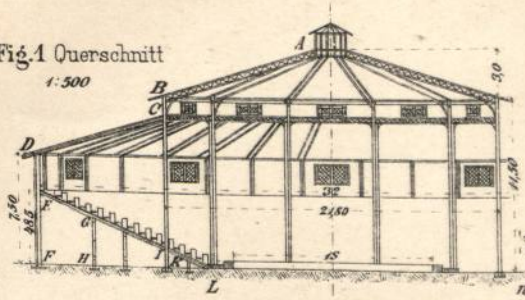


Fig. 2 Binder 1:30

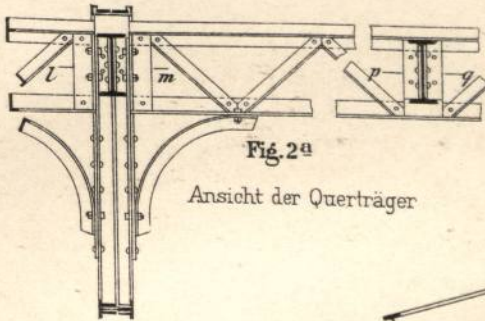
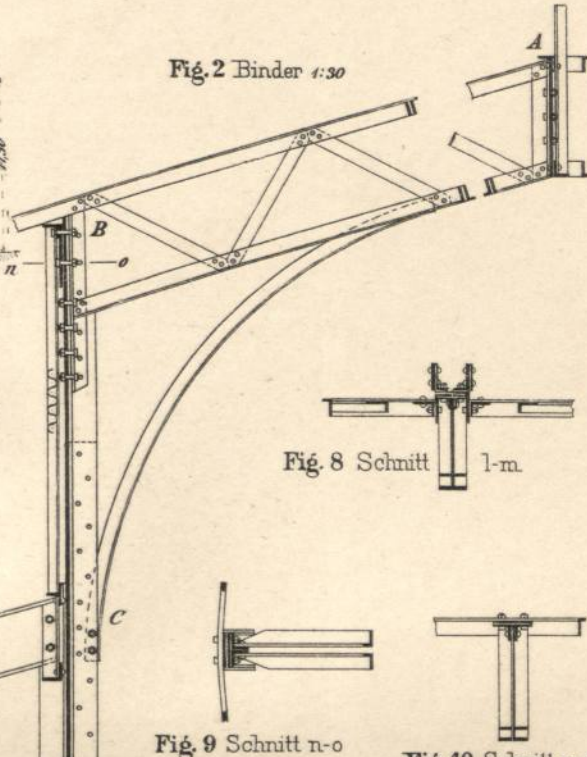


Fig. 2a
Ansicht der Querträger

Fig. 8 Schnitt l-m

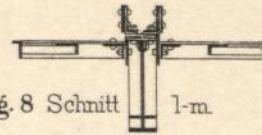


Fig. 9 Schnitt n-o

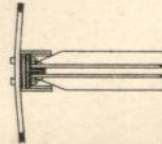


Fig. 10 Schnitt p-q

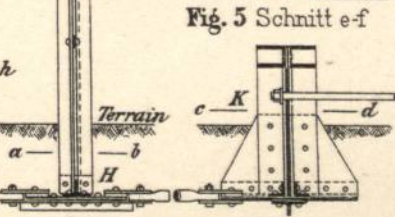
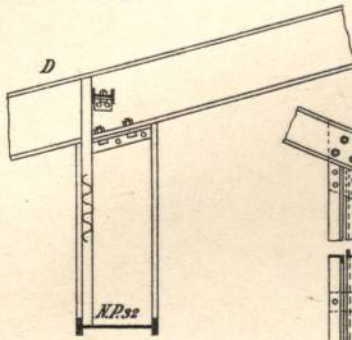
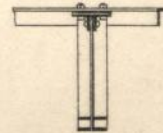


Fig. 3 Schnitt a-b Fig. 4 Schnitt c-d

Fig. 5 Schnitt e-f



Fig. 6 Schnitt g-h

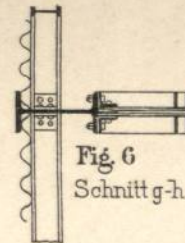


Fig. 7 Schnitt i-k

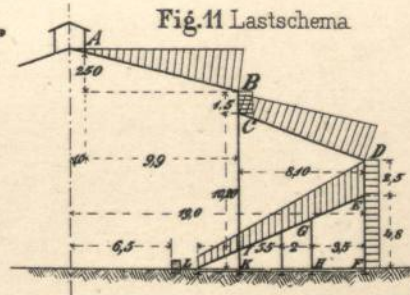
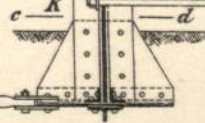
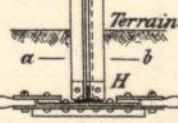
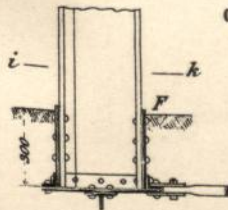
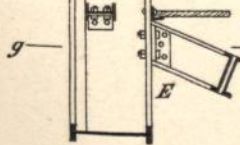
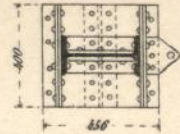


Fig. 11 Lastschema

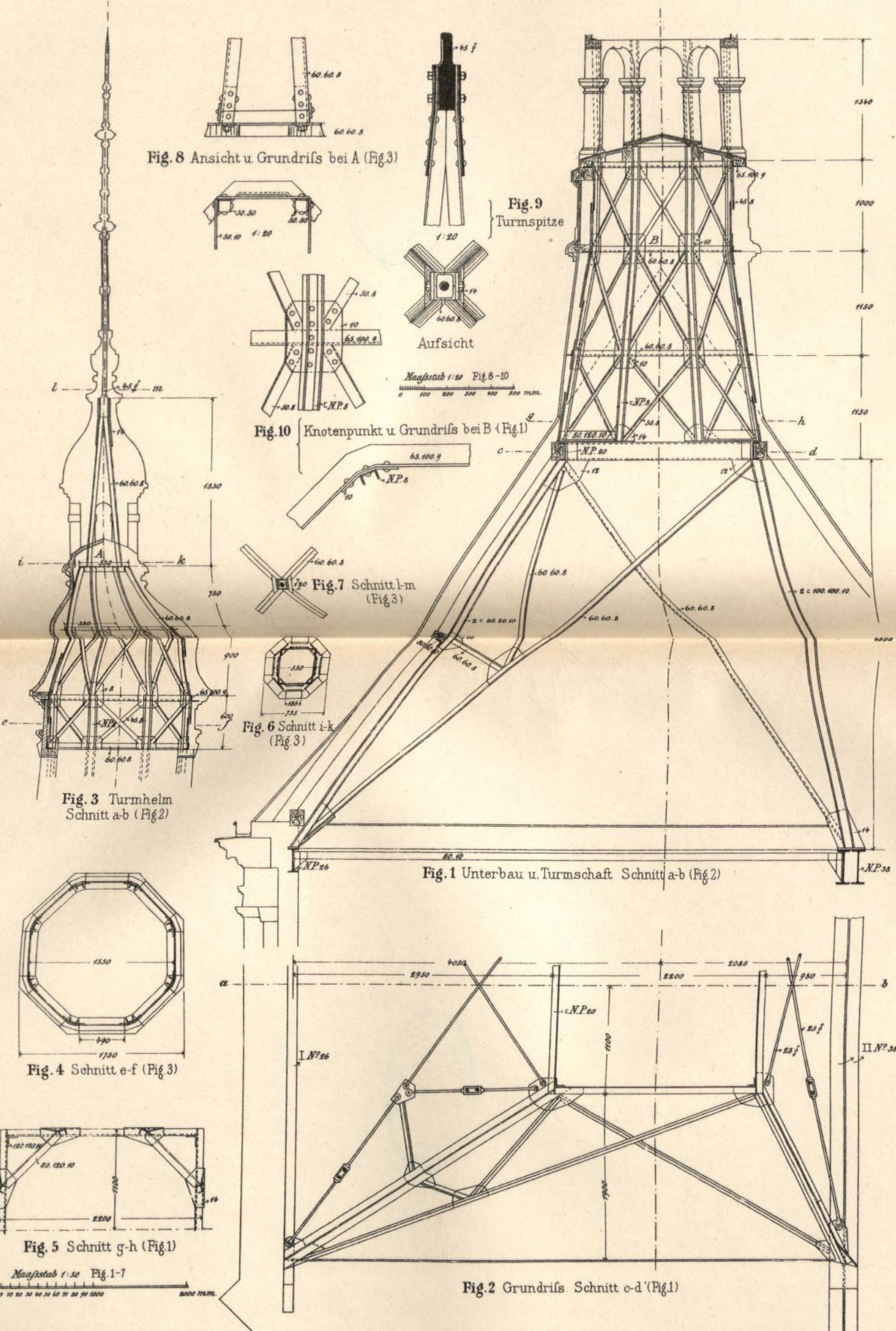
Maasstab. der Einzelheiten
1:30

entw. von Reg. Bmstr. Koenen.





Eiserner Dachreiter Geschäftshäuser am Werder'schen Markt in Berlin.



R. Cramer, Ing.

A. Messel, Arch.





Kuppel des Reichstagshauses in Berlin.

Fig.9^a Ecklager beif (Fig.2) Schnitt i-k (Fig.9^b)

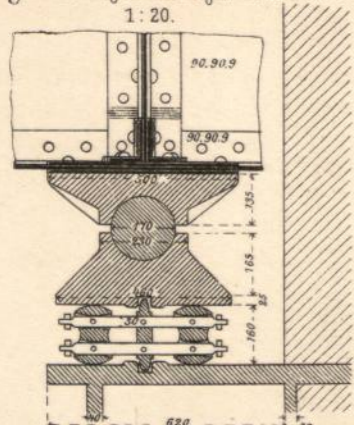


Fig.9^b Oberansicht 1:20.

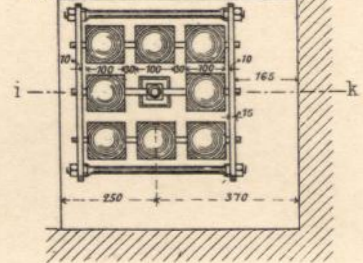


Fig.8.

Schnitt c-d (Fig.6.)

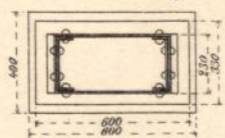


Fig.6. Anschluss der Windverankerung bei d (Fig.2.)

1:20.

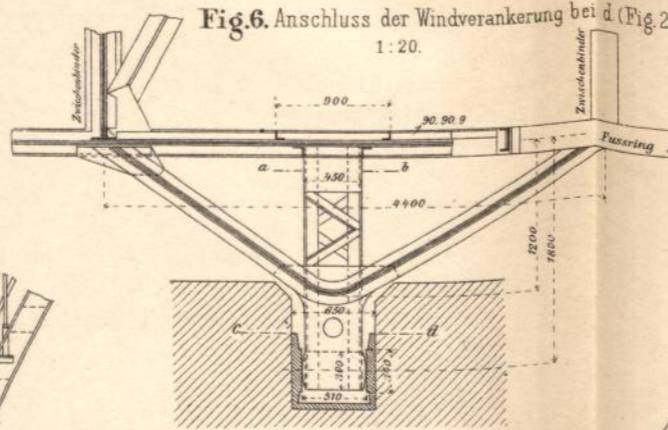


Fig.1 u.2.

Querschnitt und Grundriss.

1:200.

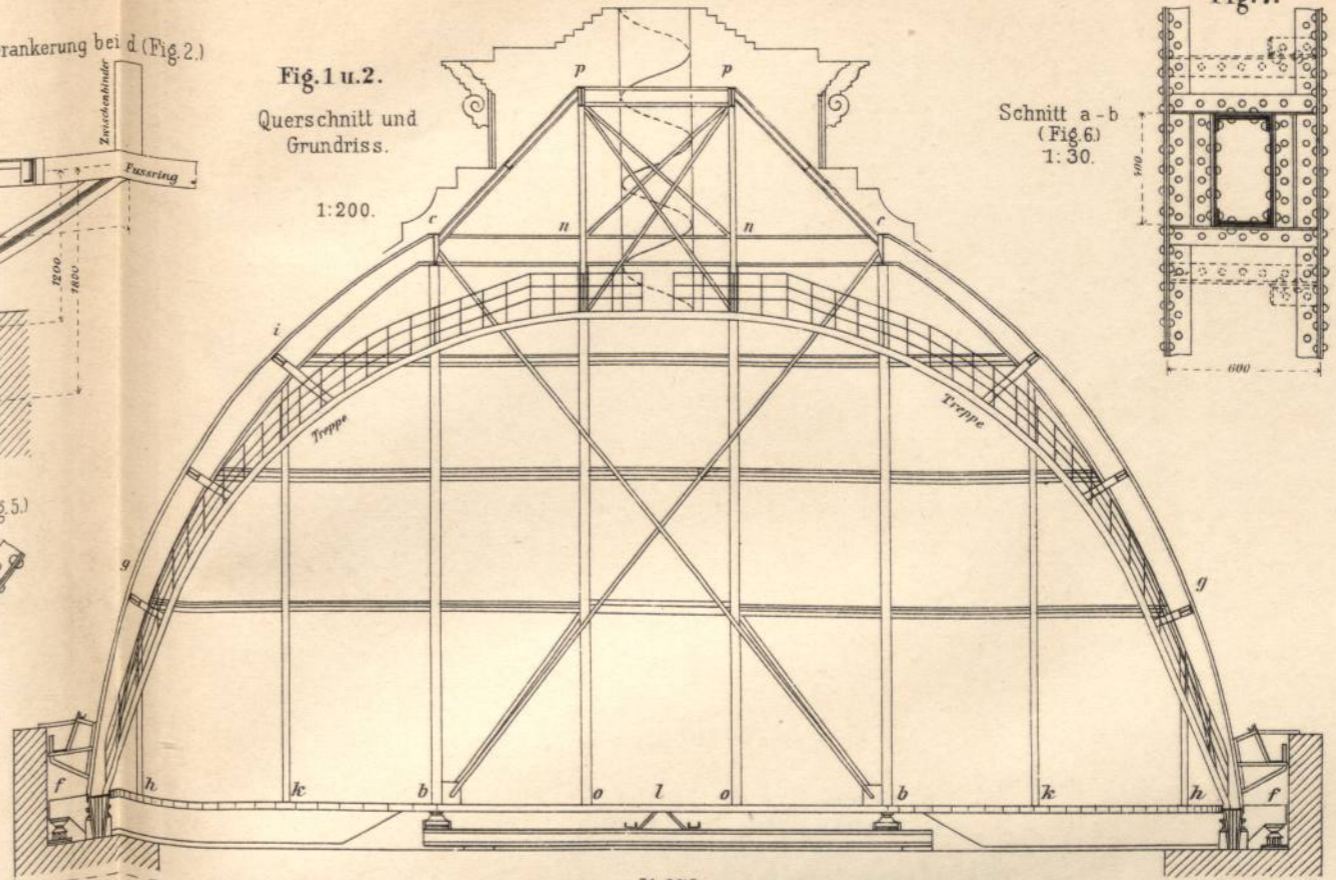


Fig.7.

Schnitt a-b (Fig.6) 1:30.

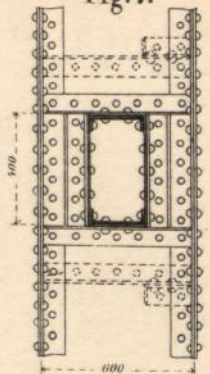


Fig.4. Grundriss bei Punkt a Schnitt g-h (Fig.5.)

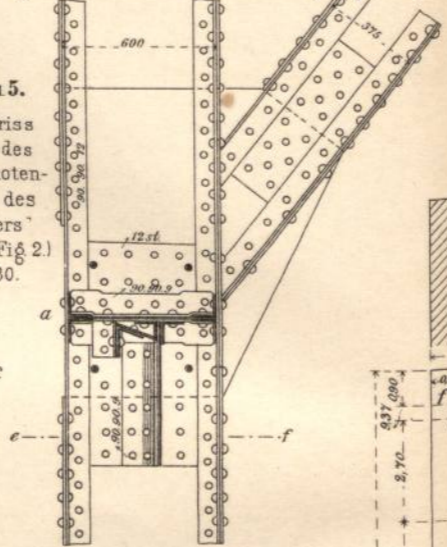


Fig.4 u.5.

Grundriss u. Ansicht des unteren Knotenpunktes des Hauptbinders bei a (Fig.2) 1:30.

Fig.5. Schnitt e-f (Fig.4) bei Punkt a 1:30.

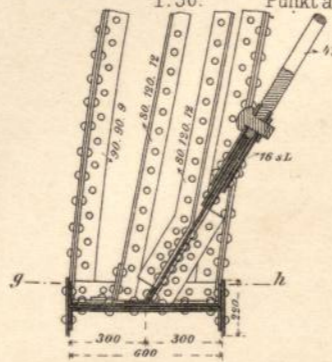
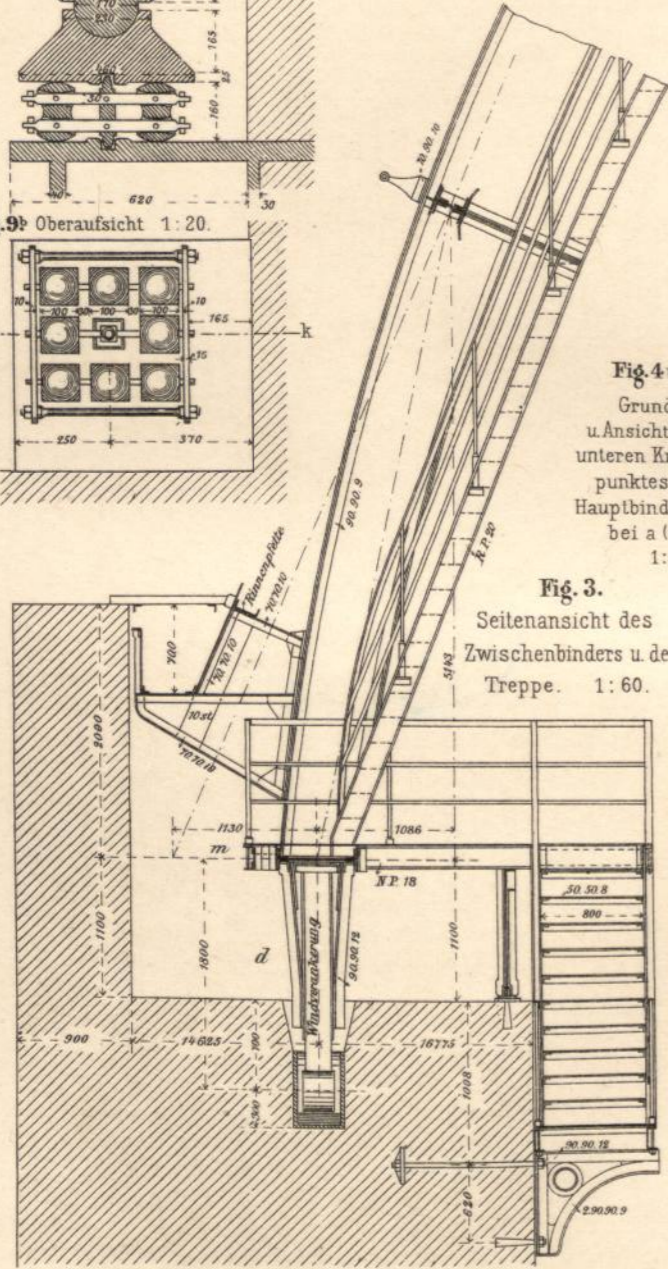


Fig.3.

Seitenansicht des Zwischenbinders u. der Treppe. 1:60.



1:20. 10 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 cm.

1:200. 10 5 0 1 2 3 4 5 10 m.

1:30. 10 5 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 150 m.

1:60. 10 5 0 100 150 200 m.

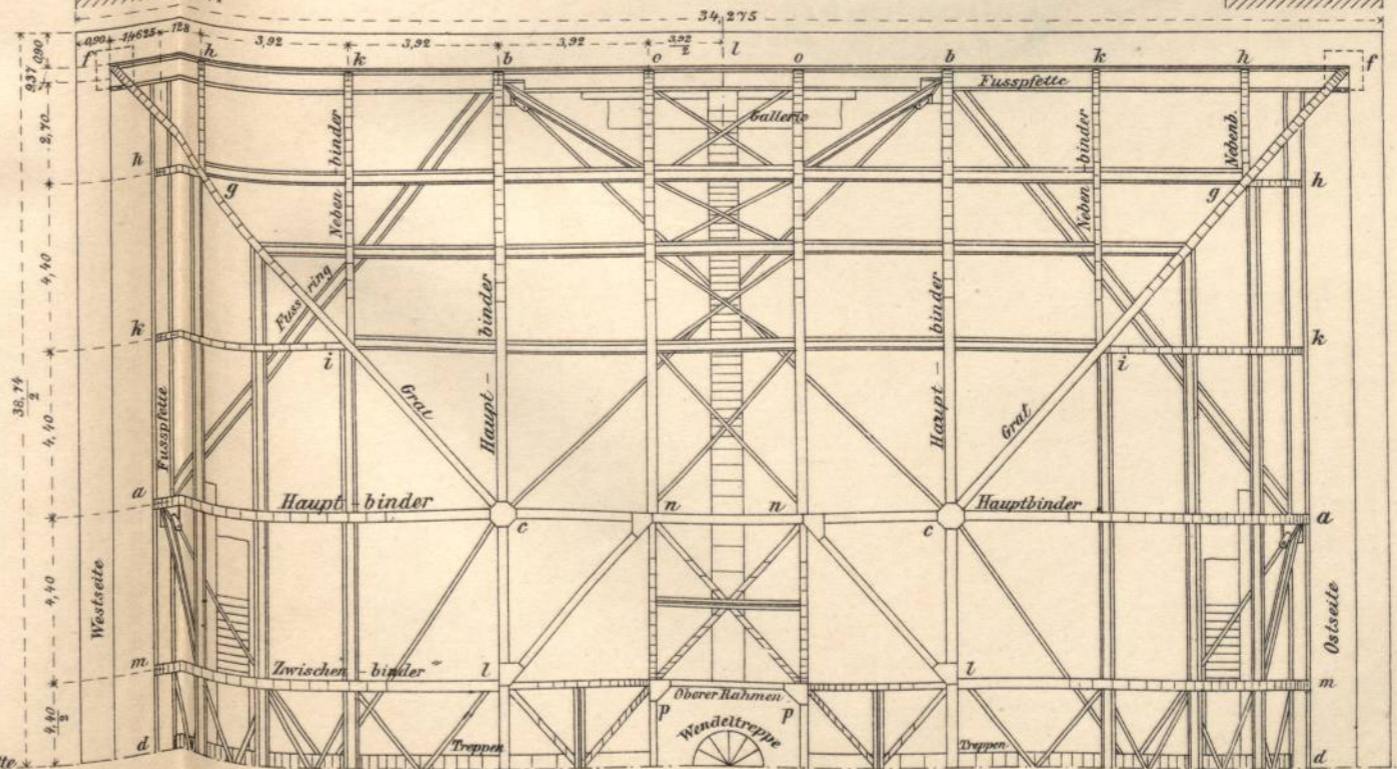


Fig.2. Grundriss





Fig. 1 u. 2.

Schnitt und Grundriss.

1:400

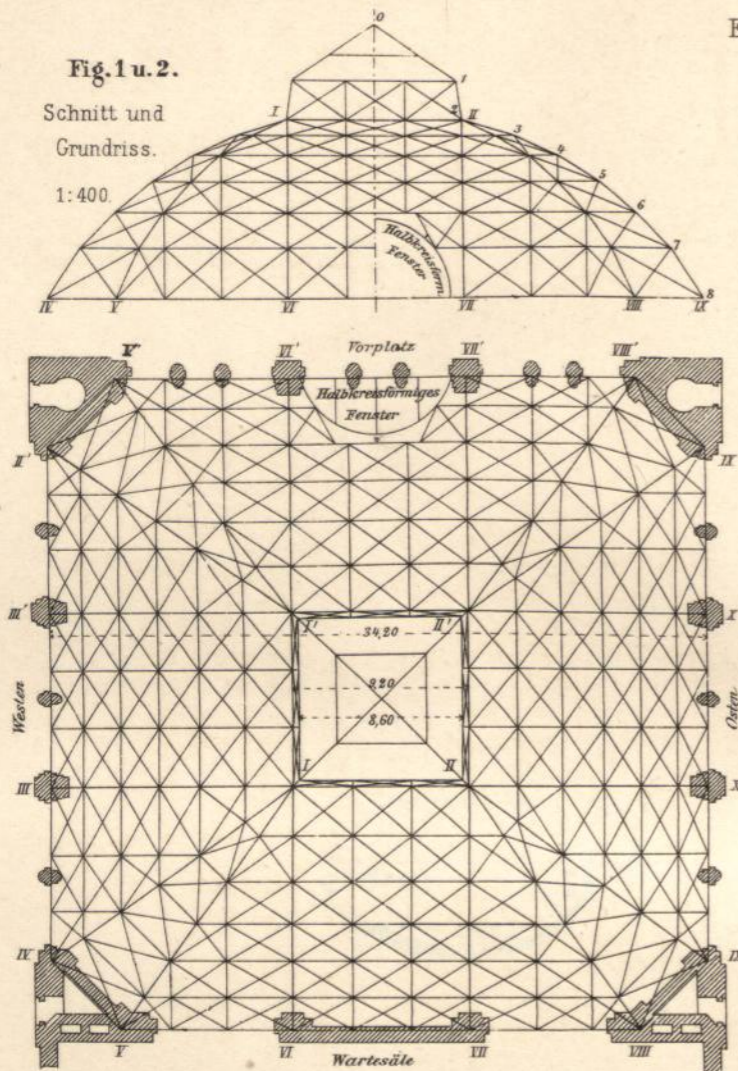


Fig. 3 u. 4.
Ecklager des Fussrings
Schnitt a-b (Fig. 4.)

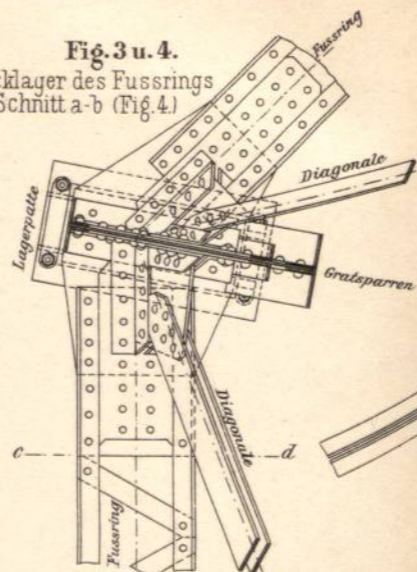
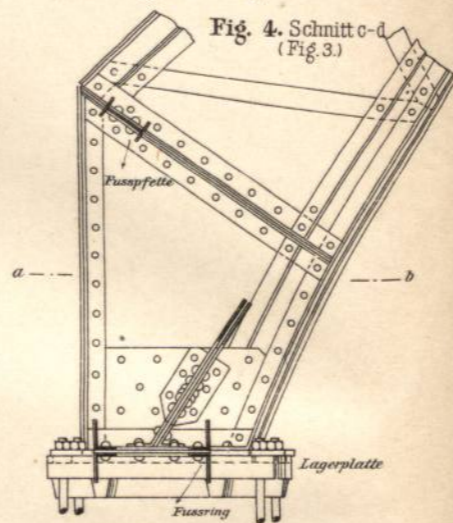


Fig. 4. Schnitt c-d
(Fig. 3.)



Eiserne Kuppel über der Eingangshalle
des Empfangsgebäudes.
Bahnhof Halle $\frac{3}{4}$ S.

Fig. 7. Schnitt durch die Kuppelmittle

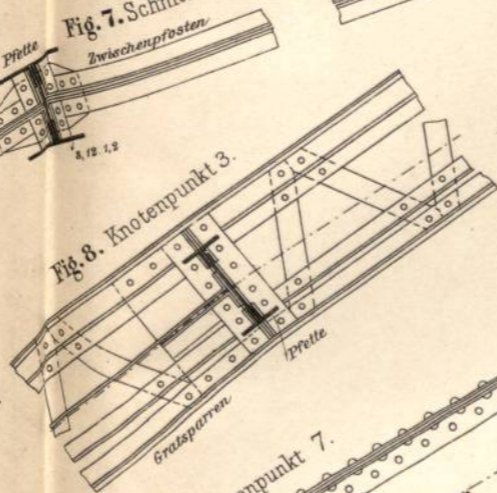


Fig. 8. Knotenpunkt 3.

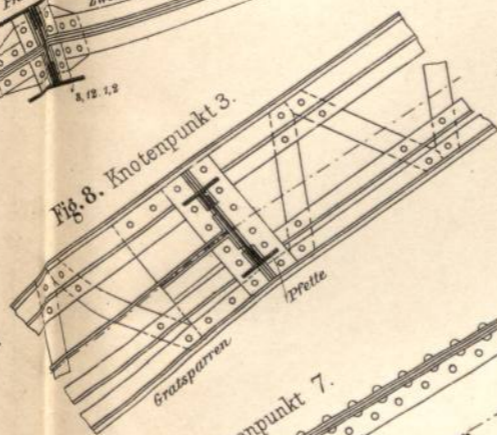


Fig. 9. Knotenpunkt 7.

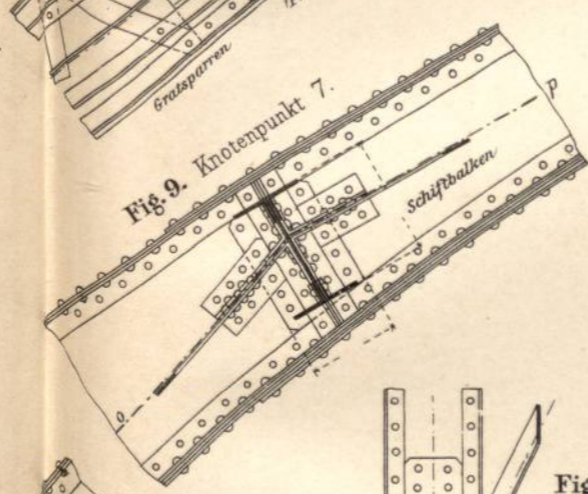


Fig. 5 u. 6.
Eckknoten des Kopfrings
Schnitt c-d
(Fig. 12.)

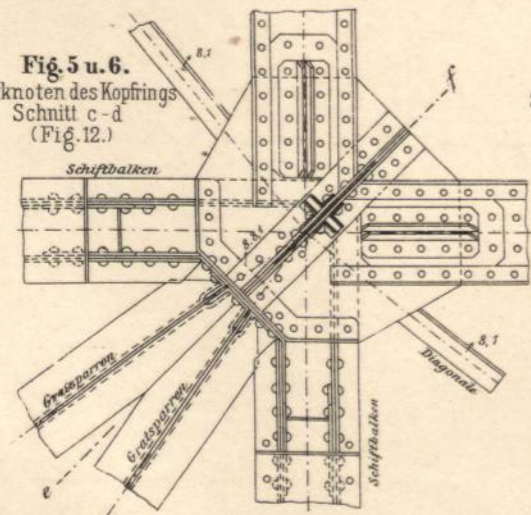


Fig. 6.

Schnitt i-k
(Fig. 12.)

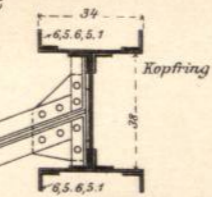
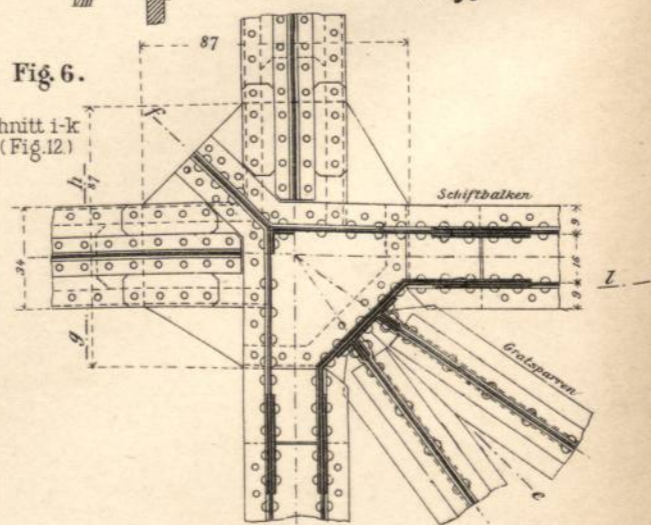


Fig. 12.
Eckknoten des Kopfrings
Schnitt e-f (Fig. 5.)

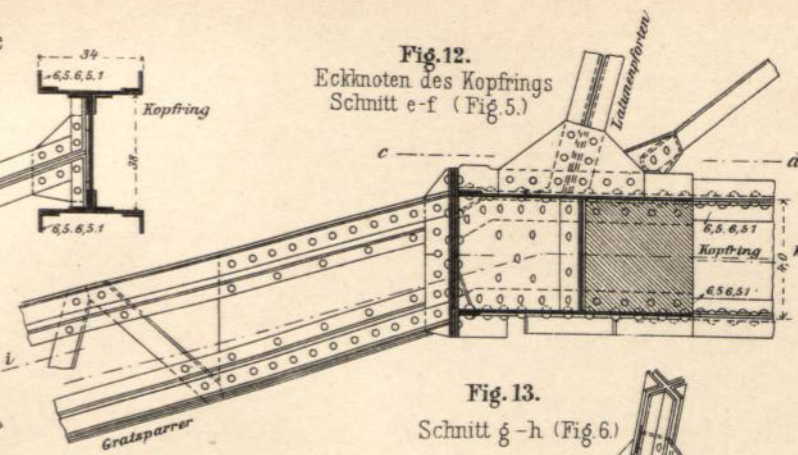


Fig. 13.
Schnitt g-h (Fig. 6.)

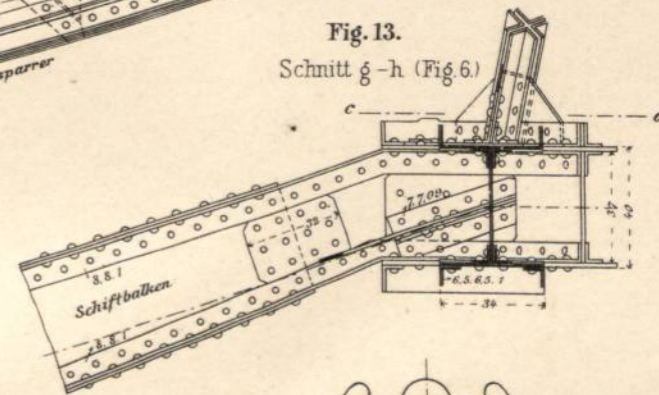


Fig. 14.
Querschnitt des
Schiffbalkens

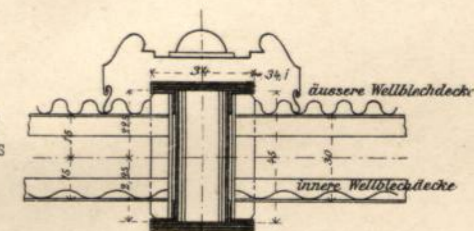


Fig. 11.
Schnitt l-m (Fig. 10.)

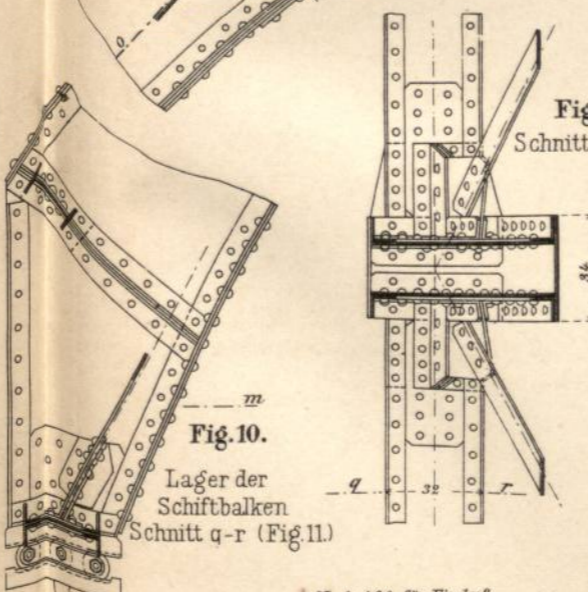
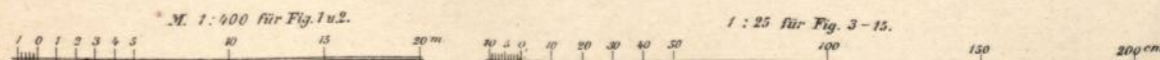
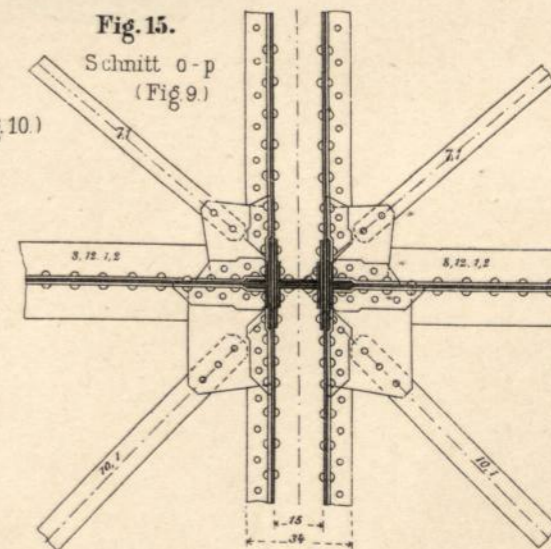


Fig. 10.

Lager der
Schiffbalken
Schnitt q-r (Fig. 11.)

Fig. 15.
Schnitt o-p
(Fig. 9.)







Reichsgerichts-Gebäude
ZU
Leipzig.

Kuppel
über der Halle (Entwurf).

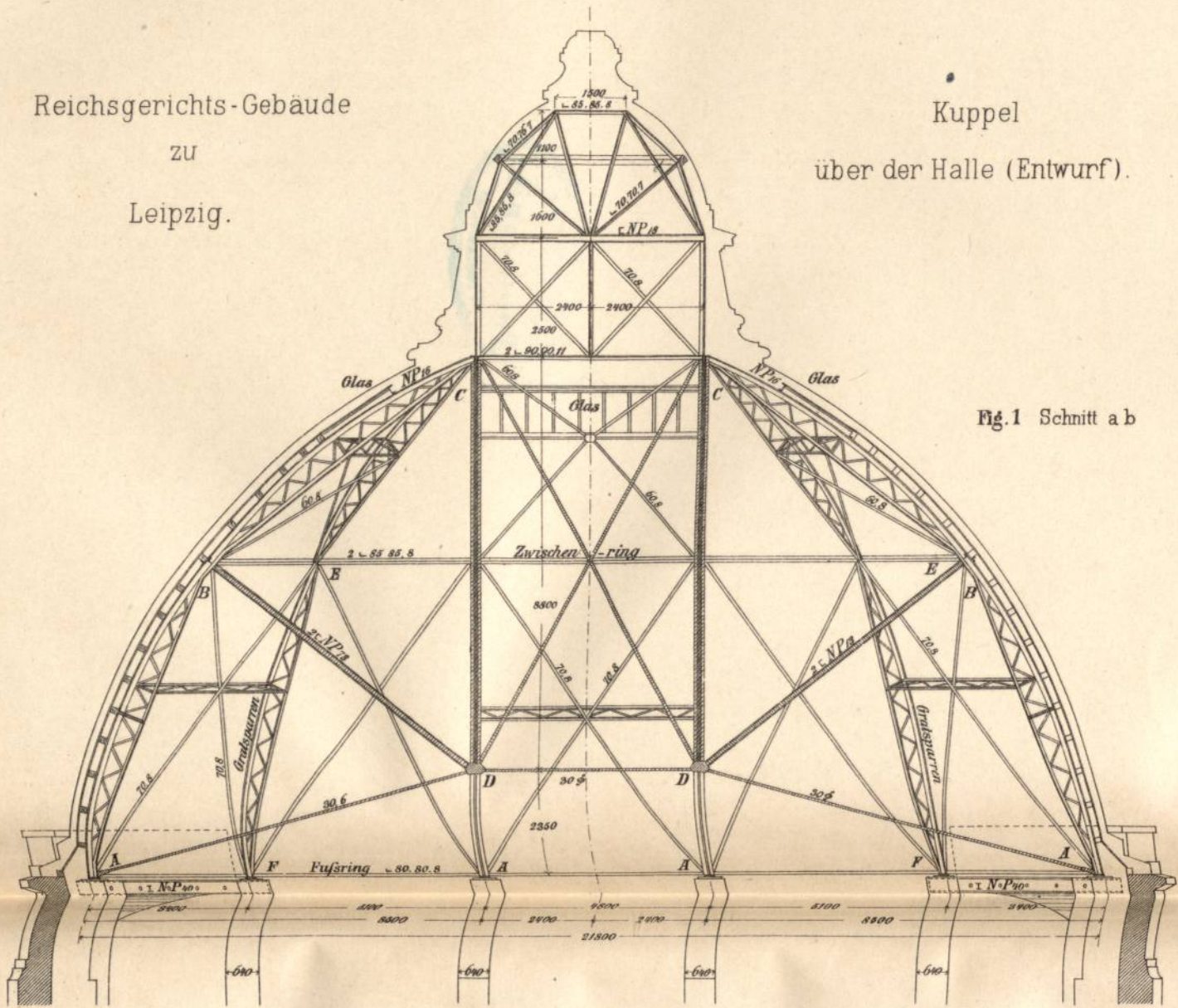


Fig. 1 Schnitt a b

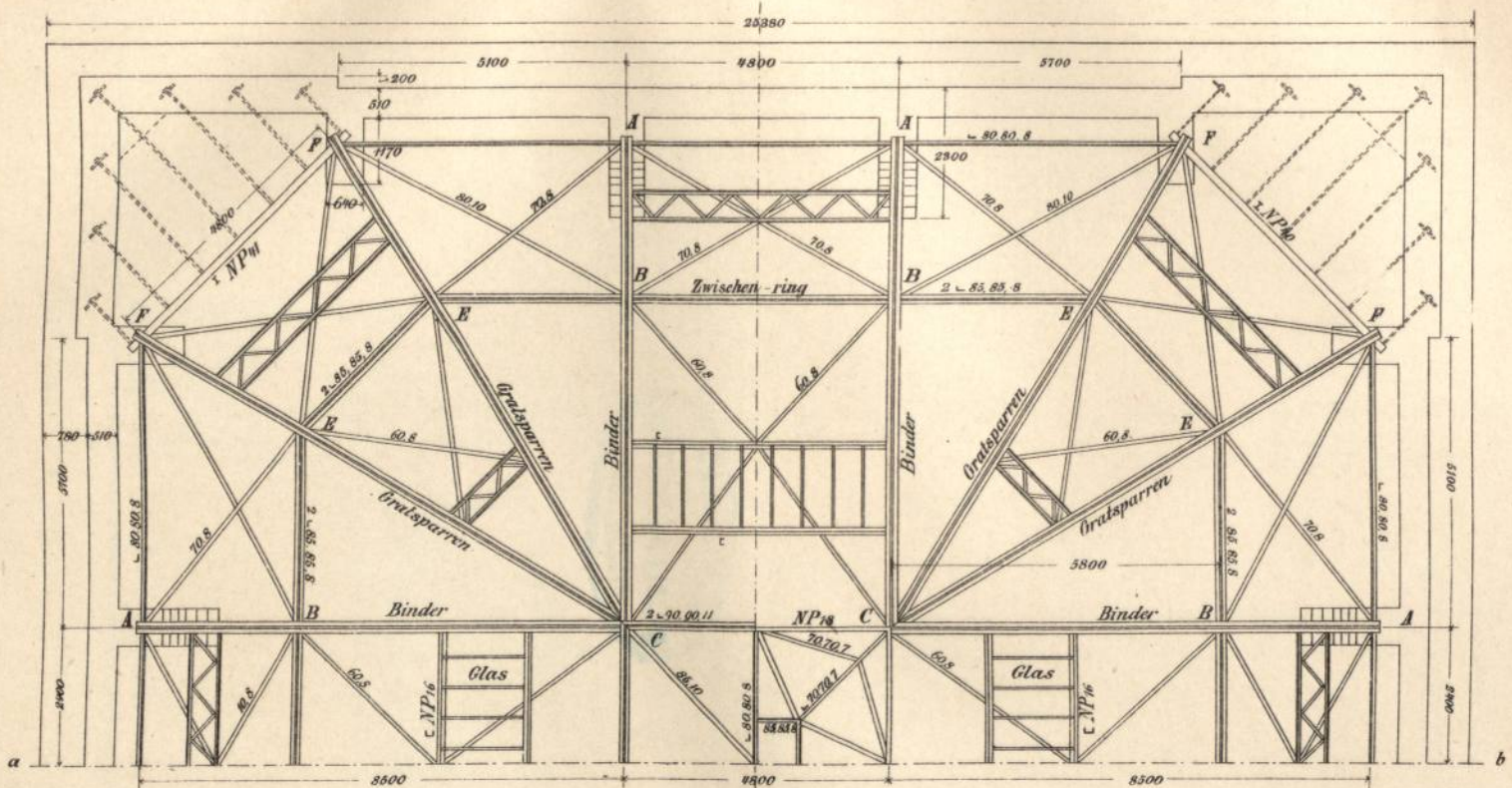
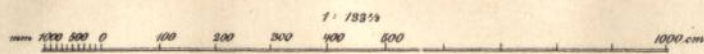


Fig. 2 Grundrifs



Ausstellungsgebäude in Berlin

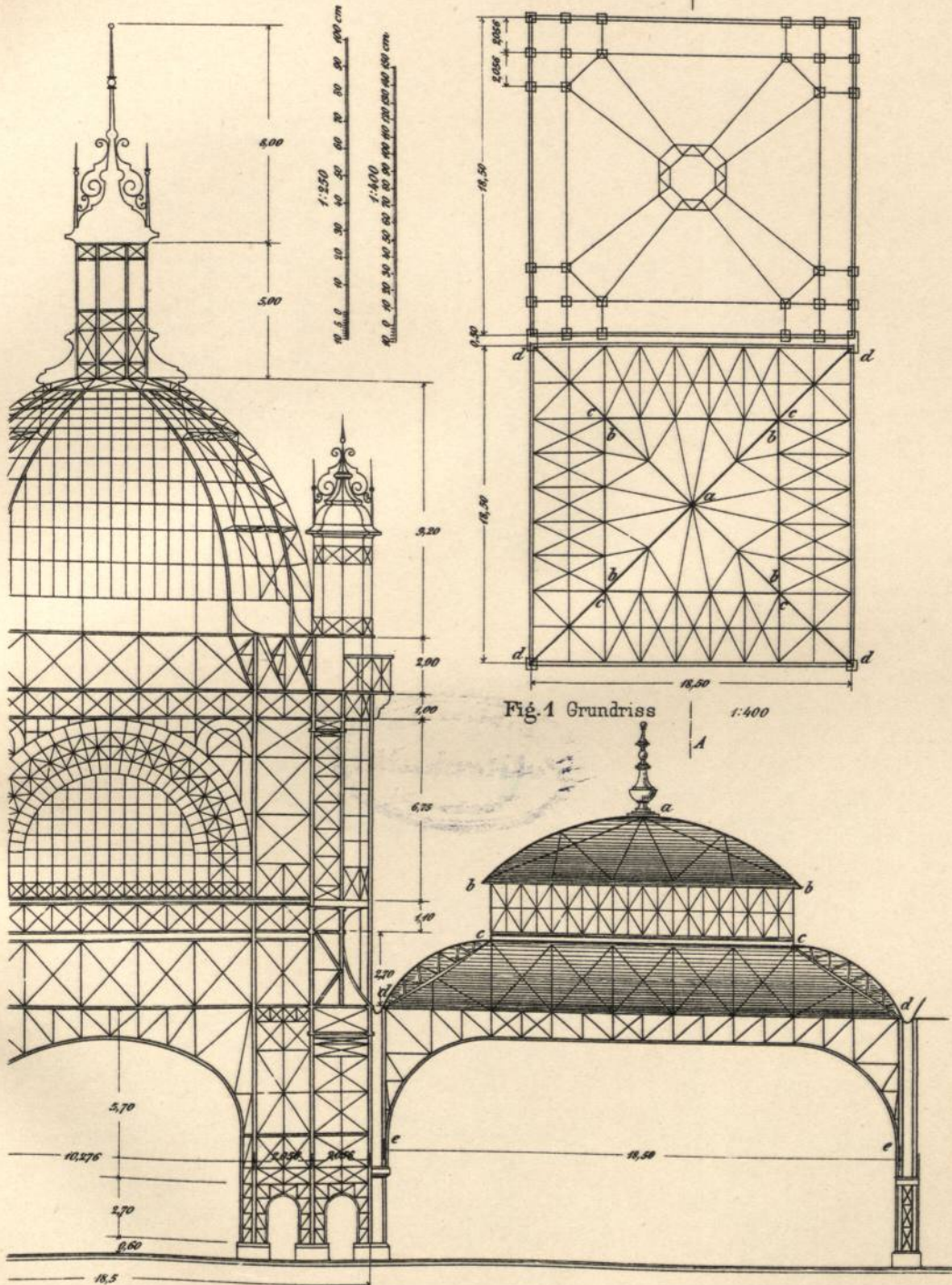


Fig. 2 Schnitt A-B 1:250

Fig. 1 Grundriss 1:400

entw. von Prüll u. Scharowsky.



Geländer

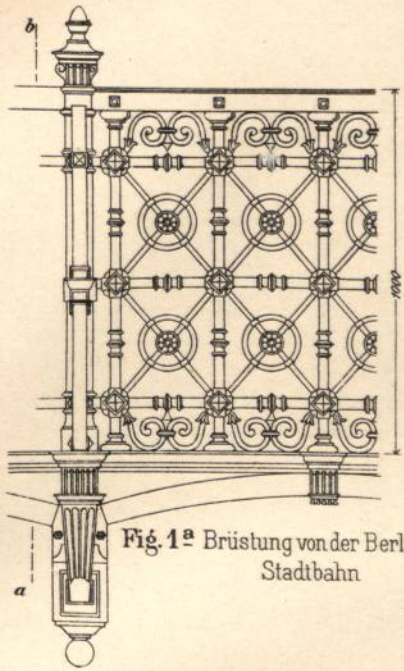


Fig. 1^a Brüstung von der Berliner Stadtbahn

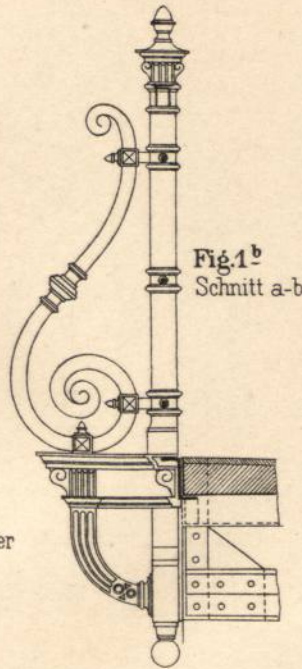


Fig. 1^b Schnitt a-b

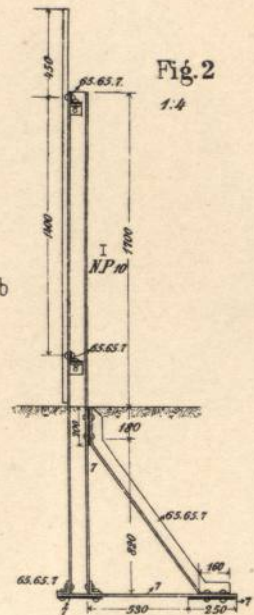


Fig. 2
1:4

Fig. 2 Zaun mit schmiedeeisernen Pfosten

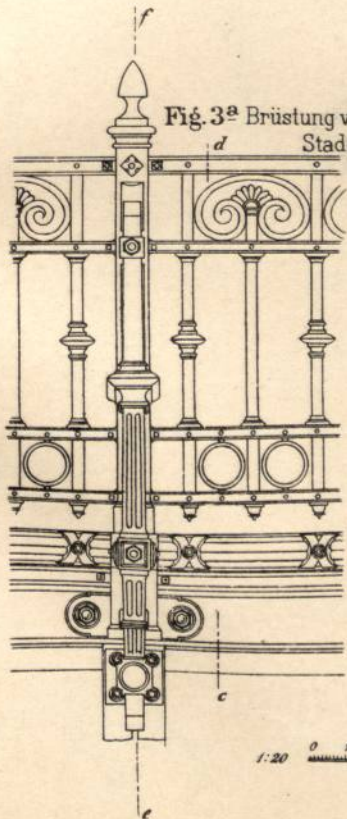


Fig. 3^a Brüstung von der Berliner Stadtbahn

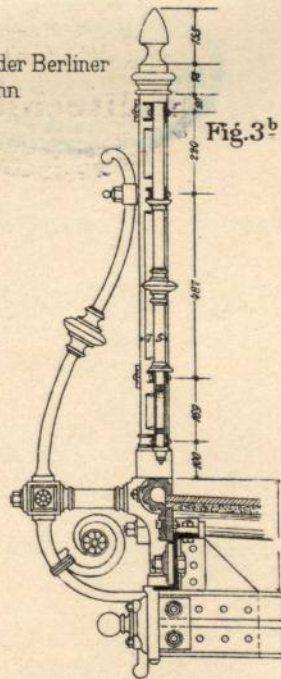


Fig. 3^b Schnitt c-d

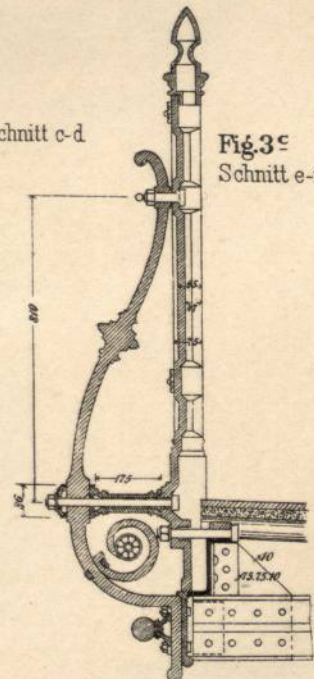


Fig. 3^c Schnitt e-f

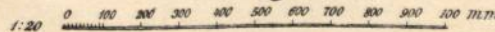




Fig. 2. A.

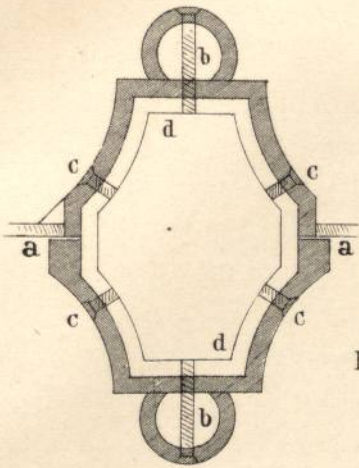


Fig. 1.

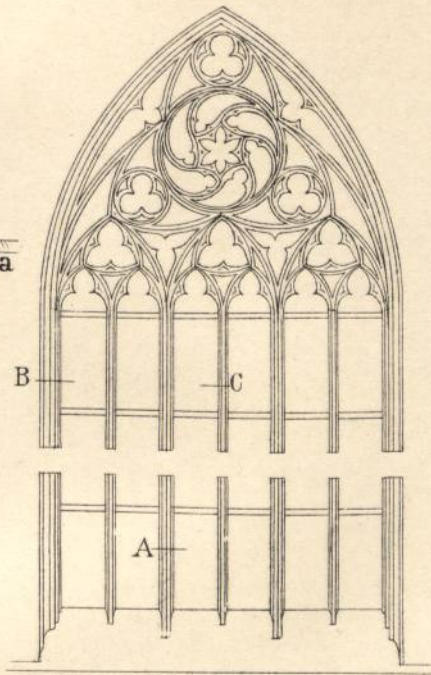


Fig. 3. B.

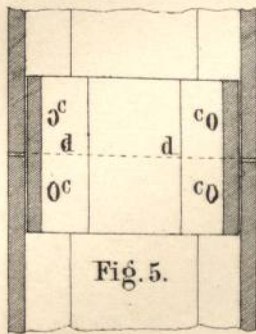
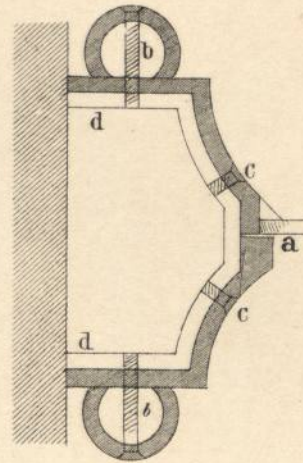


Fig. 5.

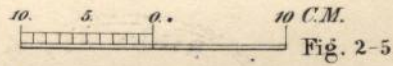


Fig. 2-5.

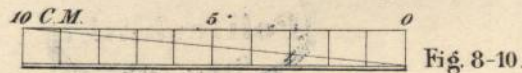


Fig. 8-10.

Fig. 4. C.

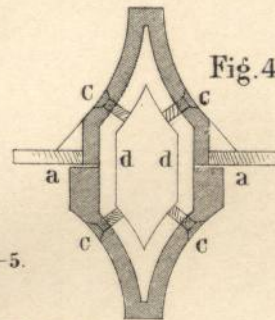


Fig. 6.

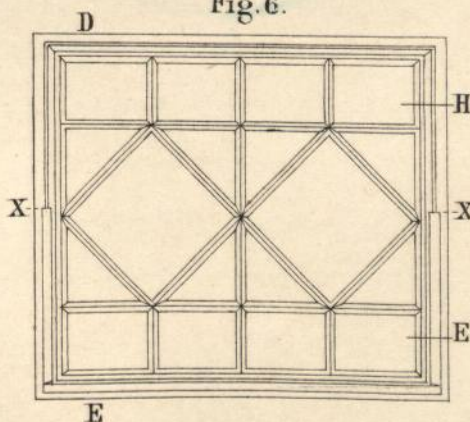


Fig. 7. AE.

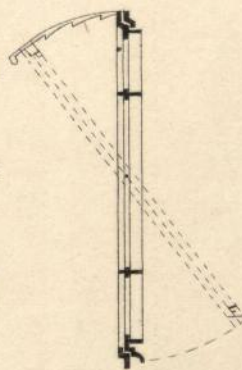
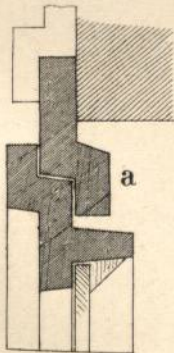


Fig. 8.



D.

E.

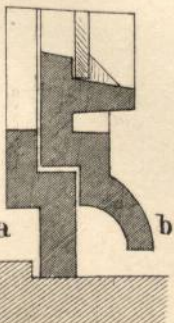


Fig. 9. F.

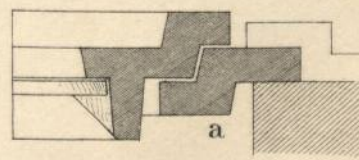
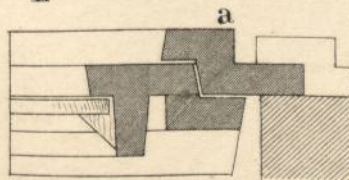
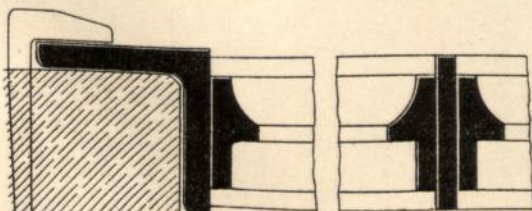
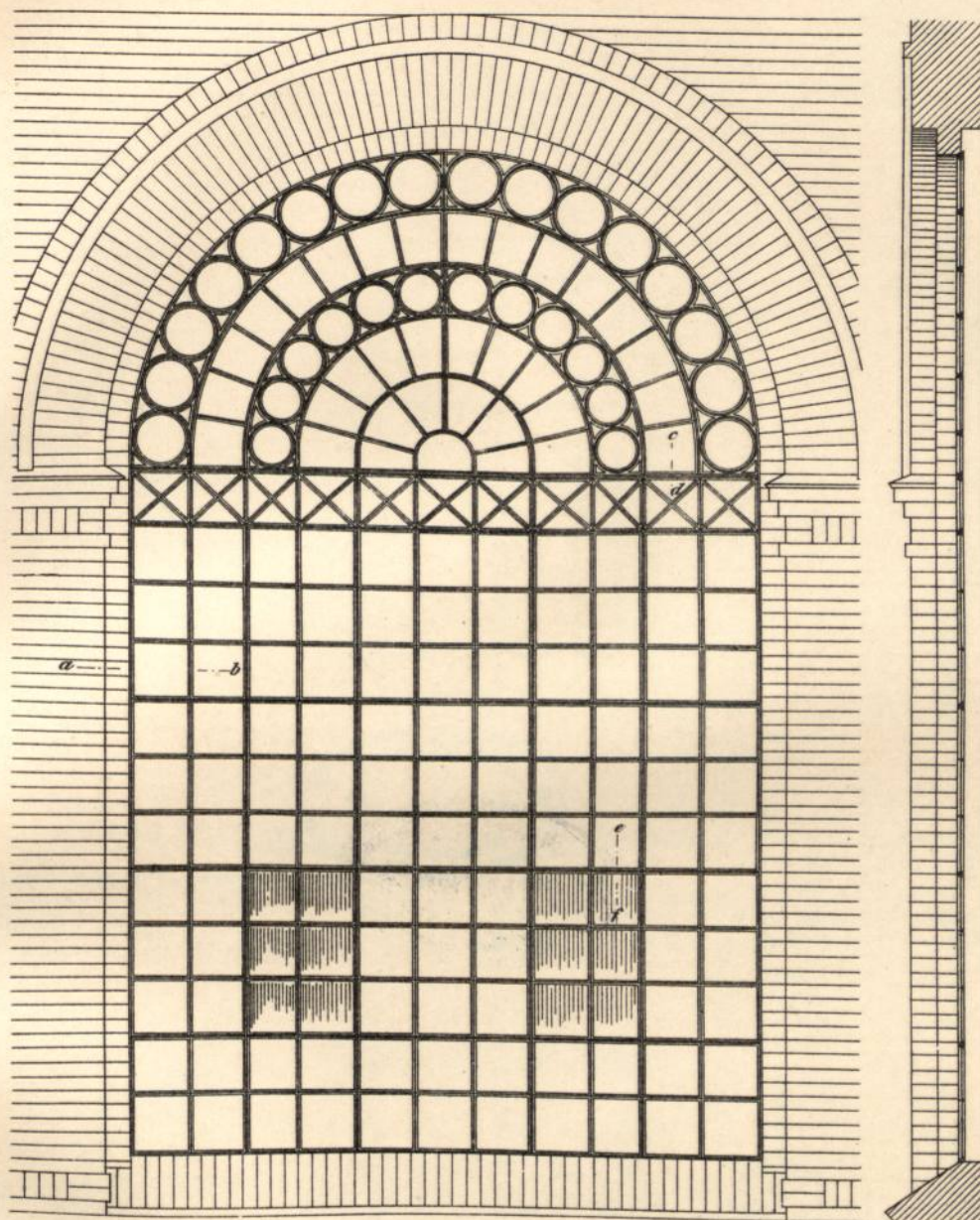


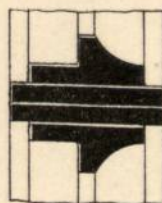
Fig. 10. H.



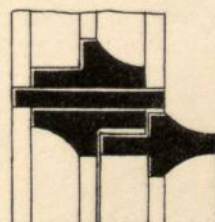
Schmiedeeisernes Fenster.



Schnitt a-b



Schnitt c-d



Schnitt e-f

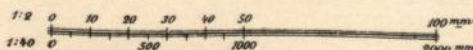




Fig. 1.

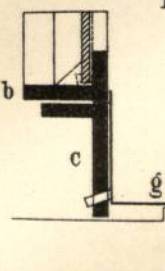
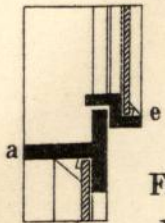
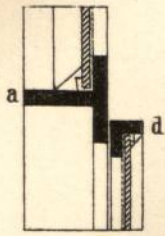
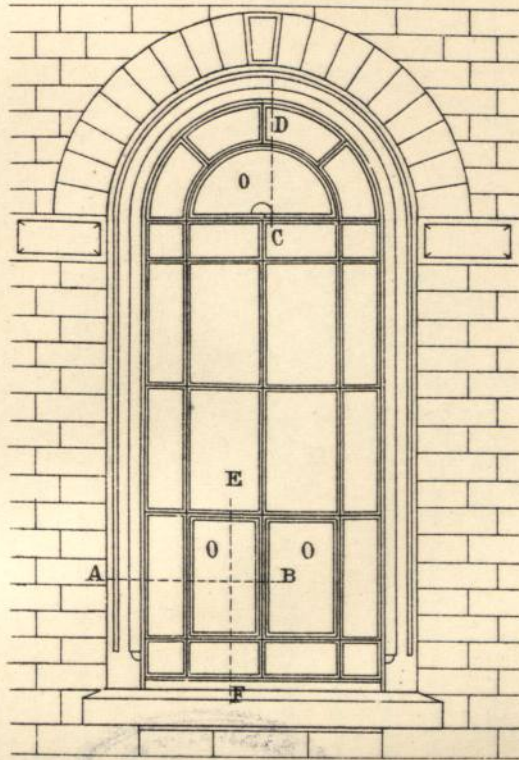


Fig. 2.
E F.

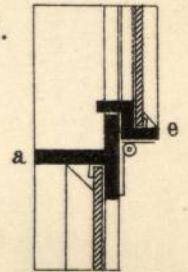
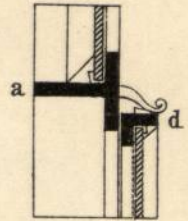
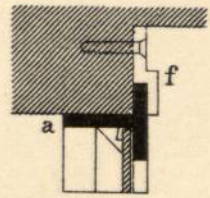


Fig. 3.
C D.

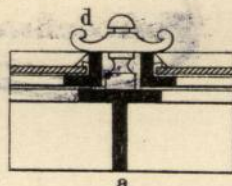
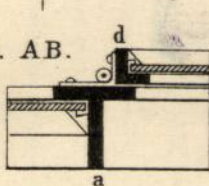
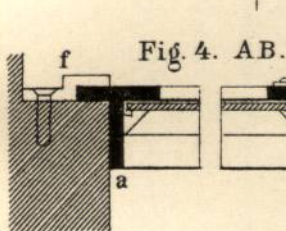


Fig. 4. A B.

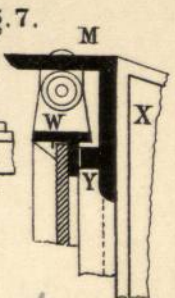
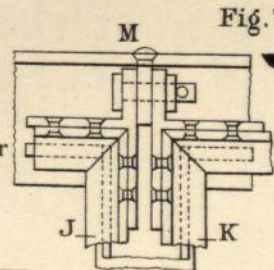


Fig. 7.

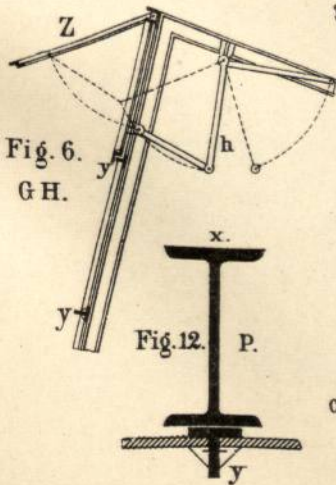


Fig. 6.
G H.

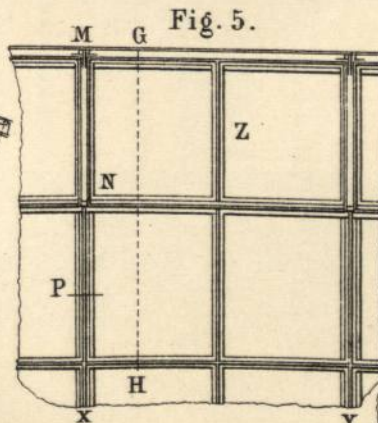


Fig. 5.

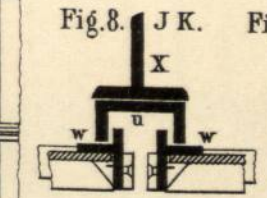
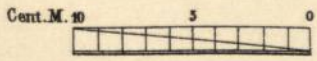


Fig. 8. J K.

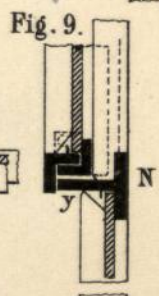


Fig. 9.

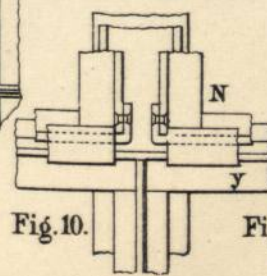


Fig. 10.

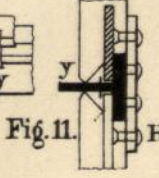
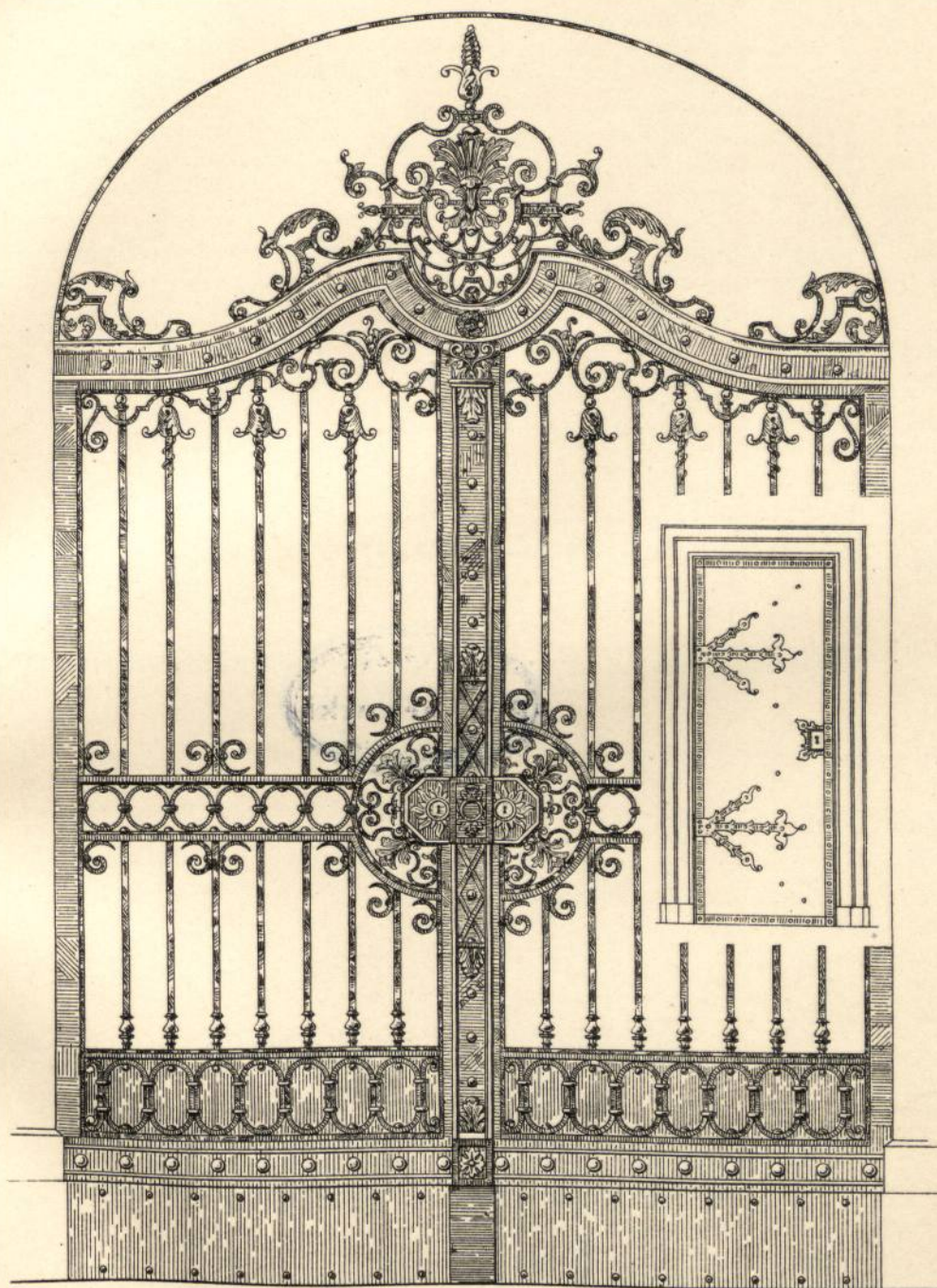


Fig. 11.



Hausthor.

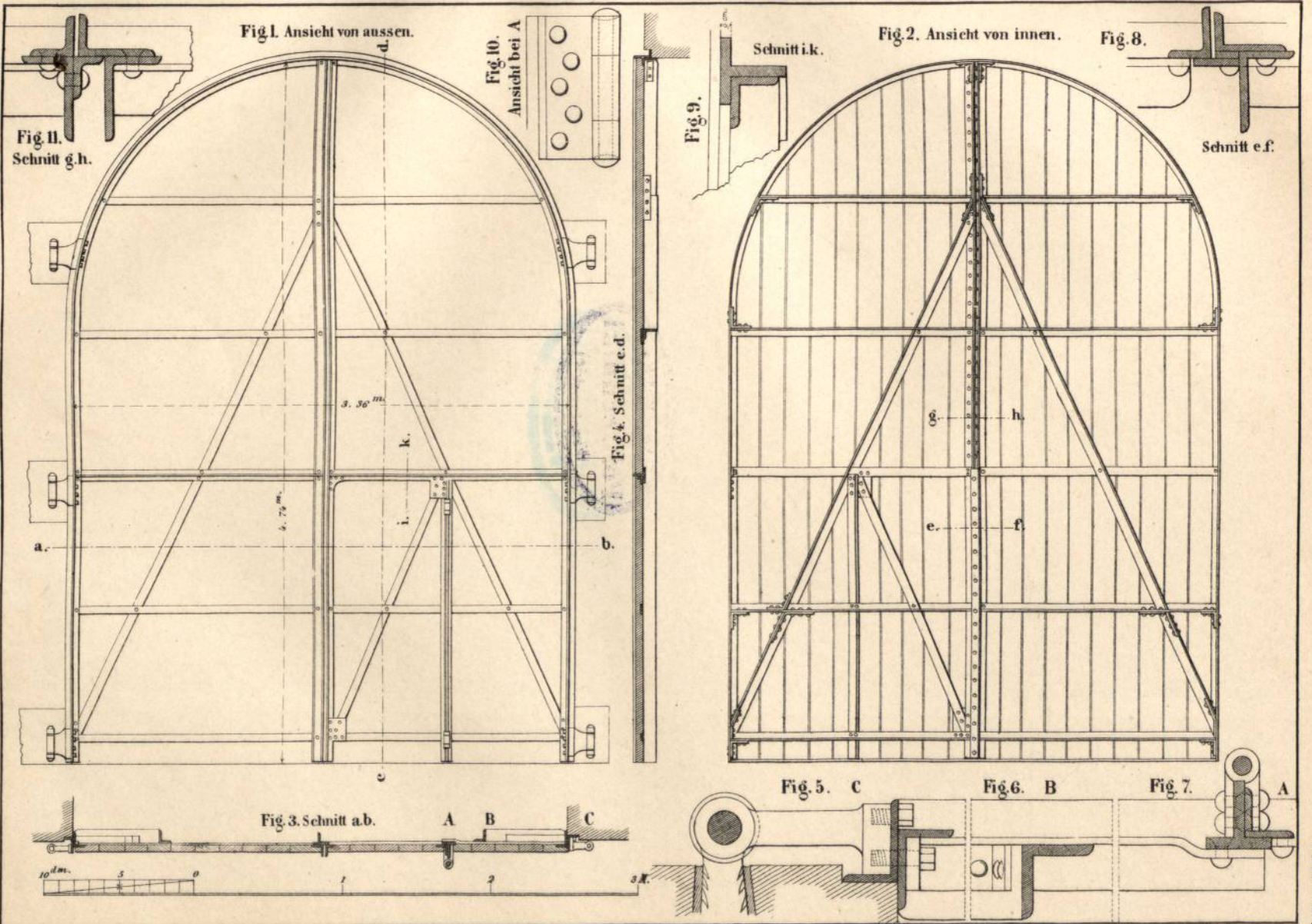


Maalsstab 1:25

Geschäftshäuser am Werderschen Markt Berlin.

A. Messel Architect.









Eisernes Schuppenthor

Fig. 1^b Innere Ansicht

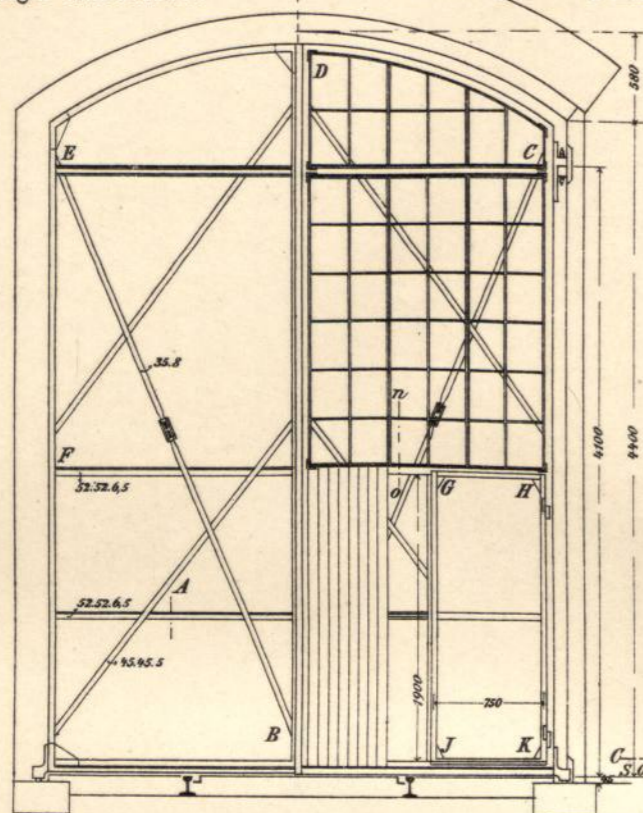


Fig. 1^c Aulssere Ansicht



Fig. 1^a Grundriss



Fig. 2^b Vergrößerte Ansicht

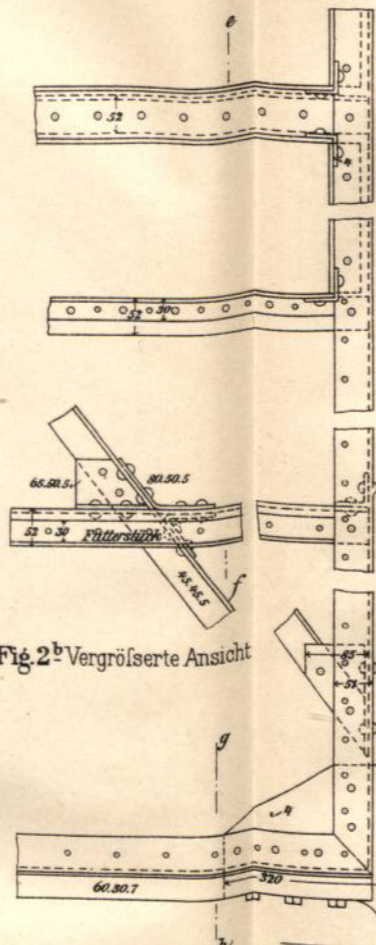


Fig. 2^a Horizontalschnitt a-b

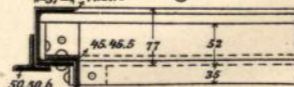


Fig. 2^c Schnitt i-k Ansicht der Drehsäule

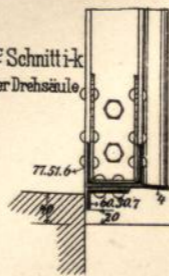


Fig. 2^f Verticalschnitt l-m

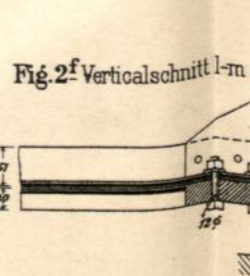


Fig. 2^e Horizontalschnitt c-d

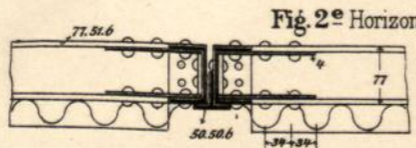


Fig. 4^c Seitenansicht des Thorverschl

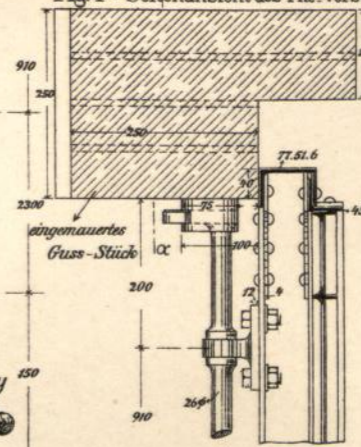


Fig. 4^d Schnitt α-β

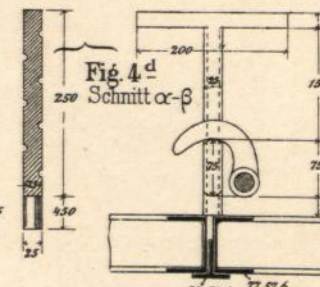


Fig. 4^e Aufsicht von unten gesehen

Fig. 4^f Schnitt t-u

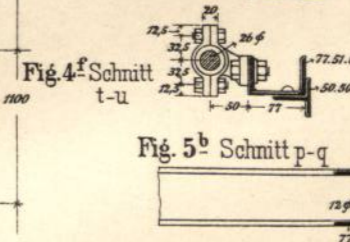


Fig. 5^a Oberer Thorzapfen

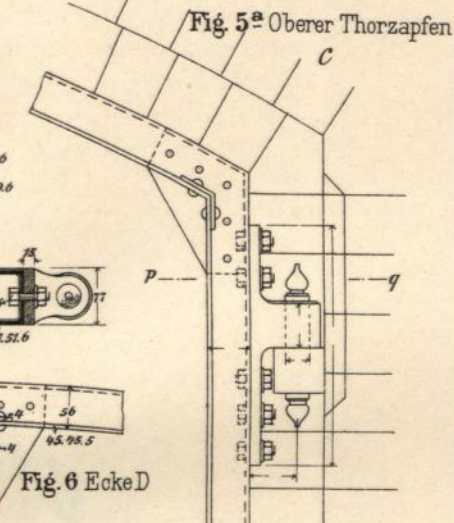


Fig. 5^b Schnitt p-q

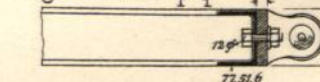


Fig. 4^a Thorverschluss Vorderansicht

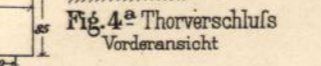


Fig. 4^b Schnitt xy (Grundriss)

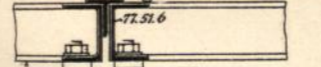


Fig. 7 Einzelheiten der Eingangstür

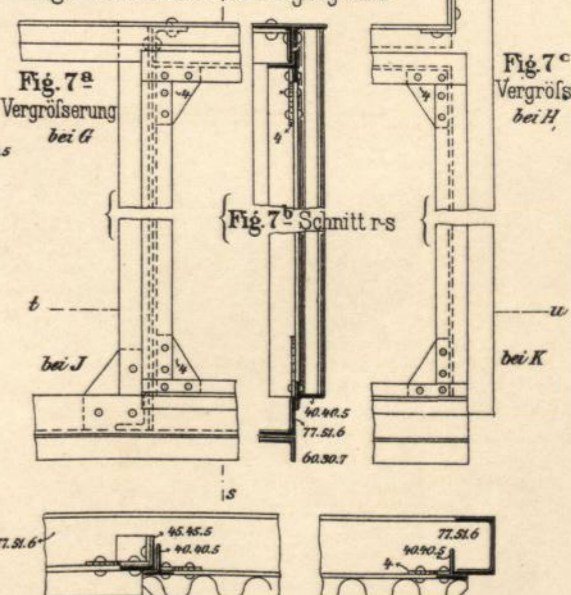


Fig. 7^a Vergrößerung bei G

Fig. 7^c Vergröfsl. bei H

Fig. 7^b Schnitt r-s

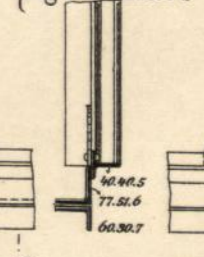
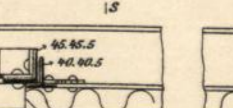


Fig. 7^d Schnitt t-u







Schaufenster.

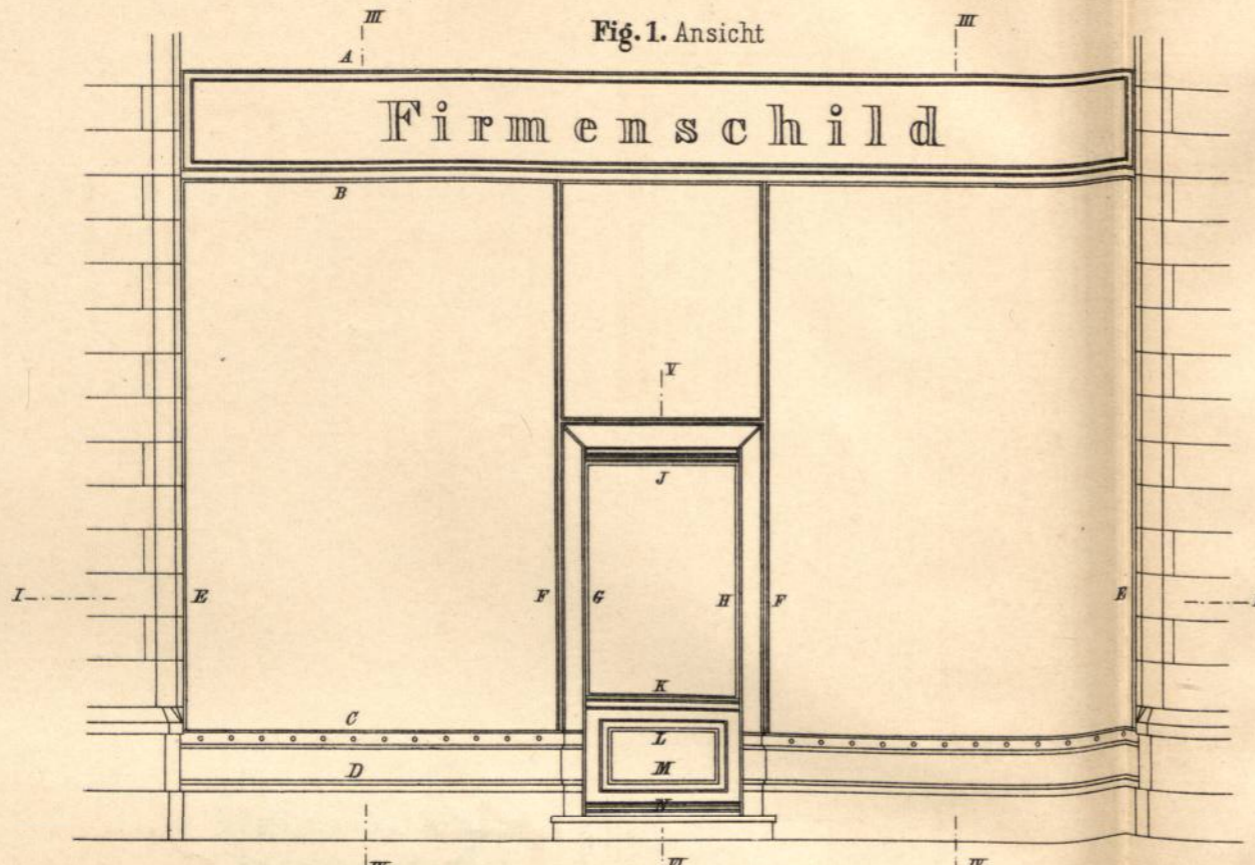


Fig. 1. Ansicht

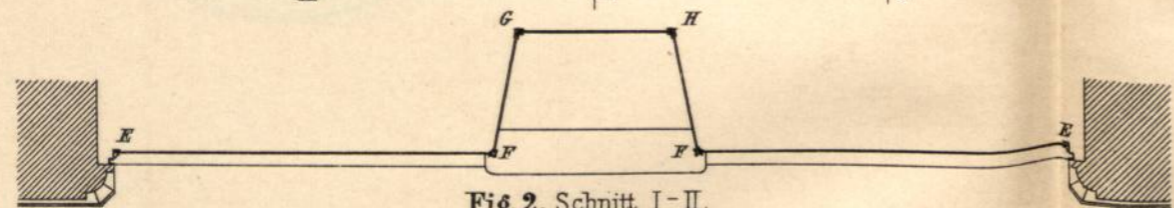


Fig. 2. Schnitt I-II. Hierzu Details der Fig. 4-8.

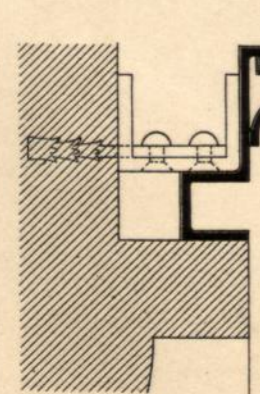


Fig. 4. Punkt E.

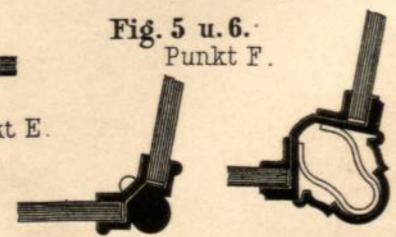


Fig. 5 u. 6. Punkt F.



Fig. 7. Punkt G.

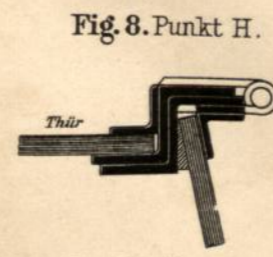


Fig. 8. Punkt H.

Maafstab 1 : 50 Fig. 1 bis 3.

Maafstab 1 : 4 Fig. 4 bis 17.

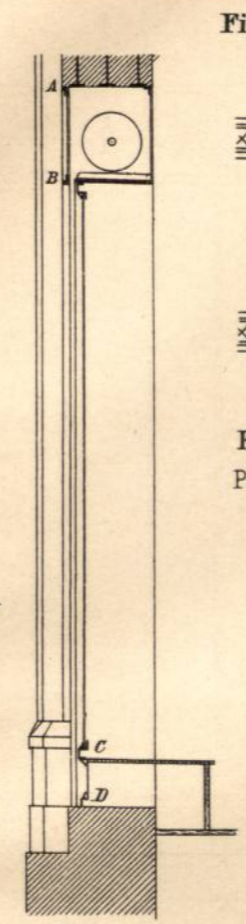


Fig. 3. Schnitt III-IV. Hierzu Details der Fig. 9-12.

Fig. 9. Punkt A.

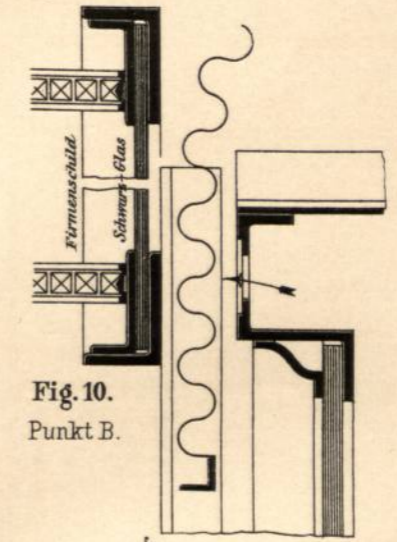
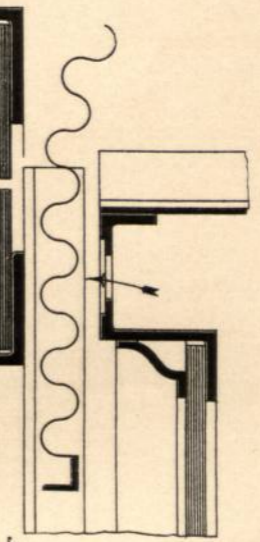


Fig. 10. Punkt B.



Details zu Schnitt III-IV durch das Schaufenster

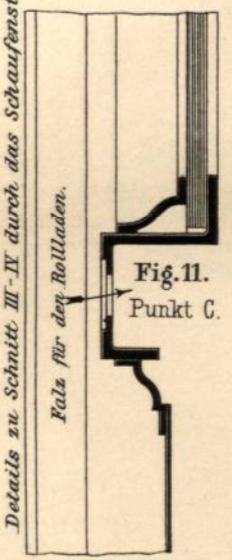


Fig. 11. Punkt C.

Fig. 12. Punkt D.

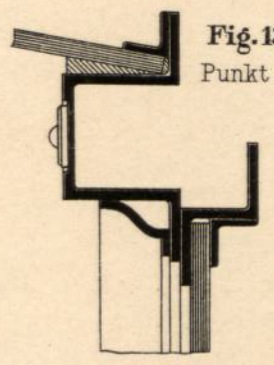
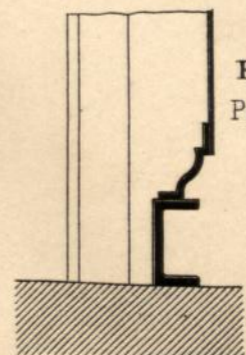


Fig. 13. Punkt J.

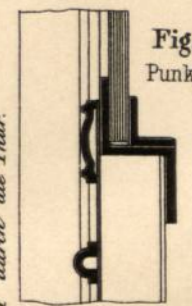


Fig. 14. Punkt K.

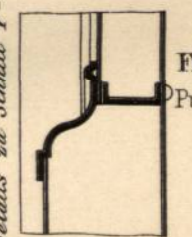


Fig. 15. Punkt L.

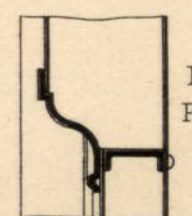


Fig. 16. Punkt M.



Fig. 17. Punkt N.

Details zu Schnitt I-II durch die Thür.



Biblioteka

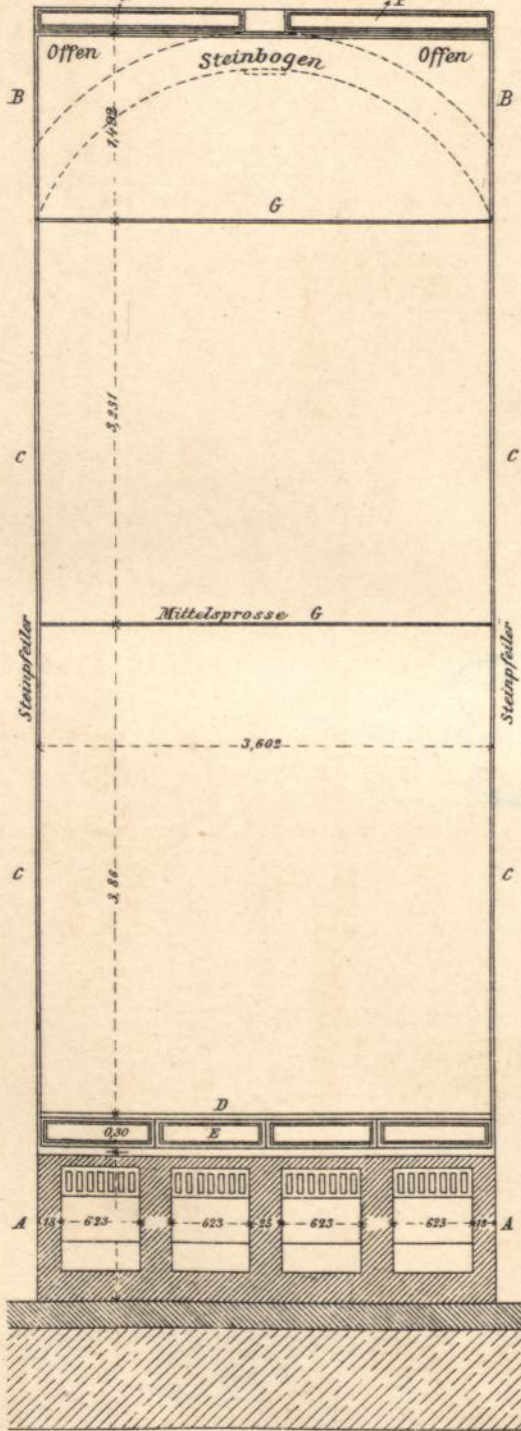
Politechniki

Wrocławskiej



Schaufenster aus einem Geschäftshaus zu Halle ²/₃.

Fig. 1. Ansicht des Schaufensters von Innen.
1:60.



M. 1:60 für Fig. 1 u. 2.
0 50 100 200 300 400 cm.

Fig. 2. Querschnitt durch das Schaufenster.
1:60.

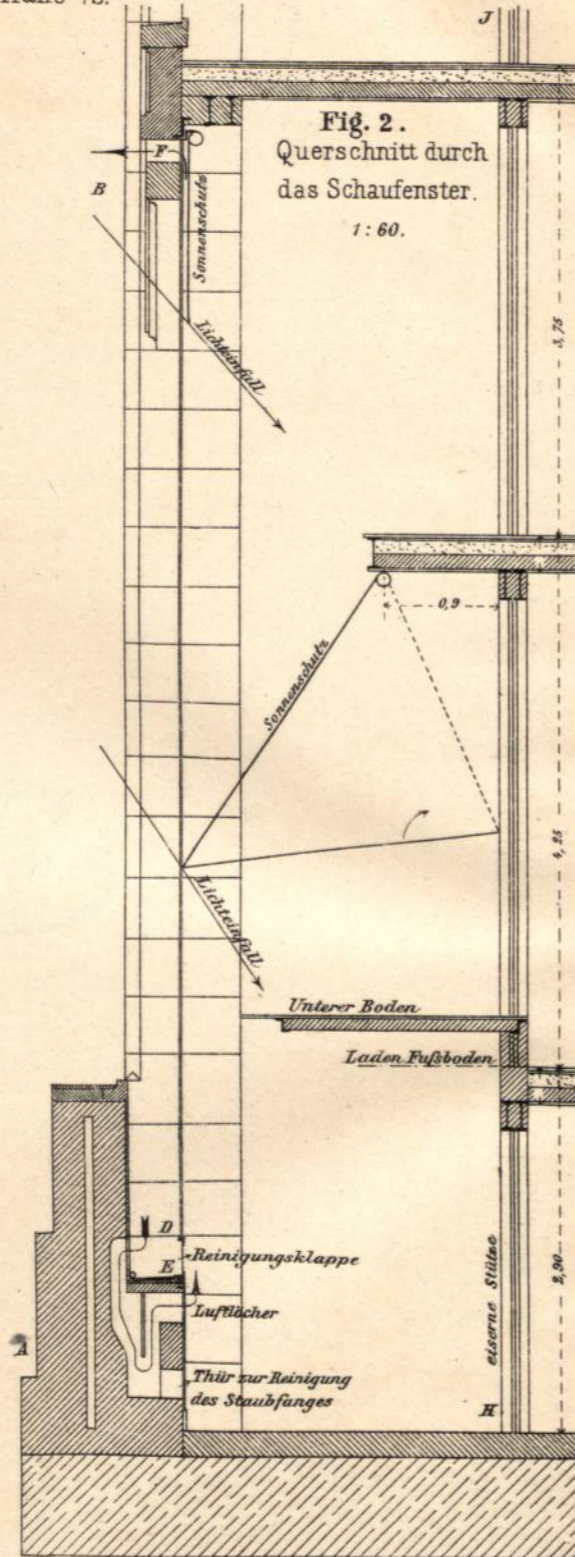
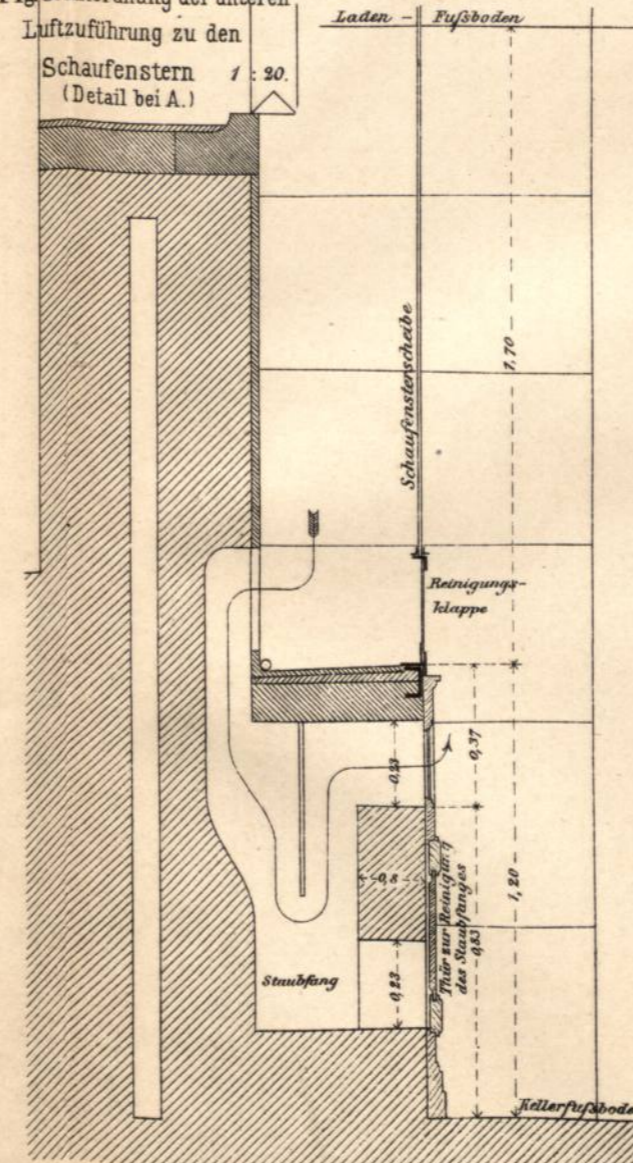


Fig. 3. Anordnung der unteren Luftzuführung zu den Schaufenstern (Detail bei A.)
1:20.



M. 1:20 für Fig. 3.
0 5 10 20 30 40 50 100 cm.

Fig. 4. Scheibe von aussen einzusetzen (wagrechtter Schnitt bei B.)
1:2.

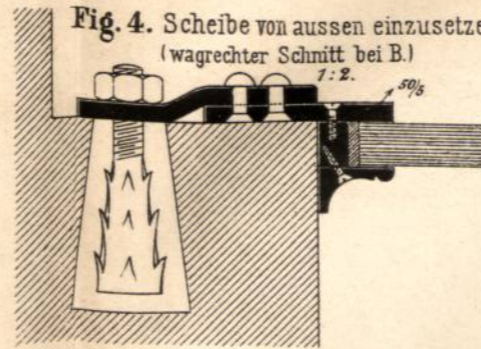


Fig. 5. Scheibe von innen einzusetzen (wagrechtter Schnitt bei C.)
1:2.

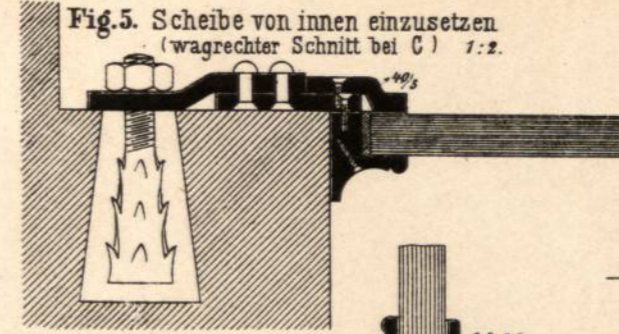
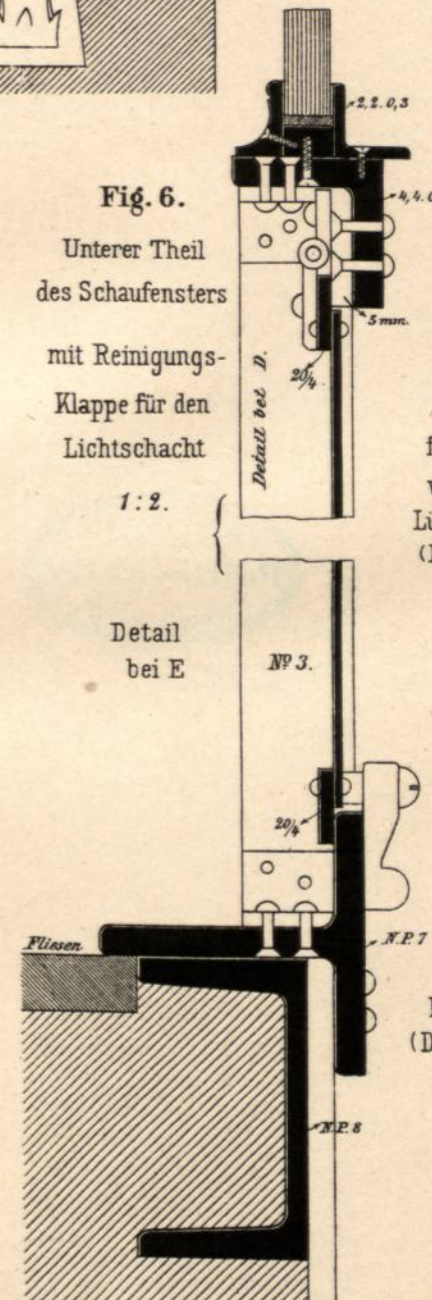


Fig. 6. Unterer Teil des Schaufensters mit Reinigungs-klappe für den Lichtschacht
1:2.



M. 1:2 für Fig. 4-7.
mm. 0 5 10 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 cm.

Fig. 7. Oberer Teil des Schaufensters mit verstellbarer Lüftungs-klappe (Detail bei F.)
1:2.

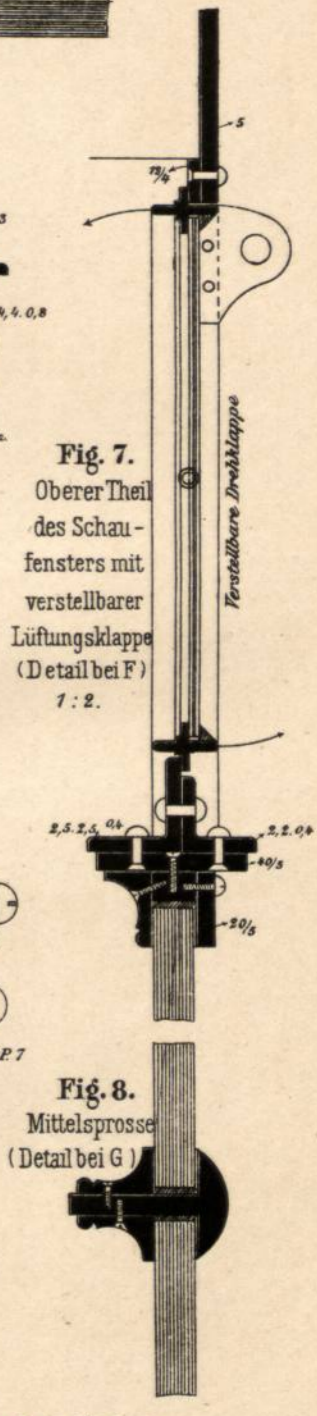


Fig. 8. Mittelsprosse (Detail bei G.)





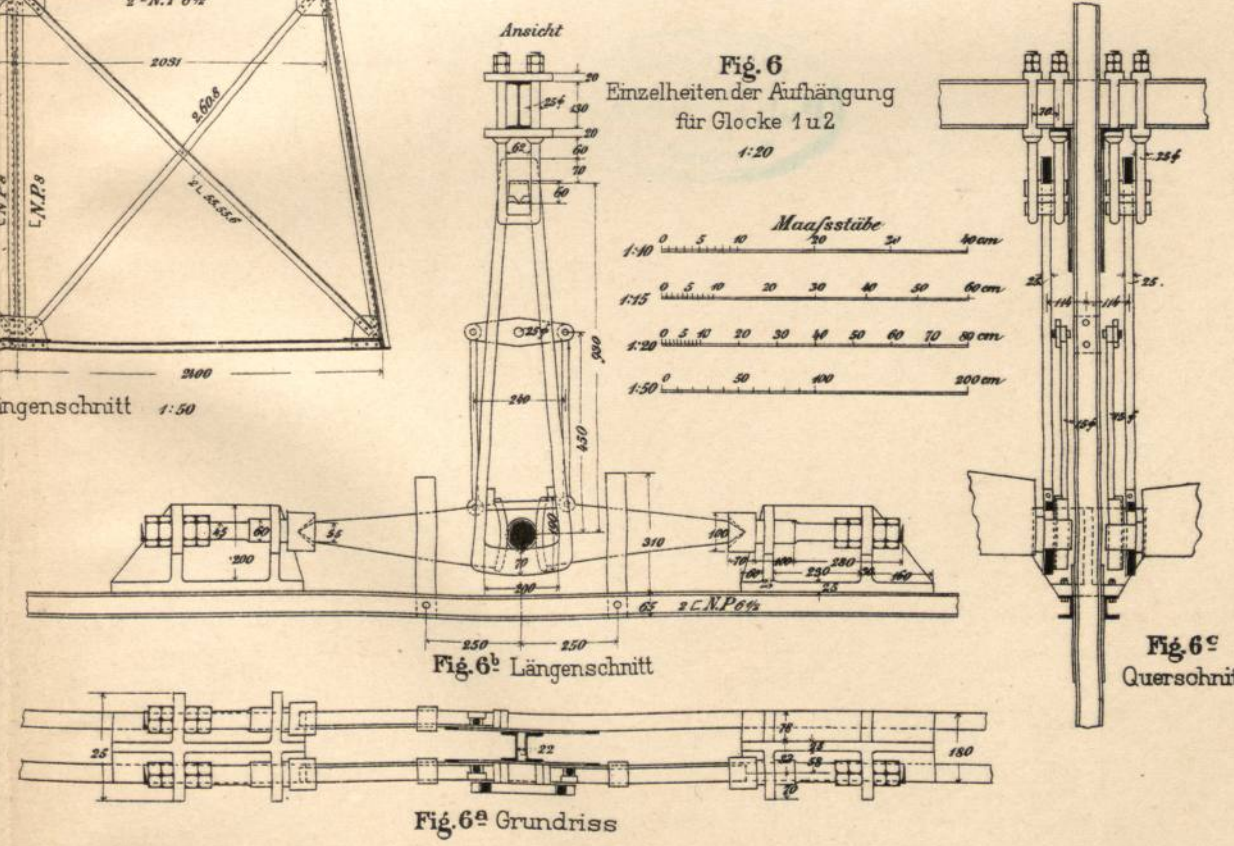
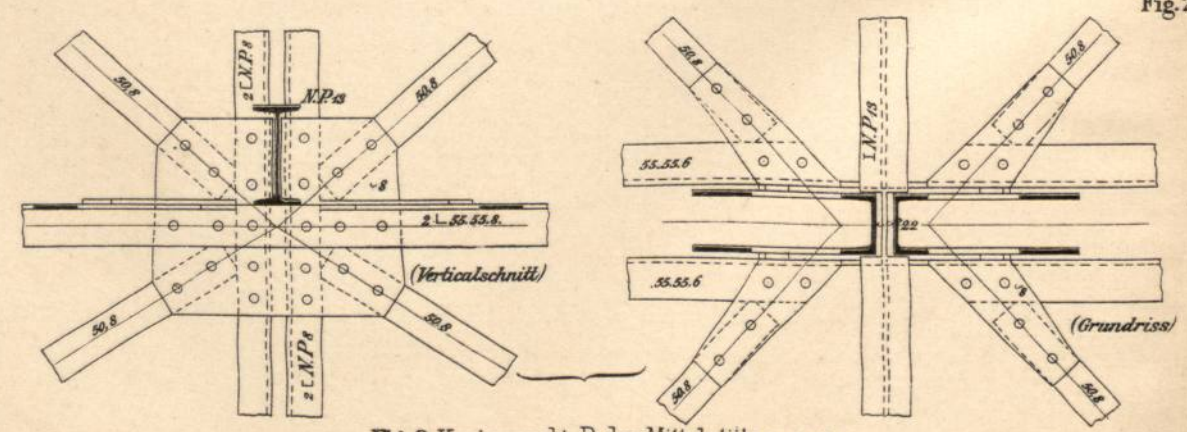
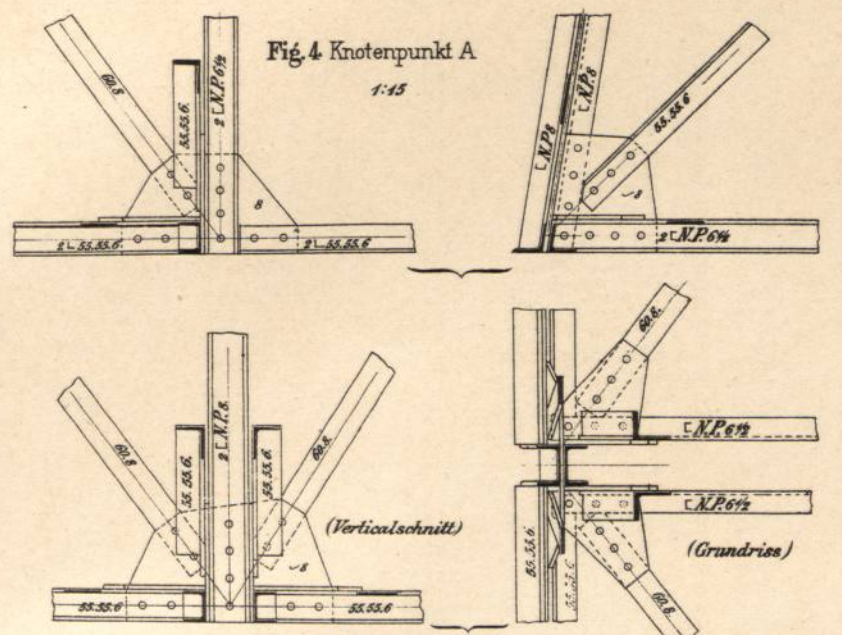
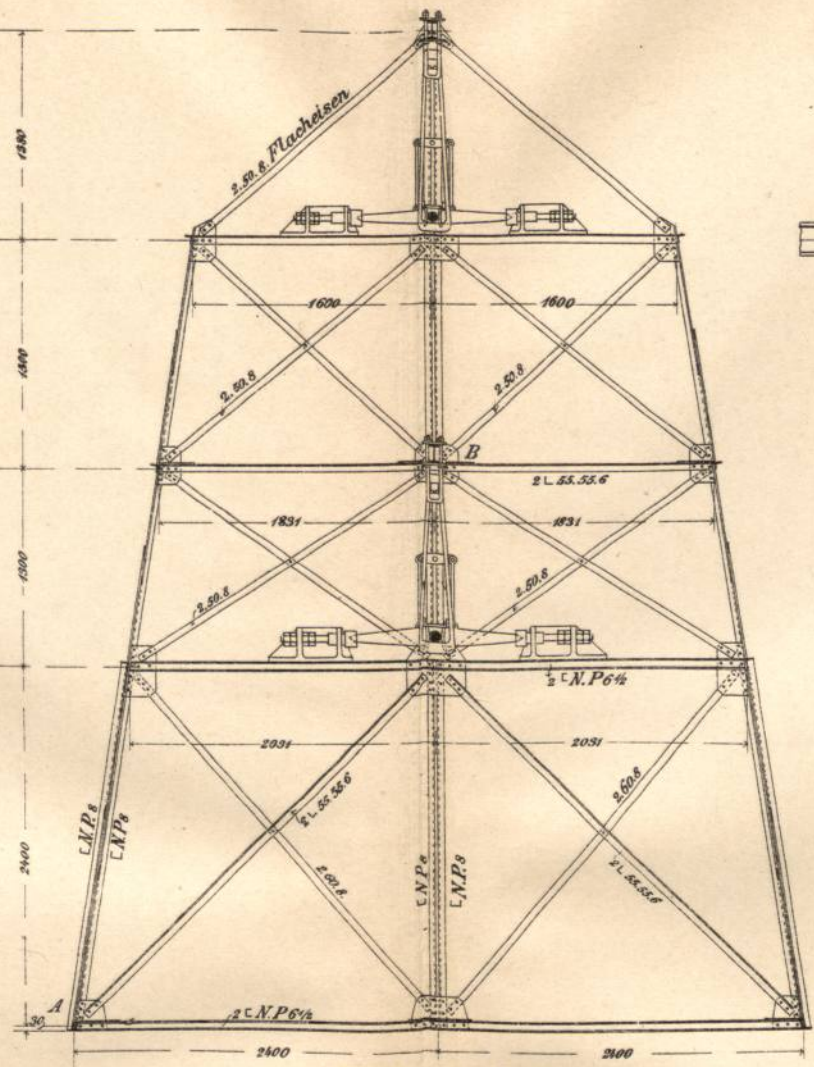
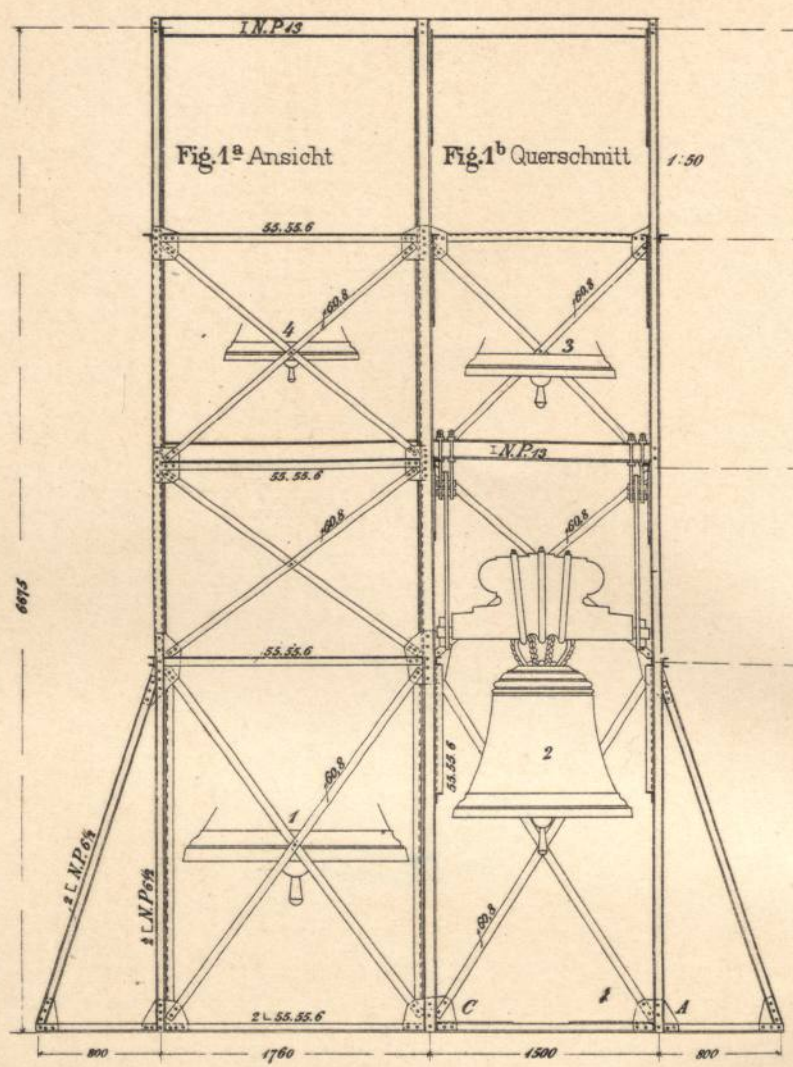
Biblioteka

Politechniki

Wrocławskiej



Glockenstuhl der Kirche zu Harsum.



entw. von Prof. Keck, Hannover.

Chr. Hehl, Arch.



