

LEHRBUCH
DER
HOCHBAU-KONSTRUKTIONEN

VON
RUDOLPH GOTTGETREU

ARCHITEKT
ORDENTL. PROFESSOR AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN MÜNCHEN.

DRITTER THEIL.
EISEN-KONSTRUKTIONEN.

MIT EINEM ATLAS VON XXXV TAFELN IN FOLIO SOWIE ZWEI TEXTTAFELN
UND 569 IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN HOLZSCHNITTEN.

BERLIN
VERLAG VON ERNST & KORN.
(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG).
90 WILHELMSTRASSE.
(NÄCHST DEM ARCHITEKTENHAUSE).

1885.

1552 2

HfBK Dresden - Bibliothek



00616817

VERBODEN TOEGANG
TOEGANG VERBODEN
TOEGANG VERBODEN

1552 II

LEHRBUCH
DER
HOCHBAU-KONSTRUKTIONEN.

DRITTER THEIL.



Handwritten text, likely bleed-through from the reverse side of the page.

LEHRBUCH

HÖCHSTE KONSTRUKTIONEN

DREITER THEIL



LEHRBUCH
DER
HOCHBAU-KONSTRUKTIONEN

VON

RUDOLPH GOTTGETREU

ARCHITEKT

ORDENTL. PROFESSOR AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN MÜNCHEN.

DRITTER THEIL.

EISEN-KONSTRUKTIONEN.

MIT EINEM ATLAS VON XXXV TAFELN IN FOLIO SOWIE ZWEI TEXTTAFELN
UND 569 IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN HOLZSCHNITTEN.



BERLIN
VERLAG VON ERNST & KORN.
(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG)
99 WILHELMSTRASSE.
(NÄCHST DEM ARCHITEKTENHAUSE).

1885.

LEHRBUCH

DES

HOCHBAU-KONSTRUKTIONEN

VON

RUDOLPH GOTTFRIED

PROFESSOR

AN DER UNIVERSITÄT ZÜRICH

DRETTES THEIL

1552

BAU-KONSTRUKTIONEN

MIT EINER FOLGE VON SECHS THEILEN IN FÜNF BÜCHERN



BERLIN

VERLAG VON ERNST & SOHN

DRUCKER: ERNST & SOHN, BERLIN

IN KOMMISSION

BEI ERNST & SOHN, BERLIN

1881

Vorwort.

Fast drei Jahre sind verflossen, seitdem der II. Teil der Hochbau-Konstruktionen erschienen ist; der Grund, weshalb dieser dritte Teil, die „Eisen-Konstruktionen“, so verspätet auf den Markt gelangt, liegt einerseits in einem hartnäckigen Leiden, das der Verfasser durch Ueberarbeitung sich zugezogen hatte, andererseits in dem ungemein spröden Stoff, welcher zur Bearbeitung vorlag und dementsprechend viel Zeit und Arbeit beanspruchte, um den Anforderungen der Gegenwart — wenn auch nicht nach jeder Richtung hin — doch der Hauptsache nach, zu entsprechen.

Nach vielfachen Umgestaltungen erscheinen die „Eisen-Konstruktionen des Hochbaues“ in fünf Hauptgruppen:

I. Die Einleitung behandelt das Eisen in bezug auf seine früheste Verwendung bis zum Beginn des XIX. Jahrhunderts; ferner wird dieses so überaus wichtige Baumaterial nach seiner früheren Aufbereitung und deren fortschrittlicher Entwicklung bis zur Gegenwart besprochen.

Die II. Hauptgruppe beschäftigt sich mit dem Eisen als Konstruktionsmaterial der Gegenwart, und ist der bessern Uebersichtlichkeit wegen in drei Unterabteilungen zerlegt:

- A. Die allgemeinen Eigenschaften des Eisens.
- B. Die Festigkeit.
- C. Schutz des Eisens gegen die Zerstörung durch Atmosphärien.

Die III. Hauptgruppe behandelt dann die Eisen-Konstruktionen der neueren Zeit und gliedert sich in die folgenden Untergruppen:

- A. Das Eisen als Verbindungs-Material von Stein und Holz.
- B. Die Eisenverbindungen.
- C. Das Eisen als Hilfsmaterial beim Stein- und Holzbau.

Die IV. Hauptgruppe bespricht die Dächer aus Holz und Eisen.

Die V. Hauptgruppe endlich giebt in möglichst übersichtlicher Weise die vorherrschend oder ganz aus Eisen hergestellten Hochbau-Konstruktionen in vier Unterabteilungen.

- A. Gebäude aus Eisen.
- B. Decken-Konstruktionen.
- C. Dächer.
- D. Treppen.

Als Anhang ist eine kurze Besprechung über die Formgebung von Gufs- und schmiedbarem Eisen beigegeben.

Bei der Bearbeitung aller dieser Kapitel war der Verfasser von der Ansicht geleitet, das in neuerer Zeit so massenhaft aufgehäufte aber oft sehr verschieden wertige Material vor allen Dingen einer Sichtung zu unterwerfen, es wissenschaftlich zu ordnen und dann übersichtlich als Lehrmaterial für unsere technischen Hochschulen brauchbar zu machen. Ueberall hat der Verfasser es vermieden, in buntem Durcheinander Wertvolles und Zweifelhaftes mit einander zu verquicken, überall hat er es vermieden, bloße Kopieen aus der technischen Tageslitteratur planlos nebeneinander zu stellen. Dagegen war er bestrebt, Alles, was er der Besprechung für wert erachtete, einer gründlichen Bearbeitung zu unterwerfen und derart darzustellen, dass es dem Studierenden möglich wird sowohl von den einfachsten, wie auch von den schwierigsten Konstruktionen ein richtiges Verständnis zu gewinnen.

Viele im III. Bande mitgetheilten Konstruktionen finden dort ihre erste Veröffentlichung.

Um nicht bei der Fülle des angehäuften Materials ermüdend zu wirken, war der Verfasser bemüht, alles Wesentliche in kurzer, bündiger Sprache dem Leser vorzuführen und wurde deshalb auch vermieden, Konstruktionen ein und desselben Systems, oder solcher von überwundenem Standpunkte, unnötig breit zu treten!

Dafs hier ein Werk vorliegt, welches allen Anforderungen unserer Zeit genügt, das wagt der Verfasser nicht zu behaupten; ja er sieht sich dazu gedrungen, besonders die verehrten Grofsmeister der Eisen-Konstruktion, deren Werke er vielfach benutzt hat, um geneigte Nachsicht zu ersuchen. Ehrlich war er jedoch bemüht, eine Lücke, welche sich trotz vieles Guten in unserer technischen Litteratur geltend machte, nach Kräften auszufüllen.

In hervorragendem Grade hat den Verfasser auch bei der Bearbeitung dieses III. Bandes sein Assistent, Herr J. Göllner, auf

das Eifrigste unterstützt und ist auch thätig geblieben, während er selbst gezwungen war, auf längere Zeit jeder geistigen Thätigkeit zu entsagen.








Für die vielfachen Beiträge, welche dem Verfasser so bereitwillig von vielen Seiten, selbst von den höchsten Behörden zur Verfügung gestellt wurden, sagt er seinen besten Dank! ein solcher gebührt aber auch seinem sehr verehrten Verleger, Herrn Wilh. Ernst, welcher Nichts unterlassen hat, das umfangreiche Werk zu fördern und auch diesen III. Band, welchem der Schlußband bald folgen soll, so würdig auszustatten!

München, im Juli 1885.

Der Verfasser.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
I. Einleitung.	
Geschichtliches	1
A. Das Eisen in seiner frühesten Verwendung bis zum Beginn des XIX. Jahrhunderts.	
Verankerung bei griechischen Tempelbauten	3
" " römischen Tempelbauten	5
" " maurischen Moscheen	7
" " byzantinischen Kirchen	7
" " romanischen und gotischen Bauten	8
" an der Peterskirche in Rom	9
" an den Louvre-Kolomaden	12
" an Portal der Genoveven-Kirche in Paris	15
Selbstständige Eisenkonstruktionen älterer Zeit	16
Die ältesten Dachkonstruktionen in Frankreich	17
Die ältesten eisernen Brücken in Frankreich und England	18
B. Die Eisenproduktion und deren Entwicklung bis zur Gegenwart.	
1. Die älteren Methoden der Eisenausbringung bis zum Bessemer Prozeß	20
2. Die neuere Epoche und die Bezeichnung der verschiedenen Eisenarten	23
3. Das Thomas-Gilchrist-Verfahren (Entphosphorieren)	25
II. Das Eisen als Konstruktions-Material der Gegenwart.	
A. Die allgemeinen Eigenschaften von Roheisen, Schmiede- und Flußeisen.	
1. Roheisen	29
2. Schmiedbares Eisen.	
a) Schweiß- und Flußeisen	30
b) Schweiß-, Fluß- und Gußstahl	32
Ausdehnung des Eisens durch die Temperatur	34
Tabelle über die Ausdehnung verschiedener Metalle	35
Tabelle über das Gewicht verschiedener Metalle	35
Normaltabelle für gußeisene Flanschen- und Muffenrohre	36
Gewichtstabelle für gezogene Schmiedeeisen-Rohre	
a) für Gas- und Wasserleitung	37
b) für Perkins-Rohre auf 250 atm. geprüft	37
c) für Dampfheizungsrohre	37
d) für patentgeschweißte schmiedeeiserne Rohre	38
Gewichtstabelle für Walzeisen.	
a) für Flacheisen	40
b) für Bandeisen	44
c) für Quadrat-, Sechskant- und Rundeisen	46
Gewichtstabelle für Bleche.	
a) für verschiedene Metallbleche	47
b) für gewalzte Zinkbleche	47

	Seite
Gewichtstabelle für Drähte.	
a) für Eisendraht	48
b) für Messing- und Kupferdraht	49
c) für Telegraphendraht	49
B. Die Festigkeit des Eisens	50
Elastizitätskoeffizient und Elastizitätsmodul	51
Zähigkeit, Anstrengung durch Schwingungen etc.	52
Klassifikation des Eisens als Konstruktions-Material	55
1. Zug- und Druckfestigkeit.	
a) einfache Zug- und Druckfestigkeit	58
Zulässige Inanspruchnahme (Wöhlersches Gesetz)	60
Festigkeitsgrenze bei ruhender Last (Gerber)	61
Gerbers Tabelle für die Koeffizienten der Schwingungsfestigkeit	67
b) excentrische Zug- und Druckfestigkeit	68
c) relativ-rückwirkende Festigkeit	68
2. Abscherungs- und Schubfestigkeit	68
3. Biegungsfestigkeit	70
a) einfache Biegungsfestigkeit für verschiedene Profile	71
b) zusammengesetzte Biegungsfestigkeit	78
4. Knickungsfestigkeit	82
5. Torsionsfestigkeit (Drehungsfestigkeit)	86
Schlußbemerkung (Launhardt- Weyrauch und Winkler-Methode)	87
Auszug aus dem deutschen Normalprofil-Buch für Walzeisen.	
1. Normalprofile für  -Eisen	95
2. " " hochstegige  -Eisen	96
3. " " breitfüßige  -Eisen	97
4. " "  -Eisen	98
5. " "  -Eisen (Belageisen)	99
6. " "  -Eisen	100
7. " " gleichschenkelige Winkeleisen	101
8. u. 9. " " ungleichschenkelige Winkeleisen	104
10. " " Quadranteisen  -Eisen	106
11. u. 12. Tabellen für die Trägheits- und Widerstandsmomente des Kreisringquerschnittes	107
13. Tabellen für Trägerwellenblech	108
O. Schutz des Eisens gegen Zerstörung durch die Atmosphärien	108
Barffsches Verfahren	110
III. Die Eisenkonstruktion der Gegenwart.	
A. Das Eisen als Verbindungs-Material von Stein und Holz	112
Schraubenbolzen	114
Bolzen nach dem System von Whitworth & Parson	115
Verankerungen	116
B. Eisenverbindungen.	
a) durch Schweißen, Löten und Kitten	119
b) Gufsverbindungen:	
1. bei Platten	123
2. bei Röhren und Säulen	123
c) Verbindungen bei schmiedbarem Eisen:	
1. feste Stabverbindungen	126
2. regulierbare Stabverbindungen	127
3. feste Gelenkverbindungen	127
4. Walzverbindungen (Eisenblech)	127
Die Vernietungen	128

	Seite
C. Das Eisen als Hilfsmaterial.	
Verwendung gusseiserner Träger	131
Die sogenannten Pariser Roste	134
Auswechslung für Ladenanlagen aus Gufseisen	138
Stützen und Säulen aus Gufseisen	142
Gekuppelte Säulen	146
Gufseiserne Säulen als Gewölbstützen	147
Gufseiserne Säulen mit Wasserableitung	148
Schmiedeeiserne Stützen	149
Auswechslung für Ladenanlagen aus Schmiedeeisen	150
Das Eisen als Hilfsmaterial für den Gewölbbebau	154
Gewölbte Decke im neuen Museum zu Berlin	157
" " " " Börsengebäude zu Berlin	158
" " " " nach Prof. Dollinger	160
Decken mit Hilfe von Trägerwellenblech hergestellt	161
Das Eisen als Ersatz für scheinrechte Mauerbögen	162
" " " Hilfsmaterial zur Konstruktion der Zwischendecken	163
" " " " bei Treppenkonstruktionen	171
" " " " zur Herstellung von Balkons	173
" " " " zur Herstellung von Erkern	176
IV. Dächer aus Holz und Eisen.	
Dachstühle von 7,20 bis 15,0 m Spannweite	178
Dachstuhl nach Polonceau (ältere Konstruktion)	183
" nach Dr. Pröll und Scharowski	185
" über der Einsteighalle des früheren Ostbahnhofes in München	188
Scheddachkonstruktionen	189
Panoramendachstuhl in Paris nach Hittorf	190
V. Selbstständige Eisenkonstruktionen.	
A. Gebäude aus Eisen.	
Englische Treibhäuser	193
Gewächshäuser im botanischen Garten zu München	194
Der Glaspalast in München (Ausstellungsgebäude)	198
Photographisches Atelier in München	202
Die Markthalle in Frankfurt a. M.	203
Der Bochumer Dampfhammer-Schuppen	205
Der Eisenfachwerksbau von Saulnier	207
Gebäude von Wellenblech	211
B. Deckenkonstruktionen.	
1. Konstruktion der Blechbalkenträger mit vollen Wandungen	211
Die einfachen Blechträger	212
Theorie der einfachen Blechträger	215
Absteifung der einfachen Blechträger durch Mittelwände	219
Nietung der Gurtungen	220
Berechnung der Stofsverbindungen	221
Die hohlen Blech- oder Kastenträger	224
Theorie der Kastenträger	226
Blech-Balkenträger mit nicht parallelen Gurtungen	228
Träger mit freischwebenden Stützpunkten (Gelenkträger)	230
2. Die Gitter- und Fachwerksträger mit durchbrochenen Wandungen	231
Annähernde Berechnung	233
Die Fachwerksträger einfachster Art	234
Gelenkverbindung nach Gerber	236
3. Verwendung der eisernen Vollwand-, Gitter- und Fachwerksträger zur Unterstützung von Mauern und Bildung von Decken	237

	Seite
Verwendung gusseiserner Säulen	237
Konstruktion einer gewölbten Decke nach Gerber	238
Konstruktion einer kassettierten Decke mit Oberlicht (Central-Bahnhof in München)	240
Deckenkonstruktion im Wartesaale des Bahnhofsgebäudes in Hof	241
" im Hauptkorridor des Centralbahnhofes in München	242
Deckenkonstruktion im Wartesaale II. Kl. des Centralbahnhofes in München	245
Deckenkonstruktion im neuen Akademiegebäude zu München	247
" im Centralbahnhof zu Straßburg	248
C. Dächer.	
Die ältesten Dachkonstruktionen in Gufseisen	248
Hallendach auf dem Magdalenen-Markt in Paris	249
Dachstühle von James Murray (Amerika)	249
Dachstuhl des Dianenbades in Wien	252
Schutzkuppel der St. Nikolaikirche in Potsdam	254
Die ältesten Dachkonstruktionen aus Schmiedeeisen	256
Thurmdach- und Kuppel-Konstruktion nach Moller	256
Satteldach mit Kniestock nach Hesse (Schicklers Fabrik in Berlin)	257
Franz. Dackkonstruktion (Gasanstalt in Marseille)	259
Waarenschuppendach in Köln	260
Neuere Dachkonstruktionen und deren Klassifikation	263
I. Satteldächer.	
Die verschiedenen Konstruktions-Systeme dieser Dächer	263
Berechnung der Satteldächer:	
Belastung der Dachkonstruktion	267
Bestimmung der Spannungen in den Bindern	270
Fachwerksgespärre (Fachwerkstragsparren)	270
Die einfachen Fachwerke	273
Die analytische Methode nach Ritter	273
Die Culmannsche Methode	275
Die Polygonal-Methode	275
Die graphische Methode mit Beispielen erläutert	276
Fachwerke mit Gegendiagonalen	280
Zusammengesetzte Fachwerke	281
Formenveränderung der zusammengesetzten Fachwerke	282
Bogenbinder	285
Bogenträger mit Kämpfergelenken	285
Bogenbinder mit vollen Wandungen	288
" mit durchbrochenen Wandungen (Bogenfachwerk)	290
" mit drei Gelenken	292
" mit horizontalen Spannstäben	293
Die Längsverbindungen	293
Die Auflager	295
Die Verbindungen (Nietung und Gelenkbolzen)	296
Details der eisernen Satteldächer	298
Englische Dachkonstruktion (London-Birminghamer Eisenbahn)	299
Französische Dachkonstruktion nach Camille Polonceau	301
Dachstuhl des Dampfkesselhauses im Hofoperengebäude in Wien	303
" des Kesselhauses beim neuen Wasserwerke in Hannover	306
" des Retortenhauses (Gasanstalt am Hellweg)	308
Satteldächer mit Gitter-, Fachwerks- oder parabolischen Sparren:	
Dachstuhl des Maschinenhauses beim Wasserwerke in Hannover	309
Dachstuhl der Bahnhofhalle in Neapel	310
Konstruktion der Maschinengalerie bei der Weltausstellung in Paris	311

	Seite
Dachstuhl der Turnhalle — École Monge — in Paris	312
Fachwerksgespärre mit gerader oberer und parabolischer unterer Gurtung nach Schwedler	313
Satteldächer mit Fachwerksgespärren mit gerader oberer und segmentförmiger unterer Gurtung:	
Dachkonstruktion des Ofenhauses der Porzellan-Manufaktur in Berlin	314
Dachkonstruktion des Güterschuppens der Berlin-Potsdam-Magdeburger Bahn	315
Cylinderförmige Dächer (Tonnendächer) mit bogenförmigen Blech-, Kasten- oder Gitterträgern:	
Dachkonstruktion der Perronhalle vom Bahnhofe in Strafsburg	317
" des Centralbahnhofes in Magdeburg	319
Bogenfachwerksdach mit drei Gelenken (Berliner Stadtbahn)	321
Tonnendächer mit Sichelträgern:	
Dachkonstruktion der Einsteighalle des Niederschles.-Märkischen Bahnhofes in Berlin	324
Dachkonstruktion der Einsteighalle des Centralbahnhofes in München	326
Dachkonstruktionen aus Trägerwellenblech	329
2. Pultdächer.	
Theorie der Pultdächer	330
Pultdach eines photographischen Ateliers	331
Pultdächer mit gegliederten Trägern und Fachwerksbindern	331
Pultdach bei Perrons mit Glaseindeckung	335
Pultdach der steuerfreien Niederlage zu Harburg	337
Pultdach einer Droschkenhalle	338
3. Zelt- und Pyramidendächer.	
Statische Berechnung der Zeltdächer	339
Details der Zeltdächer (flacher Zeltdächer nach dem System Polonceau)	342
Details der Zeltdächer vom Pavillon der Pariser Centralhallen	344
Zeltdach eines Pavillons des Hygiene-Ausstellungsgebäudes in Berlin	345
Zeltdach über sechs- und mehrseitige Räume	346
Zeltdach über dem Circus Fernando in Paris	348
Zeltdach über dem Weltausstellungsgebäude in Wien	350
Steile Zelt- und Thurmdächer: ältere Konstruktion	356
Giebelthurm der Klosterkirche in Berlin	357
Thurmspitze der Kirche zu Eupen (Aachen)	358
Thurmpyramide der St. Peterskirche in Hamburg	358
4. Kuppeldächer.	
Statische Berechnung	363
Details der Kuppeldächer	367
Kuppelparren vom Palmenhause des botanischen Gartens in München	368
Doppelkuppel im Schlosse zu Wiesbaden	368
Drehkuppel der Sternwarte in Athen	371
Kuppelkonstruktion der neuen Synagoge in Berlin	372
" des Vierordt-Bades in Karlsruhe	373
" des Münchener Panoramas	376
Parabolisches Flachkuppeldach über dem Gasbehälter in der Fichtestraße in Berlin	377
Statische Berechnung derselben nach Schwedler	377
Oberlichtkonstruktionen	381
Oberlicht-Aufsätze der Bildersäle in der alten Pinakothek in München	383
Oberlichtkonstruktion beim Bahnhofe Königsbrücke (Berliner Stadtbahn)	385

D. Eiserne Treppen.

Treppe nach Hansen (Privatgebäude in Athen)	388
Treppe in der Leibnitz-Realschule in Hannover	389
Haupttreppe des Kollegial-Gerichtsgebäudes in Posen	392
Gufseiserne Wendeltreppe	394
Schmiedeeiserne Steg-Treppe vom Bahnhof in München	396

Schlussatz über die Formgebung des Eisens.

Allgemeines	398
Gufseiserne Säulen	401
Gufseiserne Konsolen, Kandelaber, Springbrunnen	403
Die reine Konstruktionsform bei Brücken, Viadukten etc.	404
Das Schmiedeeisen bei Hallendächern und deren Beleuchtung	405
Anordnung bei Geländerkonstruktionen (Berliner Stadtbahn)	408

Inhaltsverzeichnis

des dem dritten Teile der Hochbau-Konstruktionslehre
von R. Gottgetreu beigegebenen Atlas.

Tafel I. Gufseisen Verbindungen:

Fig. 1, 2, 3, 4, 5, 6: Ueberplattungen mittelst Flanschen und Bolzen; Fig. 8, 9, 10: Röhrenverbindungen mit Flanschen und Muffen; Fig. 11, 12, 13: Verbindungen des Säulenfußes mit dem Grundmauerwerk; Fig. 14, 15, 16, 17, 18: Säulenschäfte mit gesonderten Unterlagsplatten; Fig. 19: Säulenverbindung mit Futterstück; Fig. 20: Säule mit achtseitigem Säulenstuhl.

Verbindungen bei schmiedbarem Eisen, feste Stabverbindungen: Fig. 21: gerades Blatt mit senkrechten Schnitten und umgelegten Hülsen; Fig. 22: gerades Blatt mit schrägen Schnitten und umgelegten Hülsen; Fig. 23: schräges Hakenblatt mit Keil und Hülsen; Fig. 24: gerades Hakenblatt mit Keil und Hülsen; Fig. 25: segmentförmiges Hakenblatt mit Keil und Hülsen; Fig. 26: gerades Hakenblatt mit Keil und Bolzen; Fig. 27: gerades Hakenblatt mit abgescrägten Enden, Hülsen und Bolzen; Fig. 29: Verblattung mit Hülsen und Nieten; Fig. 30: Verblattung mit Bolzen; Fig. 31: gerade gabelförmige Verbindung mit Bolzen; Fig. 32: schräge gabelförmige Verbindung mit Bolzen.

Tafel II. Verbindungen bei schmiedbarem Eisen, regulirbare Stabverbindungen:

Fig. 33: gerades Hakenblatt mit Hülsen und Keilen; Fig. 34: gerades Hakenblatt mit Bolzen; Fig. 35: gerade gabelförmige Verbindung mit Keilen; Fig. 36: gabelförmige Verbindung mit Keilen; Fig. 37: Verbindung mit überschobener Hülse und Keilen; Fig. 38: verschraubte Stäbe; Fig. 39, 40, 41, 42, 43: regulirbare Schraubenschlösser mittelst Hebel und Schraubenschlüssel.

Feste Gelenkverbindungen: Fig. 44, 45, 46: einfache, gabelförmig verbolzte, gabelförmig vernietete Verbindungen; Fig. 47, 48: Gelenkverbindungen mit verbolzten Doppel-Schienen und mit verbolzten einfachen Schienen.

Walzeisen-Verbindungen: Fig. 49: einfache Vernietung; Fig. 50: einfache Laschennietung; Fig. 51: doppelte überplattete Nietung in Reihen und im Zickzack; Fig. 52: doppelte einseitige Laschennietung in Reihen und im Zickzack; Fig. 53: einreihige Kettennietung; Fig. 54: einreihige Doppel-laschen-Nietung; Fig. 55: zweireihige Kettennietung; Fig. 56: zweireihige doppelte Laschennietung; Fig. 57: Vernietung von Winkeleisen in T-Form; Fig. 58: Vernietung von Winkeleisen mit Blecheinlagen; Fig. 59: Vernietung von Winkeleisen in +-Form; Fig. 60 und 61: Verlängerungen von Winkeleisen durch geraden Stofs und durch angelegte Deckplatten;

- Fig. 62 und 63: Verlängerung von doppelt **T**-Trägern; Fig. 64: Verknüpfung von doppelt **T**-Trägern mit Winkel- und einfachem **T**-Eisen; Fig. 65: Verknüpfung von großen und kleineren doppelt **T**-Trägern.
- Tafel III. Auswechslung eines alten Hauses behufs Ladeneinrichtung:
Fig. 1: Ansicht und Grundrifs; Fig. 2 und 3: Vertikal-Schnitte; Fig. 4: Details.
- Tafel IV. Deckenkonstruktion aus Stein und Eisen:
Fig. 1, 2, 3, 4: Gewölbte Decke zwischen bogenförmigen Kastenträgern für die II. protest. Kirche in München nach Gottgetreu, in verschiedenen Ansichten, Schnitten und Details; Fig. 5, 6, 7, 8, 9, 10: Gewölbte Decke über dem großen Saal des neuen Museums in Berlin nach Stüler in verschiedenen Ansichten, Schnitten und Details.
- Tafel V. Segmentförmige Kassettendecke mit Sichelträger für den Börsensaal in Berlin nach Hitzig; Fig. 1 und 2 verschiedene Ansichten; Fig. 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9: Details der Auflager und des Längenverbandes etc.
- Tafel VI. Dachkonstruktionen aus Holz und Eisen:
Fig. 1 und 1a Dachstuhl mit 7,25 m Spannweite nebst Detail; Fig. 2: Dachstuhl mit 9,75 m Spannweite; Fig. 3, 3a, 3b, 3c: Dachstuhl mit 9,75 m Spannweite nebst Details; Fig. 4 und 4a: Dachstuhl mit 14,50 m Spannweite nebst Details.
- Tafel VII. Dachkonstruktionen aus Holz und Eisen:
Fig. 5, 5a, 5b, 5c: Dachstuhl mit 15,25 m Spannweite nebst Details; Fig. 6, 6a, 6b, 6c: Dachstuhl mit 20,30 m Spannweite nebst Details.
- Tafel VIII. Dachkonstruktionen aus Holz und Eisen:
Fig. 7 und 7a: Hallendach am Hafen zu Liverpool mit Details; Fig. 8 und 8a: Dachstuhl der Reparatur-Werkstätte in Tours nebst Details; Fig. 9, 9a, 9b, 9c, 9d: Hallendach nach Polonceau in Versailles nebst Details. Fig. 10, 10a, 10b, 10c: Dachstuhl von der III. Dresdner Gasanstalt von Dr. Pröll und Scharowsky nebst Details.
- Tafel IX. Dachstuhl über der Einsteig-Halle im Ostbahnhofe zu München:
Fig. 1: Hauptansicht; Fig. 2, 3, 4, 5, 6, 7: sämtliche Details.
- Tafel X. Palmenhaus in München:
Fig. 1 und 1a: Grundrisse; Fig. 2: Ansicht gegen den Botanischen Garten; Fig. 3 und 4: Details vom Hauptgesimse und dem Portal.
- Tafel XI. Markthalle in Frankfurt a. M.
Fig. 1 und 1a: Grundrisse; Fig. 2: Ansicht; Fig. 3: Längenschnitt; Fig. 4 und 5: Details von den Portalsäulen der Langwände.
- Tafel XII. Details zu Tafel X und XI. Schnitt durch die Kuppel des Palmenhauses; Detail der Außenwandung mit der doppelten Verglasung; Details der Markthalle, der Wandungen und Dachkonstruktionen.
- Tafel XIII. Photographisches Atelier.
Fig. 1 und 1a: Grundrisse; Fig. 2: Hauptansicht; Fig. 3: Querschnitt; Fig. 4, 5, 6, 7, 8, 9: Details.
- Tafel XIV. Schmiedeeiserne Träger.
Gekuppelter doppelt **T**-Träger über der nördlichen Passage des Central-Bahnhofes in München; Fig. 1: Ansicht; Fig. 2: Grundrifs; Fig. 3 und 4: Querschnitte; Fig. 5, 6, 7, 8, 9: Details des Auflagers, der Querrahmen und der Aufhängung der hölzernen Unterzüge.
Kastenträger über dem Wartesaal in Hof; Fig. 10, 11, 12: Ansicht, Horizontalschnitt und Oberansicht; Fig. 13 und 14: Querschnitte; Fig. 15 und 16: Details des Auflagers und Oberansicht der Lagerplatte.
- Tafel XV. Schmiedeeiserne Träger.
Trägerkonstruktion über dem Hauptkorridor des Central-Bahnhofes in München; Fig. 1, 2, 3, 4: Ansicht, Horizontalschnitt, Oberansicht, Quer-

schnitt; Fig. 6, 7, 8, 9, 10: Schnitt durch die Zwischenträger und die betr. Details. Trägersystem über dem Wartesaal II. Kl. im Central-Bahnhof zu München. Fig. 11, 12, 13, 14: Ansicht, Horizontalschnitt, Oberansicht und Querschnitt; Fig. 15, 16, 17, 18: Oberansicht, Querschnitt der Zwischenträger nebst Details.

Tafel XVI. Schmiedeeiserne Träger.

Genietete Blechträger über den Modellirsälen der neuen Akademie in München. Fig. 1, 2, 3: Ansicht, Horizontal- und Querschnitt; Fig. 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10: Details der Absteifung der Träger, Hülfssträger und der Anordnung der Holzverkleidungen.

Tafel XVII. Eiserne Dächer.

Fig. 1, 2, 3: Grundrifs, Ansicht und Längenschnitt durch ein Polonceaudach; Fig. 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13: sämtliche Details.

Tafel XVIII. Eiserner Dachstuhl mit Oberlicht.

Fig. 1 und 2: Querschnitt und Längen-Ansicht; Fig. 3: Detail des Sparrenschuhs; Fig. 4 und 4a: Querschnitt am Dachfirst mit Querstangen-Verbindung; Fig. 5: Längenansicht am Dachfirst; Fig. 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12: Details sämtlicher Knotenpunkte; Fig. 13 und 14: isometrisch dargestellte Special-Verbindungen.

Tafel XIX. Kesselhausdach mit Laterne (dreifacher Polonceau).

Fig. 1 und 2: Quer- und Längenschnitt des Daches; Fig. 3 und 4: Details. Gittersparren-Dach mit Laterne. Fig. 5 und 6: Quer- und Längenschnitt des Daches; Fig. 7 und 8: vergitterte Dachpfetten und vergitterte Haupttragparren im Detail; Fig. 9 und 10: Details der Traufpfetten und der Giebel-Auflager.

Tafel XX. Dachkonstruktion über ein Retortenhaus der städt. Gas-Anstalt am Hellweg in Berlin.

Fig. 1 und 2: Ansicht und Längenschnitt des Dachgebindes mit 10 Stützpunkten; Fig. 3 und 4: festes und bewegliches Auflager am Dachfusse; Fig. 5 und 6: Details vom Dachfirst mit Angabe der Ziegeldachung; Fig. 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 und 16: Details der einzelnen Knotenpunkte; Fig. 17 und 18: Details des Spannschlusses und der Pfettenverankerung an der Giebelmauer.

Tafel XXI. Dachstuhl mit Gittersparren (Bahnhof Neapel).

Fig. 1 und 2: Quer- und Längenschnitt der Dachkonstruktion; Fig. 3 und 4: Fuss und Auflager des Gittersparrens im Detail; Fig. 5 und 6: Details am Dachfirst und einer Pfette; Fig. 7: Ansicht der Gitterpfetten in Verbindung mit den Gittersparren; Fig. 8 und 9: Verbindung der Gitterpfetten mit den Gitterträgern, bezw. Verbindungsmuffe der Zugstange; Fig. 10, 11 und 12: Details der Laterne mit ihrer Glaseindeckung.

Tafel XXII. Dachbinder der großen Maschinengalerie auf der Weltausstellung in Paris.

Fig. 1: Querschnitt durch das ganze Gebäude; Fig. 2 und 3: Details am First und an der Laterne; Fig. 4: Foundation des vergitterten Wandpfeilers; Fig. 5: Details am Wetterdache; Fig. 6: Verbindung der hölzernen Pfetten mit den Gittersparren.

Turnhallendachbinder der École Monge in Paris. Fig. 7 und 8: Quer- und Längenschnitt durch das Turnhallendach; Fig. 9, 10 und 11: Details am Fusse des Turnhallenbinders, bezw. Details des betr. Schraubenschlusses.

Tafel XXIII. Dachkonstruktion mit nach unten gekrümmten Gittersparren.

Fig. 1, 2 und 3: Querschnitt, Längenschnitt und Grundrifs des Daches; Fig. 4 und 5: Fuß- und Endauflager des unteren Sparrens; Fig. 6 und 7: Fußauflager des oberen Sparrens und dessen First-Verbindung; Fig. 8: Ansicht des Gitterträgers mit nach unten gekrümmter Gurtung; Fig. 9, 10, 11, 12: Details sämtlicher Knotenpunkte; Fig. 13: Auflager des Trägers; Fig. 14 und 15: Verbindung der Pfetten und Sparren und deren Zusammenstofs.

- Tafel XXIV. Fachwerksgespärre mit segmentförmiger unterer Gurtung.
 Fig. 1 und 2: Querschnitt und Längenschnitt des Daches; Fig. 3 und 3a: bewegliches Auflager des Gespärres; Fig. 4, 5 und 6: Quer- und Längenschnitt des Dachreiters mit seinen Ventilationsklappen.
 Fachwerksgespärre mit polygoner unterer Gurtung. Fig. 7 und 8: Quer- und Längenschnitt der Ladehalle; Fig. 9, 10, 11 und 12: Details an der Hauptdachtraufe und am Vordache; Fig. 13, 14, 15, 16: Details an den verschiedenen Knotenpunkten der oberen und unteren Gurtung.
- Tafel XXV. Bogenbinder aus Gitterwerk mit 3 Scharnieren und horizontaler Zugstange (Perronhalle des Central-Bahnhofes Magdeburg).
 Fig. 1: Querschnitt des (halben) Hallendaches; Fig. 2: Bogenquerschnitt mit dem Pfetten-Anschlusse; Fig. 3: bewegliches Scharnier-Auflager auf dem Mauerwerk; Fig. 4: Auflager auf den Säulen; Fig. 5: Konstruktion des Seitengelenkes; Fig. 6 und 6a: Aufsatz der Laterne im Quer- und Längenschnitt; Fig. 7: Stofsverbindung und Aufhängestange des Zugankers; Fig. 8: Kreuzung der Windstreben; Fig. 9: Anschluß der Zugstange unter den Pfetten; Fig. 10: Befestigung der Hängeeisen an den Bindern; Fig. 11: Grundrifs der Verbindung an der Laterne.
- Tafel XXVI. Dachkonstruktion des Central-Bahnhofes in Magdeburg. (Bogendach mit cylindrischer Außenfläche.)
 Fig. 1, 2 und 3: ein Teil des Grundrisses, Querschnitt durch das Vestibül und Längenschnitt; Fig. 4: äußere Ansicht des Hallenbinders im größeren Maßstabe; Fig. 5: Schnitt durch denselben; Fig. 6: Detail des Wandauflagers und der Zugstange im Innern der Halle.
- Tafel XXVII. Bogenfachwerksbinder mit 3 Scharnieren. (Bahnhof Königsbrücke der Berliner Stadtbahn.)
 Fig. 1 und 2: Querschnitt und Längenschnitt der Einsteig-Halle; Fig. 3: Details des Bogenfusses und des Kämpfergelenkes; Fig. 4: Details des Scheitelgelenkes; Fig. 5: Details der Bogenwandungen.
- Tafel XXVIII. Dachstuhl über der Empfangshalle der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn in Berlin.
 Fig. 1, 2 und 3: Grundrifs, Quer- und Längenschnitt der Dachkonstruktion; Fig. 4, 4a und 4b: bewegliches Auflager des Sparrenfusses; Fig. 5, 6, 7, 8 und 9: Details mehrerer Knotenpunkte; Fig. 10: Details der Glaseindeckung.
- Tafel XXIX. Dachkonstruktion der Einsteig-Halle des Central-Bahnhofes zu München.
 Fig. 1 und 2: Quer- und Längenschnitt des Hallendaches; Fig. 3 und 4: Details des beweglichen Auflagers; Fig. 5, 6, 7: Details von Knotenpunkten der unteren und der oberen Gurtung; Fig. 8: Konstruktion der Traufe und einer Pfette.
- Tafel XXX. Turmdach der St. Petri-Kirche in Hamburg nach Schwedler.
 Fig. 1, 2 und 2a: Horizontal- und Vertikalschnitt durch die Turmpyramide; Fig. 3 und 4: Auflagerplatte und Details am Fusse der Pyramide; Fig. 5: Hauptträger im ersten Turmgeschoss; Fig. 6: Detail des Gratsparrens in seinen verschiedenen Schnitten; Fig. 7: Ansicht eines Hauptträgers im sechsten Turmgeschoss; Fig. 8: Anschluß eines Querträgers; Fig. 9: Details des zehnten Turmgeschosses; Fig. 10: Schnitt durch die Helmstange.
- Tafel XXXI. Kuppeldach über dem Panorama in München.
 Fig. 1 und 2: Grundrifs und Querschnitt des Daches; Fig. 3 und 4: Details und Ansicht des Zugringes nebst dessen Horizontalschnitt; Fig. 5 und 6: Details der unteren Knotenpunkte; Fig. 7, 8, 9 und 10: Detail des Sparrens und der Knotenpunkte beim Glasdach, nebst Ansicht der hier angebrachten Ringe; Fig. 11, 12, 13: Details der oberen Knotenpunkte; Fig. 14: Details des Laternenringes und der hier vorhandenen Knotenpunkte.
- Tafel XXXII. Kuppeldach über einen Gasbehälter in Berlin nach Schwedler.
 Fig. 1 und 2: Horizontal-Projektion und Vertikalschnitt der Kuppel; Fig. 3 und 3a: Details des Kuppelsparrens unterer und oberer Teil mit der

Laterne; Fig. 4, 5 und 6 Details am Fusse des Kuppelstrebens mit Lagerplatte und Schnitten; Fig. 7: Stofs und Schnitte des Mauerringes; Fig. 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16: Details der verschiedenen Knotenpunkte mit den erläuternden Schnitten, oberen und unteren Ansichten; Fig. 17: Details des Laternenringes mit innerer Ansicht; Fig. 18: Details des Spannrings.

Tafel XXXIII. Formgebung des Gufseisens für Säulen und Konsolen.

Fig. 1, 2 und 3: Säulenformen ohne und mit Konsolen; Fig. 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10: Konsolen für leichte Belastung; Fig. 11 und 12: Konsolen für schwerere Belastung.

Tafel XXXIV. Formgebung des Gufseisens für Springbrunnen und Kandelaber.

Fig. 1: Aufbau eines Springbrunnens mit Steinbecken; Fig. 2: Kandelaber mit Figurenschmuck; Fig. 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10: Motive für Wasserspeier.

Tafel XXXV. Formgebung von Gufs- und Schmiedeeisen.

Fig. 1: von der Ueberführung des Wilhelm-Ufers; Fig. 2: von der Ueberführung der Strafe Alt-Moabit; Fig. 3: von der Ueberführung der Strafe an der Spandauer Brücke; Fig. 4: von der Ueberführung der Charlottenburger Chaussee; Fig. 5: vom Ostgiebel des Bahnhofes am Alexanderplatz.

Druck-Berichtigungen

Litteratur.

- Rondelet, J.**, Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu bauen, (VII Buch, Schlosserarbeiten) nach der franz. 6. Auflage, deutsche Uebersetzung von J. Hess. 1834.
- Breymann, G. A. und H. Lang**, Allgemeine Baukonstruktionslehre. III. Teil, Konstruktionen in Metall. 1865.
- Wist, J.**, Studien über ausgeführte Wiener Baukonstruktionen. 1872.
- Bauernfeind, Dr. C. M. v.**, Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde. III. Auflage bearbeitet von W. Frauenholz und G. Assimont. 1876.
- Laifsle, Fr. und Schübler, Ad.**, Der Bau der Brückenträger. IV. Auflage 1876.
- Klasen, L.**, Handbuch der Hochbaukonstruktionen in Eisen. 1876.
- Brand, E.**, Lehrbuch der Eisenkonstruktionen. 1876.
- Winkler, Dr. E.**, Vorträge über Brückenbau. 1872—1879.
- Heinzerling, Dr. F.**, Der Eisenhochbau der Gegenwart. I. und II. Abteilung. 1876 bzw. 1882.
- Weyrauch, Dr. J. J.**, Festigkeit und Dimensionen-Berechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen. 1876.
- Frauenholz, W.**, Baukonstruktionslehre für Ingenieure III. Band. 1877.
- Mohr's Vorträge** über technische Mechanik, bearbeitet und herausgegeben vom Ingenieur-Verein am Polytechnikum in Stuttgart. 1878.
- Deutsches Bauhandbuch.** VI. Abschnitt: Eisenkonstruktionen. 1880.
- Bauschinger, J.**, Elemente der graphischen Statik. II. Auflage 1880.
- Ritter, Dr. A.**, Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen, IV. Auflage 1880.
- Navier, L.**, Mechanik der Baukunst, übersetzt von G. Westphal. III. Auflage 1881.
- Mehrtens** Notizen über die Fabrikation des Eisens und der eisernen Brücken. 1882.

Druck-Berichtigungen.

- Seite 20, 3. Zeile von oben ist statt XIX zu lesen: XVIII.
- „ 66, 2. „ „ „ „ Druckspannung zu lesen: Inanspruchnahme.
- „ 78, 4. „ „ unten „ „ derselben zu lesen: denselben.
- „ 188, 20. „ „ „ „ IV und V zu lesen: VI, VII, VIII.
- „ 188, 16. „ „ „ „ VI zu lesen: IX.
- „ 271, 5. „ „ oben „ „ Fachwerk zu lesen: System.
- „ 282, fällt in der Formel II das Zeichen = 0 weg.
- „ 291, 9. Zeile von unten ist statt Spannweite 5 zu lesen: Spannweite 1.
- „ 319, 24. „ „ oben „ „ Spannweite 45 zu lesen: Spannweite 75.
- Ferner ist auf Seite 127, Zeile 17 von oben statt Figuren 29 bis 40 zu lesen: Figuren 39 bis 48; jede weitere Figuren-Bezeichnung des unmittelbar folgenden Textes ist mit den Figuren-Bezeichnungen auf der Atlas-Tafel II in Einklang zu bringen und zwar derart, daß den Gelenkverbindungen die Figuren-Bezeichnung von 47 bis 48, den Vernietungen von 49 bis 65 statt von 40 bis 56 zu geben ist.

I. Einleitung.

Obwohl das Eisen in bezug auf seine Verwendung im Alter dem Kupfer und selbst der Bronze nachsteht, obwohl es besonders zu technischen Zwecken lange Zeit eine nur untergeordnete Rolle spielte, so hat es sich doch nach und nach zu einem der beachtenswertesten Baumaterialien hinaufgeschwungen, und während es als solches sich ein stets umfassenderes Terrain erobert, treten andere viel ältere Materialien, wie z. B. das Holz, immer mehr in den Hintergrund. Für die Ingenieur-Konstruktionen steht das Holz nahezu auf dem Aussterbe-Etat und im Hochbau erhält es sich nur mehr für nahezu untergeordnete Zwecke. Auch auf die Stein-Konstruktionen wirkt das Eisen vielfach umgestaltend, während es sich nach anderer Seite hin möglichst zu emanzipieren sucht, wie dies z. B. in den freilich noch vereinzelt Fällen, der Errichtung ganzer Häuser aus diesem Material, der Fall ist.

Wir leben nahezu in einer Zeit, welche wir in bezug auf unsere Bautechnik die eiserne nennen können, und deshalb ist es doppelt geboten auch den geschichtlichen Verlauf, welchen sowohl die Eisenproduktion als auch die technische Verwendung durchgemacht, wenigstens in ihren Hauptzügen kennen zu lernen.

Geschichtliches.

A. Das Eisen in seiner frühesten Verwendung bis zum Beginn des XIX. Jahrhunderts.

Unsere Kenntnis des Eisens reicht bis in die Zeit von 2000 vor Chr., wo dasselbe von den Babyloniern und Aegyptern zu verschiedenen Zwecken, namentlich zum Schiffbau, verwendet wurde. Auch aus der Bibel erfahren wir, daß das Eisen zu Moses Zeiten (1550 v. Chr.) bekannt und benützt wurde. Im V. Buche IV. Cap. V. 20 wird Aegypten mit einem eisernen Ofen verglichen. Nach Homers Ilias XXIII V. 850 bestimmte der Pelide veilchenblau angelaufenes Eisen (also wohl Stahl?) zum Kampfpfeil für die Bogenschützen. Bei den pelasgischen Völkern war das Kupfer das vorherrschende Material zur Anfertigung ihrer Waffen, während die alten Griechen das Ausbringen des Eisens aus den Erzen kannten und dieses Metall vielfach verwerteten. Lepsius weist dem Eisen ein Alter vor der Steinzeit an.

Von den älteren Schriftstellern, welche sich hauptsächlich mit der Erörterung über technische Fragen beschäftigten, erwähnt Vitruv in seinen

X Büchern der Architektur des Eisens nur so nebenbei in seinem letzten Buche, wo er die Maschinen und Instrumente, die Katapulte und Balisten bespricht.

Nach Plinius *) „fand man Eisengruben überall; ja selbst die Insel Elba bringt Eisen hervor, und erkennt man die dortigen Gruben mit um so weniger Schwierigkeit, als schon die Farbe des Bodens dies anzeigt“.

„Berühmt und von allen Eisengruben am ergiebigsten waren die Gruben an der hispanischen Meeresküste von Catabria, wo — so unglaublich es klingt — ein sehr hoher Berg ganz aus Eisen besteht.“

(Aehnliche Berge von Eisen befinden sich bei Durango in Mexico, und bei Hotilo auf der Ostseite der Insel Hayti; der letztere, erst in neuester Zeit entdeckt, ist nach den Berichten der amerikanischen geologischen Gesellschaft eine rundliche Erhebung von ungefähr 30,5 m Höhe und 100,0 m Länge, welche sich gegen das Ufer des Flusses Maimon gleichmäßig erhebt und dann nahezu senkrecht abfällt. Die Erhebung besteht theils aus hellem krystallischen Kalkstein, theils aus sehr kompakten Magneteisenstein-Massen, welche 67 bis 68% metallisches Eisen enthalten. Tausende von Tonnen Eisen bedecken zerstreut den Boden oder liegen in der Tiefe verborgen; auch in weiterer Entfernung findet man zerstreut liegende Eisenblöcke und lassen auf den Eisenreichtum des ganzen Insel-Terrains schließen!) **)

„Im Feuer glühend gemachtes Eisen verdirbt, wenn es nicht gehämmert wird. Rotglühend läßt es sich noch nicht gut hämmern, sondern erst, wenn es anfängt weiß zu glühen. Mit Essig oder Alaun bestrichen wird es dem Kupfer ähnlich. Gegen Rost schützt man es durch Bleiweiß, Gips und flüssiges Pech; diese Mischung nennen die Griechen die „Antipatheia“ des Eisens. Man soll es aber auch durch gewisse heilige Gebräuche bewirken, und am Euphrates in der Stadt Zeugma, da, wo Alexander der Große eine Brücke geschlagen hat, soll eine eiserne Kette sein, deren ausgebesserten Ringe verrosteten, während die früheren vom Rost verschont blieben.“

„Berühmt durch sehr gut gehärtetes Eisen (Stahl) waren die Orte Bilbilis und Turiasso in Hispanien und Comum in Italien. Von allen Orten aber hat das serische Eisen den Preis, welches die Serer uns zugleich mit ihren Zeugen und Fellen zuschicken; diesem zunächst steht das Partische.“

„In unserem Länderkreise besitzt, um ein Beispiel anzuführen, Noricum ein vortreffliches Eisen, während das Eisen von Sulmo seinen Wert der vortrefflichen Bearbeitung zu verdanken hat.“

Im Verlauf seiner Abhandlung erwähnt Plinius weiters: „Mittelst des Eisens reissen wir zwar die Erde auf, fällen Bäume, bauen Häuser damit, behauen Steine und verwenden es zu vielen anderen Zwecken. Aber wir brauchen es auch im Kriege zu Mord und Raub, und nicht nur in der Nähe, sondern auch zu geschleuderten und geworfenen Geschossen, ja selbst zu gefiederten, was ich für die verruchteste Hinterlist halte, welche der menschliche Geist ausgesonnen (!) Um nämlich dem Menschen den Tod desto schneller zuzusenden, haben wir den Tod zu einem Vogel gemacht und dem Eisen Flügel gegeben; die Schuld hiervon, die wir dadurch auf uns geladen haben, dürfen wir der Natur nicht zuschieben.“

Plinius bespricht dann weiter den Eisengufs und erwähnt den aus Eisen gegossenen Herakles in Rhodos, welchen Alkon fertigte. Aristonidas

*) Plinius Hist. nat. III. Buch 3. Cap. und XXXIV. Buch 37. bis 41. und 43. Cap.

**) Der Maschinenbauer 1883, S. 185.

mischte Kupfer und Eisen zu einer Statue des wahnsinnigen Athamas, damit der durch den Glanz des Erzes durchschimmernde Rost des Eisens die Röte der Scham ausdrücken möchte. Das Wohlwollen der Natur stellte aber auch dem Eisen Schranken entgegen, indem sie es zur Strafe dem Roste unterwarf und mit derselben Vorsicht kein Ding so vergänglich machte, wie gerade das, welches den Sterblichen am feindlichsten entgegentritt.“

Die älteste für uns wirklich nachweisbare technische Verwendung fand das Eisen bei der Verankerung der griechischen Tempelbauten, und mag als ein solches Beispiel einer systematisch ausgebildeten Steinverankerung hier der Tempel der Nemesis zu Rhannus dienen.

Fig. 1 stellt einen Teil des Tempelgrundrisses dar und zeigt derselbe in *AA* die den Architrav bildenden Quadern, welche alle durch Klammern in doppelter T-Form verbunden sind. In jedem dieser Architrav-Stücke befinden sich — mit Ausnahme deren an der Ecke — zwei Löcher für die Metallbefestigung, welche den Fries mit dem Architrav verband.

Fig. 2.

Fig. 3.

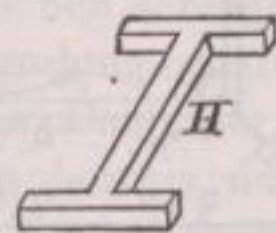
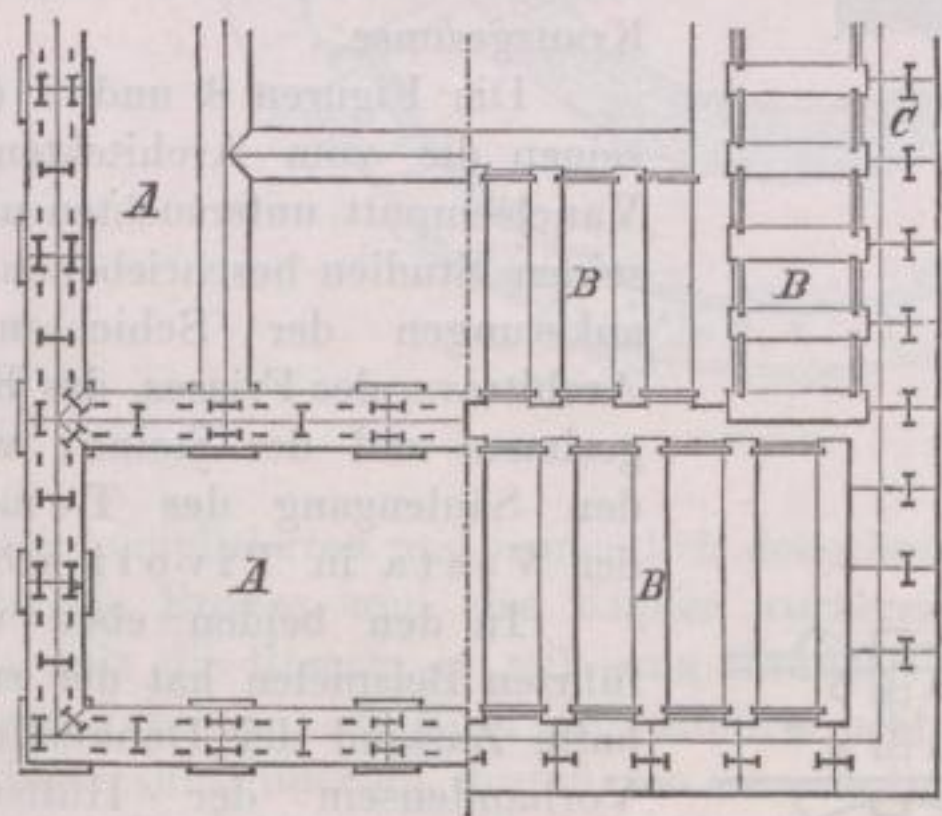
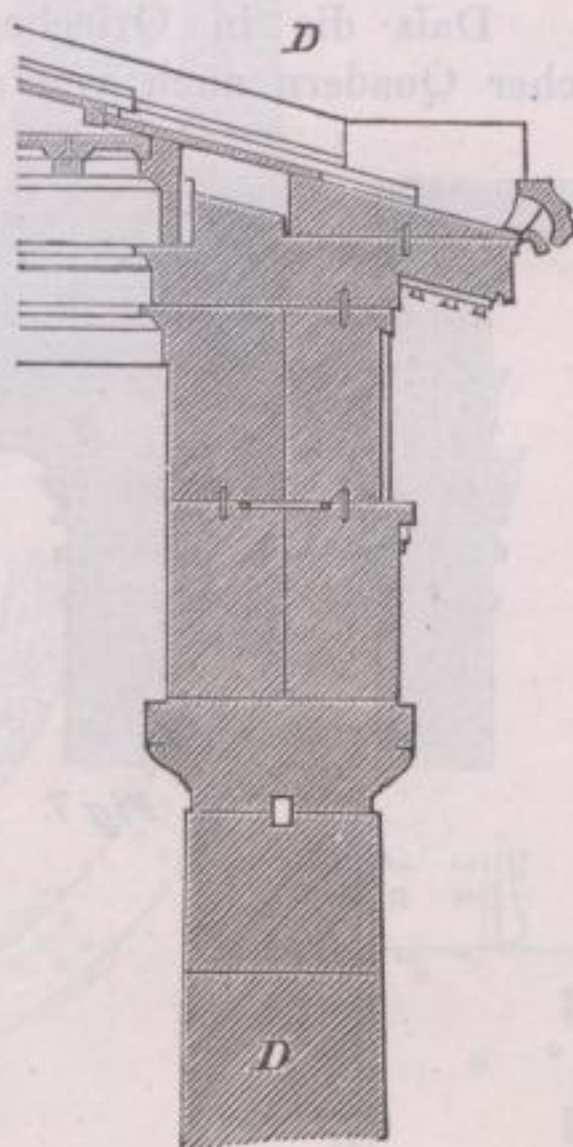
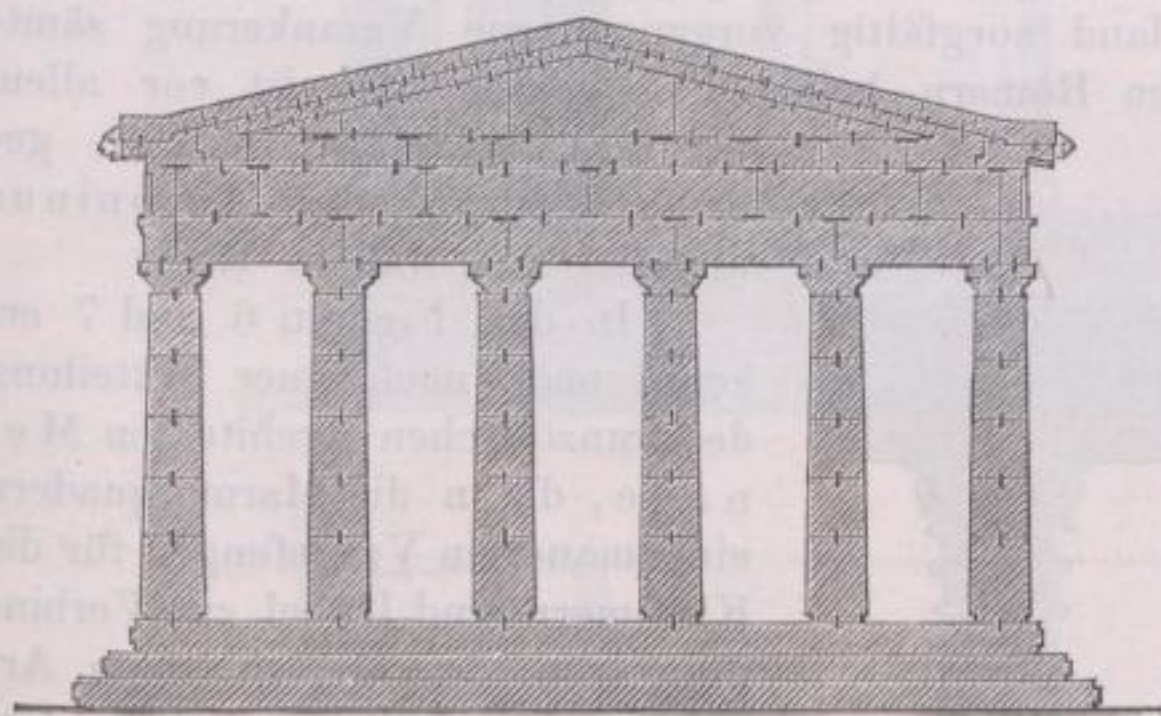


Fig. 1.

Fig. 4.

Der andere Teil des Grundrisses *BB* deutet die Deckenbalken an, welche auf dem oberen Lager derjenigen Quadern ruhen, welche das Kranzgesims *C* bilden.

Fig. 2 ist der Durchschnitt des Frontons (Tympanon) mitten durch die

Säulen genommen; die Detailzeichnung *D* Fig. 3 bietet in einem größeren Maßstabe einen anderen Durchschnitt dar, der in der Säulenaxe an der Mauer der Zelle genommen ist; *H* Fig. 4 ist eine der vorher erwähnten Klammern.

Details derselben Art wurden von den Pensionären der französischen Akademie zu Rom auch an mehreren anderen Tempeln Atticas untersucht und aufgenommen, z. B. an denen der *Ceres* und der *Diana Propylaea* zu Eleusis, wie auch an den Propyläen dieser Stadt, deren Anordnung bekanntlich an die Propyläen zu Athen erinnert.



Fig. 5.

Fig. 5 stellt eins der Kapitelle der inneren Säulen des letzteren Bauwerkes dar, und erkennt man auf dem Abakus die Löcher *aa* 10,6 cm im Geviert und 9,4 cm tief, welche zur Befestigung der Architrav-Balken auf den Kapitellen dienten; *cc* sind die abhängigen kleinen Kanäle, durch welche das geschmolzene Blei in jene Löcher gegossen wurde.*)

Dafs die in Griechenland sorgfältig vorgenommene Verankerung sämtlicher Quadern auch von den Römern beibehalten wurde, beweist vor allem der ums Jahr 150 n. Chr. gebaute Tempel des Antoninus und der Faustina in Rom.

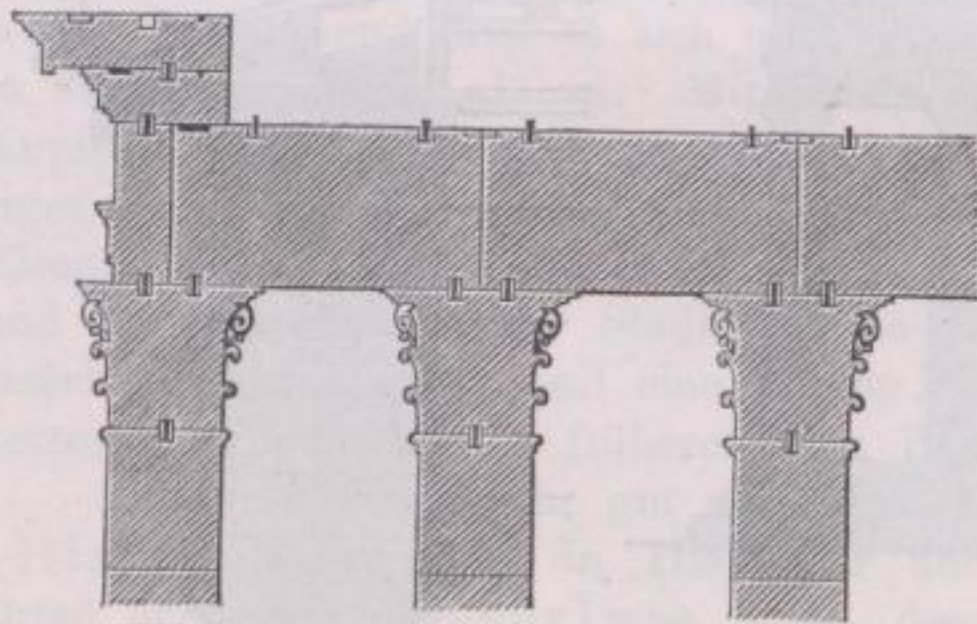


Fig. 7.

In den Figuren 6 und 7 erkennt man, nach einer Mitteilung des französischen Architekten *Mengage*, die in die Marmorquadern eingemauerten Vertiefungen für die Klammern und Dübel zur Verbindung von dem gemeinsamen Architrav-Fries-Balken und dem Kranzgesimse.

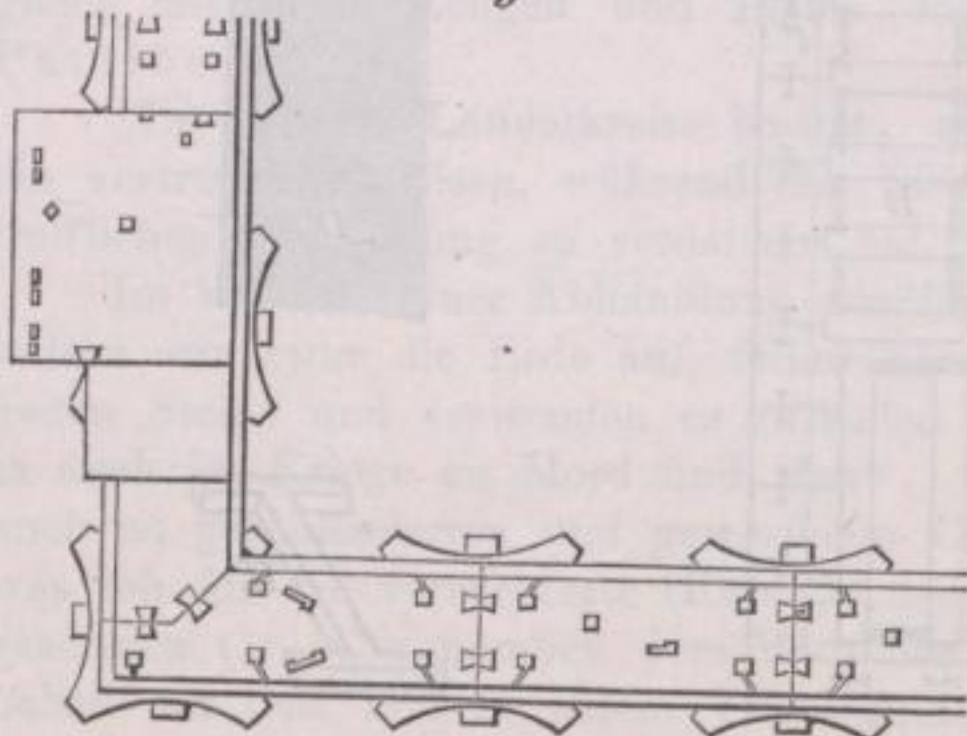


Fig. 6.

Die Figuren 8 und 9 (S. 5) zeigen die vom Architekten von *Vancleemputt* untersuchten und in seinen Studien beschriebenen Verankerungen der Schichten des Architravs, des Frieses, des Kranzgesimses und der Steine, welche den Säulengang des Tempels der *Vesta* in *Tivoli* krönen.

In den beiden eben vorgeführten Beispielen hat der ruinenhafte Zustand der Denkmäler das Vorhandensein der Hilfsmittel, deren sich die Alten bedienten, um ihren Gebäuden die wünschens-

werthe Festigkeit zu geben, leicht erkennen lassen; an der Säulenhalle des *Pantheons* zu Rom, in der besten Zeit römischer Kunst im Jahre 26 v. Chr. von *Valerius* von *Ostia* erbaut, erschien es nicht leicht, ähnliche Verankerungen

*) *Unedited antiquities of Attica* pp. by society of dilettants. London 1817.

mit aller Gewissheit nachzuweisen. Der Franzose Leclerc hat sich dieser Aufgabe unterzogen und mit bestem Erfolg zur Lösung gebracht. Fig. 10 (S. 6) erläutert die am Pantheon vorgenommenen Verbindungen der einzelnen Quadern, und mag wohl die Sorgfalt, mit welcher dies geschehen ist, mit die Ursache sein, daß dieser großartige Giebelbau vollständig in allen seinen Teilen bis auf den heutigen Tag erhalten ist.

Fig. 9.

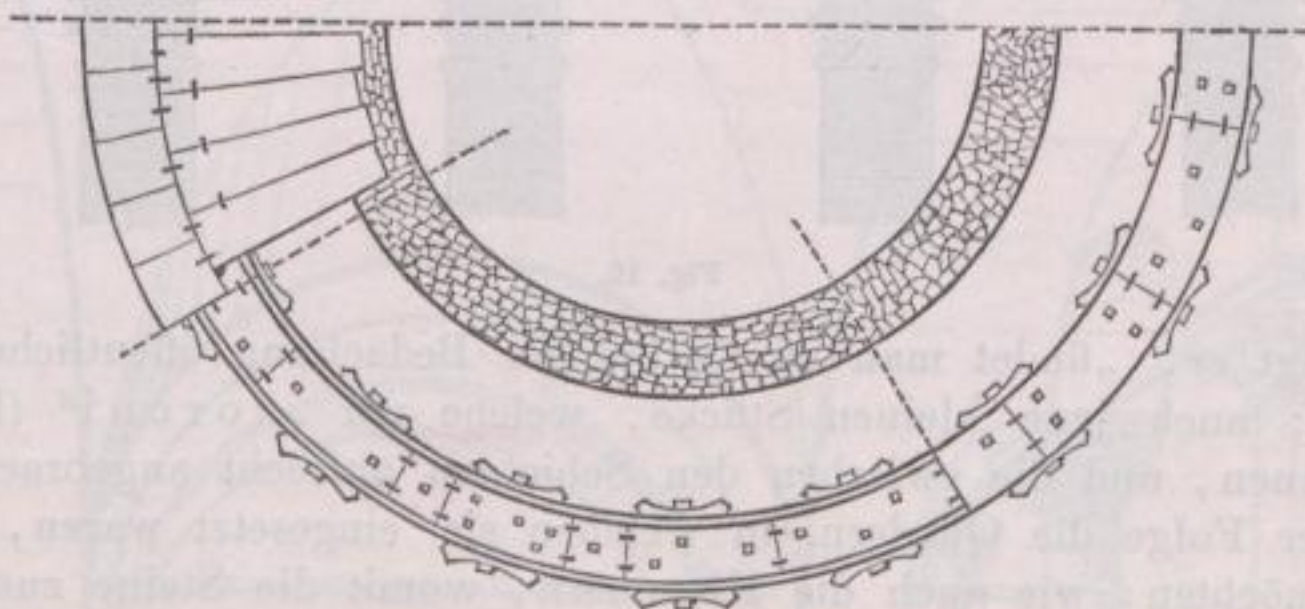
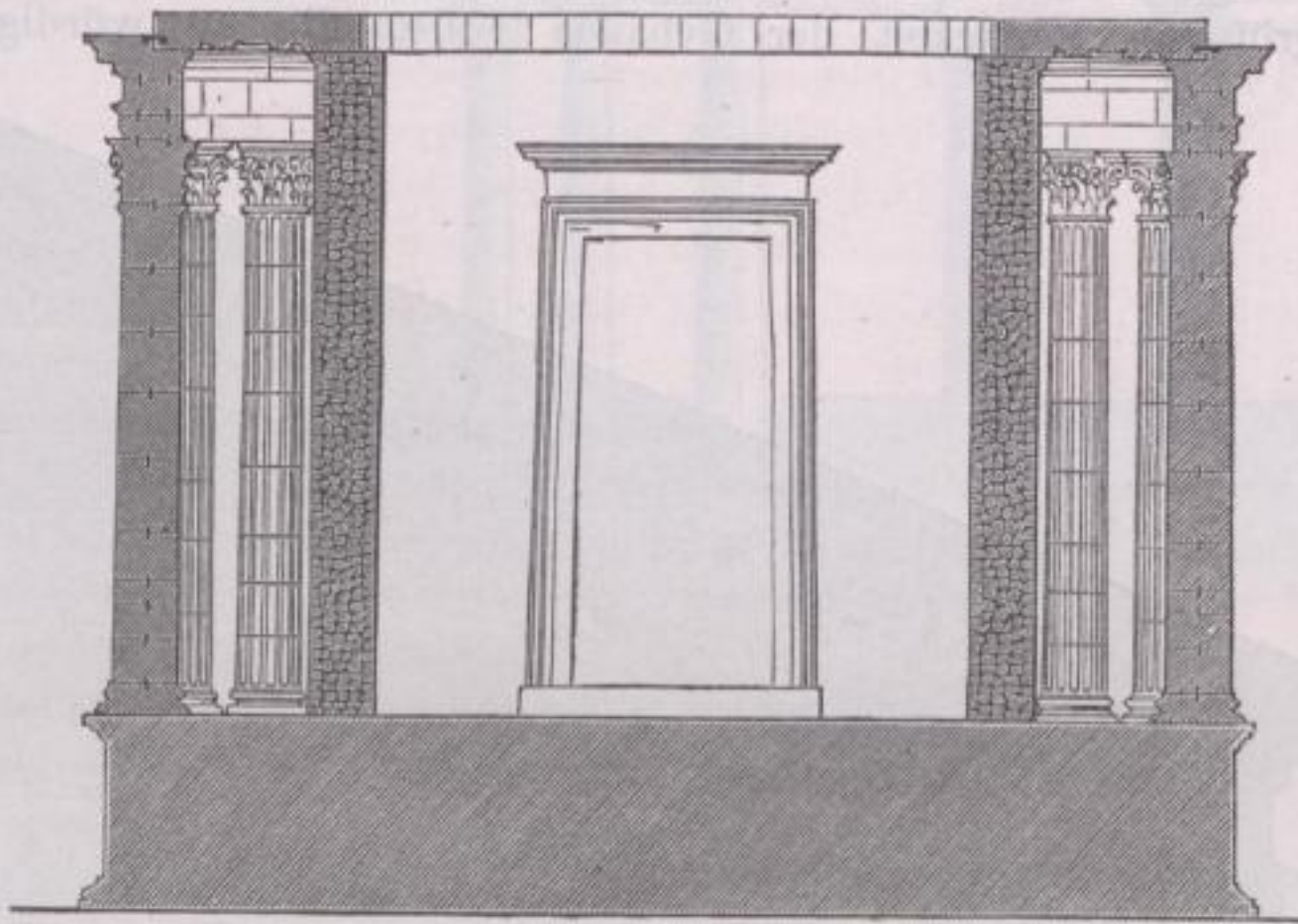


Fig. 8.

Bei komplizierten und namentlich dekorierten Konstruktionen scheint bei den Römern die Bronze und das Kupfer vorherrschend Verwendung gefunden zu haben; „als die Römer — teilt uns Rondelet mit*) — das Dach der Säulenhalle am Pantheon zu Rom herzustellen beabsichtigten, wobei sie das Metall dem Holze substituierten, begnügten sie sich, statt die den Stücken von Bronze entsprechenden Dimensionen bei Dachverbindungen einer rationellen Abschätzung zu unterwerfen, sämtliche Verbindungsstreben nebst deren Verspannungen in den Formen und Verhältnissen herzustellen, welche sie von Holz erhalten haben würden.“

Interessant möchte auch in dieser Beziehung eine Mitteilung des Aelius

*) Rondelet, l'art de bâtir, III. Band 2. Abt.

Spartianus sein, welcher in seiner Biographie des Kaisers Caracalla der Thermen gedenkt, welche des Kaisers Namen führen: „Daselbst befindet sich jener Saal (Soleare), dessen Konstruktion selbst den Architekten unnachahmlich erscheint, denn das Netz seines Gewölbes soll ganz aus Leisten von Kupfer und Bronze zusammengesetzt sein. Dabei war die Breite des Raumes so beträchtlich, daß selbst gelehrte Mechaniker an der Möglichkeit der geplanten Ausführung Zweifel hegten.“ *)

Uebrigens wufste auch Palladio die Anwendung des Metalls bei den Alten zur größeren Festigkeit der Gebäude vollständig zu würdigen. „Die

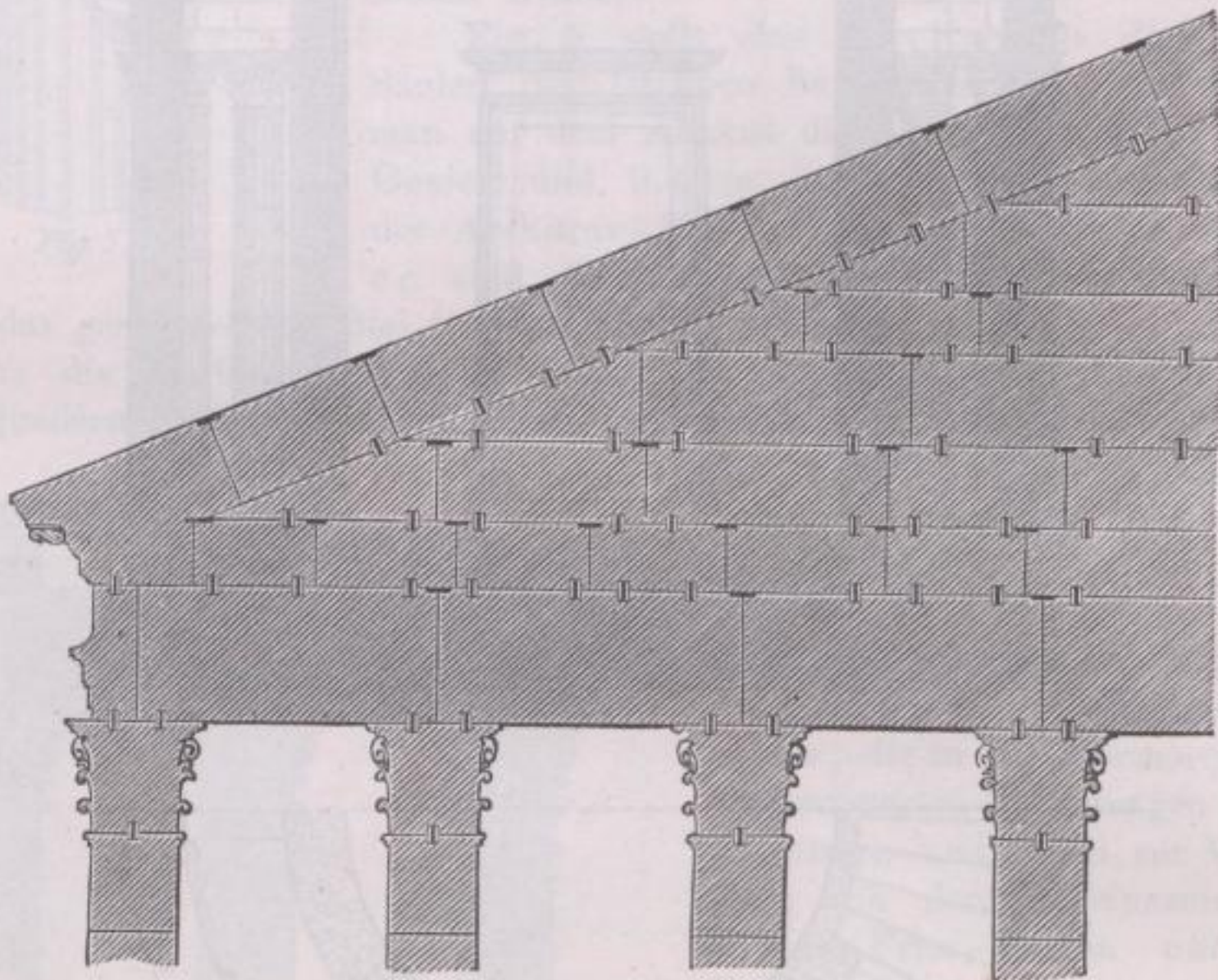


Fig. 10.

Bronze,“ sagt er, „findet man häufig bei der Bedachung öffentlicher Gebäude angewendet; auch jene kleinen Stücke, welche wir „doron“ (Dübel oder Bolzen) nennen, und die zwischen den Schichten aufrecht angebracht wurden, damit in der Folge die Quadern, in welchen sie eingesetzt waren, sich nicht verrücken möchten, wie auch die Klammern, womit die Steine zusammen gehalten werden, bestehen aus diesem Metall. Die große Zahl der Einzelstücke, deren Anwendung bei der Konstruktion eines Gebäudes notwendig war, ließ die alten Römer und Griechen sorgsamst auf solche Hilfsmittel Bedacht nehmen, damit ihre Gebäude in allen Teilen innig verbunden, als aus einem einzigen Stücke geformt, erschienen und dadurch fester und dauerhafter wurden.“ **)

Ganz besonders haben die allseitig verwendeten Verankerungen viel dazu beigetragen, daß in Griechenland und Italien, wo die Erdbeben ziemlich häufig sind, viele Gebäude uns so lange erhalten blieben.

Eine erhöhte Bedeutung nimmt die Eisenkonstruktion hin und wieder beim Bau der altchristlichen Basiliken und der maurischen Moscheen an, in letzterer Beziehung ist die um das Jahr 643 gegründete Moschee des Sultans Omer

*) Aelius Spartianus in vita Antonini Caracallae, edit. de Robert Etienne. Paris 1544, pag. 186.

**) Palladio, lib. I cap. VI, de' metalli.

in Alt-Cairo zu nennen, deren stark überhöhte Rundbögen von schlanken Säulen getragen durch ungemein starke Eisenstangen von quadratischem Quer-

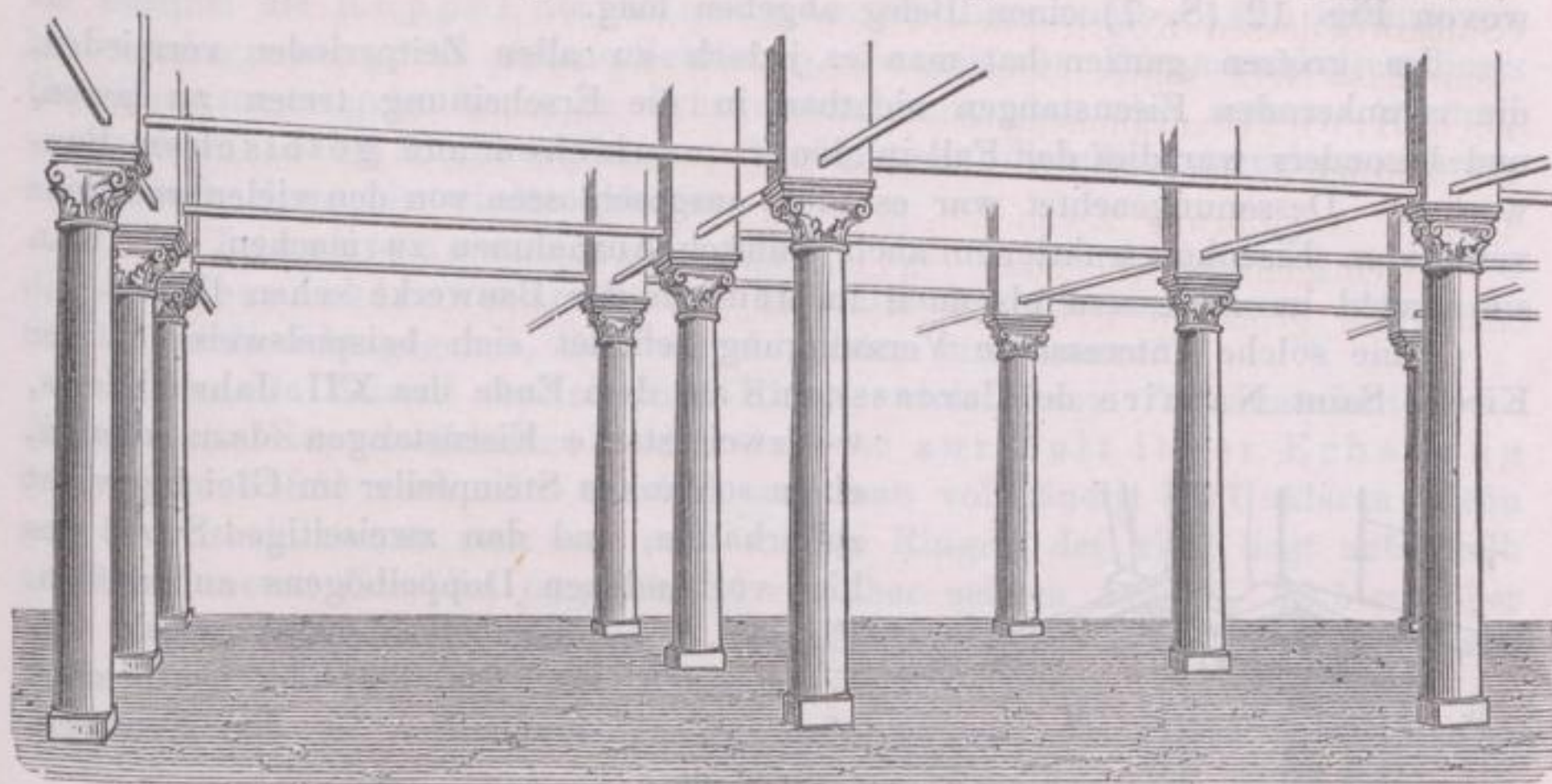


Fig. 11.

schnitt unter einander in allen Haupt- und Nebenschiffen mit einander verankert sind, wie dies die Fig. 11 darstellt. *) Aehnliche Verankerungen finden

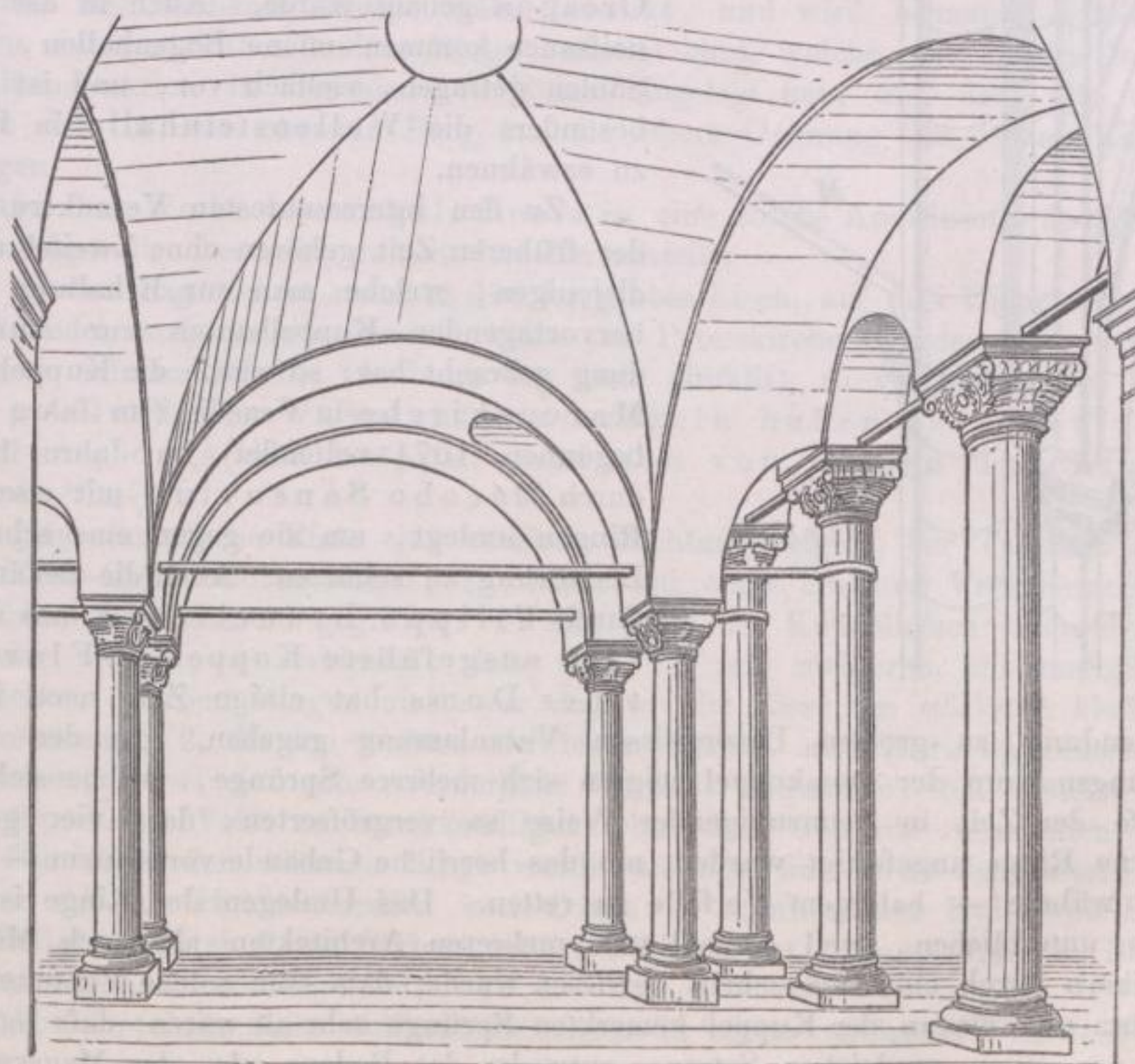


Fig. 12.

*) Printed in permanent pigments by the Autotype & Publishing Company pp. Office 5 Haymarket. London.

wir auch in den byzantinischen Centralbauten, so z. B. in den Nebenschiffen der im Jahre 537 n. Chr. erbauten Sophienkirche in Konstantinopel, wovon Fig. 12 (S. 7) einen Beleg abgeben mag.

Im grossen ganzen hat man es jedoch zu allen Zeitperioden vermieden, die verankernden Eisenstangen sichtbar in die Erscheinung treten zu lassen, und besonders war dies der Fall in den romanischen und gothischen Bauwerken. Dessenungeachtet war es nicht ausgeschlossen von den vielen, meistens verdeckten Eisenkonstruktionen auch dadurch Ausnahmen zu machen, dass man sie sowohl im Aeusseren als auch im Inneren der Bauwerke sehen liess.

Eine solche interessante Verankerung befindet sich beispielsweise in der Kirche Saint Nazaire de Carcassonne aus dem Ende des XII. Jahrhunderts,

wo zwei starke Eisenstangen dazu dienen, einen schlanken Steinfeiler im Gleichgewicht zu erhalten, und den zweiseitigen Schub des hier vorhandenen Doppelbogens aufzuheben. Fig. 13. *) Fast ausnahmslos wurde das Eisen auch zur Stabilität des gothischen Masswerkes, namentlich in den Fenstern, verwendet.

Allbekannt sind auch die sichtbaren Verankerungen an der sonst so schönen Loggia de' Lanzi in Florenz, welche 1376 durch Orcagna gebaut wurde. Auch in der Renaissance kommen offene Bogenhallen, von Säulen getragen, vielfach vor, und ist hier besonders die Wallensteinhalle in Prag zu erwähnen.

Zu den interessantesten Verankerungen der früheren Zeit gehören ohne Zweifel auch diejenigen, welche man zur Erhaltung von hervorragenden Kuppelbauten zur Anwendung gebracht hat; so wurde die Kuppel der Marcuskirche in Venedig (im Jahre 976 begonnen, 1071 vollendet) im Jahre 1523 durch Jacobo Sansovino mit eisernen Ringen umlegt, um sie gegen eine schnelle Zerstörung zu schützen. Auch die bekannte, durch Filippo Brunellesco ums Jahr 1450 ausgeführte Kuppel des Florentiner Doms hat einige Zeit nach ihrer

Vollendung zu grossen Besorgnissen Veranlassung gegeben. In den Umfassungsmauern der Domkuppel zeigten sich mehrere Sprünge, welche sich im Laufe der Zeit in beunruhigender Weise so vergrösserten, dass vier grosse eiserne Ringe angefertigt wurden, um das herrliche Gebäude vor seinem — wie man wähnte — baldigem Verfall zu retten. Das Umlegen der Ringe ist jedoch unterblieben, weil sowohl von mehreren Architekten als auch Mathematikern durch eine Denkschrift bewiesen wurde, dass eine solche Verankerung unnütz und die an der Kuppel bemerkten Sprünge sehr alt wären; dass letztere nur von einem ungleichen Setzen, entweder des Bodens oder des Mauerwerks

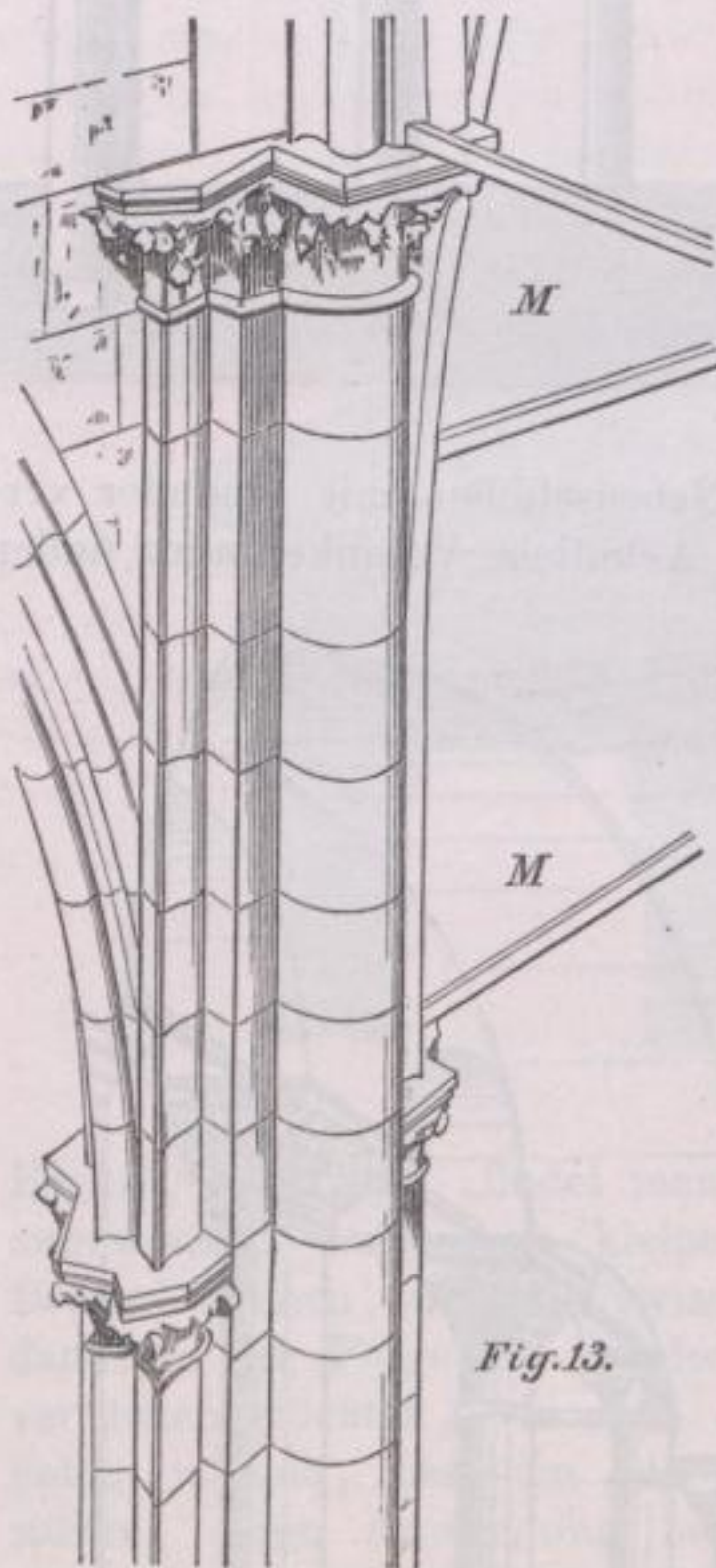


Fig. 13.

*) Viollet le Duc, Dictionnaire raisonné Tom. IV (Construction) pag. 199 pp.

in den Fugen, oder vielleicht beider, herrührten, welche durch keine Ringe oder Schliefsen verhindert werden können. Die Sachverständigen führten dabei als Beispiel die Kuppel der Kirche von S. Lorenzo (1425 erbaut) an, bei welcher neun grofse eiserne Schliefsen, die man zum Zusammenhalten dieses Gewölbes angewendet hatte, es nicht verhinderten, dafs sich mehrere Sprünge von nahezu 10 cm Breite bildeten. Seitdem man dieselben ausgebessert hatte, haben sich Risse nie wieder gebildet.

Die beachtenswerteste aller Verankerungen ist unstreitig die der Peterskirche in Rom; Rondelet hat hierüber einen sehr ausführlichen Bericht gegeben, dem wir folgendes entnehmen:*)

Ueber die Anzahl der eisernen Ringe, welche zum Zusammenhalten der die doppelte Kuppel bildenden beiden Gewölbe zur Zeit ihrer Erbauung (ums Jahr 1580) verwendet wurden, war man vollständig im Unklaren, denn mit Gewifsheit kannte man nur zwei solcher Ringe; der eine liegt aufserhalb an dem inneren Gewölbe ungefähr 11 cm über seinem Anlauf, 32,5 cm über dem Punkt, wo sich die Kuppel in zwei Hälften teilt**) und vor der ersten Stufe der zur Laterne führenden Treppe; die Eisenbänder, woraus derselbe zusammengesetzt ist, haben eine Breite von 9,45 cm, eine Dicke von 5,40 cm.

Der zweite Ring liegt in der Mitte der Gewölbedicke der beiden vereinigten Kuppeln, ungefähr 5,36 m über dem Anfang des inneren Gewölbes, und hat dieselben Dimensionen, wie der vorige.

Am oberen Teile der inneren Kuppel befinden sich mehrere Löcher, in welchen man vertikale eiserne Stäbe bemerkt, und wird behauptet, dafs an diesen eisernen Stäben andere Ringe befestigt sind, welche man in das Innere der Konstruktion in verschiedenen Höhen eingelegt hat, und dafs alle diese Stäbe sich in dem obersten Ring um die obere Oeffnung der ersten Kuppel endigen.

In dem Werke von Angelo Rocca ist eine solche Anordnung wenigstens andeutungsweise bestätigt, indem derselbe mitteilt:

„Jeden Tag richtet man 15 000 kg grobes Eisen, auf drei Hammerwerken geschmiedet, auf, um die zwei Gewölbe der Peterskirche mit der grofsen Oeffnung an seinem Scheitel (wodurch das Licht einfällt), zu verbinden.“

„Alle diese Vorsichtsmafsregeln haben es nicht verhindert, dafs die Kuppel vielfach von Rissen durchsetzt wurde.“

„Da sämtliche Risse eine vertikale Richtung zeigten, der Tambour aber eine Kreis-Cylinderform besitzt, so wurde bei einer erneuten Verankerung zu folgenden Schutzmitteln gegriffen: 1. alle Teile des Kuppelbaues dadurch mit einander wieder zu verbinden, dafs man sie mit mehreren auswendig angebrachten eisernen Ringen und zwar da, wo die Risse am stärksten klafften, zusammenzog; 2. die am meisten sichtbaren Spalten und Risse im Innern zu reparieren, wobei man alle erforderliche Vorsicht anwendete, um dasselbe auf eine dauerhafte Weise zu bewerkstelligen, ohne dem Gebäude zu schaden.“

Die Zahl der eisernen Ringe wurde anfangs auf fünf festgesetzt; sie wurden auf den Hammerwerken von Conca in unmittelbarer Nähe von Rom angefertigt, und sind aus Stäben von 4,8 bis 5,0 m Länge, 9,45 cm Breite 5,7 cm Dicke zusammengesetzt.

Auf der einen Seite endigen die Stäbe in einem einfachen Ohr und auf

*) Rondelet, l'art de bâtir, 7. Buch I. Abth.

**) Vergleiche I. Band S. 252.

der andern in eine Art Gabel, deren jeder Arm nach Fig. 14 ein Ohr hat, und durch gegeneinander getriebene Keile aufs innigste verbunden werden.

Wo diese Ringe auf Backsteinmauerwerk zu liegen kamen, gebrauchte man die Vorsicht, Bleiblättchen darunter zu legen, damit das Mauerwerk an der betreffenden Stelle nicht zerdrückt werde. Bei den Hausteinen wurde diese Vorsicht nur da befolgt, wo die Verbindungsstellen der Eisenspangen unmittelbar auf den Stein pressend wirken konnten.

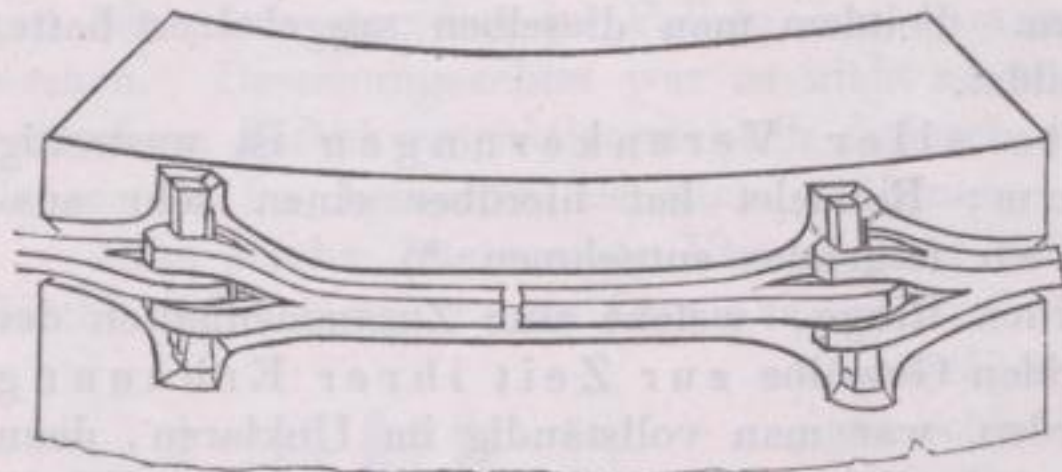


Fig. 14.

Der erste Ring wurde in einen 18 bis 21 cm vertieften Falz unter dem Gurtgesimse des äußeren Piedestals

angebracht, auf welchem die von Säulen getragenen Strebepfeiler stehen, wie dies in der Figur 15 (S. 11) ersichtbar. Der ganze Ring besteht aus 38 einzelnen Verbindungsstücken und hat einen Gesamtumfang von nahezu 188,5 m, während sein Gewicht mit Einschluss sämtlicher Keile und Eisenplättchen, welche zum Anspannen dienten, 12 204 kg beträgt.

Der zweite Ring liegt über dem Kranzgesims der Strebepfeiler vor dem ersten Sockel der Attika; um ihn einzulegen wurden alle Vorsprünge durchbohrt, wodurch eine gleichförmige Krümmung erhalten wurde; um den sonst nicht weiter in das Steinwerk eingelassenen Ring zu bedecken, bildete man eine Art Stufe, welche unter dem Vorsprünge des Kranzgesimses verborgen ist. Dieser zweite Ring, aus 33 Verbindungsstücken bestehend, hat einen Umfang von 157,3 m und wiegt einschliesslich seiner Keile u. s. w. 10 296 kg.

Der dritte Ring wurde über der Attika, am Anfang der äußeren Kuppel, eingelegt. Er geht unter den Verstärkungsrippen durch, ist um seine Dicke in den Zwischenfeldern eingelassen, und wird durch die Bleibedachung der Kuppel verdeckt. Sein Umfang, aus 32 Verbindungsstücken bestehend, beträgt 154,3 m sein Gewicht 10 110,5 kg.

Der vierte Ring befindet sich auf der halben Höhe der äußeren Kuppel und ist ebenfalls wie der dritte Ring um seine Dicke in das Gewölbe eingelassen; sein Umfang besteht aus 28 Stücken, misst 131,9 m und wiegt 8628,5 kg.

Der fünfte Ring endlich liegt über dem Plateau der Laterne; wie die anderen Ringe behandelt besteht er aus 16 Verbindungsstücken, hat einen Umfang von 50,3 m und wiegt 3 401 kg.

Ueber diese umfassende, an Grösse niemals übertroffene Verankerung erfährt man noch, dass die zwei ersten Ringe im August und September 1743, die beiden folgenden im Mai und Juni 1744 und der fünfte im August und September desselben Jahres unter der Leitung des Kirchenbaumeisters Louis Vanvitelli eingelegt wurden.

Drei Jahre nach dieser wichtigen Reparatur, 1747, entdeckten Arbeiter bei der Ausbesserung der Sprünge in der Kuppel die Spur der ursprünglichen Ringe; auf Befehl des Papstes wurde der eine derselben entblösst und fand man, dass dieser obere in der Dicke der ersten Stufe auf der inneren Kuppel angebrachte Ring an zwei Stellen zerrissen war. Dass der andere mitten im Mauerwerke der beiden vereinigten Kuppeln liegende Ring auch zerrissen war,

möchte keinem Zweifel unterliegen, weil gerade an dieser Stelle der Kuppel die größten Sprünge vorhanden waren.

Nach diesen Beobachtungen entschloß man sich einen sechsten Ring da anzubringen, wo die Kuppel sich teilt und wurde derselbe analog den anderen Verankerungen in das Gewölbe eingelassen; er bestand aus 22 Stücken, hatte einen Umfang von 143,32 m und ein Gewicht von 9 381,5 kg.

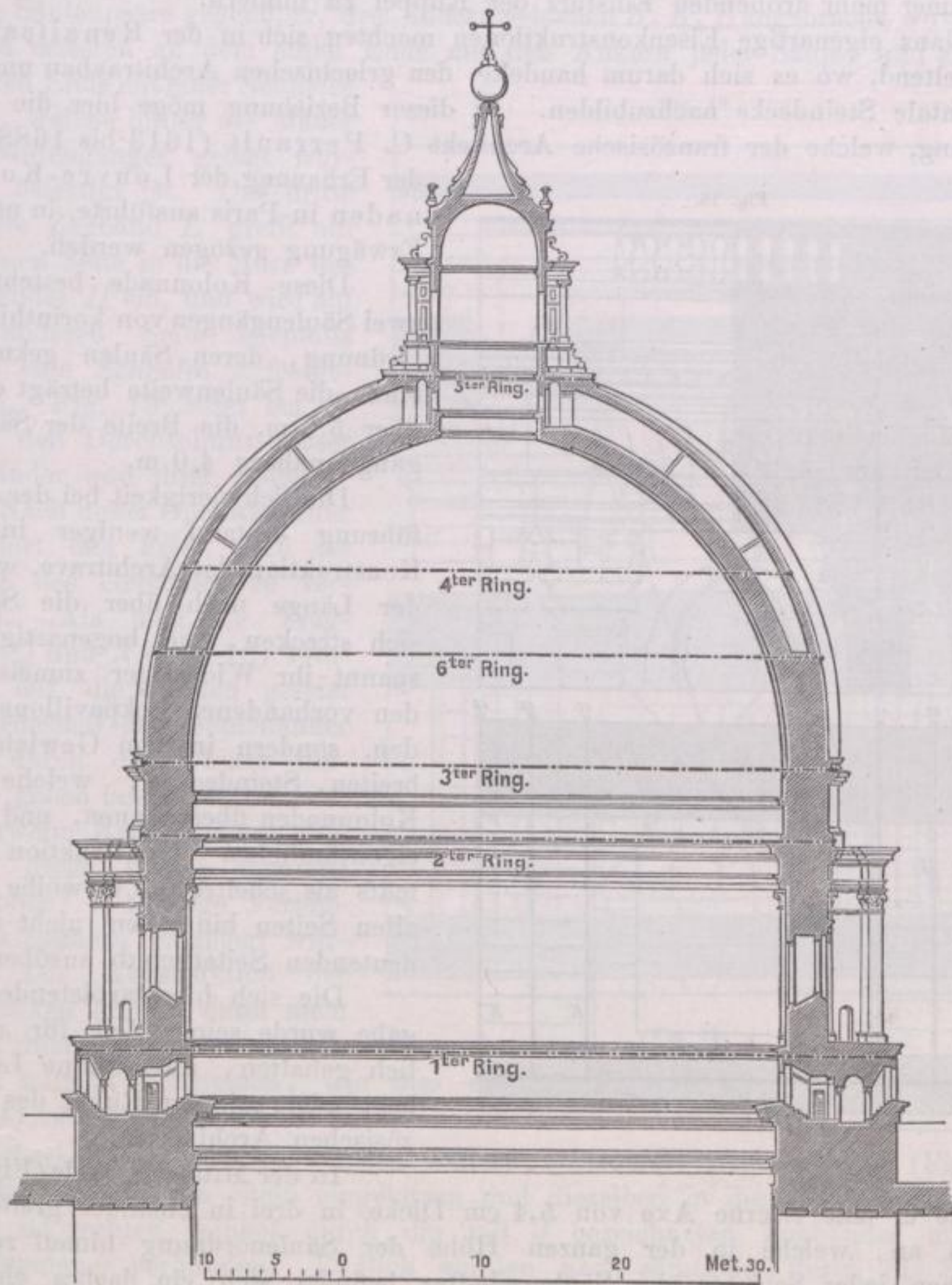


Fig. 15.

Der alte Ring um die innere Kuppel wurde dann an seinen zerstörten Stellen bloß gelegt und einer Reparatur unterworfen.

Die ausgestreckte Länge sämtlicher Ringe beträgt zusammen 826,6 m, das Gewicht derselben 54 012 kg!

Die Hauptursache der Sprünge, welche man an den meisten italienischen

Kuppelbauten beobachtet, ist einmal in dem ungleichen Sichsetzen des Mauerwerks zu suchen, das andere Mal in den vulkanischen Einwirkungen auf den Grund und Boden; die Annahme eines Gewölbeschubs erscheint jedoch nahezu ganz ausgeschlossen, da in den meisten Fällen sich erst nach langem Bestande der Gewölbe die betreffenden Risse gezeigt haben; so wurden bei der Peterskirche in Rom erst nach nahezu 150jähriger Vollendung die obenerwähnten sechs eisernen Bänder angelegt, um den immer mehr drohenden Einsturz der Kuppel zu hindern.

Ganz eigenartige Eisenkonstruktionen machten sich in der Renaissancezeit geltend, wo es sich darum handelte, den griechischen Architravbau und die horizontale Steindecke nachzubilden. In dieser Beziehung möge hier die Verankerung, welche der französische Architekt C. Perrault (1613 bis 1688) bei

Fig. 16.

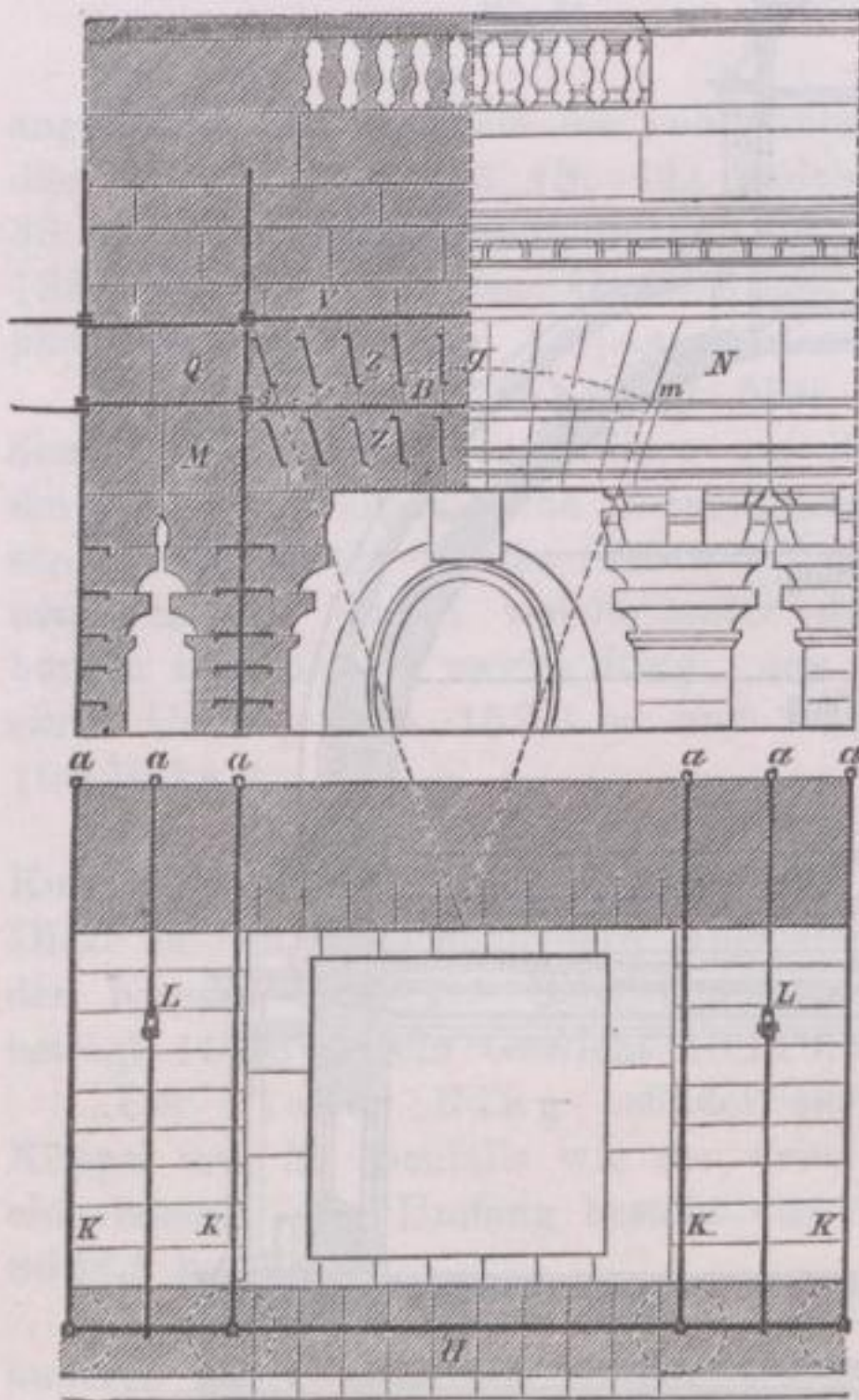


Fig. 17.

der Erbauung der Louvre-Kolonnade in Paris ausführte, in nähere Erwägung gezogen werden.

Diese Kolonnade besteht aus zwei Säulengängen von korinthischer Ordnung, deren Säulen gekuppelt sind; die Säulenweite beträgt etwas über 5,0 m, die Breite der Säulengänge nahezu 4,0 m.

Die Schwierigkeit bei der Ausführung bestand weniger in der Konstruktion der Architrave, welche der Länge nach über die Säulen sich strecken, und bogenartig verspannt ihr Widerlager zumeist an den vorhandenen Eckpavillons fanden, sondern in dem Gewicht der breiten Steindecken, welche die Kolonnaden überspannen, und ihrer eigentümlichen Konstruktion gemäß als scheinrechte Gewölbe nach allen Seiten hin einen nicht unbedeutenden Seitenschub ausüben.

Die sich hier darbietende Aufgabe wurde seiner Zeit für unlöslich gehalten, ihre kühne Lösung begründete mit den Ruhm des französischen Architekten.

In der Mitte der Säule (Fig. 16) brachte er eine eiserne Axe von 5,4 cm Dicke in drei in einander greifenden Teilen an, welche in der ganzen Höhe der Säulenordnung hinauf reicht; zwischen jeder Schichte des Säulenschaftes befindet sich ein flaches eisernes Kreuz, welches die mittlere Ankerstange umfaßt, und wovon zwei Arme an ihren Enden die obere Schichte und die beiden anderen Arme die untere Schichte verklammern.

Senkrecht auf jede Säule legte man einen starken Tragstein *M* von der ganzen Höhe des Architravs, durch welchen die Fortsetzung des Säulenankers hindurch geht; sodann versetzte man alle verkröpft zugehauenen Steine des Architravs, sowohl nach der Länge, als auch nach der Breite des Säulengangs,

zwischen deren Fugen man 40,75 cm lange Z-förmige Eisenstäbe zur gegenseitigen Verklammerung der einzelnen Steine einlegte.

Oben auf den Steinen des Architravs machte man in der Mitte einen Einschnitt, um die horizontalen Zugbänder *H* Fig. 17 und *B* Fig. 16 von ungefähr 5,4 cm Dicke aufzunehmen und welche dazu dienen, die Axen der Säulen mit einander zu verbinden.

Senkrecht auf die Zugbänder wurden dann in ein und derselben Höhe, jedem Säulenpaare gegenüber, drei andere Schienen *K*, *K*, *L* angebracht, wovon die beiden ersteren an dem einen Ende mit den Ankern jeder Säule, und an dem anderen Ende mit einer Schließe *aaa*, welche hinter die Mauer des Säulenganges gelegt wurden, befestigt ist. Das dritte mittlere Zugband *L* greift auf der einen Seite in die Mitte des Zugbandes *H* ein, und wird auf der anderen Seite ebenfalls durch eine Schließe *a* festgehalten. Fig. 18 zeigt bei *S*, *T*, *S* den Durchschnitt dieser Zugbänder und ihrer Lage.

Nach dieser Operation fuhr man fort den Fries nach der Länge des Gebäudes zu versetzen. Als man die Tragsteine *Q* und *N* (Fig. 16) lothrecht auf die Säulen gesetzt und jedesmal den Säulenanker auch durch diese hatte hindurch gehen lassen, setzte man eine zweite Reihe Steine, zwischen deren Fugen ebenfalls (wie oben) Z-förmige Verbindungsklammern eingelegt wurden. Die Konstruktion der Steindecken erfolgte dann nach dem Prinzip der scheidrechten Bögen mittelst Keilsteinen, wie dies aus den Figuren 18, 19, 20 und 21 (S. 14) näher ersichtlich ist.

Oberhalb des Frieses wurden weitere horizontale Zugbänder *V* (Fig. 16 und Fig. 19) in den Stein eingelassen und dieselben in der Mitte der Doppelsäulen im rechten Winkel durch die mit *J* bezeichneten Zugbänder mit der Arkadenmauer verbunden. Endlich wurden noch sämtliche durch die Säulen hindurch greifenden Hauptankerstäbe durch die mit *X* bezeichneten Diagonal-Zugbänder (Fig. 18, 19 und 20) verknüpft.

Nach neueren Begriffen möchte diese Konstruktion wohl als eine über das Ziel hinauschiefsende betrachtet werden können und zwar sowohl in bezug auf den so großen Apparat der Verankerung als auch in bezug auf den hier angewendeten Steinschnitt!

Die übergroße Vorsicht aber ging aus dem Umstande hervor, dafs mehrere

Fig. 18.

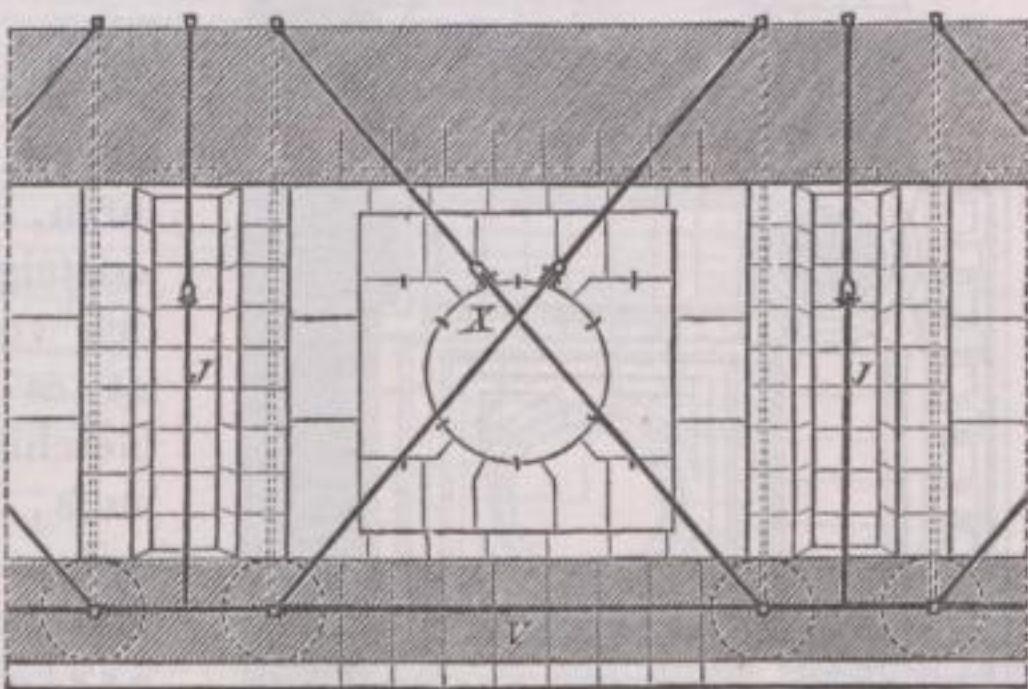
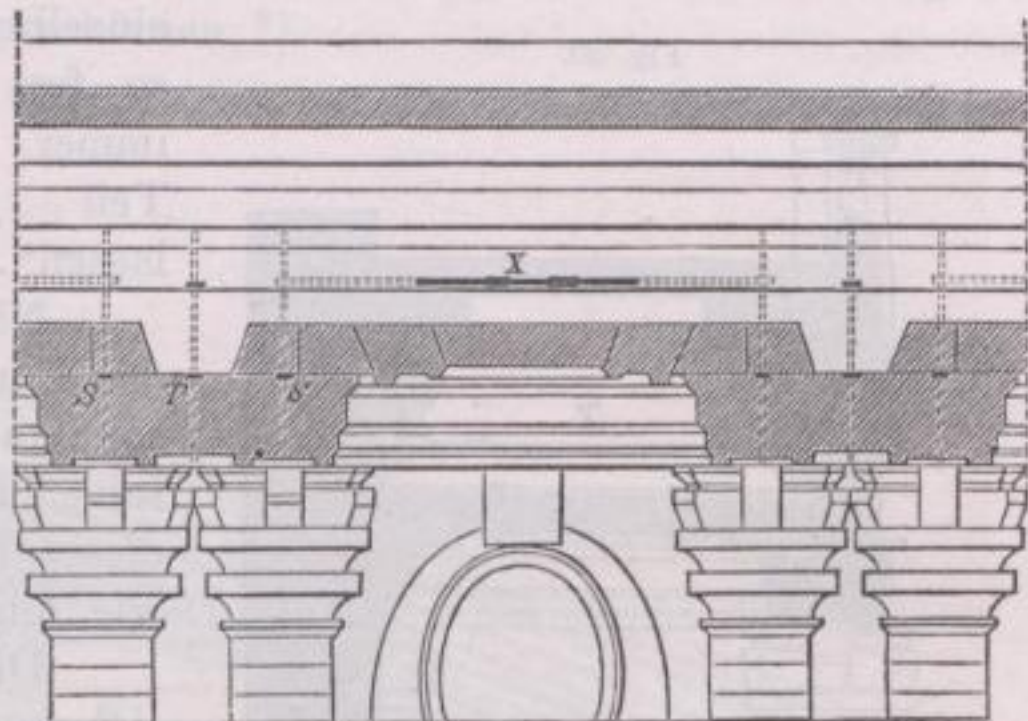


Fig. 19.

französische Baumeister bei ausgeführten Säulenhallen eine höchst bedenkliche Unsicherheit in bezug auf deren Stabilität beobachtet hatten.

So wird in Pattes Memoiren die Beobachtung registriert, „dafs, als man das untere Glied des Architravs auf jede Säule legte (an dem Säulengange des Platzes Louis XV), ihr Schaft jedesmal Schwingungen machte und bisweilen 10,8 bis 13,5 cm aus dem Lote wich, trotzdem man beim Auflegen der betreffenden Steinstücke mit grösster Vorsicht verfuhr; eine solche Bewegung hat man der Kraft des Hebels zuzuschreiben, welche in dem Verhältnifs seiner Länge wirkt; ja! es ist sogar wahrscheinlich, dafs, wenn die Säule aus einem Stück bestände, sie beim Aufbringen des Architravs eine noch grössere Abweichung von der Vertikalen nachweisen würde, indem die

Fig. 20.

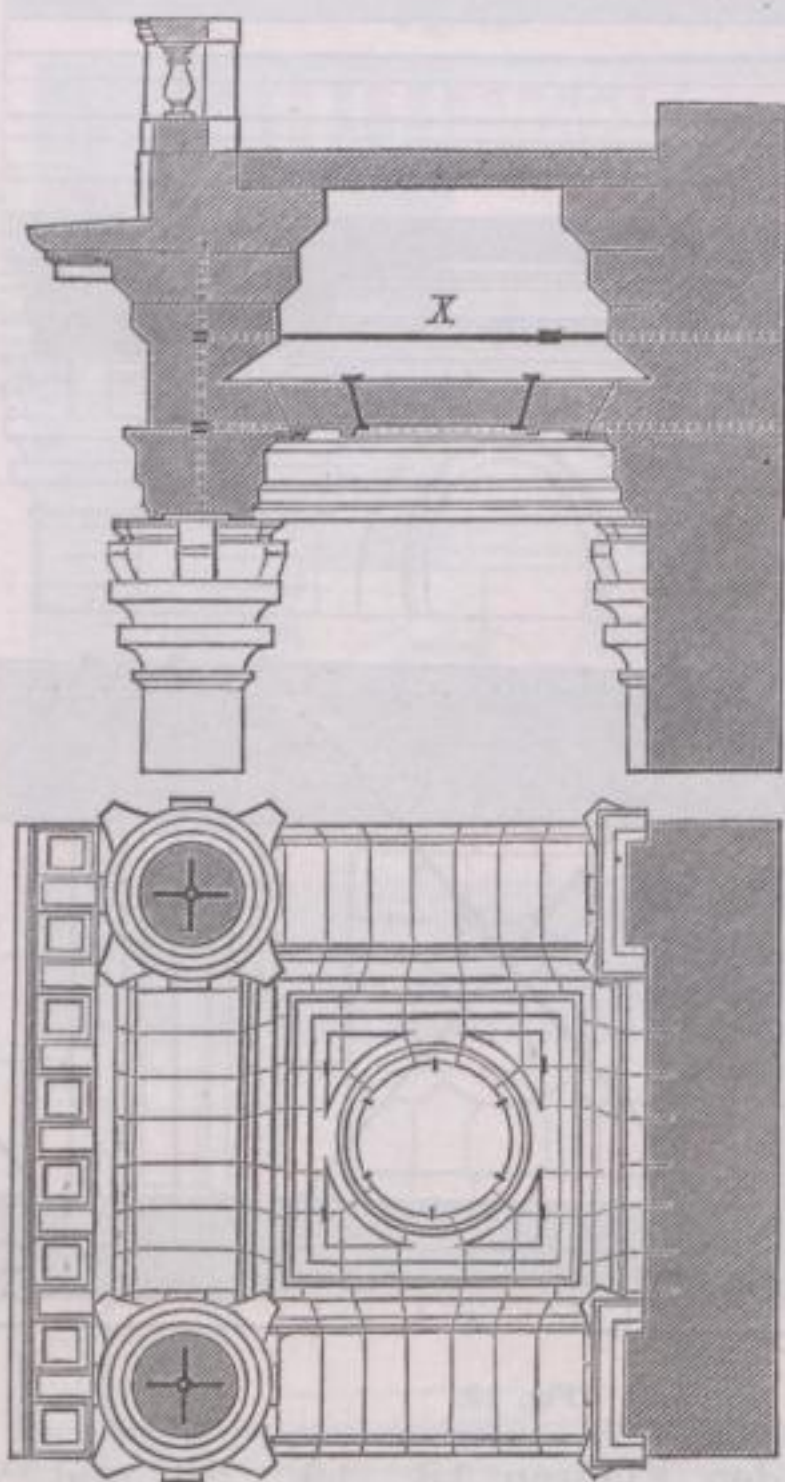


Fig. 21.

Die Länge beträgt nahezu 30,0 m und seine Höhe vom Säulengebälke bis zum Scheitel 5,85 m. Er wird von acht gekuppelten korinthischen Säulen von nahezu 1,00 m Durchmesser, welche auf einem unter der ganzen Kolonnade fortgehenden Unterbaue stehen, getragen.

Die Konstruktion der Architrave besteht, wie die Zeichnung dies deutlich erkennen läßt, aus scheinbaren Bögen, wobei jedoch zu erwähnen ist, dafs der mittlere 7,80 m lang ist und an seinem Schluss nahezu 4 cm Wölbung hat, um der Senkung vorzubeugen, welche hier stattfinden könnte. Abgesehen von der Haustein-Anordnung besteht das innere Giebelfeld aus Bogenanord-

einzelnen Säulenstücken, wenn auch noch so fest mit einander verbunden, doch immer von Schichte zu Schichte einen Teil jener Wirkung verschwinden lassen“.*)

Nächst den Säulengängen nahm der Bau des Tympanons eine ganz besondere Aufmerksamkeit in bezug auf seine Konstruktion in Anspruch; in dieser Beziehung äussert sich Rondelet wie folgt:

Die Säulengebälke sind an und für sich zum Tragen einer Last wenig befähigt, ihre Hauptstärke beruht zumeist auf ihrer Verankerung; besonders aber äussert sich ein bedeutender Druck an ihren Enden, welcher durch das schräg aufsteigende Tympanon nicht unerheblich vermehrt wird. Dem entsprechend ist es leicht zu begreifen, dafs viele Geschicklichkeit angewendet werden mufs, um eine solche Masse in einer so unvorteilhaften Lage zu tragen und zugleich zusammen zu halten. Die erste wichtige Arbeit dieser Art, welche in Frankreich ausgeführt wurde, ist unstreitig der Fronton über dem mittleren Vorsprung der Kolonnade des Louvre (Fig. 22 S. 15).

*) Memoires sur les objets les plus importants, par Mr. Patte pag. 241.

nungen, welche darauf gerichtet sind, das Gebälk soviel wie möglich zu entlasten. Außerdem sind vielfache Verankerungen, Zugbänder und Klammern angeordnet, und verweisen wir auch in dieser Beziehung auf die beigegebene Figur. *D, D* sind zwei Zugbänder hinter dem Giebfelde, welche den Zweck haben, durch die an ihren Enden angebrachten Schliessen und Splinten die schräg auflaufenden Kranzgesimse zusammen zu halten.

E, E sind zwei Reihen Stützen von Quadrateisen, bestimmt um der freien Länge der Zugbänder *D, D* in dem hohlen Raume des mittleren Bogens zu Hülfe zu kommen, und einen Teil des Gewichtes vom Giebfeld auf die starke Mauer zu übertragen. *F, F* sind Klammern mit dem Zweck, das Giebfeld mit den Bogen oben an ihrem Zusammentreffen, und mit dem oberen Teil des abhängigen Kranzes zu verbinden.*)

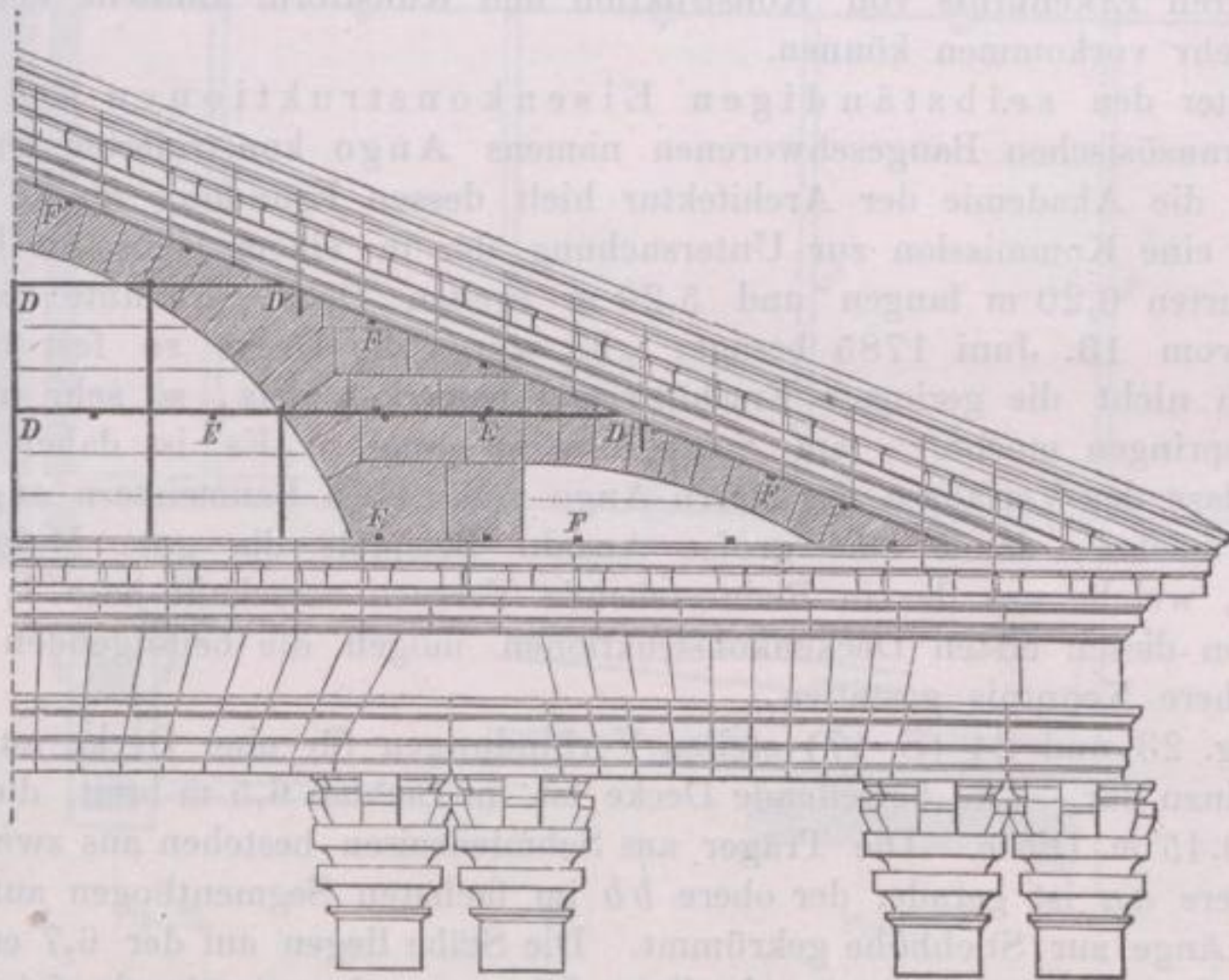


Fig. 22.

Einen noch viel komplizierteren Apparat der Verankerung findet man an dem Portale der Genovevenkirche, deren Erbauer G. Soufflot, der Lehrer Rondelets, war; auch diese Konstruktion ist in des letzteren Werk aufgenommen und mit großer Gründlichkeit dargestellt; die sehr weit freiliegenden, als scheinrechte Bögen konstruierten Architrave sind an darüber angebrachte Entlastungsbögen angehängt.

Bei diesem Portale sind sämtliche Bauteile förmlich mit Eisenstangen durchspickt; sechs Zugstangen von über 34 m Länge durchziehen das Gebälk der ganzen Portalfront nach und bilden die Hauptverankerung für die 140 Trageisen der Architravsteine u. s. w.; nahezu die gleiche Masse von Eisen steckt in den andern Bauteilen des Kranzgesimses und des Frontons! und dennoch konnte Rondelet noch vor seinem Tode ausrufen: „Dieses herrliche Portal existiert nunmehr nahe an 60 Jahre, ohne dafs

*) Rondelet, l'art de bâtir, VII. lib. Cap. 2, woselbst noch die Verankerungen der zweiten Säulenordnung, an dem Portale von Saint-Sulpice, und die der Kolonnaden auf dem Platze Louis XV. beschrieben und abgebildet sind.

sich an irgend einem Teile der geringste Schaden gezeigt hätte,“ ein Beweis, daß die so gefürchtete Volumenveränderung des Eisens durch unsere Temperaturverhältnisse lange nicht so gefährlich sind, wie man dies im allgemeinen anzunehmen pflegt.

Die Konstruktion der im antiken Stil erbauten Genovevenkirche giebt uns aber auch die unumstößliche Ueberzeugung, wie widersinnig es war, eine in Griechenland naturgemäße und daher wohlberichtigte Bauweise in ein Land und eine Zeit zu verpflanzen, wo nahezu ganz andere Verhältnisse obwalteten; widerspruchsvoller ist wohl in keinem Bauwerk der Dualismus von Architrav- und Gewölbebau aufgetreten, als in den französischen Bauten, von welchen hier einige zur Sprache gebracht wurden, und hegen wir die Hoffnung, daß bei der wahren Erkenntnis von Konstruktion und Kunstform ähnliche Verirrungen nicht mehr vorkommen können.

Unter den selbständigen Eisenkonstruktionen sind die von einem französischen Baugeschwoenen namens Ango konstruierten Decken zu nennen; die Akademie der Architektur hielt dessen Erfindung für so wichtig, daß sie eine Kommission zur Untersuchung der in einem Hause in Boulogne ausgeführten 6,20 m langen und 5,20 m breiten Decke ernannte; ein Gutachten vom 13. Juni 1785 besagt: „Es wurde die Decke so fest befunden, daß sich nicht die geringste Erschütterung bemerken liefs, so sehr man auch darauf springen mochte“; am Schlusse wird gesagt: „Es ist daher zu wünschen, dass das Verfahren des Herrn Ango von allen Baumeistern angewendet werden möchte, damit eine große Anzahl Beispiele die gute Meinung bestätigen, welche uns der in Rede stehende Versuch verschafft hat.“*)

Von diesen ersten Deckenkonstruktionen mögen die beifolgenden Figuren eine nähere Kenntnis gestatten.

Fig. 23 und 24 (S. 17) stellen Verbindungen für eine Decke aus hohlen Backsteinen dar. Die betreffende Decke ist im Lichten 6,5 m breit, die Mauern haben 0,45 m Dicke. Die Träger aus Schmiedeeisen bestehen aus zwei Stäben, der untere *aa* ist gerade, der obere *bb* im flachsten Segmentbogen auf $\frac{1}{40}$ der freien Länge zur Stichhöhe gekrümmt. Die Stäbe liegen auf der 6,7 cm breiten Seite und sind 2,75 cm hoch; in ihrer Länge werden sie durch sieben kleine Zangen *cc* in acht gleiche Teile geteilt und dienen diese dazu, den Sprengbogen in seiner Krümmung zu erhalten und zu verhindern, daß sich die Stäbe nicht weiter von einander entfernen, als es die Krümmung erfordert; damit sie sich jedoch auch nicht einander nähern können, sind zwischen den doppelten Stangen entsprechend hohe Eisenstäbe angebracht.

Zweckmäßig erscheint es, in der Sehne des Bogens eine weitere gerade Stange *dd* anzuordnen, und auch diese mit dem Ankersplint zu verbinden. Die einzelnen Träger legt man 1,2 m von einander entfernt, und verspannt sie mittelst acht Reihen Querstäben *fff*, je 3,8 cm breit und 2,0 cm dick, endigen sie in einen Haken, von welchen dann die geraden eisernen Stangen — die Sehnen der Gebinde — umfaßt werden. In die Zwischenfelder werden dann hohle Backsteine eingespannt und mit Gips vermauert.

Die Figuren 25 und 26 (S. 17) geben die Details zur Verbindung des Bogenträgers mit seinen Zangen und Querstäben.

Zu den ältesten französischen Dachstühlen aus Eisen wurde ebenfalls Schmiedeeisen verwendet; Rondelet teilt für Dächer, welche keine große Lasten zu

*) Encyclopédie: Voûtes et Planchers en fer.

tragen haben, die Kombination von Fig. 27 und Fig. 28 (S. 18) mit, während die Fig. 29 und 30 (S. 18) solche Dachstühle darstellen, welche fähig sind, mit

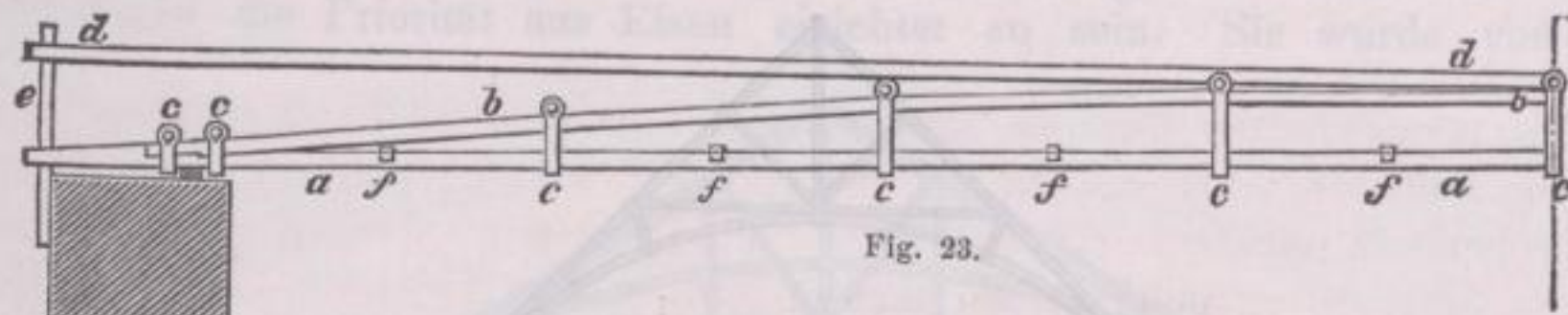


Fig. 23.

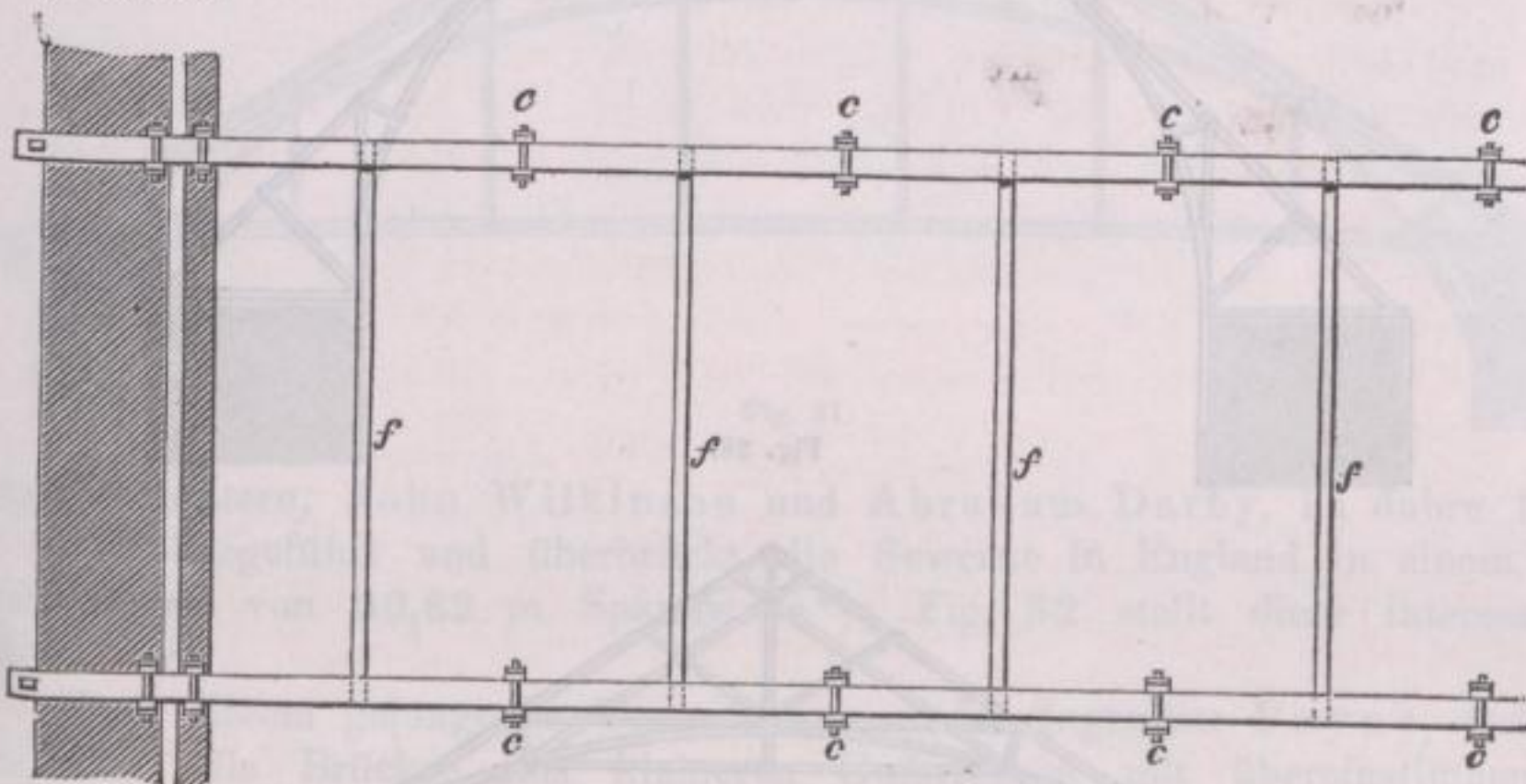


Fig. 24.

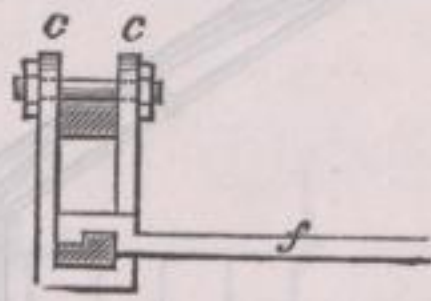


Fig. 25.

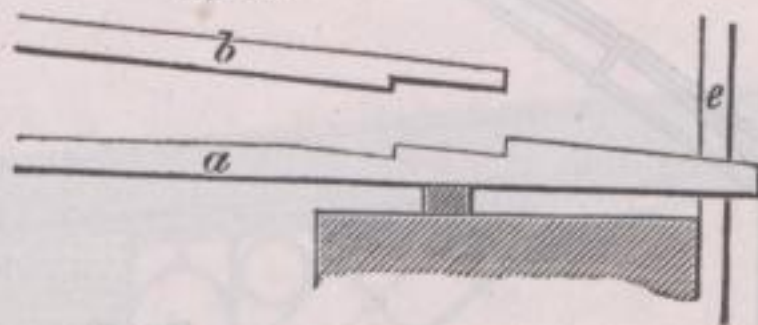


Fig. 26.

vollen oder hohlen Backsteinen versehen zu werden, um Gebäude gegen Feuergefahr zu sichern.

Fig. 31 (S. 19) ist eine vom Architekten A n g o projektierte Kombination für den Dachstuhl eines Theaters.

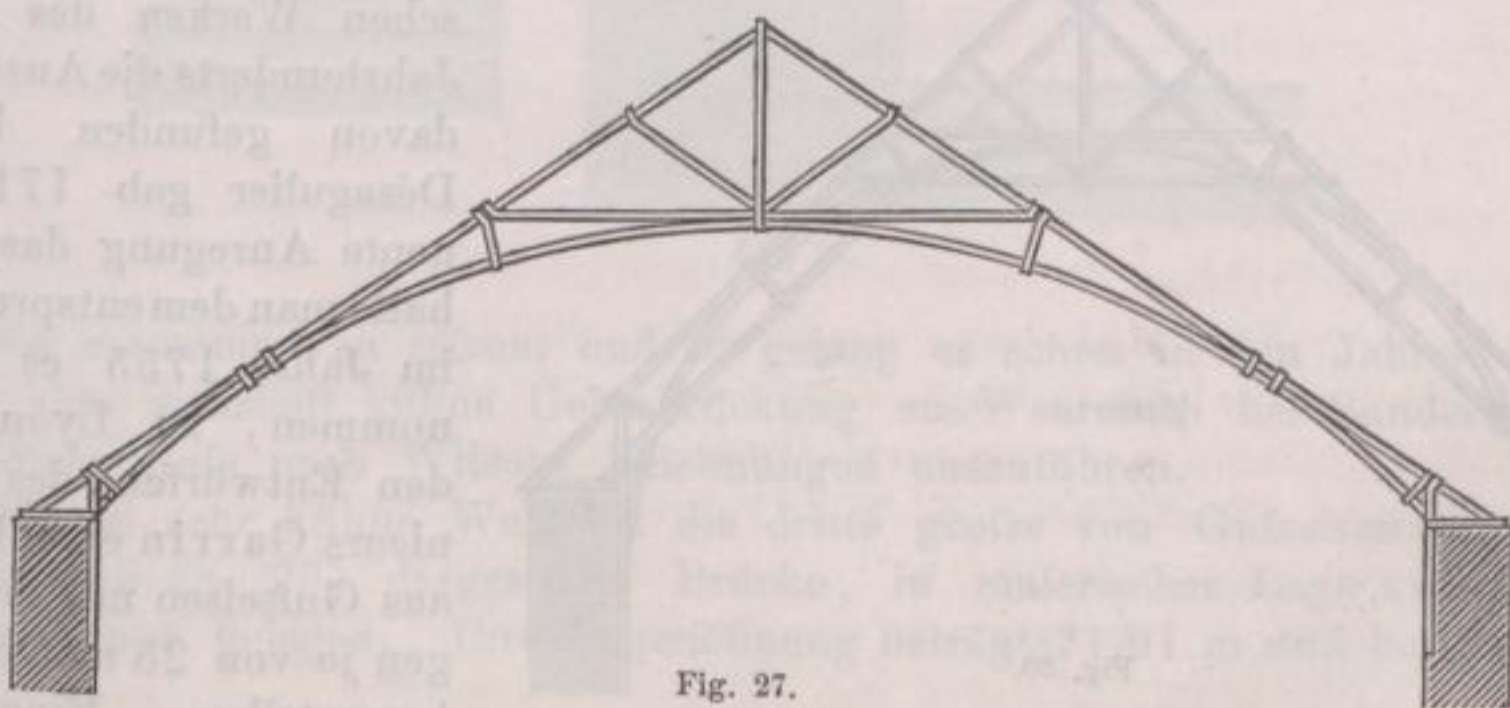


Fig. 27.

Die bedeutendsten Leistungen für die Konstruktion eiserner Dächer aus der Zeit des scheidenden vorigen Jahrhunderts möchten die vom französischen

Architekten Labarre sein; die eisernen Dachstühle und Decken der Pariser Börse sind in einem eigenen Werke dieses Architekten zur Herausgabe ge-

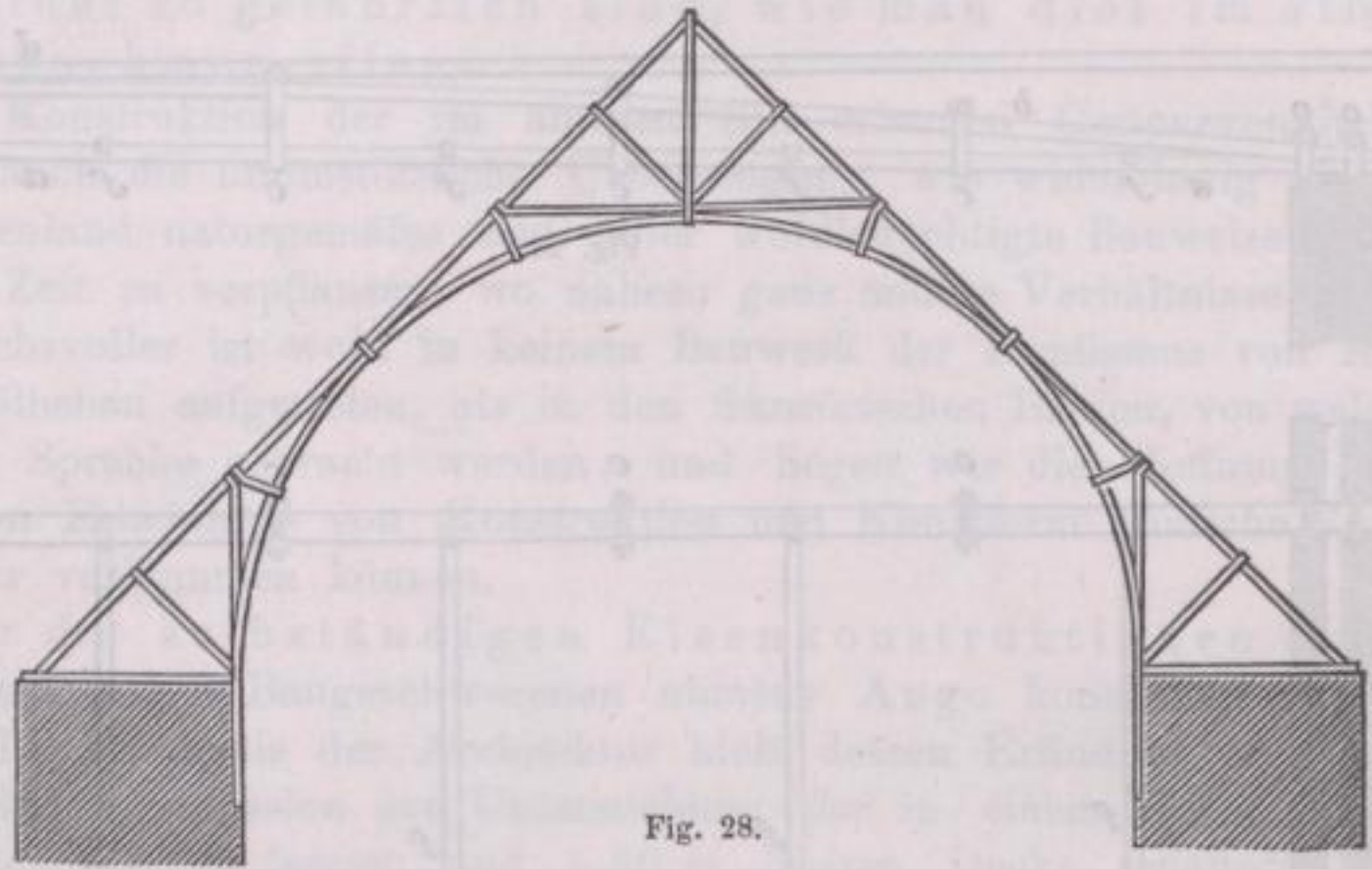


Fig. 28.

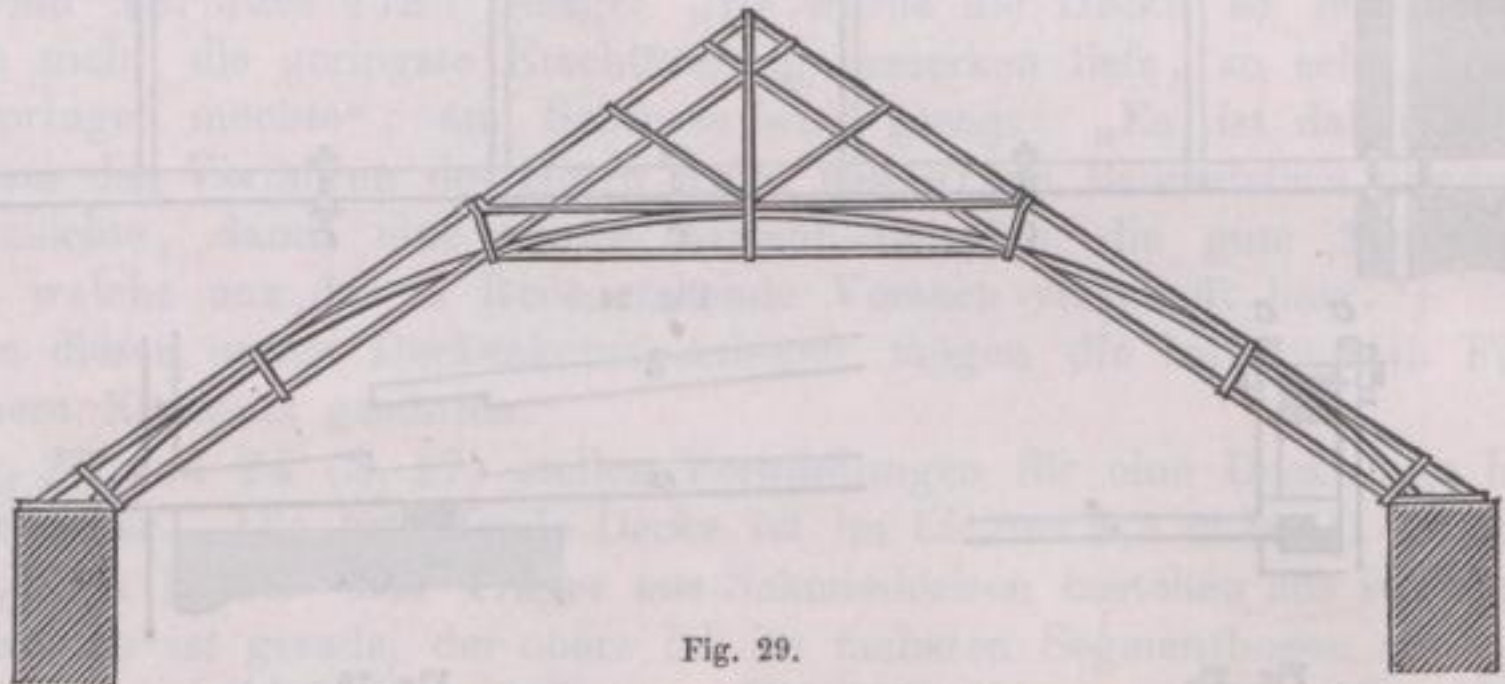


Fig. 29.

kommen; wir müssen uns darauf beschränken, auf diese seiner Zeit Aufsehen machende Leistung zu verweisen.

Das Gufseisen zum Bauen von Brücken zu verwenden ist nach

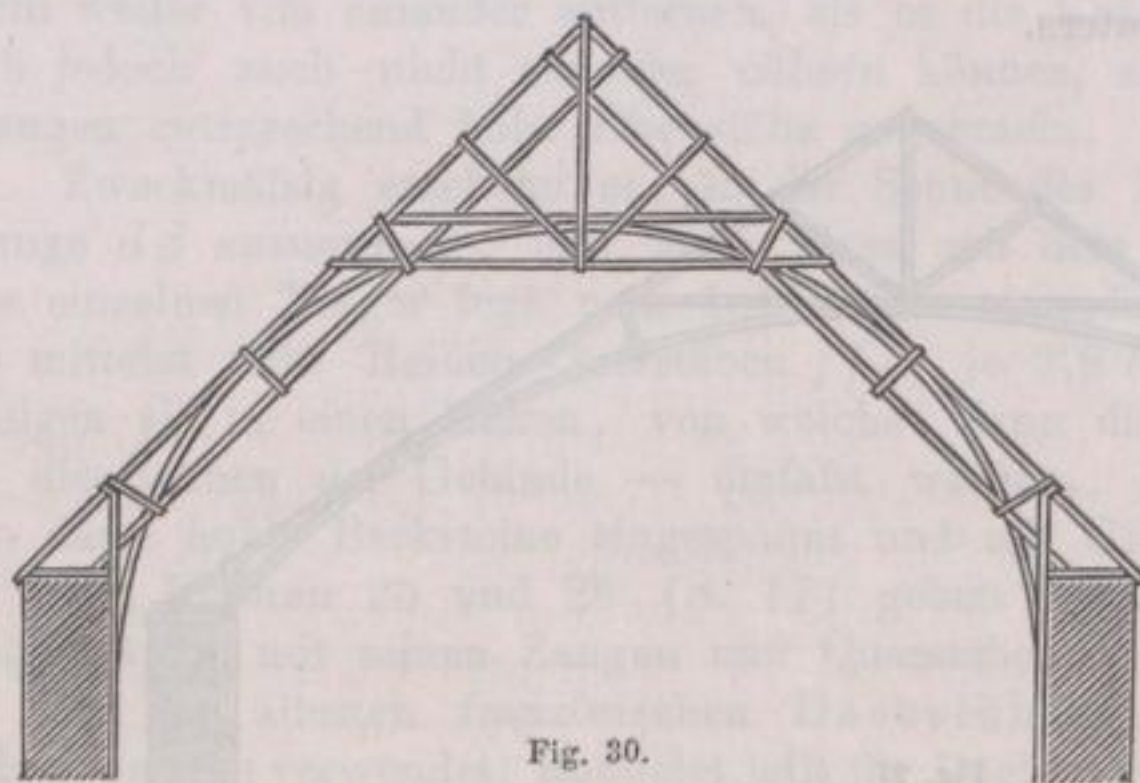


Fig. 30.

Gauthey ziemlich alt und will derselbe in italienischen Werken des XVI. Jahrhunderts die Anzeichen davon gefunden haben. Désagulier gab 1719 erneute Anregung dazu und hatte man dementsprechend im Jahre 1755 es unternommen, zu Lyon nach den Entwürfen des Ingenieurs Garrin eine Brücke aus Gufseisen mit drei Bögen je von 25 m Oeffnung herzustellen. Einer der

Bögen war — wie berichtet wird — schon auf dem Arbeitsplatze aufgestellt, allein das Unternehmen wurde aus Gründen der Sparsamkeit (?)

nicht vollendet, und schritt man lieber zu der damals beim Brückenbau allein üblichen Holzkonstruktion.

So gebührt, in bezug auf wirkliche Ausführung, der Brücke von Coal-brokedale die Priorität aus Eisen errichtet zu sein. Sie wurde von zwei

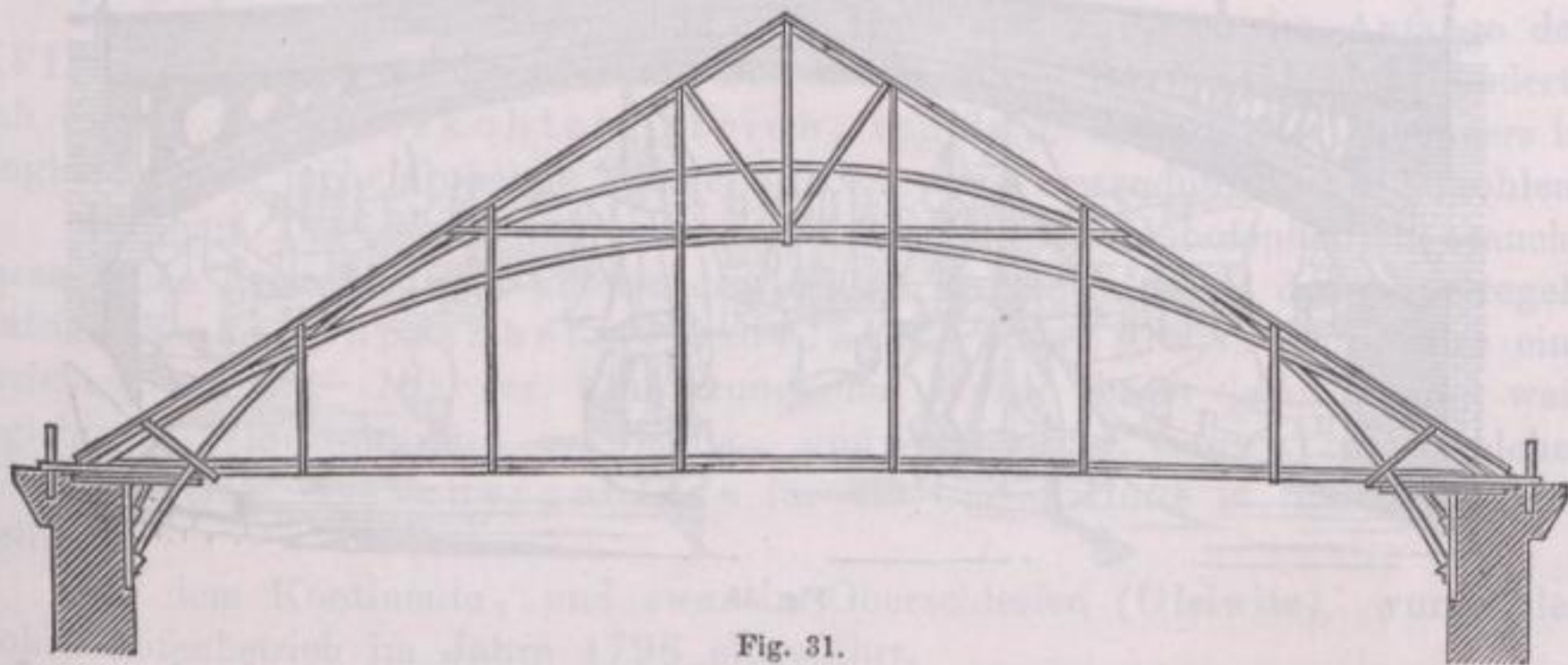


Fig. 31.

Schmiedemeistern, John Wilkinson und Abraham Darby, im Jahre 1773 bis 1779 ausgeführt und überbrückt die Sewerne in England in einem einzigen Bogen von 30,62 m Spannweite*); Fig. 32 stellt diese interessante Brücke dar.

Nach diesem gelungenen Versuch war es der Ingenieur Payne, welcher vorschlug, die Brücken aus kleineren Gufsstücken mit übereinstimmenden

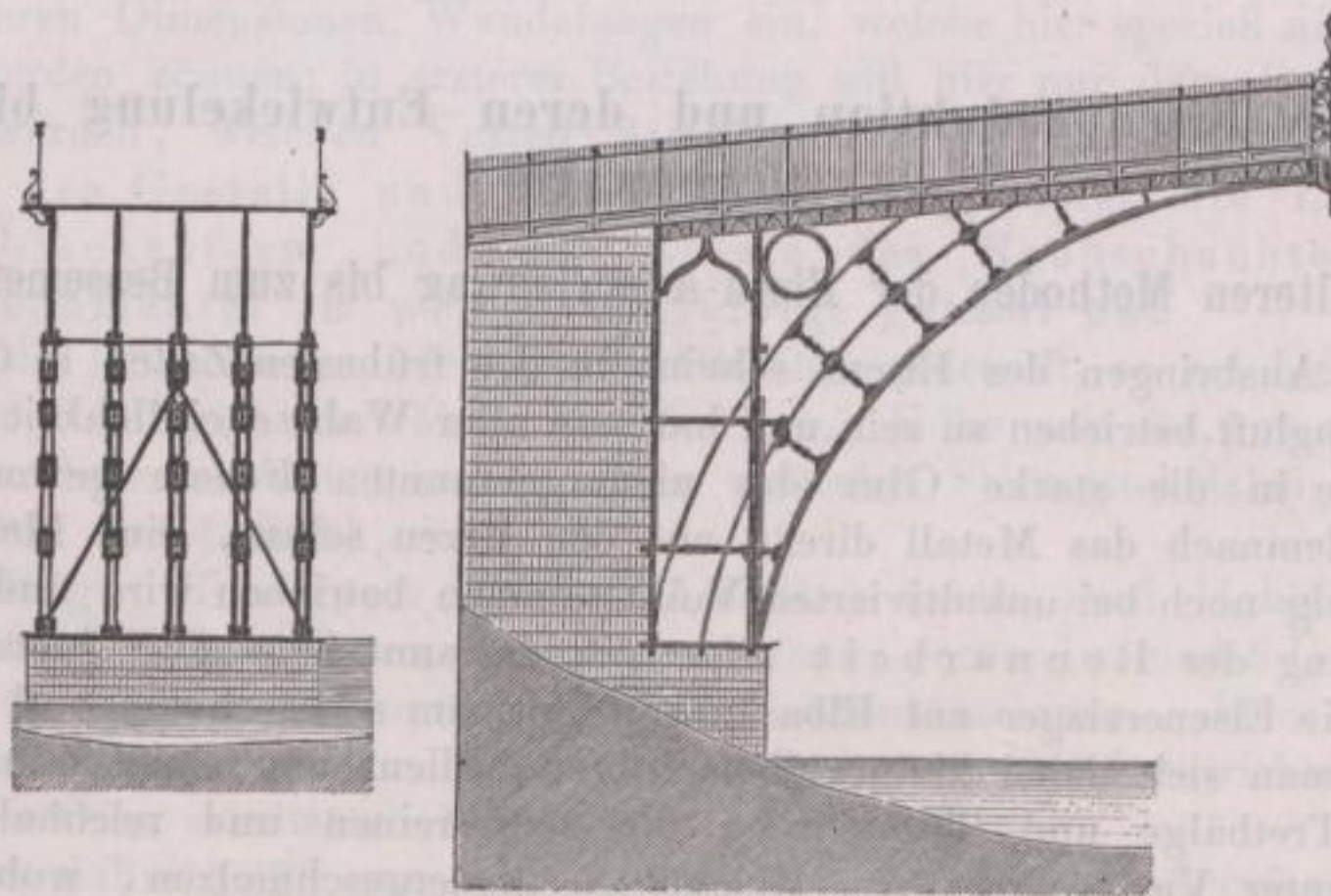


Fig. 32.

Formen zusammen zu setzen, und so gelang es schon in den Jahren 1793 bis 1796 eine wahrhaft kühne Ueberbrückung zu Wearmuth bei Sunderland über den Wear-Flufs nach Wilsons Zeichnungen auszuführen.

Dieses sehr kühne Werk ist die dritte große von Gufseisen erbaute und in Fig. 33 (S. 20) dargestellte Brücke, in malerischer Lage zwischen zwei steilen Felsen gelegen. Ihre Bogenöffnung beträgt 71,91 m und besitzt sie eine

*) Stevenson, Beschreibung der Hängebrücken von Eisen. Edinburg, Philosophical Journal No. X.

Höhe (28,64 m), so daß die Handelsschiffe mit vollen Segeln unter ihrem kühn-
gespannten Segmentbogen durchfahren können.



Fig. 33.

Somit schließt für die Bautechnik das XIX. Jahrhundert mit den großen Errungenschaften ab, den Eisenkonstruktionen in erweitertem Maße die Bahnen geebnet zu haben. Hierauf beginnt jedoch eine Zeit des unsicheren Hantierens, aber auch diese ist gegenwärtig überwunden, überwunden durch das gemeinsame Streben in der Eisenproduktion sowohl, als wie auch in der Konstruktion das wissenschaftliche Element zur vollen Geltung zu bringen.

B. Die Eisenproduktion und deren Entwicklung bis zur Gegenwart.

1. Die älteren Methoden der Eisen-Ausbringung bis zum Bessemer-Prozess.

Das Ausbringen des Eisens scheint in den frühesten Zeiten in Gruben bei starker Zugluft betrieben zu sein und hat man aller Wahrscheinlichkeit nach sehr reine Erze in die starke Glut des niedergebrannten Feuers geworfen; man gewann demnach das Metall direkt aus den Erzen selbst, eine Methode, die gegenwärtig noch bei unkultivierten Volksstämmen betrieben wird und unter der Bezeichnung der Rennarbeit allgemein bekannt ist. 100 Jahre vor Chr. wurden die Eisenerzlager auf Elba und in Noricum sehr schwungvoll ausgenützt und hat man sich dabei kleiner Schachtöfen bedient und einer Windzuführung mittelst Tretbälge und Thondüsen; die sehr reinen und reichhaltigen Erze wurden unter Verwendung von Holzkohlen niedergeschmolzen, wobei sich ein Eisenklumpen ausschied, welcher dann ausgeschmiedet wurde.

Nach der Völkerwanderung, etwa 700 n. Chr., wurden die ersten Eisenhütten in Steiermark erbaut und verbreitete sich die Eisenindustrie von da nördlich über Böhmen nach Sachsen, Thüringen und dem Harz, südlich nach dem Niederrhein, Elsass, Frankreich und Spanien.

Im XII. Jahrhundert wurde durch Anwendung von Wasserkraften zum Betriebe der Gebläse, durch Poch- und Hammerwerke die Bahn gebrochen, der Eisenindustrie eine erweiterte Ausdehnung zu schaffen, und so wurde es möglich, daß im XIII. Jahrhundert sich der Hohofenbetrieb und die ersten Eisengießereien entwickeln konnten.

In ganz besonderem Maße standen damals die niederländischen Eisenwerke und verbreitete sich von dort der Eisenhüttenbetrieb im XV. Jahrhundert nach England und Schweden; 1490 soll man im Elsass die ersten eisernen Oefen gegossen haben, anderweitige Spuren von Eisengufs lassen sich bis ins Jahr 1550 zurückführen.

In Sachsen, Brandenburg und dem Harz sind Hohöfen im Anfange des XVII. Jahrhunderts nachzuweisen. Bis in die Mitte des XVIII. Jahrhunderts gab es nur den Holzkohlenbetrieb, von da ab drängte der besonders in England immer mehr drohende Mangel an Holz zur Verwendung von Steinkohlen.

Abraham Darley war der erste, welcher für den Hohofenbetrieb brauchbaren Koks herstellte, und konnte demzufolge im Jahre 1740 der erste regelmäßige Kokshohofenbetrieb zu Coalbrookdale in Shropshire eingerichtet werden. Mit der Einführung des Koks wurde jedoch eine weit ergiebigere Windzuführung notwendig, und war es J. Smeaton, welcher 1760 das erste Cylindergebläse für die Carron-Hütte in Schottland aufstellte.

Auf dem Kontinente, und zwar in Oberschlesien (Gleiwitz), wurde der Kokshohofenbetrieb im Jahre 1796 eingeführt.

Seitdem James Watt in Verbindung mit Boulton 1763 die Dampfmaschinen wesentlich verbessert hatte, konnte sich der Hohofenbetrieb auch von dem Vorhandensein von Wasserkraften emanzipieren, während die hierauf folgende Einführung von Eisenbahnen den Verbrauch von Eisen so steigerte, daß die früher nur 3,0 m hohen Oefen 15, ja selbst 20 m hoch gemacht wurden. Von nun an nahm die Eisenproduktion einen epochemachenden Standpunkt ein, und traten sowohl in der innern Einrichtung der Apparate, als auch in deren Dimensionen, Wandelungen ein, welche hier speziell nicht weiter verfolgt werden können; in ersterer Beziehung soll hier nur darauf aufmerksam gemacht werden, welchen Vorteil die Benutzung der Gichtgase, die Kühlung des Gestells und der Windformen, ferner die Lürmannsche Schlackenform und der Ersatz des Rauhschachtes durch einen Blechmantel in weiterem Gefolge gehabt hat.

Was die Dimensionen der neueren Hohöfen anbelangt, so sei hier nur der Ofen von Ferryhill erwähnt, welcher eine Höhe von 34,0 m und einen inneren Durchmesser von 9 m an seiner weitesten Stelle und dabei einen Inhalt von 940 cbm besitzt!

Die Edgar Thomson Works (Amerika) haben zwei Hohöfen mit je 24,4 m Höhe, 6 m Rast, 3,5 m Gestelldurchmesser; vorhanden sind 6 Cowpersche Apparate, 24 Dampfkessel und 6 stehende Gebläsemaschinen. Jeder Ofen hat seinen eigenen Gichtaufzug. Schon 3 Wochen nach der Inbetriebsetzung erzeugte jeder Ofen arbeitstäglich 238,5 t.

Die im Jahre 1829 auf der Clydehütte in Schottland erfundene Anwendung von erhitztem Wind gestattete nicht nur eine bedeutende Brennholz-Ersparnis, sondern ermöglichte auch die Darstellung gewisser Roheisensorten mit hohem Mangengehalte, wie sie für die Flusseisendarstellung unentbehrlich sind.

Bis zum Jahre 1860 verwendete man zur Erhitzung des Windes ausschließlich eiserne Röhrenapparate, von da ab ist das von Siemens erfundene Regenerativ-Feuersystem auch für Hohöfen in Anwendung gekommen, wie z. B. in Yorkshire und auf der Friedrich-Wilhelms-Hütte bei Siegsburg. Die Temperatur durch die Winderhitzungs-Apparate von Cowper und Whitwell läßt sich gegenwärtig auf 400° C. steigern.

Die sonst unbenützten Gichtgase wurden im Jahre 1809 durch den Franzosen Aubertot zum Ziegelbrennen verwendet, während Ph. Taylor im Jahre 1840 die Gichtgase in unverbranntem Zustande dem Hohofen so entzog und fortleitete, daß dadurch dem Schmelzprozesse keinerlei Nachteil erwuchs. Die so gewonnenen Gase werden dann nicht allein zum Heizen der Windhitzer benutzt, sondern dienen auch zum Heizen der zum Betrieb aufgestellten Dampfkessel.

Was nun das Schmiedeeisen betrifft, so verlor die sogenannte Rennarbeit seit der direkten Herstellung des Roheisens im Hohofen immer mehr an Boden und trat an die Stelle dieser primitiven Eisengewinnung die Frischarbeit, d. h. die Umgestaltung des kohlenstoffreichen Roheisens in das kohlenstoffarme schmiedbare Eisen.

In dieser Beziehung war die Erfindung von Henry Cort (1784): das gewöhnliche Frischfeuer durch das Puddeln oder Flammofenfrischen zu ersetzen, von höchster Bedeutung, welche dadurch noch erhöht wurde, nachdem die Engländer Baldwyn Rogers und Josef Hall den von Cort aus quarzreichem Material gebildeten Herdboden durch einen auf eisernen Platten aufgeschmolzenen Herd aus Garschlacken vertauscht hatten.

Durch diese Erfindung wurde der Massenfabrikation der Boden geebnet, denn während im gewöhnlichen Frischfeuer in 12 Stunden höchstens 18 Zentner schmiedbares Eisen geliefert werden konnten, produzierte man von jetzt ab in derselben Zeit im Puddelofen 40 bis 50 Zentner und zwar mit verhältnismäßig weit geringeren Kosten.

Diese so bedeutend größere Massenproduktion drängte zu dem Streben, als Ersatz für die Verdichtung und Formgebung durch die bisher ausschließlichsch verwendeten Schmiedehämmer Luppenquetscher einzuführen und die freilich schon vereinzelt im Betrieb stehenden Walzwerke allgemein einzuführen.

Die ersten Walzwerke hat zwar der Franzose Brulier schon um das Jahr 1553 erfunden, dieselben dienten jedoch nur in den Münzanstalten zum Auswalzen der flachen Silberstäbe (Zaine), während in der Eisenindustrie nur die vorgeschmiedeten Stäbe auf Walzwerken geglättet wurden. Erst die Kaliberwalzwerke spielten durch ihre enorme Leistungsfähigkeit bei der Verarbeitung des Puddeleisens eine epochemachende Rolle.

Das erste Eisenblechwalzwerk wurde 1800 in Deutschland zu Spillenburg bei Steele in Westphalen errichtet, das erste Kaliberwalzwerk im Jahre 1825 zu Rasselstein bei Neuwied durch die Gebrüder Remy.

Auch der Verbrauch schmiedbaren Eisens steigerte sich nach der Erbauung der ersten Eisenbahnlinie mit Dampftrieb, von Stokton nach Darlington, ungemein; in England wurde das Fünffache des früheren Betriebs produziert, und erreichte der Betrieb der Puddelwerke in den weiteren Jahren von 1860 bis 1874 seine höchste Vervollkommnung!

Obwohl der Stahl entweder durch Frischfeuer, oder auch im Puddelofen direkt hergestellt werden konnte, so wurde dieses so wichtige Material doch viel häufiger als Cementstahl oder Tiegelgußstahl durch einen sekundären Prozeß erzeugt.

Den Cementstahl hatte man — ohne daß man dessen Erfinder kennt — schon seit Ende des XVII. Jahrhunderts vielfach dargestellt, während der Tiegelgußstahl von dem Uhrmacher Benjamin Huntsman in Doncaster im Jahre 1750 erfunden und durch Umschmelzen von Cement- oder

Schweisstahl in Tiegeln hergestellt wurde; man beschränkte sich dabei jedoch stets auf kleinere Objekte.

Größere fehlerfreie Gufsblöcke aus Stahl herzustellen gelang erst ums Jahr 1843 dem Besitzer einer unbedeutenden Stahlfabrik in Essen, Fr. Krupp, während dessen Nachfolger Alfred Krupp diesen Fabrikationszweig auf die gegenwärtige, nie geahnte Höhe gehoben hat.

Das Verdienst der Erfindung des sogenannten Stahlformgusses gebührt jedoch der Bochumer Gufsstahlfabrik, welche im Jahre 1851 die ersten Glocken aus Gufsstahl anfertigte.

2. Die neuere Epoche und die sich aus derselben ergebende neue Bezeichnung der verschiedenen Eisenarten.

Eine neue Epoche für die Eisenproduktion beginnt mit der Erfindung Henry Bessemers in Sheffield, welcher im Jahre 1855 ein Patent erwarb auf die Entkohlung des Gufseisens durch das Windfrischen; bei diesem Prozeß wird die atmosphärische Luft durch das flüssige Roheisen hindurchgeleitet, um demselben seinen Kohlenstoffgehalt auf einen gewissen Prozentsatz zu entziehen.

Seit dieser Erfindung ist die bisher gebräuchliche Bezeichnung der verschiedenen Eisengattungen, als Roh- oder Gufseisen, Schmiedeeisen und Stahl nicht mehr aufrecht zu erhalten, da die beiden letzteren Gattungen gegenwärtig durch zweierlei verschiedene Verfahrungsarten hergestellt werden können, und es wünschenswerth erscheint, dies auch durch eine besser gewählte Bezeichnung sofort erkennbar zu machen.

Da die Begriffe von Schmiedeeisen und Stahl seit der Einführung des Bessemerprozesses unsicher geworden sind, so hat sich während der internationalen Ausstellung in Philadelphia eine Kommission gebildet, welche von der Ansicht ausging, daß die bisher üblichen Bezeichnungen auf dem Felde der Eisenindustrie vollständig unzureichend sind und sogar vielfach zu streitigen Mißverständnissen Anlass geben.

Nach eingehender Begründung wurden dann auch folgende Vorschläge gemacht:

1. Alle schmiedbaren Verbindungen des Eisens mit den gewöhnlichen Bestandteilen, welche aus den erweichten Massen oder Paketen, oder in irgend einer Form und Gestalt aufserhalb des flüssigen Zustandes dargestellt worden sind, sich nicht merklich härten lassen und die dem ähnlich sind, was bisher als Schmiedeeisen bezeichnet wird, soll in Zukunft Schweißseisen genannt werden.

2. Verbindungen der soeben ausgeschiedenen Art, welche aus irgend einer Ursache gehärtet oder nachgelassen werden können, welche sonach dem ähnlich sind, was bisher Puddelstahl genannt wird, soll in Zukunft als Schweisstahl bezeichnet werden.

3. Alle Verbindungen des Eisens mit den gewöhnlichen Bestandteilen, welche durch flüssigen Zustand hierdurch zu schmiedbaren Massen geworden sind, und welche nicht merklich härter werden, wenn sie im rotglühenden Zustand in Wasser getaucht werden, sollen in Zukunft den Namen Flußeisen (Ingoteisen) führen.

4. Alle Verbindungen der zuletzt unterschiedenen Art, welche jedoch aus irgend einer Ursache sich härten lassen, sollen fernerhin als Flußstahl (Ingotstahl) bezeichnet werden.

Diesen Beschlüssen entsprechend unterscheidet man in neuerer Zeit:

I. Roheisen, leicht schmelz- und gießbar, jedoch nicht schmiedbar; mit einem Kohlenstoffgehalt von 2,2 bis etwa 5,0 Prozent.

A. Weißes Roheisen,

hart und spröde mit amorphem Kohlenstoff; dient vorwiegend zur Herstellung von schmiedbarem Eisen, Schweisseisen und Schweisstahl durch den Frischprozefs.

B. Graues Roheisen,

weniger hart und spröde, enthält neben gebundenem Kohlenstoff auch ausgeschiedenen in der Form von Graphit bei nie fehlendem Silicium. Dient zu Gußwaaren, aber auch zur Herstellung von schmiedbarem Eisen, Flußeisen und Flußstahl durch das Windfrischen.

II. Schmiedbares Eisen, schmiedbar, schwer schmelz- und schwer gießbar; mit einem Kohlenstoffgehalt von 0,03 bis etwa 2,2 Prozent.

A. Schmiedeeisen,

nicht oder unmerklich härtbar, mit 0,03 bis 0,4 Prozent Kohlenstoff.

1. Schweisseisen, in nicht flüssigem Zustande dargestellt; nicht vollkommen frei von Schlacke; leicht schweißbar.

Renn-, Herdfrisch-, Puddel- und Paket-eisen.

2. Flußeisen, auch Homogen-eisen genannt, in flüssigem Zustande dargestellt, und frei von Schlacke; weniger leicht schweißbar.

Bessemer- und Martineisen.

B. Stahl,

härtbar, mit 0,4 bis 2,2 Prozent Kohlenstoff.

3. Schweisstahl, in nicht flüssigem (teigigem) Zustande dargestellt; nicht vollkommen frei von Schlacke.

Renn-, Herdfrisch-, Puddel-, Cement- u. Gerbstahl.

4. Flußstahl, in flüssigem Zustande dargestellt und frei von Schlacke.

Bessemer-, Martin-, Flammofenflußstahl, Tiegelgußstahl.

Indem wir das Bessemer-Verfahren und die Einrichtung der Retorten oder Konverter im allgemeinen als bekannt voraussetzen, oder uns darauf beschränken, auf die betreffende Literatur hinzuweisen, möge hier nur auf das Hauptsächlichste dieses höchst wichtigen Prozesses der Flußeisen- und Flußstahl-Gewinnung aufmerksam gemacht werden:

Zur Erzeugung des erforderlichen Windstromes sind Cylindergebläse mit nahezu zwei Atmosphären Druck notwendig, um das Eindringen des flüssigen Eisens in die Windkanäle zu verhindern. Das Roheisen wird in überhitztem Zustande aus dem Schmelzofen in die Bessemerbirne eingeleitet, und erfordert die dann beginnende Entkohlung kein weiteres Brennmaterial, denn das im Roheisen vorhandene Silicium entwickelt bei seiner Oxydation eine ausreichende Wärme, um das Metall in leichtem Fluß zu erhalten. Das ganze Verfahren der durch das Spektroskop kontrollierbaren Entkohlung nimmt bei Chargen von 100 bis 150 Zentnern Roheisen nur 10 bis 20 Minuten in Anspruch, und während man noch etwa vor 10 Jahren selten mehr als 12 Einsätze in 24 Stunden verarbeitete, wurden beispielsweise auf dem Cambria Iron Works im Jahre 1880 in zwei Birnen pro Arbeitstag durchschnittlich 66 Einsätze à 130 Zentner Roheisen verarbeitet und ist diese Leistung sogar im Jahre 1881 auf 80 Chargen pro Tag gestiegen!

Was den Bessemer-Prozefs bisher noch verteuerte, war der Umstand, daß man dazu ein siliciumreiches (graues), aber phosphorarmes Roheisen benötigte, dessen Herstellung im Hohofen einen bedeutenden Brennmaterialbedarf erforderte; andererseits wurden die phosphorarmen Erze im Inlande immer teurer, und war man genöthigt, die für den Bessemer-Prozefs sich hauptsächlich eignenden phosphorfreien Erze aus Spanien und Algier zu beziehen, ein

Umstand, welcher die Preisdifferenz zwischen Puddel- und Bessemereisen auszugleichen nicht im stande war.

Nachdem es nun aber dem Engländer S. G. Thomas, im Verein mit P. C. Gilchrist gelungen ist, auch das aus phosphorhaltigen Erzen erblasene Roheisen zu entphosphoren, so haben die früher wertlosen kolossalen phosphorhaltigen Erzablagerungen in Deutschland einen höchst beachtenswerten Rang eingenommen, der uns zu der Hoffnung berechtigt, daß die deutsche Eisenindustrie sich dem Auslande gegenüber in einen unberechenbaren Vorteil setzen kann!

3. Das Thomas-Gilchrist-Verfahren (das Entphosphorisieren).

Bevor Thomas-Gilchrist seine so großartige Erfindung machte, wurde bereits die Abscheidung des Phosphors versucht; teilweise gelang dies schon, als man den durch H. Cort angewendeten Sandherd im Puddelofen mit einem Herde aus eisenreichen Schlacken vertauschte. Auch der Engländer Lowthian Bell liefs sich 1876 ein Verfahren patentieren, nach welchem er das vom Hohofen kommende, wenig überhitzte Flußeisen mit geschmolzenen eisenoxydreichen Schlacken mischt, und dann schnell von der entstehenden phosphorsäurehaltigen Schlacke trennt; bei diesem Prozeß wirkt das Eisenoxyd teils oxydierend, teils als basischer Körper.

Beim Bellschen Verfahren wird auch wohl Eisenoxyd, als natürliches Erz, in einem Kupolofen geschmolzen, wobei die Temperatur aber nicht so hoch steigen darf, daß dasselbe zu Metall reduziert wird; das Roheisen wird dann mit dem geschmolzenen Eisenoxyd in einen Rotator gebracht, und darf die Hitze hier nicht so hoch steigen, daß der Kohlenstoff abgeschieden werden könnte. Mit dem Phosphor wird auch der größte Teil Silicium und Schwefel entfernt.

Unstreitig ist es aber das Thomas-Gilchristsche Verfahren, welches auf höchst einfachem und zugleich praktischem Wege den Phosphorgehalt aus dem Roheisen beseitigt. Das viel bekämpfte Patent bezieht sich auf die Herstellung von feuerfesten basischen Ziegeln, dann auf Ofenfuttern für Siemens' Rotatoren und Bessemer-Konvertern u. s. w.

Zu den basischen Ziegeln (Futtersteinen) verwendet man 10 Proz. Kieselsäure, 4 bis 6 Proz. Thonerde (und Eisen), 30 Proz. Magnesia und 54 Proz. Kalk, und lassen sich dieselben aus Magnesia haltigen Kalksteinen und Wasserglas herstellen; beim Brennen in anhaltender Weißglühhitze werden sie basaltähnlich hart.

Aehnliche basische Futtersteine werden auch nach Riley aus gebranntem Dolomit, dem man 5 bis $7\frac{1}{2}$ Proz. Chamotte zusetzt, dadurch hergestellt, daß man die Masse mit 5 bis 10 Proz. rohem Petroleum, Theer oder schlechtem Harzöl mischt und kräftig in eine Form preßt.

Zur inneren Ausfütterung der Rotatoren und Konverter nimmt Thomas gewöhnlichen, möglichst reinen, gemahlene Kalk und mischt denselben mit 5 bis 15 Proz. (Gewichtsteilen) einer Lösung von Natron- oder Kaliumwasserglas, oder mit nahezu derselben Menge Thon oder Thonschiefer, oder mit 10 bis 20 Proz. gemahlener Hohofenschlacke aus Eisenwerken, oder mit Erzofenschlacke aus Kupfererzen.

Portlandcement oder jeder ähnliche hydraulische Cement oder Kalk, oder irgend ein natürliches Magnesiasilikat kann ebenfalls als Bindemittel benutzt werden. Eine Mischung von 3 Teilen Kalk, 2 Teilen Portlandcement hat sich als

sehr bewährt gezeigt. Magnesiakalkstein, Magnesia, kohlensaure Magnesia, Kalk oder kohlensaurer Baryt können in diesen Mischungen für Kalkstein substituiert werden, doch ist Kalkstein gewöhnlich vorzuziehen. *)

In allerneuester Zeit verwendet man als basisches Futter für die Bessemer-Birnen eine Mischung aus gebranntem gemahlenen Dolomit mit Theer. **)

Der Dolomit wird zerkleinert in einem Kupolofen mit abwechselnden Lagen von Koks im Verhältnisse von etwa $\frac{1}{4}$ seines Gewichtes gebrannt, wobei die Hitze durch Anwendung eines kräftigen Gebläses so hoch getrieben wird, daß eine teilweise Frittung eintritt.

Nachdem die Masse von Koks und Schlacken befreit ist, wird sie gemahlen und mit etwa 7 Proz. Theer zu einer plastischen Masse verarbeitet; diese wird dann entweder zur Herstellung von Ziegeln oder zum Ausstampfen benützt.

Gestampfte Futter in den Birnen und Böden sollen sich — weil sie keine Fugen besitzen, besser bewähren, als aus einzelnen Ziegeln hergestellte und man sucht deshalb die mechanischen Vorrichtungen zum Ausstampfen der Rotatoren möglichst zu vervollständigen.

Für die Erkenntnis des mit so glänzenden Erfolgen gekrönten Entphosphorungs-Prozesses mögen hier folgende Sätze folgen:

1. Der Phosphor läßt sich selbst unter oxydierenden Einflüssen aus dem Eisen auch dann nicht abscheiden, wenn eine kieselsäurereiche Schlacke vorhanden ist, oder wenn man Oefen mit quarzreichem Futter verwendet.

2. Dagegen ist eine Abscheidung des Phosphors aus dem Eisen vor dem Kohlenstoff möglich, wenn die Temperatur nicht sehr hoch über dem Schmelzpunkt des Roheisens liegt und eine starke basische Schlacke vorhanden ist.

3. Bei sehr hoher Temperatur, wie sie zur Flüssigerhaltung schmiedbaren Eisens notwendig ist, wird Phosphor aus dem Eisen nicht mehr abgeschieden, so lange noch Kohle im Eisen vorhanden ist; die letztere nämlich wirkt auf die entstandene Phosphorsäure reduzierend ein, und führt so den Phosphor an das Eisen zurück.

Beim basischen Bessemer-Prozesse ist dies letztere wirklich der Fall; denn die Abscheidung des Phosphors beginnt erst nach dem nahezu vollständigen Abbrand der Kohle, dann aber beginnt die Entphosphorung so vollständig, daß das Enderzeugniss ebenso phosphorarm ist, als früher bei der Verwendung der besten (grauen) Roheisenarten.

Würde man endlich beim basischen Prozesse ein (weißes) Roheisen mit etwa 2 Proz. Silicium verwenden, so würde die bei dem Prozesse sich bildende Kieselsäure einen Teil der Schlacke sauer machen; in solchem Falle muß ein größerer Zuschlag an Kalk gegeben werden, um der Schlacke die zur Phosphorabscheidung notwendige basische Eigenschaft zu erhalten.

Den für die grössere Schlackenmenge benötigten Wärmeaufwand aber liefert in diesem Falle der Phosphor bei seinem Oxydationsprozesse selbst.

Unter Umständen eignet sich somit ein Roheisen mit höherem Phosphorgehalt (etwa 2 Proz.) weit besser zur Fabrikation des schmiedbaren Eisens als ein phosphorärmeres.

*) Ausführliches siehe: K. D. Patentschrift No. 5869 und No. 6080.

**) Näheres im Génie civil 1882, S. 351.

Da sich gegenwärtig das weisse Roheisen mit nur etwa 0,5 Proz. Silicium und hohem Phosphorgehalt ohne Anstand verarbeiten läßt, solche Roheisen im Hohofen aber billiger erzeugt werden, als das graue Roheisen bei dem älteren sogenannten sauren Prozeß, so ist auch hierdurch ein nicht zu unterschätzender Vorteil gewonnen.

In Frankreich geht die Société anonyme des fers et aciers par alliges de manganèse à Paris von der Ansicht aus, daß bei der Herstellung von Stahl in dem dazu verwendeten Guß- und Schmiedeeisen eine bedeutende Menge von Phosphor bleiben könne, wenn der Kohlenstoff ganz oder teilweise in entsprechendem Verhältnis zu dem bleibenden Phosphor entfernt wird, und daß ferner an die Stelle des ausgetriebenen Kohlenstoffs neben Phosphor auch Mangan — unter der Form von Ferro-Mangan tritt.

Ferro-Mangan wird seit dem Ende der siebziger Jahre (mit 7 bis 20 Proz. Spiegeleisen und bis zu 90 Proz. Mangan) teils in Tiegeln, vorherrschend aber in Hohöfen dargestellt und stehen die betreffenden Fabrikate der französischen Eisenwerke zu St. Louis, Terre noire, Creusot in großem Rufe.

Neben der Darstellung des Flusseisens und Flußstahls in der Bessemerbirne hat sich besonders in Frankreich (Sireuil) der Martin-Prozeß oder die Flammofen-Flusseisendarstellung geltend gemacht; dieses Verfahren beruht auf dem Zusammenschmelzen von schmiedbarem Eisen und Roheisen unter Anwendung der von W. Siemens erdachten Regenerativ-Feuerung.

Ein Vorteil, der dem Martin-Verfahren — und zwar mit Recht — nachgerühmt wird, ist der, daß sich mit großer Sicherheit ein Produkt von einem ganz bestimmten Kohlenstoff-Gehalte darstellen läßt, ohne auch nur im geringsten seine gute Schweißbarkeit zu verlieren, denn es lassen sich bei dieser Produktionsart zu jeder Zeit bequem „Proben“ nehmen, und können ebenso leicht Zuschläge von Erzen oder von Abfalleisen beigegeben werden.

Ferner gestattet dieser Prozeß die Verarbeitung der in gegenwärtiger Zeit sich immer mehr anhäufenden Eisen- und Stahlabfälle aller Art, so daß der Martin-Ofen ein wichtiges Glied in der Kette der modernen eisenhüttenmännischen Apparate bildet. Auf großen Eisenwerken tritt derselbe als eine Ergänzung des Bessemerwerks, zur Verarbeitung der massenhaft sich ergebenden Abfälle, auf; kleineren Werken giebt er Gelegenheit, auch Flußeisen in geringeren Mengen darzustellen, als sie ein Bessemerwerk liefern muß, wenn es mit Nutzen arbeiten soll.

In bezug auf die der neuesten Zeit angehörenden Errungenschaften möchten für die Praxis noch folgende Betrachtungen hier Platz finden:

Alles aus dem Bessemerprozeß hervorgegangene Eisen, Flußeisen und Flußstahl, ist im Vergleich mit dem Schweißeseisen und Schweißstahl schlackenfrei, und besitzt hierdurch viele vorzügliche Eigenschaften.

Bei gleichmäßiger körniger Textur zeichnet es sich durch große Härte und besonders große Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung aus.

Diese größere Härte, welche sich auch im erhitzten Zustande bemerkbar macht, ist aber auch die Ursache, daß alles Homogen-Eisen schwieriger zu bearbeiten ist und besonders mehr Kraftaufwand beim Verarbeiten (Schmieden) bedarf, als Schweißeseisen. Andererseits läßt sich diese Eisensorte — aus noch nicht genügend aufgeklärten Ursachen — oft sehr schwer schweißen.

Aus diesen Ursachen wird das Schweißeseisen in den Werkstätten der Schlosser und Schmiede immer noch mit großer Vorliebe verarbeitet, und möchte auch wohl sobald nicht vom Homogen-Eisen verdrängt werden, es

sei denn, daß man die bisherigen Schwierigkeiten beim Schweissen überwinden gelernt hat, und das wird sicherlich wohl in längerer oder kürzerer Zeit nicht ausbleiben!

Auch für Gegenstände, bei deren Anfertigung starke Querschnittsveränderungen und bedeutende mechanische Arbeitsleistungen notwendig sind, wie dies z. B. bei Konstruktionen mit doppelten T-Trägern und Winkeleisen u. s. w. oft der Fall ist, wird man dem Schweißeseisen ebenfalls noch den Vorzug geben.

Als vollständig aus dem Felde geschlagen ist das Schweißeseisen jedoch in bezug auf die Fabrikation der Eisenbahnschienen und bei anderweitigem Eisenbahnbedarfe.

Nach Glasers Annalen wurden im Jahre 1880 von 634 Kilotonnen erzeugten Flusseisens, oder von 1731 Kilotonnen erzeugten schmiedbaren Eisens überhaupt $394\frac{1}{2}$ Kilotonnen Flusseisen allein für Eisenbahnschienen, 499 Kilotonnen Flusseisen für anderweitigen Eisenbahnbedarf verwendet.

Um diese kolossale Masse von Schienen in möglichst billiger Weise herzustellen, werden gegenwärtig die Bessemerblöcke in einer einzigen oder in zwei Hitzen zu fertigen Schienen ausgestreckt, wobei dieselben eine doppelte, oft auch drei- bis fünffache Länge erhalten und dann in noch glühendem Zustande, unter Anwendung von Kreissägen, zerschnitten werden.

Damit die Schienen nicht vorzeitig während des Walzens erkalten, hat man die sogenannten Triowalzwerke (mit drei übereinander angeordneten Walzen) eingeführt. Dergleichen neue Walzwerke benötigen freilich eine Arbeitskraft von 600 bis 800 Pferdekräften, während die älteren Schienenwalzwerke etwa 120 Pferdekräfte bedurften.

Die Leistungsfähigkeit hat sich in den neu eingerichteten Werken von Essen und Bochum so gesteigert, daß ein einziges Schienenwalzwerk mit zwei Walzentrios in 24stündiger Arbeitszeit etwa 1200 Stück Schienen liefert; auf den Edgar Thomson Steelworks in Nord-Amerika werden sogar 2000 Stück Eisenbahnschienen und darüber in 24stündiger Arbeitszeit angefertigt!

II. Das Eisen als Konstruktionsmaterial der Gegenwart.

A. Die allgemeinen Eigenschaften von Roheisen, von Schweiß- und Flusseisen.

(Farbe, Struktur, Härte, Elastizität, Schwindmaß, Ausdehnung, Gewicht.)

Das Eisen zerfällt, wie bei der Klassifikation des Eisens auf Seite 24 schon angegeben wurde, in zwei Hauptgruppen: I. Roheisen, II. Schmiedbares Eisen.

I. Roheisen.

Bei den Roheisensorten ist außer dem weissen und grauen als Zwischenstufe noch das halbirte Roheisen zu nennen.

Das weisseste Roheisen mit chemisch gebundenem Kohlenstoff bis zu 5 Proz. und einem Mangengehalte von 3 bis 20 Proz. nennt man Spiegeleisen, wegen seiner im Bruche ausgezeichneten grossen Spiegelflächen; es ist äusserst spröde und von einer Härte, dass es von den besten Feilen nicht angegriffen wird. Diesem zunächst steht das weifsgare Eisen, während weiter das blumige Roheisen von bläulich grau-weißer Farbe und schwach strahligem Gefüge einen merklichen Uebergang ins graue Roheisen vermittelt.

Das luckige Roheisen, ebenfalls bläulich grau-weiß, ist löchrig und hat dabei zackig körnige Textur. Mehr und mehr ins Graue spielend, dabei porös, jedoch von ziemlich ebenem Bruch, nennt man grelles Roheisen, welches den ausgesprochensten Uebergang vom weissen zum grauen Roheisen bildet, aber zum Bearbeiten mit der Feile, dem Bohrer u. s. w. noch zu hart ist.

Das gemeine, graue oder gare Roh- oder Gufseisen wird, dunkelgrau mit zahlreichen Graphitblättern und glänzend blättrigem Bruch, mit Nr. I bezeichnet; Nr. III ist dagegen lichtgrau und feinkörnig.

Ein zum Hartguss sich besonders eignendes Gemenge von grauem und weissem Roheisen wird als halbiertes bezeichnet und hat dasselbe eine ziemlich feinkörnige Textur mit dunkleren, graphitreicheren, rundlich gröfseren oder kleineren Punkten oder Flecken in weifs-grauem Grunde.

Das Gufseisen wird bei hinlänglicher Schmelzhitze so dünnflüssig, dass es in die zartesten Falten der Gussform eindringt, und so Güsse von der aus-

gesprochensten Schärfe und Reinheit zu liefern im stande ist; es füllt die Form aufs vollständigste aus, weil es beim Erstarren sich etwas ausdehnt.

Die Eigenschaft, daß lichtgraues und auch halbiertes Eisen durch schnelles Abkühlen weiß und dabei etwas schwerer und hart wird, erklärt sich dadurch, daß bei schnellem Abkühlen der geschmolzenen Masse der Kohlenstoff chemisch gebunden wird, während ein langsames Erstarren die Ausscheidung von Graphit begünstigt. Besonders wird beim sogen. Hartguß von ersterer Erscheinung ein sehr wichtiger Gebrauch gemacht.

Glühend gemacht läßt sich Gußeisen besonders auf seiner Oberfläche durch Eintauchen in konzentrierte Kochsalzlösung härten, und nimmt dann auch eine bessere Politur an.

II. Schmiedbares Eisen. A. Schmiedeeisen (Schweißeseisen). B. Stahl (Flusseisen).

A. Das Schweißeseisen, gewöhnlich Schmied- oder Stabeisen genannt, ist entweder sehniges Schmiedeeisen oder Feinkorneisen; ersteres hat einen sehnigen, letzteres einen feinkörnigen Bruch.

Schmiedeeisen, im Bruche mit dunkler Farbe und mattem Glanz, oder mit lichtgrauer Farbe und hellem Glanz ist kein gutes, während dunkle Farbe und heller Glanz, oder lichtgraue Farbe und matter Glanz (wenn auch nicht ganz sicher) auf eine gute Qualität schließen lassen. Das sogen. Grobkorneisen ist ein schlechtes unreines, namentlich phosphorhaltiges Schmiedeeisen.

Gutes Schmiedeeisen ist sehr geschmeidig, läßt sich selbst kalt hämmern, zu Draht ziehen und nimmt dabei an Dichtigkeit und Härte zu; fortgesetztes Hämmern macht es jedoch rissig. Durch Ausglühen kommt die frühere Weichheit und Geschmeidigkeit wieder zur Geltung.

Fehlerhafte Eisensorten sind hauptsächlich das rotbrüchige und das kaltbrüchige Eisen; ersteres, mit einem sehr geringen Schwefelgehalt, läßt sich zwar in der Weißglühhitze gut schmieden, bekommt aber in der Dunkel-Rotglut Kantenrisse; letzteres, mit einem Phosphorgehalt von beiläufig $\frac{1}{2}$ Proz., zerspringt, wenn es kalt gehämmert wird, ist aber gut schweißbar.

Diese Schweißbarkeit äußert sich in der Eigenschaft, daß Schmiedeeisen, bis zur Weißglut erhitzt, so weich wird, daß zwei Stücke aneinandergelegt und gehämmert sich zu einem Stück vereinigen. Um beim Schweißen die sich sonst sehr leicht bildende und hinderlich einwirkende Oxyduloxyschicht zu vermeiden, bestreut man die zur Schweißhitze gebrachten Stellen mit Sand, welcher mit der Oxyduloxyschicht eine chemische Verbindung bildet und so zu einer flüssigen Schlacke zusammenschmilzt; die letztere wird durch Hämmern aus der Fuge herausgequetscht, sodafs die Schweißflächen sich metallisch rein vereinigen können.

Zuweilen setzt man dem Sande etwas Kochsalz zu, oder verwendet gepulverten Lehm, Glasgalle; für feinere Arbeiten Borax, auch soll das Ueberstreichen der Schweißstellen mit Wasserglas Empfehlung verdienen.

Sehr wichtig erscheint für den Techniker die Qualitätsprüfung des Stabeisens und soll sich dieselbe erstrecken:

1. Bei jedem einzelnen Stab auf das äußere Ansehen desselben, allenfalls verbunden mit einer Wurf- oder Schlagprobe;

2. bei mehreren Stäben einer größeren Lieferung auf das Verhalten beim Biegen bis zum Brechen und das Bruchansehen, und
3. in zweifelhaften Fällen auf die heisse und bisweilen auf die Aetzprobe.

Alles Stabeisen soll äußerlich gleichmäßig reine Flächen und scharfe Kanten ohne Querrisse besitzen; unganze Stellen, Schuppen, raue Flächen und Längerrisse lassen auf ein unreines Produkt schliessen. Eine spiegelnde glatte Außenfläche zeigt, dass der Stab auf nasser Bahn des Ambosses überschmiedet worden ist, wodurch das Material etwas spröder wird. Zu kalt gewalzte Stäbe erhalten eine unansehnliche rote Farbe von eingedrücktem Glühspan. Stab- und Bandeseisen mit kleinen Querschnitten sind bei gutem äußerem Ansehen, ihrer dünnen Ausarbeitung wegen, als fehlerfrei zu betrachten; bei großen Querschnitten jedoch ist immerhin noch die Möglichkeit vorhanden, dass das Stabeisen Fehler besitzt, die man dann wohl durch Wurf-, Fall- oder Biegeproben nachweisen kann; im ersteren Fall wird der zu prüfende Eisenstab auf einen scharfrückigen Amboss geworfen, im zweiten Falle wird der zu prüfende Stab in der Mitte hohl gelegt und den Schlägen eines Hammers oder dem Stoss eines fallenden Gewichtes ausgesetzt. Durch solche Proben überzeugt man sich, ob man es mit kaltbrüchigem Eisen zu thun hat. Bei der Biegeprobe soll das Eisen, zu 90° auf- und niedergebogen, nicht sofort Bruchstellen zeigen; hartes Eisen giebt beim Biegen ein knisterndes Geräusch und vibriert, beim weichen Eisen ist dies nicht der Fall. Die so erhaltenen Bruchstellen sind gewöhnlich sehnig und verrieben; eine reine Bruchfläche erhält man, wenn man den Stab vor dem Biegen mit einem scharfen Meissel an der Biegungsstelle einhaut. Bricht hierbei der Stab glatt ab, ist der Bruch glänzend, grobkörnig und bläulich weiß, so ist das Eisen kaltbrüchig, bei gelblich-weißer Farbe ist das Eisen verbrannt. Lichtgrauer feiner körniger Bruch deutet auf hartes Eisen; dunkelgrauer matter und kurz faseriger Bruch deutet auf Faulbruch; feine, lange mattglänzende lichte Fasern deuten auf gutes Eisen. Ungleicher Bruch, teils körnig, teils sehnig deutet auf Rohbruch.

Am sichersten jedoch ist das Stabeisen in bezug auf seine Güte durch einen geübten Arbeiter durch Meissel, Drehstuhl und Feile zu beurteilen; gutes Eisen giebt auch beim Hobeln lange, zähe Späne und auf der zu bearbeitenden Oberfläche treten etwaige unganze oder ungleich harte Stellen sichtbar hervor; durch die heisse Probe, d. h. beim Verhalten im Schmiedefeuer prüft man am Schmiedeeisen die Rotbrüchigkeit, denn lässt sich der glühende Stab gut flach ausschmieden und lochen, ohne Risse zu erhalten, so ist er nicht rotbrüchig. Auch durch Aetzen mit schwacher Säure lässt sich die Homogenität des Stabeisens nachweisen, indem dadurch auf einer blank hergestellten Fläche nur dann ein Hervortreten von Streifen und Punkten sichtbar wird, wenn das Eisen nicht homogen zusammengesetzt ist.

Beim Aetzen verfährt man wohl in folgender Weise:

Auf die glatt gefeilte oder blank geschliffene Fläche bringt man die aus 1 Teil Wasser und 1 Teil Salzsäure bestehende Flüssigkeit, nachdem die betreffende von einem niedrigen 1 cm hohen Wachsrand eingefasst ist; hat die Einwirkung der Säure 1 Stunde gedauert, so wird schlechtes, phosphorhaltiges Schmiedeeisen schwarz und porös erscheinen, gutes Schmiedeeisen hingegen, obwohl gleichfalls von der Säure lebhaft angegriffen, zeigt nach dem Abspülen der Aetzfläche noch die Eisenfarbe, wenn auch etwas dunkler. Unganze Stellen, Aschenlöcher und die von der Erzeugung herrührenden Schichtungslinien treten

hierbei zu Tage, letztere allerdings bei dünnem Stabeisen meist wenig deutlich, da die Verquetschung der in der Masse ziemlich gleichförmigen Schichten eine weit getriebene ist. *)

In den Handel kommt:

A. das Schmiede- oder Stabeisen in mannigfachen Sorten als Schmiedeeisen, Schnitteisen und Walzeisen vor. Das Schmiedeeisen wird da vorgezogen, wo es auf Gleichmäßigkeit des Gefüges und große Zähigkeit ankommt, wird aber selten in großen Quantitäten angewendet. Das Schnitteisen ist Walzeisen von kleinen Dimensionen und wird durch Zerschneiden von dünnem Walzeisen gewonnen.

1. Das Walzeisen, auch Stabeisen genannt, am häufigsten im Handel vorkommend, zerfällt in Stangeneisen, Blech- und Mustereisen; das Stangeneisen in Flach- oder Bandeisen, Vierkanteisen, Rundeisen, Reifeisen, Materialeisen, Fenstersprossen- und T-Eisen, Winkeleisen, Leisteneisen, E-Eisen, Façoneisen, doppelt T-Eisen, Zorés-Eisen, Eisenbahnschienen. **)

2. Flusseisen, auch Homogen-Eisen genannt, ist das nahezu vollständig entkohlte Produkt des hierzu entsprechend geleiteten Bessemerprozesses; es ist ein aus dem flüssigen Zustande hervorgegangenes Erstarrungsprodukt in Form eines in Coquillen gegossenen Blockes, Ingot genannt; solche Blöcke oder Klötze kommen jedoch nicht in den Handel, sondern werden unter dem Hammer und in den Walzwerken in Stabeisenform gebracht. Nach einer in Oesterreich von Tunner eingeführten Numerierung der Bessemerstahlsorten ist No. VI und No. VII jenes Produkt, welches hier Flusseisen genannt ist; das erstere mit 0,25 Kohlenstoff ist feinkörnig und nimmt beim Abschrecken im Wasser nur wenig Härte an, das andere mit nur 0,05 Kohlenstoff dagegen nimmt keine Härte an; beide Sorten werden vorherrschend zu Blechen, Axen, Nieten, Eisenbahnschienen, Trägern u. s. w. verarbeitet.

Das aus den Ingots hervorgegangene Flusseisen ist im Bruche stets feinkörnig; blättriger oder sehr grobkörniger Bruch, wie er bei den Ingots selbst gewöhnlich ist, darf bei dem gehämmerten oder gewalzten Produkt nicht vorkommen; ein matter, feinkörniger Bruch ist bei gutem Material von jenem des Stahls kaum durch merklich lichtere Farbe und etwas gröberes Korn zu unterscheiden.

Das Flusseisen geht aus allen den Prozessen hervor, aus welchen Flusstahl hergestellt wird.

B. Was den Begriff Stahl anbetrifft, unterscheidet man gegenwärtig auch hier Schweisstahl und Flusstahl. Der Schweisstahl wird je nach dem dabei verwendeten Prozeß, Frisch-, Puddel- oder Cement-Rohstahl genannt; durch Paketiren, Schweißen, Gerben entstehen die raffinierten Stahlsorten.

Guter Frisch- und Puddelstahl zeigt im Bruche ein feinkörniges Gefüge mit mattem Glanz; gehärteter Stahl hat ein feineres Korn, wie ungehärteter. Er kommt in viereckigen Stäben in den Handel und heißt Roh-, Schmelz- oder Mockstahl. Wie beim Schmiedeeisen kann auch der

*) Der Ingenieur Martens in Berlin hat es unternommen, die verschiedenen Eisenarten einer mikroskopischen Untersuchung zu unterwerfen; die Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure bringt im Jahre 1878 in mehreren Abschnitten, unterstützt durch zahlreiche, teils kolorierte mikroskopische Bilder diese vorzügliche Arbeit.

**) Die Abmessungen aller dieser Eisensorten, die Gewichte derselben pro laufenden Meter siehe Gottgetreu, Baumaterialien, III. Auflage II. Band S. 54 bis 63, mit der Beilage von 13 lithogr. Tafeln.

Stahl rot- und kaltbrüchig, roh- und faulbrüchig sein, letzteres besonders dann, wenn sich im Stahle noch Roheisenteilchen befinden.

Guter Frisch- und Puddelstahl muß sich schweißen lassen; in welchem Maße und in wie viel er bei wiederholten Schweißungen an Sprödigkeit und Härte verliert und an Festigkeit gewinnt, hängt bei gleichem Schweißverfahren lediglich von der Beschaffenheit des verwendeten Roheisens und dem Frischverfahren ab.

Den Wert des Stahls von seinem Bruchansehen ableiten zu wollen ist unstatthaft; seinen Härtegrad, seine Bearbeitung, überhaupt seine Leistungsfähigkeit u. s. w. läßt sich mit Sicherheit nur durch Festigkeitsproben und namentlich aus dem Verhalten bei seiner weiteren Verarbeitung ableiten.

Der rohe Cementstahl, seiner blasigen Oberfläche wegen auch wohl Blasenstahl genannt, hat einen etwas glänzenden krystallinen Bruch, kann aber ungegerbt oder ungeschmolzen nur zu ordinären Werkzeugen verwendet werden. Guter Cementstahl verlangt zu seiner Herstellung ein reines gutes Feinkorneisen.

Flussstahl geht nur aus einem der drei bekannten Schmelzprozesse hervor und haben wir es hier vorherrschend mit dem Bessemerstahl, dem Martin-Stahl und dem Tiegelgussstahl zu thun.

Das Bruchansehen des rohen Flussstahls in der Gestalt von Ingots ist stets grob krystallinisch, oft strahlig und blasig; dasselbe erleidet jedoch durch Hämmern und Walzen eine eingehende Umgestaltung, so daß der Bruch des Gussstahls etwas dunkler, matter, gleichsam sammtartig schimmernd und meist noch feinkörniger wie jener des Gerbstahls ist.

Der Bessemerstahl findet ausgedehnte Anwendung zu Eisenbahnschienen, Trägern, Achsen, Blech, ferner in den härteren Varietäten zu ordinären Werkzeugen; der Kohlenstoffgehalt schwankt zwischen 0,5 und 2,0 Proz.; eine üble Eigenschaft ist, daß er sich schwerer schweißen läßt als alle anderen Stahlsorten mit gleichem Kohlenstoffgehalt.

Der Martin-Stahl hat so ziemlich dieselbe Verwendung wie der Bessemerstahl. Beide Stahlsorten liefern ein nahezu ganz gleichförmiges Material und eignen sich besonders zur Massenproduktion.

Der Tiegelgussstahl ist das fast ausschließliche Material für feinere Werkzeuge und Instrumente; öfteres Umschmelzen verbessert seine Qualität und werden wohl Zusätze wie Silber, Mangan, Wolfram, Chrom beigegeben, wenn es sich darum handelt, einen Stahl von ganz besonderen Eigenschaften herzustellen. *)

Zur Prüfung der Güte des Stahls dient in erster Reihe sein Bruchansehen; hieraus läßt sich erkennen, ob die Masse gleichförmig, frei von Eisenadern und unganzen Stellen ist; Feinheit und Farbe des Kornes lassen auf den Härtegrad Schlüsse zu, besonders wenn man dabei nicht nur seine chemische Konstitution, sondern auch die Art seiner vorhergegangenen Bearbeitung in Betracht zieht.

Guter Stahl zeigt glatte und reine Oberflächen, ohne Flecken und Streifen, und frei von Glühspan; Stahlstäbe ertragen ein mehrmaliges Hin- und Herbiegen nicht, sondern brechen leicht, plötzlich und kurz; guter Stahl zum Verarbeiten als Schmiedewaare muß leicht schweißbar sein und muß ein öfteres vorsichtiges Erhitzen ertragen, ohne dadurch zu weit entkohlt zu werden,

*) Ueber Mushet's Spezialstahl, Chrom-, Titan-, Silberstahl u. s. w. wird hier verwiesen auf Gottgetreu, Baumaterialien, III. Aufl., II. Band S. 76.

durch Ablöschen in nicht zu hoher Temperatur grofse Härte, verbunden mit Zähigkeit und Elastizität annehmen, so dafs er, ohne sich leicht abzustumpfen oder abzubrechen, hartes Gufseisen angreift, und bei neuem Ausglühen nach dem Härten seine frühere Weichheit wieder erlangt.

Weitere Beurteilungen der Güte des Stahls werden ermöglicht bei der Bearbeitung desselben durch Meissel und Drehbank; in neuester Zeit prüft man auch den Stahl durch Aetzen, worauf bereits verwiesen wurde.

Die im Handel vorkommenden Sorten sind äufserst umfassender Natur, und verweisen wir in dieser Beziehung auf Karmarsch und Heerens technol. Wörterbuch; (Art: Stahl).

Eine ungemein wichtige Stellung nimmt gegenwärtig der Stahl in bezug auf die Gufsstahlproduktion ein, als dessen Erfinder der englische Uhrmacher Benjamin Huntsman (1790) genannt wird.

Die neuesten durch Siemens und Landin verbesserten Tiegel-Schmelzöfen ermöglichen den Massengufs, den wir mit Recht in den Leistungen des Krupp'schen Etablissements in Essen bewundern! Eine andere Spezialität ist hier noch zu erwähnen, nämlich der Façongufs von Mayer in Bochum, dem wir auch die gegenwärtig so häufig verwendeten Gufsstahlglocken zu verdanken haben.

Reine Stahlgüsse herzustellen ist stets mit grofsen Schwierigkeiten verbunden. Im allgemeinen ist darauf zu sehen, dafs der Stahl gehörig flüssig aus dem Ofen kommt, damit sich Gase und Schlackenteilchen in der Giefspfanne oder in den Tiegeln absondern können. Der Stahl darf aber auch nicht in zu erhitztem Zustande vergossen werden.

Sehr häufig besitzt der Gufsstahl die Eigenschaft, stark zu schwinden, weshalb er in der Gufsform nachsinkt; der schnell nach dem Gusse auszuführende Verschluss der Gufsform bezweckt die Luft abzuhalten und zugleich einen Druck auf die Masse im Innern auszuüben. In allerneuester Zeit wird der Stahl in flüssigem Zustande einer starken Pressung unterworfen, wie dies beispielsweise in den Stahlwerken von Withworth in Manchester der Fall ist. *)

Gewöhnliche Stahlgüsse sind oft sehr porös, indem der Stahl in der Hitze Gase absorbiert, welche bei eintretender Abkühlung wieder zu entweichen suchen. Um die Porösität der Güsse zu verhüten, bringt man eine geringe Menge flüssigen Roheisens in die Gufspfanne, ehe sie mit der Charge gefüllt wird; ähnlich verwendet man auch wohl ein Gemenge aus gleichen Teilen von Braunstein und Kochsalz, welches, in die Stahlpfanne gebracht, eine dünnflüssige Schlacke erzeugt und in folge dessen reine Güsse giebt.

Andere Gufsfehler entstehen durch ungleichmäfsiges Erstarren und Schwinden des Metalls, und zeigen dann die Güsse Längen-, Quer- und Bodenrisse.

Der Gufsstahl findet ausser seiner hervorragenden Verwendung im Maschinen- und Dampfkesselbau auch eine solche in der gesamten Baukonstruktion.

Da das Eisen aber nicht allein als Stabeisen, Façoneisen u. s. w. u. s. w. in den Hochbaukonstruktionen verwendet wird, sondern auch in der Form von Blechen, Draht und Nägeln, so wird auch hier in bezug auf die im Handel vorkommenden verschiedenen Sorten auf die betreffende Literatur verwiesen. **)

Die Ausdehnung des Eisens durch eintretende Temperatur-Veränderungen ist besonders bei Konstruktionen von sehr bedeutenden Dimensionen zu berücksichtigen; bezeichnet:

*) Näheres in Génie civil 1882, S. 385.

**) Gottgetreu, Baumaterialien, III. Aufl., II. Theil, S. 87 bis 107.

l_1 und l_2 die Längen
 F_1 und F_2 die Querschnitte
 V_1 und V_2 die Volumina } eines starren Körpers bei den Temperaturen t_1 und t_2

α den linearen Ausdehnungskoeffizienten, d. h. das Stück, um welches die Längeneinheit bei jedem Grade der Temperatur-Erhöhung zunimmt, so ist:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1 + \alpha t_1}{1 + \alpha t_2}, \text{ und fast genau:}$$

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{1 + 2 \alpha t_1}{1 + 2 \alpha t_2} \text{ und } \frac{V_1}{V_2} = \frac{1 + 3 \alpha t_1}{1 + 3 \alpha t_2},$$

wobei jedoch zu bemerken ist, daß der Koeffizient α im allgemeinen zwar mit der Temperatur wächst, hier aber annähernd als konstant betrachtet werden kann.

Tabelle

über die Ausdehnung verschiedener Metalle bei der Temperatur von 0 bis 100 Grad C.

Metalle	Volumen- ausdehnung (300 α)	Flächen- ausdehnung (200 α)	Längen- ausdehnung (100 α)	
Gufseisen	0,003330	0,002220	0,001110	$\frac{1}{901}$
Stabeisen	0,003705	0,002470	0,001235	$\frac{1}{812}$
Stahl, ungehärtet	0,003236	0,002158	0,001079	$\frac{1}{927}$
Stahl, gehärtet	0,003719	0,002479	0,001240	$\frac{1}{807}$
Kupfer*)	0,005155	0,003436	0,001717	$\frac{1}{582}$
Messing	0,005603	0,003735	0,001868	$\frac{1}{535}$
Zink	0,008825	0,005883	0,002942	$\frac{1}{340}$
Zinn	0,005813	0,003875	0,001938	$\frac{1}{518}$
Blei	0,008545	0,005697	0,002848	$\frac{1}{351}$

Die Ausdehnungs- oder Zusammenziehungskraft einer prismatischen Stange bei einer Temperatur-Veränderung von t Grad ist:

$$P = \alpha \cdot t F E,$$

wenn α den Ausdehnungs-Koeffizienten, E den Elastizitäts-Koeffizienten und F den Querschnitt bezeichnet.

Das Gewicht des Eisens und überhaupt der Metalle kommt bei den meisten Konstruktionen wesentlich mit in Betracht, und ist es daher notwendig, nicht bloß deren spezifisches, sondern auch deren absolutes Gewicht kennen zu lernen.

In der beifolgenden Tabelle sind die spez. Gewichte nach den Angaben verschiedener Autoren zusammengestellt und die absoluten Gewichte nach Kilogramm und Kubikmeter berechnet:

Metalle	Spez. Gewicht	1 cbm absolutes Gewicht in kg		
		kleinstes	mittleres	größtes
Gufseisen	6,635—7,889	6635	7262	7889
Schmiedeeisen	7,352—7,912	7352	7632	7912
Stahl	7,500—8,000	7500	7750	8000
Kupfer	8,910—8,930	8910	8920	8930
Messing	7,820—8,730	7820	8275	8730
Bronze	8,215—8,542	8215	8378	8542
Zink	6,850—7,300	6850	7175	7300
Zinn	7,290—7,470	7290	7380	7470
Blei	11,330—11,440	11330	11385	11440

*) Des Vergleichs wegen hier mit aufgenommen.

Wir lassen hier zum praktischen Gebrauch weitere Gewichtstabellen für Guß- und Schmiedeeisen folgen:

Normaltabelle

des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins der Gas- und Wasser-Fachmänner für gußeiserne Flanschen- und Muffenrohre.

Lichter Durchmesser D	Flanschenrohre											Muffenrohre						
	Normalwandstärke δ f. 10 Atm. Arbeits-, 20 Atm. Probedruck	Flanschdurchmesser D_1	Flanschdicke f	Durchmesser D_2 des Schraubenlochkreises	Schrauben		Baulänge	Gewicht eines Rohres (rund)	Gewicht eines Flansches nebst Anschluss (rund)	Gewicht von 1 m Rohr exkl. Flansche	Außerster Muffendurchmesser	Innerer Muffendurchmesser	Tiefe der Muffe	Gewicht pro lfd. m exkl. Muffe	Gewicht der Muffe	Gewicht pro lfdn. m Baulänge inkl. Muffe	Baulänge	
					Anzahl	Stärke												Durchmesser der Schraubenlöcher
40	8	150	18	115	4	13	15	2	21,4	2	8,75	120	69	74	8,75	2,0	9,75	2
50	8	160	18	125	4	15,5	17	2	25,5	2,2	10,58	132	81	77	10,58	2,6	11,88	2
60	8,5	175	19	135	4	15,5	17	2	45	2,7	13,26	143	91	80	13,26	3,15	14,83	2
70	8,5	185	19	145	4	15,5	17	3	51,4	2,9	15,20	153	101	82	15,20	3,7	17,05	3
80	9	200	20	160	4	15,5	17	3	61,7	3,5	18,25	164	112	83	18,25	4,32	19,70	3
90	9	215	20	170	4	15,5	17	3	68,8	4	20,30	175	122	86	20,30	5,0	21,83	3
100	9	230	20	180	4	19	21	3	76	4,4	22,32	186	133	88	22,32	5,8	24,25	3
125	10	260	21	210	4	19	21	3	98	5,6	28,94	213	158	91	28,94	7,34	31,38	3
150	10	290	22	240	6	19	21	3	122	6,9	36,45	242	185	94	36,45	8,90	39,06	3
175	10,5	320	22	270	6	19	21	3	149	8	44,38	270	211	97	44,38	10,61	47,90	3
200	11	350	23	300	6	19	21	3	178	9,6	52,91	299	238	99	52,91	12,33	57,00	3
225	11,5	370	23	320	6	19	21	3	206	9,9	61,96	315	264	100	61,96	14,32	66,73	3
250	12	400	24	350	8	19	21	4	238	11,6	71,61	351	291	101	71,61	16,32	77,09	4
275	12,5	425	25	375	8	19	21	4	273	12,9	82,30	378	317	102	82,30	19,12	88,67	4
300	13	450	25	400	8	19	21	4	306	13,7	93,00	406	343	104	93,00	21,93	100,00	4
325	13,5	490	26	435	10	22,5	25	4	343	17,2	102,87	433	368	105	102,87	24,91	111,17	4
350	14	520	26	465	10	22,5	25	4	376	18,9	112,75	460	394	106	112,75	27,90	122,06	4
375	14	550	27	495	10	22,5	25	4	415	21,5	124,04	489	421	107	124,04	30,00	134,04	4
400	14,5	575	27	520	10	22,5	25	4	456	22,6	136,85	518	448	109	136,85	34,09	147,21	4
425	14,5	600	28	545	12	22,5	25	4	484	24,5	145,16	545	473	110	145,16	37,27	157,58	4
450	15	630	28	570	12	22,5	25	4	539	26,5	162,00	573	499	111	162,00	40,45	175,53	4
475	15,5	655	29	600	12	22,5	25	4	582	28,6	174,84	600	525	112	174,84	44,09	189,54	4
500	16	680	30	625	12	22,5	25	4	624	30,7	187,68	628	551	114	187,68	47,74	204,13	4
550	16,5	740	33	675	14	26	28,5	4	723	39	214,97	682	603	116	214,97	55,33	233,43	4
600	17	790	33	725	16	26	28,5	4	813	42	243,28	736	655	119	243,28	63,52	264,46	4
650	18	840	33	775	18	26	28,5	4	916	43	276,60	791	707	122	276,60	73,47	301,08	4
700	19	900	33	830	18	26	28,5	4	1034	50	311,27	846	759	125	311,27	84,63	339,45	4
750	20	950	33	880	20	26	28,5	4	1148	53	347,96	897	812	127	347,96	94,40	379,44	4
800	21	1020	36	940	20	29,5	32	4	1297	68	387,10	949	866	129	387,10	104,64	421,98	4
900	22,5	1120	36	1040	22	29,5	32	4	1567	74	472,81	1066	968	134	472,81	135,94	518,15	4
1000	24	1220	36	1140	24	29,5	32	4	1872	96	560,00	1177	1074	140	560,00	168,47	616,21	4

Die Schenkellänge L der Krümmungs- und T-Stücke bei Flanschenrohren bestimmt sich aus der Formel $L = D + 100$ mm.

Die Schieberlänge von Flansch zu Flansch ist $= D + 200$ mm. Bei Durchgangs-

ventilen und gusseisernen Hähnen ist die Länge von Flansch zu Flansch = $2D + 100$ mm anzunehmen. Bei Eckventilen soll die Länge der Schenkel von Mitte bis Flansch = $D + 50$ mm werden.

Röhren, bei welchen eine Verminderung der Wandstärke um 25% durch Excentricität sich vorfindet, oder welche 3% weniger als das Normalgewicht haben, dürfen nicht verlegt werden.

Gewichtstabellen für gezogene Schmiedeeisenrohre. *)

**1. Gas- und Wasserleitungsrohre,
mit Gewinde und Muffen, auf 12 Atm. geprüft.**

Lichte Weite Zoll engl.	Aeußerer Durchmesser mm	Gewicht pro lfd. m kg	Lichte Weite Zoll engl.	Aeußerer Durchmesser mm	Gewicht pro lfd. m kg	Lichte Weite Zoll engl.	Aeußerer Durchmesser mm	Gewicht pro lfd. m kg
1/8	10,5	0,4	1 1/4	42	3,5	2 1/2	76	8,2
1/4	13	0,6	1 1/2	48	4,3	2 3/4	83	9,0
3/8	16,4	0,85	1 3/4	52	5,0	3	89	10,2
1/2	21	1,2	2	59,5	6,0	3 1/2	102	13,0
3/4	27	1,7	2 1/4	70	7,1	4	114	15,0
1	33,5	2,5						

**2. Perkins-Rohre für Heißwasser-Heizung,
auf 250 Atm. geprüft.**

Lichte Weite 23 mm, äußerer Durchmesser 34 mm. Gewicht pro lfd. m = 3,8 kg.

**3. Dampfheizungsrohre,
mit aufgedichteten Flanschen und Mennig-Anstrich, auf 12 Atm. geprüft.**

Aeußerer Durchmesser	Zoll engl. mm	4	5	6	7
		102	127	152	178
Wandstärke	mm	2,5	2,75	3	3,25
Gewicht exkl. Flansch und Anstrich pro lfd. m	kg	6,1	8,3	10,8	14,0
Gewicht inkl. Flansch und Anstrich pro lfd. m	kg	7,1	9,4	12,0	15,4

*) Von S. Huldshinsky u. Söhne zu Gleiwitz.

Baulänge

m

5 2
8 2
3 2
5 3
0 3

3 3
5 3
8 3
6 3
0 3

0 3
3 3
9 4
7 4
0 4

7 4
6 4
4 4
21 4
8 4

53 4
54 4
13 4
43 4
46 4

08 4
45 4
44 4
98 4
15 4
21 4

e-
s-

4. Patentgeschweißte
Gewicht pro

Äußerer Durchmesser		Normalwandstärke mm	Bei größerer Wandstärke							
mm	Zoll engl.		0	0,25	0,50	0,75	1	1,25	1,50	1,75
38	1 1/2	2,25	1,97	2,17	2,37	2,57	2,76	2,95	3,14	3,32
41,5	1 5/8	2,5	2,40	2,61	2,83	3,05	3,26	3,47	3,67	3,88
44,5	1 3/4	2,5	2,60	2,80	3,05	3,28	3,51	3,75	3,96	4,18
47,5	1 7/8	2,5	2,75	3,01	3,26	3,52	3,77	4,02	4,26	4,50
51	2	2,75	3,25	3,53	3,80	4,07	4,33	4,60	4,86	5,12
54	2 1/8	2,75	3,45	3,74	4,03	4,32	4,60	4,89	5,17	5,45
57	2 1/4	2,75	3,65	3,95	4,26	4,57	4,87	5,18	5,47	5,77
60	2 3/8	3	4,20	4,50	4,83	5,15	5,47	5,78	6,10	6,41
63,5	2 1/2	3	4,45	4,79	5,13	5,48	5,82	6,16	6,49	6,82
70	2 3/4	3	4,90	5,30	5,69	6,07	6,45	6,82	7,20	7,57
76	3	3	5,35	5,76	6,19	6,61	7,04	7,44	7,85	8,25
83	3 1/4	3,5	6,80	7,28	7,74	8,20	8,66	9,11	9,56	10,00
89	3 1/2	3,5	7,32	7,81	8,31	8,80	9,29	9,78	10,27	10,74
95	3 3/4	3,5	7,83	8,36	8,90	9,43	9,95	10,48	11,00	11,52
102	4	3,75	9,01	9,58	10,15	10,72	11,29	11,86	12,42	12,97
108	4 1/4	3,75	9,56	10,17	10,78	11,38	11,99	12,59	13,18	13,78
114	4 1/2	3,75	10,10	10,75	11,40	12,04	12,68	13,32	13,95	14,59
121	4 3/4	4,25	12,13	12,81	13,50	14,18	14,85	15,53	16,20	16,86
127	5	4,25	12,75	13,47	14,20	14,91	15,62	16,33	17,04	17,74
133	5 1/4	4,25	13,40	14,13	14,89	15,64	16,39	17,14	17,88	18,62
140	5 1/2	4,5	14,90	15,70	16,50	17,29	18,08	18,87	19,65	20,43
146	5 3/4	4,5	15,56	16,40	17,23	18,06	18,89	19,71	20,53	21,35
152	6	4,5	16,22	17,10	17,96	18,83	19,70	20,55	21,41	22,26
159	6 1/4	4,5	17,00	17,91	18,82	19,73	20,64	21,54	22,44	23,33
165	6 1/2	4,5	17,65	18,61	19,55	20,50	21,44	22,38	23,32	24,25
171	6 3/4	4,5	18,31	19,30	20,29	21,27	22,25	23,22	24,20	25,17
178	7	4,5	19,08	20,11	21,14	22,17	23,19	24,21	25,22	26,24
191	7 1/2	5,5	24,93	—	—	28,22	—	—	—	—

schmiedeeiserne Rohre.

lfd. m in kg.

als die Normalwandstärke (3. Col.), um mm:

2	2,25	2,50	2,75	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
3,50	3,68	3,86	4,03	4,37	—	—	—	—	—	—
4,08	4,28	4,47	4,66	4,85	5,21	—	—	—	—	—
4,40	4,62	4,84	5,04	5,24	5,65	—	—	—	—	—
4,73	4,97	5,20	5,43	5,65	6,09	—	—	—	—	—
5,37	5,63	5,88	6,13	6,37	6,84	7,31	7,76	8,20	8,63	9,04
5,72	5,99	6,25	6,52	6,78	7,29	7,80	8,29	8,76	9,23	9,68
6,08	6,35	6,63	6,92	7,20	7,75	8,28	8,81	9,32	9,83	10,32
6,72	7,02	7,33	7,62	7,92	8,50	9,07	9,63	10,17	10,70	11,22
7,14	7,47	7,79	8,11	8,42	9,05	9,66	10,26	10,85	11,42	11,99
7,94	8,30	8,67	9,03	9,39	10,09	10,78	11,46	12,12	12,77	13,41
8,64	9,04	9,44	9,84	10,26	11,04	11,80	12,55	13,29	14,02	14,74
10,44	10,87	11,29	11,74	12,17	13,02	13,86	14,68	15,46	16,26	17,08
11,22	11,71	12,17	12,64	13,11	14,03	14,94	15,84	16,73	17,60	18,46
12,03	12,54	13,05	13,56	14,06	15,06	16,04	17,01	17,97	18,92	19,85
13,53	14,08	14,63	15,17	15,71	16,79	17,85	18,90	19,94	20,97	21,98
14,37	14,96	15,54	16,13	16,71	17,85	18,99	20,11	21,23	22,33	23,41
15,21	15,84	16,46	17,08	17,69	18,92	20,13	21,32	22,52	23,68	24,84
17,53	18,19	18,85	19,51	20,81	22,09	23,37	24,64	25,89	27,13	27,74
18,45	19,14	19,84	20,53	21,22	22,59	23,95	25,29	26,62	27,94	29,25
19,36	20,10	20,83	21,56	22,28	23,72	25,15	26,57	27,98	29,37	30,75
21,21	21,98	22,76	23,52	24,29	25,81	27,32	28,82	30,30	31,77	33,23
22,16	22,97	23,78	24,59	25,39	26,98	28,56	30,14	31,70	33,24	34,77
23,12	23,96	24,81	25,65	26,49	28,16	29,81	31,46	33,09	34,71	36,31
24,23	25,12	26,01	26,89	27,77	29,53	31,27	33,00	34,71	36,42	38,11
25,18	26,11	27,03	27,95	28,87	30,70	32,51	34,32	36,11	37,89	39,65
26,13	27,10	28,06	29,02	29,97	31,87	33,76	35,64	37,50	39,35	41,19
27,24	28,25	29,26	30,26	31,25	33,24	35,21	37,17	39,14	41,06	42,98
—	—	35,78	—	—	—	—	44,24	—	—	—

Gewichtstabellen

a. Gewichtstabelle

Gewicht pro

Dicke in mm	Breite in mm										
	10	12	14	15	16	18	20	22	24	25	26
1	0,078	0,093	0,109	0,117	0,125	0,140	0,156	0,171	0,187	0,195	0,203
2	0,156	0,187	0,218	0,234	0,249	0,280	0,312	0,343	0,374	0,390	0,405
3	0,234	0,280	0,327	0,351	0,374	0,421	0,467	0,514	0,561	0,584	0,608
4	0,312	0,374	0,436	0,467	0,499	0,561	0,623	0,686	0,748	0,779	0,810
5	0,390	0,467	0,545	0,584	0,623	0,701	0,779	0,857	0,935	0,974	1,013
6	0,467	0,561	0,654	0,701	0,748	0,841	0,935	1,028	1,122	1,169	1,215
7	0,545	0,654	0,763	0,818	0,872	0,982	1,091	1,200	1,309	1,363	1,418
8	0,623	0,748	0,872	0,935	0,997	1,122	1,246	1,371	1,496	1,558	1,620
9	0,701	0,841	0,982	1,051	1,122	1,262	1,402	1,542	1,683	1,753	1,823
10	0,779	0,935	1,091	1,169	1,246	1,402	1,558	1,714	1,870	1,948	2,025
11	0,857	1,028	1,200	1,285	1,371	1,542	1,714	1,885	2,057	2,142	2,228
12	0,935	1,122	1,309	1,402	1,496	1,683	1,870	2,057	2,244	2,337	2,430
13	1,013	1,215	1,418	1,519	1,620	1,823	2,025	2,228	2,430	2,532	2,633
14	1,091	1,309	1,527	1,636	1,745	1,963	2,181	2,399	2,617	2,727	2,836
15	1,169	1,402	1,636	1,753	1,870	2,103	2,337	2,571	2,804	2,921	3,038
16	1,246	1,496	1,745	1,870	1,994	2,244	2,493	2,742	2,991	3,116	3,241
17	1,324	1,589	1,854	1,986	2,119	3,384	2,649	2,913	3,179	3,311	3,443
18	1,402	1,683	1,963	2,103	2,244	2,524	2,804	3,085	3,365	3,506	3,646
19	1,480	1,776	2,072	2,220	1,368	2,664	2,960	3,256	3,552	3,700	3,848
20	1,558	1,870	2,181	2,337	2,493	2,804	3,116	3,428	3,739	3,895	4,051
21	1,636	1,963	2,290	2,454	2,617	2,945	3,272	3,599	3,926	4,090	4,253
22	1,714	2,057	2,399	2,571	2,742	3,085	3,428	3,770	4,113	4,285	4,456
23	1,792	2,150	2,508	2,688	2,867	3,225	3,585	3,942	4,300	4,479	4,658
24	1,870	2,244	2,617	2,804	2,991	3,365	3,739	4,113	4,487	4,674	4,861
25	1,948	2,337	2,727	2,921	3,116	3,506	3,895	4,285	4,674	4,869	5,064
26	2,025	2,430	2,836	3,038	3,241	3,646	4,051	4,456	4,861	5,064	5,266
27	2,103	2,524	2,945	3,155	3,365	3,786	4,207	4,627	5,048	5,258	5,469
28	2,181	2,617	3,054	3,272	3,490	3,926	4,362	4,799	5,235	5,453	5,671
29	2,259	2,711	3,163	3,389	3,615	4,066	4,518	4,970	5,422	5,648	5,874
30	2,337	2,804	3,272	3,506	3,739	4,207	4,674	5,141	5,609	5,843	6,076
31	2,415	2,898	3,381	3,622	3,864	4,347	4,830	5,313	5,796	6,037	6,279
32	2,493	2,991	3,490	3,739	3,988	4,487	4,986	5,484	5,983	6,232	6,481
33	2,571	3,085	3,599	3,856	4,113	4,627	5,141	5,656	6,170	6,427	6,684
34	2,649	3,178	3,708	3,973	4,238	4,767	5,297	5,827	6,357	6,622	6,886
35	2,727	3,272	3,817	4,090	4,362	4,908	5,453	5,998	6,544	6,816	7,089
36	2,804	3,365	3,926	4,207	4,487	5,048	5,609	6,170	6,731	7,011	7,291
37	2,882	3,459	4,035	4,323	4,612	5,188	5,765	6,341	6,918	7,206	7,494
38	2,960	3,552	4,144	4,440	4,736	5,328	5,920	6,512	7,104	7,401	7,697
39	3,038	3,646	4,253	4,557	4,861	5,469	6,076	6,684	7,291	7,595	7,899
40	3,116	3,739	4,362	4,674	4,986	5,609	6,232	6,855	7,478	7,790	8,102
41	3,194	3,833	4,471	4,791	5,110	5,749	6,388	7,027	7,665	7,985	8,304
42	3,272	3,926	4,581	4,908	5,235	5,889	6,544	7,198	7,852	8,180	8,507
43	3,350	4,020	4,690	5,025	5,360	6,029	6,699	7,369	8,039	8,374	8,709
44	3,428	4,113	4,799	5,141	5,484	6,170	6,855	7,541	8,226	8,569	8,912
45	3,506	4,207	4,908	5,258	5,609	6,310	7,011	7,712	8,413	8,764	9,114

für Walzeisen.

für Flacheisen.

lfd. m in kg.

Breite in mm											Dicke in mm
28	30	32	34	35	36	38	40	42	44	45	
0,218	0,234	0,249	0,265	0,273	0,280	0,296	0,312	0,327	0,343	0,351	1
0,436	0,467	0,499	0,530	0,545	0,561	0,592	0,623	0,654	0,686	0,701	2
0,654	0,701	0,748	0,795	0,818	0,841	0,888	0,935	0,981	1,028	1,052	3
0,872	0,935	0,997	1,059	1,091	1,122	1,184	1,249	1,309	1,371	1,402	4
1,091	1,169	1,246	1,324	1,363	1,402	1,480	1,558	1,636	1,714	1,753	5
1,309	1,402	1,496	1,589	1,636	1,683	1,776	1,870	1,963	2,057	2,103	6
1,527	1,636	1,745	1,854	1,909	1,963	2,072	2,181	2,290	2,399	2,454	7
1,745	1,870	1,994	2,119	2,181	2,244	2,368	2,493	2,617	2,742	2,804	8
1,963	2,103	2,244	2,384	2,454	2,524	2,664	2,804	2,945	3,085	3,155	9
2,181	2,337	2,493	2,649	2,727	2,804	2,960	3,116	3,272	3,428	3,506	10
2,399	2,571	2,742	2,913	2,999	3,085	3,256	3,428	3,599	3,770	3,856	11
2,617	2,804	2,991	3,178	2,272	3,365	3,552	3,739	3,926	4,113	4,207	12
2,836	3,038	3,241	3,443	3,544	3,646	3,848	4,051	4,253	4,456	4,557	13
3,054	3,272	3,490	3,708	3,817	3,926	4,144	4,362	4,581	4,799	4,908	14
3,272	3,506	3,739	3,973	4,090	4,207	4,440	4,674	4,908	5,141	5,258	15
3,490	3,739	3,988	4,238	4,362	4,487	4,736	4,986	5,235	5,484	5,609	16
3,708	3,973	4,238	4,503	4,635	4,767	5,032	5,297	5,562	5,827	5,959	17
3,926	4,207	4,487	4,767	4,908	5,048	5,328	5,609	5,889	6,170	6,310	18
4,144	4,440	4,736	5,032	5,180	5,328	5,624	5,920	6,216	6,512	6,660	19
4,362	4,674	4,986	5,297	5,453	5,609	5,920	6,232	6,544	6,855	7,011	20
4,581	4,907	5,235	5,562	5,726	5,889	6,216	6,544	6,871	7,198	7,362	21
4,799	5,141	5,484	5,827	5,998	6,170	6,512	6,855	7,198	7,541	7,712	22
5,017	5,375	5,733	6,092	6,271	6,450	6,808	7,167	7,525	7,883	8,063	23
5,235	5,609	5,983	6,357	6,544	6,731	7,104	7,478	7,852	8,226	8,413	24
5,453	5,843	6,232	6,622	6,816	7,011	7,401	7,790	8,180	8,569	8,764	25
5,671	6,076	6,481	6,886	7,089	7,291	7,697	8,102	8,507	8,912	9,114	26
5,889	6,310	6,731	7,151	7,362	7,572	7,993	8,413	8,834	9,255	9,465	27
6,107	6,544	6,980	7,416	7,634	7,852	8,289	8,725	9,161	9,597	9,815	28
6,325	6,777	7,229	7,681	7,907	8,133	8,585	9,036	9,488	9,940	10,17	29
6,544	7,011	7,478	7,946	8,180	8,413	8,881	9,348	9,815	10,28	10,52	30
6,762	7,245	7,728	8,210	8,452	8,694	9,176	9,660	10,14	10,63	10,87	31
6,980	7,478	7,976	8,476	8,724	8,974	9,472	9,971	10,47	10,97	11,22	32
7,198	7,712	8,226	8,740	8,997	9,254	9,768	10,28	10,80	11,31	11,57	33
7,416	7,946	8,476	9,006	9,270	9,534	10,06	10,59	11,12	11,65	11,92	34
7,634	8,180	8,724	9,270	9,543	9,816	10,36	10,91	11,45	12,00	12,27	35
7,852	8,413	8,974	9,534	9,816	10,10	10,66	11,22	11,78	12,34	12,62	36
8,070	8,647	9,224	9,800	10,09	10,38	10,95	11,53	12,11	12,68	12,97	37
8,289	8,881	9,472	10,06	10,36	10,66	11,25	11,84	12,43	13,02	13,32	38
8,507	9,114	9,722	10,33	10,63	10,94	11,54	12,15	12,76	13,37	13,67	39
8,725	9,348	9,972	10,59	10,91	11,22	11,84	12,46	13,09	13,71	14,02	40
8,943	9,582	10,22	10,86	11,18	11,50	12,14	12,78	13,41	14,05	14,37	41
9,161	9,815	10,47	11,12	11,45	11,78	12,43	13,09	13,74	14,40	14,72	42
9,379	10,05	10,72	11,39	11,72	12,06	12,73	13,40	14,07	14,74	15,07	43
9,597	10,28	10,97	11,65	12,00	12,34	13,02	13,71	14,40	15,08	15,42	44
9,815	10,52	11,22	11,92	12,27	12,62	13,32	14,02	14,72	15,42	15,77	45

Dicke in mm	Breite in mm										
	46	48	50	55	60	65	70	75	80	85	90
1	0,358	0,374	0,390	0,428	0,467	0,506	0,545	0,584	0,623	0,662	0,701
2	0,717	0,748	0,779	0,857	0,935	1,013	1,091	1,169	1,246	1,324	1,402
3	1,075	1,122	1,169	1,285	1,402	1,519	1,636	1,753	1,870	1,986	2,103
4	1,433	1,496	1,558	1,714	1,870	2,025	2,181	2,337	2,493	2,649	2,804
5	1,792	1,870	1,948	2,142	2,337	2,532	2,727	2,921	3,116	3,311	3,506
6	2,150	2,244	2,337	2,571	2,804	3,038	3,272	3,506	3,739	3,973	4,207
7	2,508	2,617	2,727	2,999	3,272	3,544	3,817	4,090	4,362	4,635	4,908
8	2,867	2,991	3,116	3,428	3,739	4,051	4,362	4,674	4,986	5,297	5,609
9	3,225	3,365	3,506	3,856	4,207	4,557	4,908	5,258	5,609	5,959	6,310
10	3,583	3,739	3,895	4,285	4,674	5,064	5,453	5,843	6,232	6,622	7,011
11	3,943	4,113	4,285	4,713	5,141	5,570	5,998	6,427	6,855	7,284	7,712
12	4,300	4,487	4,674	5,141	5,609	6,076	6,544	7,011	7,478	7,946	8,413
13	4,658	4,861	5,064	5,570	6,076	6,583	7,089	7,595	8,102	8,608	9,114
14	5,017	5,235	5,453	5,998	6,544	7,089	7,634	8,180	8,725	9,270	9,815
15	5,375	5,609	5,843	6,427	7,011	7,595	8,180	8,764	9,348	9,932	10,52
16	5,733	5,983	6,232	6,855	7,478	8,102	8,725	9,348	9,971	10,59	11,22
17	6,092	6,357	6,622	7,284	7,946	8,608	9,270	9,932	10,59	11,26	11,92
18	6,450	6,731	7,011	7,712	8,414	9,114	9,815	10,52	11,22	11,92	12,62
19	6,808	7,104	7,401	8,141	8,881	9,621	10,36	11,10	11,84	12,58	13,32
20	7,167	7,478	7,790	8,569	9,348	10,13	10,91	11,69	12,46	13,24	14,02
21	7,525	7,852	8,180	8,997	9,815	10,63	11,45	12,27	13,09	13,91	14,72
22	7,883	8,226	8,569	9,426	10,28	11,14	12,00	12,85	13,71	14,57	15,42
23	8,242	8,600	8,959	9,854	10,75	11,65	12,54	13,44	14,33	15,23	16,13
24	8,600	8,974	9,348	10,28	11,22	12,15	13,09	14,02	14,96	15,89	16,83
25	8,959	9,348	9,738	10,71	11,69	12,66	13,63	14,61	15,58	16,55	17,53
26	9,317	9,722	10,13	11,14	12,15	13,17	14,18	15,19	16,20	17,22	18,23
27	9,675	10,10	10,52	11,57	12,62	13,67	14,72	15,77	16,83	17,88	18,93
28	10,03	10,47	10,91	12,00	13,09	14,18	15,27	16,36	17,45	18,54	19,63
29	10,39	10,84	11,30	12,43	13,55	14,68	15,81	16,94	18,07	19,20	20,33
30	10,75	11,22	11,69	12,86	14,02	15,19	16,36	17,53	18,70	19,86	21,03
31	11,11	11,59	12,07	13,28	14,49	15,70	16,90	18,11	19,32	20,53	21,73
32	11,47	11,97	12,46	13,71	14,96	16,20	17,45	18,70	19,94	21,19	22,44
33	11,83	12,34	12,85	14,14	15,42	16,71	17,99	19,28	20,57	21,85	23,14
34	12,18	12,71	13,24	14,57	15,89	17,22	18,54	19,86	21,19	22,51	23,84
35	12,54	13,09	13,63	14,99	16,36	17,72	19,09	20,45	21,81	23,17	24,54
36	12,90	13,46	14,02	15,42	16,83	18,23	19,63	21,03	22,44	23,84	25,24
37	13,26	13,84	14,41	15,85	17,29	18,73	20,18	21,62	23,06	24,50	25,94
38	13,62	14,21	14,80	16,28	17,76	19,24	20,72	22,20	23,68	25,16	26,64
39	13,98	14,58	15,19	16,71	18,23	19,75	21,27	22,79	24,30	25,82	27,34
40	14,33	14,96	15,58	17,14	18,70	20,25	21,81	23,37	24,93	26,49	28,04
41	14,69	15,33	15,97	17,57	19,16	20,76	22,36	23,95	25,55	27,15	28,75
42	15,05	15,70	16,36	17,99	19,63	21,27	22,90	24,54	26,17	27,81	29,45
43	15,41	16,08	16,75	18,42	20,10	21,78	23,45	25,12	26,80	28,47	30,15
44	15,77	16,45	17,14	18,85	20,57	22,28	23,99	25,71	27,42	29,13	30,85
45	16,13	16,83	17,53	19,28	21,03	22,78	24,54	26,29	28,04	29,80	31,55

Anmerkung: Nach der metrischen Dimensionsskala des Zollvereinsl. Eisen-
von 40 bis 70 mm um je 2 oder 4 mm, von 70 bis 100 mm und darüber um je 10 mm.

Breite in mm											Dicke in mm
95	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	
0,740	0,779	0,857	0,935	1,013	1,091	1,169	1,246	1,324	1,402	1,480	1
1,480	1,558	1,714	1,870	2,025	2,181	2,337	2,493	2,649	2,804	2,960	2
2,220	2,337	2,571	2,804	3,038	3,272	3,506	3,739	3,973	4,207	4,440	3
2,960	3,116	3,428	3,739	4,051	4,362	4,674	4,986	5,297	5,609	5,920	4
3,700	3,895	4,285	4,674	5,064	5,453	5,843	6,232	6,622	7,011	7,401	5
4,440	4,674	5,141	5,609	6,076	6,544	7,011	7,478	7,946	8,413	8,881	6
5,180	5,453	5,998	6,544	6,089	7,634	8,180	8,725	9,270	9,815	10,36	7
5,920	6,232	6,855	7,478	8,102	8,725	9,348	9,971	10,59	11,22	11,84	8
6,660	7,011	7,712	8,413	9,114	9,815	10,52	11,22	11,92	12,62	13,32	9
7,401	7,790	8,569	9,348	10,13	10,91	11,69	12,46	13,24	14,02	14,80	10
8,141	8,569	9,426	10,28	11,14	12,00	12,85	13,71	14,57	15,42	16,28	11
8,881	9,348	10,28	11,22	12,15	13,09	14,02	14,96	15,89	16,83	17,76	12
9,621	10,13	11,14	12,15	13,17	14,18	15,19	16,20	17,22	18,23	19,24	13
10,36	10,91	12,00	13,09	14,18	15,27	16,36	17,45	18,54	19,63	20,72	14
11,10	11,69	12,85	14,02	15,19	16,36	17,53	18,70	19,86	21,03	22,20	15
11,84	12,46	13,71	14,96	16,20	17,45	18,70	19,94	21,19	22,44	23,68	16
12,58	13,24	14,57	15,89	17,22	18,54	19,86	21,19	22,51	23,84	25,16	17
13,32	14,02	15,42	16,83	18,23	19,63	21,03	22,44	23,84	25,24	26,64	18
14,06	14,80	16,28	17,76	19,24	20,72	22,20	23,68	25,16	26,64	28,12	19
14,80	15,58	17,14	18,70	20,25	21,81	23,37	24,93	26,49	28,04	29,60	20
15,54	16,36	17,99	19,63	21,27	22,90	24,54	26,17	27,81	29,45	31,08	21
16,28	17,14	18,85	20,57	22,28	23,99	25,71	27,42	29,13	30,85	32,56	22
17,02	17,92	19,71	21,50	23,29	25,08	26,88	28,67	30,46	32,25	34,04	23
17,76	18,70	20,57	22,44	24,30	26,17	28,04	29,91	31,79	33,65	35,52	24
18,50	19,48	21,42	23,37	25,32	27,27	29,21	31,16	33,11	35,06	37,00	25
19,24	20,25	22,28	24,30	26,33	28,36	30,38	32,41	34,43	36,46	38,48	26
19,98	21,03	23,14	25,24	27,34	29,45	31,55	33,65	35,76	37,86	39,96	27
20,72	21,81	23,99	26,17	28,36	30,54	32,72	34,90	37,08	39,26	41,44	28
21,46	22,59	24,85	27,11	29,37	31,63	33,89	36,15	38,40	40,66	42,92	29
22,20	23,37	25,71	28,04	30,38	32,72	35,06	37,39	39,73	42,07	44,40	30
22,94	24,15	26,56	28,98	31,39	33,81	36,22	38,64	41,05	43,47	45,88	31
23,68	24,93	27,42	29,91	32,41	34,90	37,39	39,88	42,38	44,87	47,36	32
24,42	25,71	28,28	30,85	33,42	35,99	38,56	41,13	43,70	46,27	48,84	33
25,16	26,49	29,13	31,78	34,43	37,08	39,73	42,38	45,03	47,67	50,32	34
25,90	27,27	29,99	32,72	35,44	38,17	40,90	43,62	46,35	49,08	51,80	35
26,64	28,04	30,85	33,65	36,46	39,26	42,07	44,87	47,67	50,48	53,28	36
27,38	28,82	31,71	34,59	37,47	40,35	43,23	46,12	49,00	51,88	54,76	37
28,12	29,60	32,56	35,52	38,48	41,44	44,40	47,36	50,32	53,28	56,24	38
28,86	30,38	33,42	36,46	39,50	42,53	45,58	48,61	51,65	54,69	57,72	39
29,60	31,16	34,28	37,39	40,51	43,62	46,74	49,86	52,97	56,09	59,20	40
30,34	31,94	35,13	38,33	41,52	44,71	47,91	51,10	54,30	57,49	60,68	41
31,08	32,72	35,99	39,26	42,53	45,81	49,08	52,35	55,62	58,89	62,16	42
31,82	33,50	36,85	40,20	43,55	46,90	50,25	53,60	56,94	60,29	63,64	43
32,56	34,28	37,70	41,13	44,56	47,99	51,41	54,84	58,27	61,70	65,12	44
33,30	35,06	38,56	42,07	45,57	49,08	52,58	56,09	59,59	63,10	66,60	45

hüttenvereins steigen bei Flacheisen die Breiten von 14 bis 40 mm um je 2 mm, Dabei beträgt die Dicke nicht unter 3 bez. 4, 5 und 7 mm.

b. Gewichtstabelle für Band Eisen.

Dimensionen und Numerierung nach der metrischen Dimensionsskala des zollvereinal. Eisenhüttenvereins.
Gewicht pro laufenden m in kg.

Neue Nummer	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
Alte Nummer	19	18	17	16	15	14	13	12	11	—	10	9	—	8	7	—	—	6	5	
Dicke in mm	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
Breite in mm																				
12	0,093	0,117	0,140	0,163	0,187	0,210	0,233	0,257	0,280	0,303	0,327	0,350	0,373	0,397	0,420	0,443	0,467	0,490	0,513	
13	101	126	152	177	202	228	253	278	303	329	354	379	405	430	455	480	506	531	556	
14	109	136	163	191	218	245	272	300	327	354	381	408	436	463	490	517	545	572	599	
16	125	156	187	218	249	280	311	342	373	405	436	467	498	529	560	591	622	653	685	
18	140	175	210	245	280	315	350	385	420	455	490	525	560	595	630	665	700	735	770	
20	156	195	233	272	311	350	389	428	467	506	545	584	622	661	700	739	778	817	856	
22	171	214	257	300	342	385	428	471	513	556	599	642	685	727	770	813	856	899	941	
24	187	233	280	327	373	420	467	513	560	607	654	700	747	794	840	887	934	980	1,027	
26	202	253	303	354	405	455	506	556	607	657	708	759	809	860	910	961	1,011	1,062	1,113	
28	218	272	327	381	436	490	545	599	654	708	762	817	871	926	980	1,035	1,089	1,144	1,198	
30	233	292	350	408	467	525	584	642	700	759	817	875	934	992	1,050	1,109	1,167	1,225	1,284	
32	249	311	373	436	498	560	622	685	747	809	871	934	996	1,058	1,120	1,183	1,245	1,307	1,369	
34	265	331	397	463	529	595	661	727	794	860	926	992	1,058	1,124	1,190	1,256	1,323	1,389	1,455	
36	280	350	420	490	560	630	700	770	840	910	980	1,050	1,120	1,190	1,260	1,330	1,400	1,470	1,540	
38	296	370	443	517	591	665	739	813	887	961	1,035	1,109	1,183	1,256	1,330	1,404	1,478	1,552	1,626	

Das Eisen als Konstruktionsmaterial der Gegenwart.

40	311	389	467	545	622	700	778	856	934	1,011	089	167	245	323	400	478	556	634	712
42	327	408	490	572	654	735	817	899	980	062	144	225	307	389	470	552	634	715	797
44	342	428	513	599	685	770	856	941	1,027	113	198	284	369	455	540	626	712	797	883
46	358	447	537	626	716	805	895	984	074	163	253	342	432	521	610	700	789	879	968
48	373	467	560	654	747	840	934	1,027	120	214	307	400	494	587	680	774	867	961	2,045
50	389	486	584	681	778	875	973	070	167	264	362	459	556	653	751	848	945	2,042	140
52	405	506	607	708	809	910	1,011	113	214	315	416	517	618	719	821	922	2,023	124	225
54	420	525	630	735	840	945	050	155	260	365	470	575	680	786	891	996	101	206	311
56	436	545	654	762	871	980	089	198	307	416	525	634	743	852	961	2,069	178	287	396
58	451	564	677	790	902	1,015	128	241	354	467	579	692	805	918	2,031	143	256	369	482
60	467	584	700	817	934	050	167	284	400	517	634	751	867	984	101	217	334	451	567
62	482	603	724	844	965	085	206	326	447	568	688	809	929	2,050	171	291	412	532	653
64	498	622	747	871	996	120	245	369	494	618	743	867	992	116	241	365	490	614	739
66	513	642	770	899	1,027	155	284	412	540	669	797	926	2,054	182	311	439	567	696	824
68	529	661	794	926	058	190	323	455	587	719	852	984	116	248	381	513	645	777	910
70	545	681	817	953	089	225	362	498	634	770	906	2,042	178	315	451	586	723	859	995
75	584	729	875	1,021	167	313	459	605	751	896	2,042	188	334	480	626	772	918	3,063	3,209
80	622	778	934	089	245	400	556	712	867	2,023	178	334	490	645	801	956	3,112	268	423
85	661	827	992	158	323	488	653	819	984	149	315	480	645	811	976	3,141	307	472	637
90	700	875	1,050	226	400	575	751	926	2,101	276	451	626	801	976	3,151	326	501	676	851
95	739	924	109	294	478	663	848	2,033	217	402	587	772	956	3,141	326	511	696	880	4,065
100	778	972	167	362	556	750	945	140	334	529	723	918	3,112	307	501	696	890	4,085	279
105	817	1,021	225	430	634	838	2,042	247	451	655	859	3,064	268	472	676	881	4,085	289	493
110	856	070	284	498	712	925	140	354	567	782	995	210	423	638	851	4,066	279	494	707
115	895	118	342	566	789	2,013	237	461	684	908	3,132	356	579	803	4,026	250	474	698	921
120	934	167	400	634	867	100	334	568	801	3,035	268	502	734	968	201	435	668	902	5,135
125	973	215	459	703	945	188	431	675	918	161	404	648	890	4,134	376	620	863	5,106	349
130	1,011	264	517	771	2,023	275	529	782	3,034	287	540	793	4,046	299	551	805	5,057	311	563

c. Gewichtstabelle für Quadrat-, Sechskant- und Rundeisen.

Dimensionen nach der metrischen Dimensionsskala des Zollvereinsl. Eisenhüttenvereins.

Dicke mm	Gewicht pro m Länge in kg			Dicke mm	Gewicht pro m Länge in kg			Dicke mm	Gewicht pro m Länge in kg		
	□	⬡	○		□	⬡	○		□	⬡	○
5	0,194	0,169	0,153	50	19,450	16,863	15,268	180	252,072	218,557	197,877
6	0,280	0,243	0,220	52	21,037	18,239	16,514	185	266,271	230,868	209,022
7	0,381	0,331	0,299	54	22,686	19,669	17,809	190	280,858	243,517	220,474
8	0,498	0,432	0,391	56	24,389	21,153	19,152	195	295,835	256,502	232,220
9	0,630	0,546	0,495	58	26,172	22,691	20,545	200	311,200	269,825	244,292
10	0,778	0,675	0,611	60	28,008	24,283	21,986	205	326,955	283,486	256,660
11	0,941	0,816	0,739	62	29,906	25,923	23,476	210	343,098	297,483	269,332
12	1,120	0,971	0,879	64	31,867	27,629	25,016	215	359,631	311,818	282,310
13	1,315	1,140	1,032	66	33,890	29,382	26,603	220	376,552	326,490	295,593
14	1,525	1,322	1,197	68	35,975	31,190	28,240	225	393,863	341,500	309,182
15	1,751	1,518	1,374	70	38,122	33,052	29,926	230	411,562	356,847	323,076
16	1,992	1,727	1,563	72	40,332	34,967	31,660	235	429,651	372,531	337,075
17	2,248	1,949	1,765	74	42,603	36,937	33,444	240	448,128	388,552	351,780
18	2,521	2,185	1,979	76	44,937	38,961	35,276	245	466,995	404,911	366,591
19	2,809	2,435	2,205	78	47,334	41,038	37,157	250	486,250	421,607	381,716
20	3,112	2,698	2,443	80	49,792	43,171	39,087	255	505,895	438,640	397,128
21	3,431	2,975	2,693	85	56,210	48,735	44,125	260	525,928	456,011	412,853
22	3,766	3,265	2,956	90	63,018	54,637	49,469	265	546,351	473,719	428,885
23	4,116	3,568	3,231	95	70,214	60,876	55,118	270	567,162	491,764	445,222
24	4,481	3,885	3,518	100	77,800	67,453	61,073	275	588,363	510,146	461,863
25	4,863	4,216	3,817	105	85,775	74,367	67,333	280	609,952	528,866	478,812
26	5,259	4,560	4,129	110	94,138	81,618	73,898	285	631,931	547,923	496,065
27	5,672	4,917	4,452	115	102,891	89,207	80,769	290	654,298	567,318	513,624
28	6,100	5,288	4,788	120	112,032	97,133	87,945	295	677,055	587,049	531,488
29	6,543	5,673	5,136	125	121,563	105,397	95,425	300	700,200	607,108	549,657
30	7,002	6,071	5,497	130	131,482	113,998	103,213	305	723,735	627,515	568,112
32	7,967	6,907	6,254	135	141,791	122,936	111,304	310	747,658	648,258	586,912
34	8,994	7,798	7,060	140	152,488	132,211	119,703	315	771,971	669,339	605,995
36	10,083	8,742	7,915	145	163,575	141,824	128,406	320	796,672	690,757	625,388
38	11,234	9,740	8,819	150	175,050	151,774	137,414	325	821,763	712,513	645,072
40	12,448	10,792	9,772	155	186,915	162,061	146,728	330	847,242	734,606	665,085
42	13,724	11,899	10,773	160	199,168	172,686	156,347	335	873,111	757,036	685,391
44	15,062	13,059	11,824	165	211,811	183,648	166,270	340	899,368	779,803	706,006
46	16,462	14,273	12,923	170	224,842	194,947	176,500	345	926,015	802,908	726,922
48	17,925	15,541	14,071	175	238,263	206,583	187,034	350	953,050	826,350	748,144

Anmerkung: Die angegebenen Dicken des Quadrat- und Sechskanteisens entsprechen dem Durchmesser des eingeschriebenen Kreises. Das Gewicht von Sechskanteisen beträgt 0,8238 (ca. $\frac{5}{6}$) des Gewichtes von Rundeisen, welches den äußeren Durchmesser des Sechskanteisens hat.

Gewichtstabellen für Bleche.

a. Gewichtstabelle für verschiedene Metallbleche.
Gewicht pro qm in kg.

Dicke mm	Schmiedeeisen	Gufseisen	Gufsstahl	Kupfer	Messing	Zink	Blei
1	7,78	7,25	7,87	8,90	8,55	6,90	11,4
2	15,56	14,50	15,74	17,80	17,10	13,80	22,8
3	23,34	21,75	23,61	26,70	25,65	20,70	34,2
4	31,12	29,00	31,48	35,60	34,20	27,60	45,6
5	38,90	36,25	39,35	44,50	42,75	34,50	57,0
6	46,68	43,50	47,22	53,40	51,30	41,40	68,4
7	54,46	50,75	55,09	62,30	59,85	48,30	79,8
8	62,24	58,00	62,96	71,20	68,40	55,20	91,2
9	70,02	65,25	70,83	80,10	76,95	62,10	102,6
10	77,80	72,50	78,70	89,00	85,50	69,00	114,0
11	85,58	79,75	86,57	97,90	94,05	75,90	125,4
12	93,36	87,00	94,44	106,80	102,60	82,80	136,8
13	101,14	94,25	102,31	115,70	111,15	89,70	148,2
14	108,92	101,50	110,18	124,60	119,70	96,60	159,6
15	116,70	108,75	118,05	133,50	128,25	103,50	171,0
16	124,48	116,00	125,92	142,40	136,80	110,40	182,4
17	132,26	123,25	133,79	151,30	145,35	117,30	193,8
18	140,04	130,50	141,66	160,20	153,90	124,20	205,2
19	147,82	137,75	149,53	169,10	162,45	131,10	216,6
20	155,60	145,00	157,40	178,00	171,00	138,00	228,0

b. Gewichtstabelle für gewalzte Zinkbleche.*)

Nummer der Tafel	Dicke mm	Gewicht pro qm kg	Nummer der Tafel	Dicke mm	Gewicht pro qm kg	Nummer der Tafel	Dicke mm	Gewicht pro qm kg
1	0,05	0,35	11	0,58	4,06	21	1,78	12,46
2	0,10	0,70	12	0,66	4,62	22	1,96	13,72
3	0,15	1,05	13	0,74	5,18	23	2,14	14,98
4	0,20	1,40	14	0,82	5,74	24	2,32	16,24
5	0,25	1,75	15	0,95	6,65	25	2,50	17,50
6	0,30	2,10	16	1,08	7,56	26	2,68	18,76
7	0,35	2,45	17	1,21	8,47			
8	0,40	2,80	18	1,34	9,38			
9	0,45	3,15	19	1,47	10,29			
10	0,50	3,50	20	1,60	11,20			

*) Diese Bleche werden von der Gesellschaft Vieille-Montagne gewalzt, und zwar Nr. 1 bis 5 nur auf Bestellung in beliebigen Mafsen, Nr. 6 bis 26 außerdem 2 m lang und 0,65, 0,8 und 1 m breit. Die größte bestellbare Breite beträgt 1,35 m.

Die Bleche der „Schlesischen Aktien-Gesellschaft für Bergbau und Zinkhüttenbetrieb“ weichen nur in den 4 ersten Nummern bez. Stärken von der Tabelle ab.

Nr.	Dicke mm	Gewicht pro qm kg	Nr.	Dicke mm	Gewicht pro qm kg
1	0,100	0,70	3	0,186	1,30
2	0,143	1,00	4	0,228	1,60

Gewichtstabellen für Drähte.

a. Gewichtstabelle für Eisendraht. *)

Deutsche Millimeterdrahtlehre, verglichen mit anderen Drahtlehren.

Deutsche Millimeterdrahtlehre		Gewicht pro 1000 m Eisendraht kg	Birmingham wire gauge Nr.	Halifax wire gauge Nr.	Jauge de Paris Nr.	Westfälische Stüftdrahtlehre Nr.	Westfälische gewöhnliche Lehre
Nr.	Dicke mm						
100	10	600,00	—	3/0	30	29	—
94	9,4	530,40	2/0	2/0	29	28	—
88	8,8	464,86	0	0	28	27	—
82	8,2	403,59	—	—	27	—	—
76	7,6	346,68	1	1	26	26	Ketten.
70	7,0	294,00	2	2	25	25	Schleppen.
65	6,5	253,50	3	3	24	—	—
60	6,0	216,00	4	4	23	24	Grob Rinken.
55	5,5	181,50	5	5	22	23	Fein "
50	5,0	150,00	6	6	21	—	—
46	4,6	126,96	7	7	20	22	Malgen.
42	4,2	105,84	8	8	19	21	Grob Memel.
38	3,8	86,64	9	9	—	20	Mittel "
34	3,4	69,36	10	10	18	19	Fein "
31	3,1	57,66	11	11	17	18	Klink Memel.
28	2,8	47,04	12	12	16	17	Natel.
25	2,5	37,50	13	13	15	16	Mittel.
22	2,2	29,04	—	—	14	15	Dünn Mittel.
20	2,0	24,00	14	14	13	14	3 Schillings.
18	1,8	19,44	15	15	12	13	4 Schillings.
16	1,6	15,36	16	16	11	11	2 Band.
14	1,4	11,76	17	17	9	10	1 "
13	1,3	10,17	—	—	8	9	—
12	1,2	8,64	18	18	7	8	3 Band.
11	1,1	7,26	—	19	6	7	4 "
10	1,0	6,00	19	20	5	6	5 "
9	0,9	4,86	20	21	4	5	6 "
8	0,8	3,84	21	22	3	4	7 "
7	0,7	2,94	22	23	2	2	Ord. Münster oder 1 Blei.
6	0,6	2,16	23	25	1	1	Gattung, oder 3 Blei.
5/5	0,55	1,81	24	—	—	—	Feine Gattung.
5	0,5	1,50	25	26	P. 1	—	1 Hole, oder 4 Blei.
4/5	0,45	1,26	26	27	P. 2	—	2 " " 5 "
4	0,4	0,96	27	28	P. 3	—	3 " " 6 "
3/7	0,37	0,82	28	29	P. 4	—	4 " " 7 "
3/4	0,34	0,69	29	30	P. 5	—	5 " " 8 "
3/1	0,31	0,58	30	31	P. 6	—	6 " " 10 "
2/8	0,28	0,47	—	32	P. 7	—	7 " " 12 "
2/6	0,26	0,41	31	33	P. 8	—	8 " " 14 "
2/4	0,24	0,35	—	34	P. 9	—	9 " " 16 "
2/3	0,22	0,29	32	36	P.10	—	10 " " 18 "
2	0,2	0,24	33	37	P.11	—	11 " " 20 "

*) Die Uebereinstimmung entsprechender Nummern verschiedener Drahtlehren ist eine nur annähernde.

b. Gewichtstabelle für gezogenen Messing- und Kupferdraht.

Draht- nummer	Draht- dicke mm	Gewicht pro 1000 m Länge von		Draht- nummer	Draht- dicke mm	Gewicht pro 1000 m Länge von	
		Messing- draht kg	Kupfer- draht kg			Messing- draht kg	Kupfer- draht kg
1/4	0,14	0,133	0,137	14	1,4	13,21	13,66
1/5	0,15	0,152	0,174	16	1,6	17,25	17,84
1/6	0,16	0,173	0,178	18	1,8	21,84	22,58
1/7	0,17	0,195	0,201	20	2	26,96	27,88
1/8	0,18	0,218	0,226	22	2,2	32,62	33,74
2	0,2	0,270	0,279	25	2,5	42,13	43,56
2/3	0,22	0,326	0,337	28	2,8	52,84	54,65
2/4	0,24	0,388	0,402	31	3,1	64,39	66,98
2/6	0,26	0,456	0,471	34	3,4	77,45	80,57
2/8	0,28	0,528	0,546	38	3,8	96,75	100,65
3/1	0,31	0,648	0,670	42	4,2	118,19	122,95
3/4	0,34	0,779	0,806	46	4,6	141,77	147,49
3/7	0,37	0,923	0,954	50	5	167,50	174,25
4	0,4	1,078	1,115	55	5,5	202,68	210,84
4/5	0,45	1,365	1,411	60	6	241,20	250,92
5	0,5	1,685	1,742	65	6,5	283,08	294,48
6	0,6	2,426	2,509	70	7	328,30	341,53
6/5	0,65	2,848	2,945	76	7,6	386,99	402,59
7	0,7	3,303	3,415	82	8,2	450,51	468,66
8	0,8	4,314	4,461	88	8,8	518,85	539,76
9	0,9	5,459	5,646	94	9,4	592,00	615,87
10	1	6,740	6,970	100	10	670,00	697,00
11	1,1	8,155	8,434				
12	1,2	9,706	10,04				
13	1,3	11,39	11,78				

c. Gewichtstabelle für Telegraphendraht.

- Eisendraht, gegläht und geölt: 1 m von 5 mm Durchm. wiegt 153 g,
1 " " 4 " " " 97 "
- Verzinkter Eisendraht: 1 m von 5 mm Durchm. wiegt 156 g,
1 " " 4 " " " 105 "
1 " " 3,5 " " " 84 "

B. Die Festigkeit des Eisens.

Von den Festigkeitsarten kommt bei den Eisenkonstruktionen des Hochbaues hauptsächlich die Zug-, Druck-, Schub-, Biegungs- und Zerknickungsfestigkeit in Betracht. Außerdem kommen Kombinationen aus diesen, sowie Beanspruchungen der Torsionsfestigkeit vor. Da indes bei letzterer meistens das torsierende Moment nie besonders groß werden kann, indem man von vornherein durch die Anordnung der Konstruktion auf den Ausschluß der Torsionsfestigkeit bedacht ist, so wird die Wirkung desselben in den meisten Fällen vernachlässigt werden dürfen.

Die verschiedenen Festigkeiten stehen unter sich in einem bestimmten Zusammenhang, der sich durch theoretische Entwicklungen aufdecken läßt, so daß, wenn irgend eine Festigkeitsart durch direkte Versuche bestimmt ist, die übrigen Arten daraus durch Rechnung gefunden werden können. (Wöhler: Die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl.) Die Zugfestigkeit ist diejenige, welche allen übrigen zu Grunde liegt und welche sich am besten zum Experimentieren eignet, weil bei ihr der Widerstand des Materials gegen Zerstörung am direktesten beobachtet werden kann. Weitaus die meisten aller mit Eisen und Stahl angestellten Versuche beziehen sich daher auf die absolute Festigkeit; diese Versuche, in der neueren Zeit angestellt von einer Reihe hervorragender Gelehrter, wie Brix, Karmarsch, Redtenbacher, Moseley, Hodgkinson, Fairbairn, Wöhler, Bauschinger u. a. weichen allerdings oft bedeutend von einander ab, was jedoch nur beweisen kann, wie abhängig das Eisen- und Stahlmaterial ist von einer Reihe von Umständen, welche sich auf seine Fabrikation und Verwendung beziehen, und wie schwer es überhaupt ist, durch die metallurgischen Prozesse ein vollständig gleichheitliches Material zu erzeugen.

Ein durch äußere Kräfte in Anspruch genommener Körper erleidet Formveränderungen, welche in elastische, d. h. mit der Belastung verschwindende und plastische oder bleibende zerfallen.

Innerhalb der sogen. Elastizitätsgrenze sind die vorübergehenden Formveränderungen proportional den Belastungen, dagegen die permanenten verschwindend klein, so daß sie gegen die ersteren vernachlässigt werden dürfen. Wachsen die Belastungen über die Elastizitätsgrenze, so zeigen sich unverhältnismäßig große Deformationen, indem zu den elastischen Formveränderungen bleibende sich gesellen, bis zuletzt an der Bruchgrenze die Zerstörung des Materials eintritt. Zur Feststellung dieser Grenzen dienen die Belastungen, welche in dem Augenblicke vorhanden sind, wo die Grenze erreicht wird, reduziert auf die Einheit des Körperquerschnittes; man bezeichnet solche als spezifische Belastungen, spez. Spannungen, oder kurzweg Spannungen und spricht von Grenzspannungen, bezw. Bruchspannungen, welche also immer als Kräfte bezogen auf die □ Einheit aufzufassen sind.

Ist nach der Richtung einer Spannung die Ausdehnung der Längeneinheit $= \sigma$, so ist dieselbe nach jeder hierzu senkrechten Richtung $= -\frac{\sigma}{m}$, d. h. es findet eine Querkontraktion statt, wenn σ eine Verlängerung ist, und eine Querausbauchung, wenn σ eine Verkürzung ist. Hierbei ist m eine vom Material abhängige Konstante, welche für homogene Körper allgemein zwischen 3 und 4 liegt und für Metalle speziell ungefähr gleich 4 gesetzt werden kann.

Ist die Ausdehnung pro Längeneinheit (σ) bewirkt worden durch eine Spannung s pro Querschnittseinheit, so ist $\frac{s}{\sigma} = E$ der Elastizitätsmodul oder Elastizitätskoeffizient. Versuche mit Schmiedeeisen und Stahl haben gezeigt, daß bei hohen Spannungen in der Nähe der Bruchgrenze eine geringe Abnahme in der Gröfse des Elastizitätsmoduls eintrat. Innerhalb der Spannungen jedoch, welche praktisch zugelassen werden, kann derselbe als eine für jedes Material konstante und dabei auch für Zug und Druck gleiche Gröfse betrachtet werden. Bei Gufseisen stellen sich gröfsere Unterschiede und auch merkliche Abnahmen bei steigender Belastung heraus; die Elastizitätsgrenze ist bei diesem Material überhaupt schwer bestimmbar, da es fast bei jeder Belastung eine bleibende Formveränderung zeigt.

Die durch Versuche ermittelten Werte des Elastizitätskoeffizienten sind die folgenden:

- A. Stahl: Für Zug, Druck, Biegung und Zerknickung $E = 2\,150\,000$.
 „ Schub und Torsion . . . $E' = \frac{2}{5} E = 860\,000$.
- B. Eisen: Für Zug, Druck, Biegung und Zerknickung $E = 2\,000\,000$.
 „ Schub und Torsion . . . $E' = \frac{2}{5} E = 800\,000$.
- C. Gufseisen: Für Zug und Druck im Mittel . . . $E = 900\,000$.

Der gröfsere oder geringere Unterschied zwischen der Elastizitätsgrenze und Bruchbelastung eines Materials bedingt dessen Eigenschaft einer gröfseren oder geringeren Zähigkeit.

Das Verhältnis dieser beiden Grenzen schwankt bei den verschiedenen Eisen- und Stahlsorten zwischen $\frac{1}{1,5}$ bis $\frac{1}{2}$. Die Lage der Elastizitätsgrenze ist praktisch von Wichtigkeit, da die Bauteile nicht höher als bis zur Grenzspannung belastet werden sollen. Versuche ergeben, daß durch eine Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze diese selbst erhöht wird; in gleicher Weise vermehrt sich hierbei die Festigkeit, dagegen nehmen die Dehnbarkeit und Zähigkeit ab, und damit auch der Widerstand des Materials gegen Stöße und plötzliche Spannungswechsel. Wo der letztere Umstand ins Gewicht fällt, wird man daher Beanspruchungen der Konstruktionsteile über die Elastizitätsgrenze hinaus vermeiden. Dieselbe Wirkung bringt das Walzen, Hämmern u. s. w. in kaltem Zustande, sowie das „Härten“ von Eisen und Stahl hervor; letzteres bringt namentlich bei Stahl eine bedeutende Erhöhung der Elastizitätsgrenze, aber auch eine ebensolche Zunahme der Sprödigkeit hervor. Durch das Ausglühen kann man diese Wirkungen wieder beseitigen und das Material in seinen ursprünglichen Zustand wieder zurückführen. Bei Stahl kann außerdem durch das „Anlassen“ jeder beliebige, für einen bestimmten Zweck geeignete Grad der Härte und Elastizität hergestellt werden.

Als Mafs der Zähigkeit wählte die (1877) von dem Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen niedergesetzte Kommission für Einführung einer staatlich anerkannten Klassifikation von Eisen und Stahl die Kontraktion oder Reduktion des Querschnittes beim Bruche, ausgedrückt in Prozenten der ursprünglichen Querschnittsfläche. Von anderer Seite ist vorgeschlagen worden, als Mafs der Zähigkeit die Dehnung oder Längen-

änderung an der Bruchgrenze einzuführen. Eine Einigung über diesen Gegenstand ist bis jetzt noch nicht erzielt.

Bei der Verwendung des Eisens zu Konstruktionsteilen von Bauwerken haben wir bezüglich seiner Festigkeit vor allem zu unterscheiden, ob es durch eine ruhende, permanent und in gleicher Gröfse wirkende, oder durch eine wechselnde, veränderliche Belastung in Anspruch genommen ist. Das Verhalten des Eisens gegen ruhende Last ist schon vor langer Zeit durch Experimente untersucht und festgestellt worden, dagegen wurde das Gesetz, nach welchem eine allmähliche Zerstörung der Körper von der Gröfse wiederholter Verschiebungen ihrer Moleküle gegen einander abhängig ist, derart, dafs weniger das Maximum der Faserspannung als vielmehr die Differenz der Faserspannungen, zwischen denen ein Stab wiederholt belastet wird, für diese Zerstörung maßgebend ist, erst in neuester Zeit von Wöhler*) auf Grund seiner hierüber (1859 bis 1870) angestellten umfangreichen Versuche ausgesprochen. Dieses Festigkeitsgesetz wurde zuerst aus Biegungsversuchen abgeleitet (1865), hernach aber durch direkte Versuche mit andern Festigkeiten als allgemein gültig gefunden. Es besagt folgendes:

Der Bruch des Materials kann in zwei Weisen erreicht werden, entweder plötzlich, durch eine die absolute Festigkeit überschreitende Belastung, oder innerhalb dieser Bruchgrenze allmählich durch wiederholte Anstrengungen (Schwingungen).

Dabei können die letzteren stattfinden: 1. vom ungespannten Zustande aus nach beiden Seiten, so dafs sie positive und negative Spannungen erzeugen, oder 2. vom ungespannten Zustande aus nach einer Seite, so dafs die grösste Spannung zugleich die Spannungsdifferenz ist, oder 3. von einer konstanten Spannung ausgehend, so dafs sie dieselbe in gleichem Sinne steigern.

Schwingungen, bei denen die Differenz der sie eingrenzenden Spannungen gewisse durch Versuche zu bestimmende Mafse nicht überschreitet, können selbst bei Spannungen, welche der absoluten Bruchgrenze nahe liegen, dauernd stattfinden, ohne dafs der Bruch eintritt.

Die Spannungsdifferenzen, welche die Gröfse der dauernd zulässigen Schwingungen bestimmen, sind um so kleiner, je gröfser die dabei erreichte Maximalspannung ist.

Es wird somit innerhalb der absoluten Bruchgrenze der Bruch durch dauernde, ruhende Belastung nicht herbeigeführt, sondern nur durch Bewegung erreicht, und man kann mit Berücksichtigung dieses Gesetzes einerseits einen Stab unter Anwendung verhältnismäfsig niedriger Spannung zerbrechen, andererseits ihn unter hoher Spannung andauernden Schwingungen aussetzen, ohne dafs der Bruch eintritt.

Z. B. ist bei den Versuchen Wöhlers Gufsstahl unter Anwendung einer Maximalspannung von 320 Ctr. pro Quadrat-Zoll preufs. nach etwa 650 000 Biegungen gebrochen. Der ungehärtete Federstahl, bei wiederholten einseitigen Biegungen, bis zu 600 Ctr. Faserspannung und Nachlassen bis auf Null, brach schon nach 4 bis 500 000 Biegungen; dagegen konnte derselbe Stahl bis zu 900 Ctr. Faserspannung noch öfter gebogen werden und kam nicht zum Bruch, sobald er nicht bis auf Null, sondern nur auf 600 Ctr. nachgelassen wurde. In dieser Weise hat ein Stab über $1\frac{1}{2}$ Millionen Biegungen ertragen, ohne dafs der Bruch eingetreten ist, und ein anderer in

*) Die Festigkeitsversuche mit Eisen u. Stahl etc. Berlin 1870. Ernst u. Korn. Zeitschrift f. Bauwesen 1860, 1863, 1866, 1870 etc.

den Grenzen von 400 und 800 Ctr. Faserspannung mehr als $3\frac{1}{2}$ Millionen Biegungen.

Die Einführung und Verwertung dieses Gesetzes bei den Konstruktionen bedingt nicht nur eine Ersparnis an Material, sondern es steigert sich auch die Sicherheit der Konstruktion, indem dadurch eine rationelle Verteilung des Materials erzielt wird, das da in größerer Masse angeordnet werden kann, wo es am meisten aus- und abgenutzt werden muß.

In ähnlicher Weise wie schwingende Belastungen soll sich nach Wöhler auch die beständige Bewegung des Materials durch den Einfluss der Wärme bemerklich machen, wenn auch nur in minimalem Grade; eine Ansicht, welche durch Prof. Spangenberg keine Vertretung gefunden hat. Auch der Einfluss momentaner Schwankungen der Temperatur ist noch nicht ganz festgestellt. Mit der Abnahme der Temperatur scheint allerdings die Festigkeit (und die Sprödigkeit) etwas zuzunehmen, und soll auch nach Fairbairn mit zunehmender Temperatur, bis 163° , eine Steigerung der Tragfähigkeit eintreten, allein den gewöhnlichen Temperatur-Schwankungen kann ein Einfluss auf die Festigkeit des Eisens und Stahls nicht zugestanden werden.

Von gewichtigem Einfluss auf die Festigkeit des Eisens sind dagegen eine Reihe von Faktoren, wie dessen Erzeugung, Bearbeitung und damit in Zusammenhang stehende Form, chemische Zusammensetzung namentlich mit Rücksicht auf den Kohlenstoffgehalt u. s. w.

Bezüglich des Einflusses, welchen die Eisengewinnung auf die Festigkeit des Materials übt, kann man allgemein sagen, daß Flusseisen eine größere Festigkeit besitzt als das Schweisseisen, daß hingegen letzteres eine größere Zähigkeit und Schweißbarkeit besitzt. Bei beiden Materialsorten kann die Festigkeit durch die oben angegebenen Mittel nur auf Kosten der Zähigkeit erhöht werden und umgekehrt.

Bei einer und derselben Eisensorte ändert sich die Festigkeit wieder mit der Bearbeitung, so daß geschmiedetes Eisen eine andere und zwar höhere Festigkeit aufweist, als gewalztes; bei Walzeisen hängt die Festigkeit mit ab von der Form: Quadrat- und Rundeisen hat die größte, Eisenblech die geringste Festigkeit gegen Zug aufzuweisen und bei letzterem ist die Festigkeit in der Richtung des Walzens größer als senkrecht dazu. Bei den Façoneisen zeigt sich die Festigkeit und Zähigkeit um so geringer, je schwieriger die Profile zu walzen sind; am ungünstigsten sind die T- und Doppel-T-Profile mit breiten Flanschen.

Weiter sind noch als belangreich für die Festigkeit von eisernen Stäben anzuführen: einspringende Winkel, Einkerbungen und scharfe Ansätze. Ein nach Fig. 34 geformter Stab besitzt eine geringere Festigkeit, als wenn er durchgehend die obere geringere Breite hätte. Wollte man den Umstand, daß in einem solchen Falle die äußeren Kräfte den Stab excentrisch angreifen, wodurch eine Biegung und Vergrößerung der Faserspannungen eintritt, absehen, so kann man sich die Verringerung der Festigkeit auch dadurch erklären, daß die Fasern bei *a* die von dem Teil *abcd* aufgenommene Belastung auf den linksseitigen Stabteil übertragen müssen; hierdurch

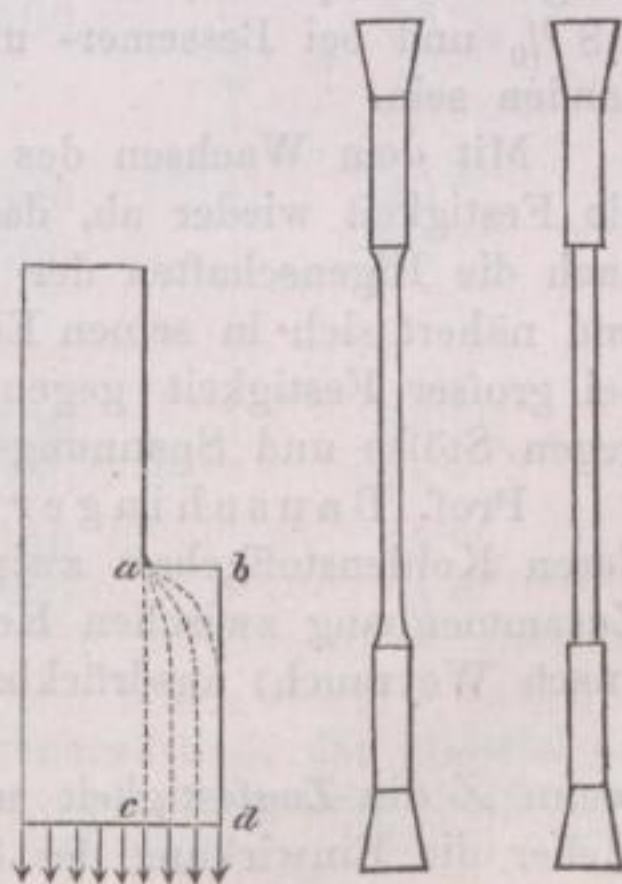


Fig. 34.

Fig. 35.

erhalten sie eine die mittlere Beanspruchung übersteigende Belastung und wird so der Bruch daselbst zuerst herbeigeführt. Aus der gleichen Ursache erklärt sich die Wahrnehmung Wöhlers, daß scharf abgesetzte Stäbe eine bedeutend geringere Festigkeit wie solche mit schlank abgesetzter Hohlkehle hatten (Fig. 35 S. 53). Scheinbar im Widerspruch mit der Erscheinung, die an Stäben nach Fig. 35 (S. 53) beobachtet wurde, steht es, daß ein beiderseits eingedrehter Stab nach Fig. 36 eine größere Festigkeit hat, als wenn der ganze Stab den kleineren Durchmesser hat, oder auf größere Länge eingedreht wird. Diese Erscheinung zeigt aber jedenfalls nur, daß durch hinzutretende Biegungen die Fasern gezogener Stäbe wesentlich stärker beansprucht werden. Solche Biegungen, die schon in folge von Ungleichmäßigkeiten des Materials eintreten können, machen sich um so mehr bemerklich, je länger der Stab ist. (Vergl. Weyrauch: Festigkeit und Dimensionsberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen § 8.) Man sucht deshalb scharfe Ansätze und einspringende Winkel an Stäben thunlichst zu vermeiden und durch Hohlkehlen oder sonstige allmähliche Uebergänge zu ersetzen.



Fig. 36.

Von höchstem Einfluß auf die Festigkeit des Eisens und Stahls, ja geradezu Vorbedingung für deren technische Brauchbarkeit ist die chemische Zusammensetzung und hauptsächlich der Kohlenstoffgehalt derselben.

Während reines Eisen wegen seiner Weichheit, Strengflüssigkeit und geringen Widerstandsfähigkeit keine Anwendung in der Bautechnik findet, schwankt der Kohlenstoffgehalt der zu Konstruktionszwecken verwendeten Eisen- und Stahlsorten, je nach den Eigenschaften, die man von ihnen verlangt, zwischen 0,03 bis 5% (Seite 24).

Innerhalb einer gewissen Grenze hat die Vermehrung des Kohlenstoffgehaltes bei den verschiedenen Eisensorten eine ähnliche Wirkung, wie das Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze: es steigert sich die Festigkeit, dagegen nimmt die Zähigkeit und das Widerstandsvermögen gegen Stöße und rasche Aenderungen der Belastung ab. Die Grenze, welche einer maximalen Tragfähigkeit entspricht, soll nach K. Styffe bei Eisen und Puddelstahl bei 0,8% und bei Bessemer- und Uchatiusstahl bei 1,2% Kohlenstoffgehalt vorhanden sein.

Mit dem Wachsen des Kohlenstoffgehaltes über diese Grenze nimmt auch die Festigkeit wieder ab, das Material wird zwar härter, verliert aber nach und nach die Eigenschaften der Dehnbarkeit, Schweißbarkeit und Hämmerbarkeit und nähert sich in seinen Eigenschaften mehr und mehr dem Gußeisen, welches bei großer Festigkeit gegen Druck, sehr spröde und wenig widerstandsfähig gegen Stöße und Spannungswechsel ist.

Prof. Bauschinger hat eine Reihe von Versuchen mit Stahlsorten, deren Kohlenstoffgehalt zwischen 0,14 und 0,96% variierte, angestellt. Der Zusammenhang zwischen Kohlenstoffgehalt und Festigkeit gegen Zug ist hierbei (nach Weyrauch) ausdrückbar durch die Formel:

$$Z = 4350 (1 + k^2),$$

wenn Z die Zugfestigkeit und k den Prozentgehalt an Kohlenstoff bedeutet. Ueber die Einwirkung des Schwefel- und Phosphorgehaltes auf die Festigkeit des Eisens und die dadurch bedingte Rotbrüchigkeit bzw. Kaltbrüchigkeit des Eisens ist hier nicht der Ort näher einzugehen.

Zur Beurteilung einer Eisensorte und ihrer Brauchbarkeit für bestimmte praktische Zwecke genügt es nicht allein ihre Festigkeit zu kennen, sondern es

mufs auch Rücksicht auf deren Zähigkeit genommen werden. Aus beiden Faktoren setzt sich die Arbeitsfähigkeit des Materials zusammen. Die Zähigkeit ist hauptsächlich abhängig von dem Verhältnis der Elastizitätsgrenze zur Bruchgrenze. Je höher die Elastizitätsgrenze liegt, desto gröfsere Belastungen kann das Material ertragen, ohne dafs bleibende Deformationen eintreten, desto gefährlicher sind aber auch Ueberschreitungen dieser Grenze, welche nur zu oft nicht vermieden werden können, indem, wie früher bemerkt, in solchen Fällen kein grofser Widerstand gegen Stöße und öftere Belastungswechsel und überhaupt keine grofse Zähigkeit erwartet werden darf. Einer sehr niedrigen Elastizitätsgrenze dagegen entspricht zwar eine gröfsere Dehnbarkeit, aber auch, wegen der Weichheit des Materials, eine nur geringe Festigkeit.

Die Kommission des Verbands Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und des Vereins Deutscher Eisenbahn-Verwaltungen legt daher als Mafs der Arbeitskapazität von Schmiedeeisen und Stahl die Gröfse der Bruchfestigkeit gegen Zug und die Kontraktion des Querschnitts bei der Zerrei fsung zu Grunde und setzt den Qualitätskoeffizienten $n = \frac{\text{Zugfestigkeit pro qcm}}{\text{Kontraktion in Prozenten}}$.

Die Klassifikation des Konstruktionsmaterials nach den Vorschlägen der genannten Kommission ist nun die folgende:

Eisensorten	Minimal-Zerrei fsungsfestigkeit in kg für den qcm	Minimalzusammenziehung des Zerrei fsungsquerschnitts, also Mafs der Zähigkeit
A. Bessemerstahl, Gufsstahl und Martinstahl.		
I. Qualität*): a) hart	6 500	25 %
b) mittelhart	5 500	35 %
c) weich	4 500	45 %
II. Qualität**): a) härtere Sorte	5 500	20 %
b) weichere Sorte	4 500	30 %
B. Stabeisen.***)		
I. Qualität	3 800	40 %
II. Qualität	3 500	25 %
C. Eisenblech.***)		
I. Qualität: a) In der Walzrichtung	3 600	25 %
b) Quer zur „	3 200	15 %
II. Qualität: a) In der Walzrichtung	3 300	15 %
b) Quer zur „	3 000	9 %

*) Um zu dieser Qualität gerechnet werden zu können, mufs das Material die beiden zusammengehörigen Zahlen mindestens erreichen, oder dieselben übersteigen. Dabei mufs die Bruchfläche gleichmäfsig sein, und in den zerrissenen Stäben dürfen sich weder Quer- noch Langrisse zeigen.

**) Für die Bruchfläche und hinsichtlich der Risse gelten gleiche Vorschriften, wie für Qualität I.

***) Das Stabeisen sowohl wie das Eisenblech darf sich nach dem Zerrei fsen weder unganzen noch brüchig zeigen.

Materialien von geringerer Festigkeit oder Zähigkeit als einer der festgesetzten Minimalwerte würden überhaupt nicht zu klassifizieren sein.

In der Denkschrift der mehrgenannten Kommission heisst es dann weiter: „Ganz gesondert von der Feststellung der Eigenschaften, welche ein vorliegendes Material besitzt, ist die Frage zu behandeln, welche Eigenschaften vorhanden sein müssen, damit das Material für einen bestimmten Zweck am besten geeignet sei.

Die Regeln dafür sind bislang meistens empirisch ermittelt und in der Rechnung durch sogenannte Erfahrungs- oder Sicherheitskoeffizienten ausgedrückt, die, jeder wissenschaftlichen Basis entbehrend, höchstens in Ermangelung von etwas Besserem als Notbehelf angesehen werden können.

In sehr wichtigen Fällen fehlt es selbst noch daran, beispielsweise für den Stahl als Konstruktionsmaterial, und wenn auch durch Festigkeitsversuche der relative Wert (die Qualität) desselben ermittelt werden kann, so ist damit doch nicht klar gestellt, bis zu welcher Grenze die Festigkeitseigenschaften bei den verschiedenen Verwendungen ausgenutzt, d. h. direkt in Anspruch genommen werden dürfen, und in welchem Masse bei sonst gleicher Qualität im gegebenen Falle eine Erhöhung der Festigkeit bei Verringerung der Zähigkeit, oder eine Erhöhung der Zähigkeit bei Verringerung der Festigkeit vorzuziehen ist.

Ferner fehlt noch die wissenschaftliche Grundlage zur Bestimmung der für die Dauerhaftigkeit günstigsten Formen und Verbindungen, bezw. zur genauen Feststellung der Inanspruchnahme des Materials bei verschiedenen Formen und Verbindungen, bei festen und bei bewegten Konstruktionen, für schwankende und für konstante Anspannungen, Erschütterungen und Stöße, für den Einfluss der Temperatur und starker Schwankungen derselben (Dampfkessel), also fast für alles das, was den Konstrukteur in den Stand setzt, ohne Materialverschwendung in alle Teile eines grossen Bauwerks, einer Maschine oder sonstigen Konstruktion die gleiche oder überhaupt eine scharf bestimmte Sicherheit zu legen.

Kurz gefasst, es handelt sich noch um die Ermittlung der Gesetze, welche, wenn man die Eigenschaften des Konstruktionsmaterials kennt, bei dessen Anwendung massgebend sein müssen, und aus welchen umgekehrt die Eigenschaften hervorgehen, die das Material besitzen muss, um sich für bestimmte Konstruktionen zu eignen.“

Für die Erforschung dieser Gesetze wird sodann die Errichtung einer Versuchsanstalt, verbunden mit einer Prüfungsstation der Produkte der fortschreitenden Eisen- und Stahlindustrie in Vorschlag gebracht.

In der Praxis handelt es sich jedoch nicht gewöhnlich darum, die Kraft zu bestimmen, die nötig ist, einen Körper zu zerstören, sondern um diejenige Belastung, die dem Körper zugemutet werden kann, wenn eine Konstruktion für die Dauer als sicher betrachtet werden soll, oder umgekehrt, für eine gegebene Kraft den entsprechenden Querschnitt unter dieser Bedingung zu bestimmen. Wie schon bemerkt, soll ein Stab im Maximum bis zu seiner Elastizitätsgrenze beansprucht werden und vielfach wird man sogar noch unter dieser Grenze bleiben. Das Verhältnis der Bruchgrenze zu der als zulässig in die Berechnung eingeführten Spannung wird der Sicherheitsgrad oder Sicherheitskoeffizient genannt.

Durch die Sicherheitskoeffizienten soll dem Unvorherzusehenden Rechnung getragen werden; dasselbe kann sowohl in den Mängeln des Materials resp. der sonstigen Ausführung, als auch in der Grösse der Anspannung liegen.

Letzteres muß bei der Normierung der Leistung berücksichtigt werden, nur erstere beide sind durch die Sicherheitskoeffizienten auszugleichen.

Bezüglich der Wirkung der Anspannung ist hauptsächlich zu unterscheiden, ob dieselbe konstant, also ruhend ist, oder variabel, also Schwingungen hervorruft; auch kommt sehr in Betracht, ob von der Konstruktion unbegrenzte Dauer gefordert wird, oder ob man nur eine begrenzte Dauer beansprucht. Daraus folgt, daß nicht für alle Konstruktionen dieselben Sicherheitskoeffizienten passen.

Es sind also hauptsächlich zwei Koeffizienten nötig: einer, der das Verhältnis zur absoluten Bruchgrenze regelt, der andere für das Verhältnis zu derjenigen Schwingung, deren vielfache Wiederholung ebenfalls den Bruch herbeiführt.

Für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer wird in Anbetracht, daß schon die einmalige Erreichung der absoluten Bruchgrenze die sofortige Zerstörung zur Folge hat, der Sicherheitsgrad gegen diese Bruchgrenze so groß zu nehmen sein, daß jede vorauszusetzende Ungleichmäßigkeit des Materials dadurch kompensiert erscheint. Dies muß bei gutem Material der Fall sein, wenn man auf die Hälfte der gewöhnlichen Bruchgrenze zurückgeht, also den Koeffizienten 2 einführt.

Hiebei ist auf die Elastizitätsgrenze insofern Rücksicht zu nehmen, als man in Fällen, wo dieser Koeffizient eine wiederholte Ueberschreitung dieser Grenze ergeben würde und man diese zu vermeiden wünscht, einfach auf die Elastizitätsgrenze zurückzugehen hat.

Als Sicherheitskoeffizient der Schwingung, bei welcher selbst wiederholte Ueberschreitung der Sicherheitsgrenze noch keine unmittelbare Gefahr bringt, ist 2 unter allen Umständen ausreichend und kann in vielen Fällen noch verringert werden. (Wöhler, Festigkeitsversuche Seite 8.)

Bei der bislang üblich gewesenen Berechnung eiserner Konstruktionen hat man bei der Aufstellung von Sicherheitskoeffizienten nur Rücksicht genommen auf die Bruchgrenze und manchmal auch auf den definitiven oder provisorischen Charakter des betr. Bauwerks; unberücksichtigt blieb dagegen die Einwirkung der durch variable Belastungen verursachten Schwingungen und Spannungswechsel. Der Einfluß des letztern hat sich bei den Versuchen Wöhlers deutlich gezeigt und zwar ergibt sich als Resultat, daß Konstruktionsteile, welche positiv und negativ in Anspruch genommen werden, im Verhältnis etwa wie 9:5 stärker sein müssen, als solche, deren Inanspruchnahme nur in einem Sinn erfolgt.

Die Aufstellung der zulässigen Spannung mit Zugrundelegung eines allen obigen Anforderungen entsprechenden Sicherheitskoeffizienten kann nur mit Rücksicht auf das Wöhlersche Gesetz geschehen.

Bei der speziellen Berechnung der Festigkeiten ist daher in neuester Zeit das Wöhlersche Gesetz als maßgebend betrachtet worden, namentlich für alle jene Konstruktionen, bei welchen Belastungswechsel in rascher Aufeinanderfolge vorkommen, wie beispielsweise bei den Deckenkonstruktionen. Bei Dachstählen wirken die Schwingungen meistens nach größeren Zeitintervallen, daher ihr Einfluß nicht so bedeutend ist und eine Berechnung in der seither üblichen Weise beibehalten werden kann. Kommen in einer solchen Konstruktion jedoch auch Teile vor, welche Spannungswechseln unterworfen sind, so wird man sie auch hier mit Berücksichtigung der Schwingungen berechnen und konsequenterweise damit auch die übrigen.

1. Die Zug- und Druckfestigkeit.

a) Einfache Zug- und Druckfestigkeit.

Die Zugfestigkeit ist erfahrungsgemäß abhängig von der Kohäsion des Materials und der Größe des Stabquerschnitts, dagegen unabhängig von der Länge des belasteten Stabes. Bei der Berechnung nimmt man an, dass eine längs der Achse (im Schwerpunkt des Querschnitts) wirkende Axialkraft P sich gleichmäßig über den Querschnitt verbreitet. Setzt man die vorhandene Spannung pro Flächeneinheit $\frac{P}{F} = s$, so folgen die Beziehungen:

$$P = s \cdot F$$

$$F = \frac{P}{s}$$

aus welchen sich eine der Größen F oder P berechnen lässt, wenn die andere gegeben ist.

Dieselben Formeln gelten, wenn P eine Druckkraft ist; dabei ist jedoch Bedingung, dass die Länge oder Höhe des gedrückten Körpers nur sehr gering ist, so dass nur Beanspruchung auf Druck vorhanden ist und keine seitliche Biegung des Stabes eintreten kann. Ueber die Druckfestigkeit langer Stäbe folgt Näheres bei der Knickfestigkeit.

Die Zugfestigkeit des Eisens und Stahls beträgt nach neueren Versuchen (Mittelwerte):

Für gutes Schmiedeeisen, wie es bei den

Baukonstruktionen verwendet wird	3500—4000 kg pr. qcm		
Eisenblech in der Walzrichtung	3000	„	„
„ quer zur Walzrichtung	2700	„	„
Eisendraht im Mittel (je nach der Größe des Durchmessers verschieden)	6000	„	„
Puddelstahl	5000	„	„
Gussstahl	8000	„	„
Stahlblech in der Walzrichtung und quer dazu	5000	„	„

Die Festigkeit des Eisendrahts ist wesentlich abhängig vom Durchmesser desselben und nimmt mit abnehmendem Durchmesser bedeutend zu. Karmarsch leitet aus seinen Versuchen für die Zugfestigkeit (Z) der Drähte die Formel ab

$$Z = \alpha \delta + \beta \delta^2,$$

worin δ den Durchmesser des Drahts in mm bezeichnet und die Konstanten α und β folgende Werte haben:

Drahtsorten	Ungeglüht		Geglüht	
	α	β	α	β
Stahldraht	21	50	3	45
Bester Eisendraht	12,5	50	3	26
Gewöhnl. „	18	36	5	22,5
Kupferdraht	7,5	27,5	0	18,5
Zinkdraht	1,75	10	—	—

Für die Festigkeit der Baumetalle mit Rücksicht auf ihre praktische Verwendung ergibt sich nach Heinzerling folgende Tabelle:

Material- sorte	Bruchgrenze		Größte zulässige Zug- u. Druckspannungen					
			Bei Verwen- dung unter den günstig- sten Umstän- den. Elast.-Grenze		Möglichst lange Dauer bei Ver- wendung unter größtenteils konstanter Krafteinwirkung			
	Zug	Druck Zug	Zug	Druck Zug	Wenige Erschütterungen		Bedeutende Erschütterungen	
Schmiedeeisen	4 040	4/5	1 614	1	1 340	1	670	1
Eisenblech Walzrich- tung	3 630	—	1 450	—	1 210	—	605	—
Eisenblech Walzrich- tung	3 330	—	1 250	—	—	—	—	—
Eisendraht	6 460	—	2 580	—	2 150	—	1 070	—
Stahl	8 000	7/8	3 000	1	—	—	—	—
Gufsstahl	10 000	—	5 000	—	—	—	—	—
Gufseisen	1 450	5 1/2	650	3	400	4	—	—

Die Druckfestigkeit ist für die wichtigeren Baumetalle, Schmiedeeisen und Stahl noch nicht so genau ermittelt, wie die absolute Festigkeit, und liegen ausgedehntere Versuche nur mit Gufseisen vor. Direkte Druckversuche zeigten (nach Wöhler) die Unmöglichkeit Gufsstahl und Schmiedeeisen zu zerdrücken; ein gleiches Resultat erzielte Bauschinger, welcher eine nahezu unendlich große Druckfestigkeit fand, wenn die Körper dünn oder plattenförmig waren; bei einem Verhältnis zwischen Länge und Durchmesser wie 3:1 trat die Zerstörung des Materials schon eher durch Biegung als Zerdrückung (Zerquetschung) ein.

Bei den von Wöhler und Spangenberg angestellten Biegungsversuchen mit eisernen Stäben zeigte sich, daß der erste Einbruch stets von der auf Zug in Anspruch genommenen Seite ausging, woraus also ebenfalls folgt, daß die Widerstandsfähigkeit des Schmiedeeisens und Stahls gegen Druck größer ist als gegen Zug. Es ist deshalb unter allen Umständen gestattet, die Festigkeit gegen Druck, wie es gewöhnlich geschieht, derjenigen gegen Zug gleich zu setzen. Bedingung ist jedoch, daß hierbei lediglich die Druckfestigkeit in Frage kommt und ein Einknicken der gedrückten Teile ausgeschlossen ist. Diese Rücksicht hat man namentlich bei der Bestimmung der Druckgurten bei hohen I-Eisen, Blech- und Fachwerkträgern zu nehmen.

Gufseisen zeigte bei den Versuchen eine ungleich höhere Festigkeit gegen Druck als für Zug (vergl. obige Tabelle) und dies Verhältnis führt unmittelbar dazu, Gufseisen, soweit es als Baumaterial verwendet wird, nur auf Druck zu beanspruchen und in allen andern Fällen womöglich Schmiedeeisen anzuwenden. Ein bedeutender Nachteil des Gufseisens für seine Anwendung ist die geringe Homogenität desselben und seine geringe Widerstandskraft gegen Stöße, bei deren Eintreten es oft ohne vorherige Anzeichen plötzlich zerbricht. Beim Giessen erzeugt die in den Formen eingeschlossene Luft leicht Blasenräume

und ein geringes Aufsteigen des Gufskernes infolge des Auftriebs des flüssigen Metalls verursacht bei hohlen gusseisernen Säulen eine ungleiche Dicke der Wände, Mängel, welche sich eben so wenig äußerlich bemerkbar machen, als die infolge ungleicher Abkühlung in verschiedenen Querschnitten entstehenden innern Spannungen, welche oft schon bei kleinen Belastungen und schwachen Stößen den Bruch herbeiführen können.

Man verwendet das Gufseisen deshalb hauptsächlich für Konstruktions- teile von geringer Länge oder Höhe, Unterlagsplatten etc. und nur wegen der leichtern formalen Ausbildung auch für freistehende Säulen oder Pfeiler.

Zulässige Inanspruchnahme. Für ruhende Belastungen, welche Inanspruchnahmen des Materials von konstanter Intensität bewirken, nimmt man gewöhnlich als Sicherheitsgrad der Konstruktion bei Eisen und Stahl $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{5}$ und bei Gufseisen $\frac{1}{8}$ an, d. h. die als zulässig betrachtete Inanspruch- nahme wird so gewählt, daß für Eisen und Stahl eine 3—5 fache, für Guf- eisen eine 8 fache Sicherheit gegen Bruch vorhanden ist. Diese Zahlen sind zu modifizieren, je nach den mehr oder weniger günstigen Umständen, unter denen das Baumaterial verwendet ist, nach dem provisorischen oder definitiven Charakter des Bauwerks, nach der Gröfse auftretender Erschütterungen etc., worüber indes keine allgemein gültigen Regeln aufgestellt werden können.

Bei der Bau-Abteilung des Berliner Polizei-Präsidiums sind die nach- folgenden Festigkeits-Koeffizienten in Gebrauch, in Verbindung mit den auf S. 90, Bd. II. angegebenen Belastungskoeffizienten.

Material	Zul. Belastung pro qcm		
	Zug	Druck	Ab- scherung
Schmiedeeisen	750	750	525
Eisenblech	750	750	525
Eisendraht	1 200	—	—
Gufseisen	250	500	190
Gufsstahl, gehärtet . . .	3 000	3 000	2 200

Ist das Material wechselnden, schwingenden, Belastungen ausgesetzt, so bestimmt man hiebei die zulässigen Gröfsen der wechselnden Spannungen aus den Versuchsergebnissen Wöhlers bzw. aus dem von ihm aus letzteren ab- geleiteten Gesetz, seit dessen Bekanntwerden sich die Begriffe Bruchfestigkeit und zulässige Spannungen wesentlich modifiziert und verallgemeinert haben. Das Gesetz hat Wöhler definitiv wie folgt ausgesprochen:

„Der Bruch des Materials läfst sich auch durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze erreicht, herbei- führen. Die Differenzen der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend.“

Die absolute Gröfse der Grenzspannungen ist nur insoweit von Einflufs, als mit wachsender Spannung die Differenzen, welche den Bruch herbeiführen, sich verringern.“

Für solche Schwingungen, bei denen dieselbe Faser aus Zugspannung in Druckspannung übergeht oder umgekehrt, werden die Zugspannungen als po- sitiv, die Druckspannungen als negativ betrachtet, so daß also in diesem Fall

die Differenz der äußersten Faserspannungen (eingrenzenden Spannungen) gleich der größten Zugspannung plus der größten Druckspannung ist.

Durch die Versuche sind nun eine Reihe zusammengehörender Spannungsgrenzen bestimmt worden, bei deren Einhaltung der Bruch erst nach einer Anzahl von Wiederholungen eintrat, die für die praktischen Verhältnisse als unendlich groß zu bezeichnen ist. Es kann hierbei die eine Grenzspannung alle Werte bis zur absoluten Bruchgrenze durchlaufen, es wird sich immer eine zweite Grenze (oder eine Spannungsdifferenz) finden lassen, für welche der Bruch selbst nach ungemein vielen Wiederholungen nicht mehr eintritt.

Solche Schwingungen können nach den Versuchen Wöhlers bei Inanspruchnahme auf Biegungs- oder Zugfestigkeit und gleicher Sicherheit gegen Bruch stattfinden in den folgenden Grenzen:

bei Eisen	{	zwischen	+ 160 Ctr.	und	- 160 Ctr.	} Faserspannung pro Quadratzoll
		"	+ 300 "	"	Null "	
		"	+ 440 "	"	+ 240 "	
bei Achsen- gufsstahl	{	zwischen	+ 280 Ctr.	und	- 280 Ctr.	} Faserspannung pro Quadratzoll
		"	+ 480 "	"	Null "	
		"	+ 800 "	"	350 "	
bei ungehärtetem Federgufsstahl	{	zwischen	+ 500 Ctr.	und	Null Ctr.	} Faserspannung pro Quadratzoll
		"	+ 700 "	"	250 "	
		"	+ 800 "	"	400 "	
"	"	+ 900 "	"	600 "	"	"

Die Festigkeitsgrenze bei ruhender Last ergibt sich aus den Biegungs- und Zug-Versuchen im Mittel

für Schmiedeeisen zu 480 Ctr.

„ Achsen- oder Federgufsstahl zu 1000 Ctr. } pro Quadratzoll pr.

Die in vorstehender Tabelle enthaltene Beziehung zwischen je zwei eingrenzenden Spannungen ist in Fig. 37 (S. 62) graphisch dargestellt. Je nachdem man die Ziffern der ersten oder zweiten Kolumne als Abscissen und diejenigen der zweiten bzw. ersten als Ordinaten aufträgt, erhält man zwei Kurvenzweige AA , $A'A'$ als Darstellung des Wöhlerschen Gesetzes, welche aber vollständig identisch sind.

In gleicher Weise stellen die Kurven BB , $B'B'$ die Beziehung zwischen einer Spannungsgrenze und der dazugehörigen Spannungsdifferenz im Sinne des Wöhlerschen Gesetzes dar.

In der Praxis werden die Schwingungen in der Beanspruchung der Konstruktionen durch den Einfluss der veränderlichen oder Verkehrsbelastung hervorgerufen, indem die von letzterer erzeugten Spannungen sich zu den von der permanenten Last herrührenden Spannungen addieren, wodurch sich dann die Gesamtspannung des Konstruktionsteils ergibt.

Für den Effekt ist es offenbar gleichgültig, welche der zwei zusammengehörigen Grenzspannungen als Anfangsspannung und welche als Endspannung betrachtet wird, es ändert sich hierbei nur das Vorzeichen der Spannungsdifferenz.

Wir betrachten im folgenden diejenige Spannungsgrenze als Anfangsspannung, aus welcher eine andere Spannungsgrenze durch eine positive Spannungsdifferenz hervorgeht. Rechnet man die Wöhlerschen Versuchszahlen in Tonnen pro qdm um, so erhält man für Eisen die folgende Tabelle:

Die folgende Tabelle zeigt die Wöhlerschen Versuchszahlen für Eisen in Tonnen pro qdm umgerechnet.

Eingrenzende Spannungen		Spannungs- differenz
$\frac{t}{\text{qdm}}$		
350	350	0
175	321	146
0	219	219
- 117	+ 117	234

Die graphischen Darstellungen Fig. 37 lassen erkennen, dass zur vollständigen Darstellung des den Wöhlerschen Versuchen zu Grunde liegenden Naturgesetzes die angestellten Versuche noch nicht ausreichen. Indem sie sich nur auf Wechsel von Zugspannungen und auf wechselnde Zug- und Druckspannungen von gleicher GröÙe beziehen, fehlen Versuche für den Fall, dass

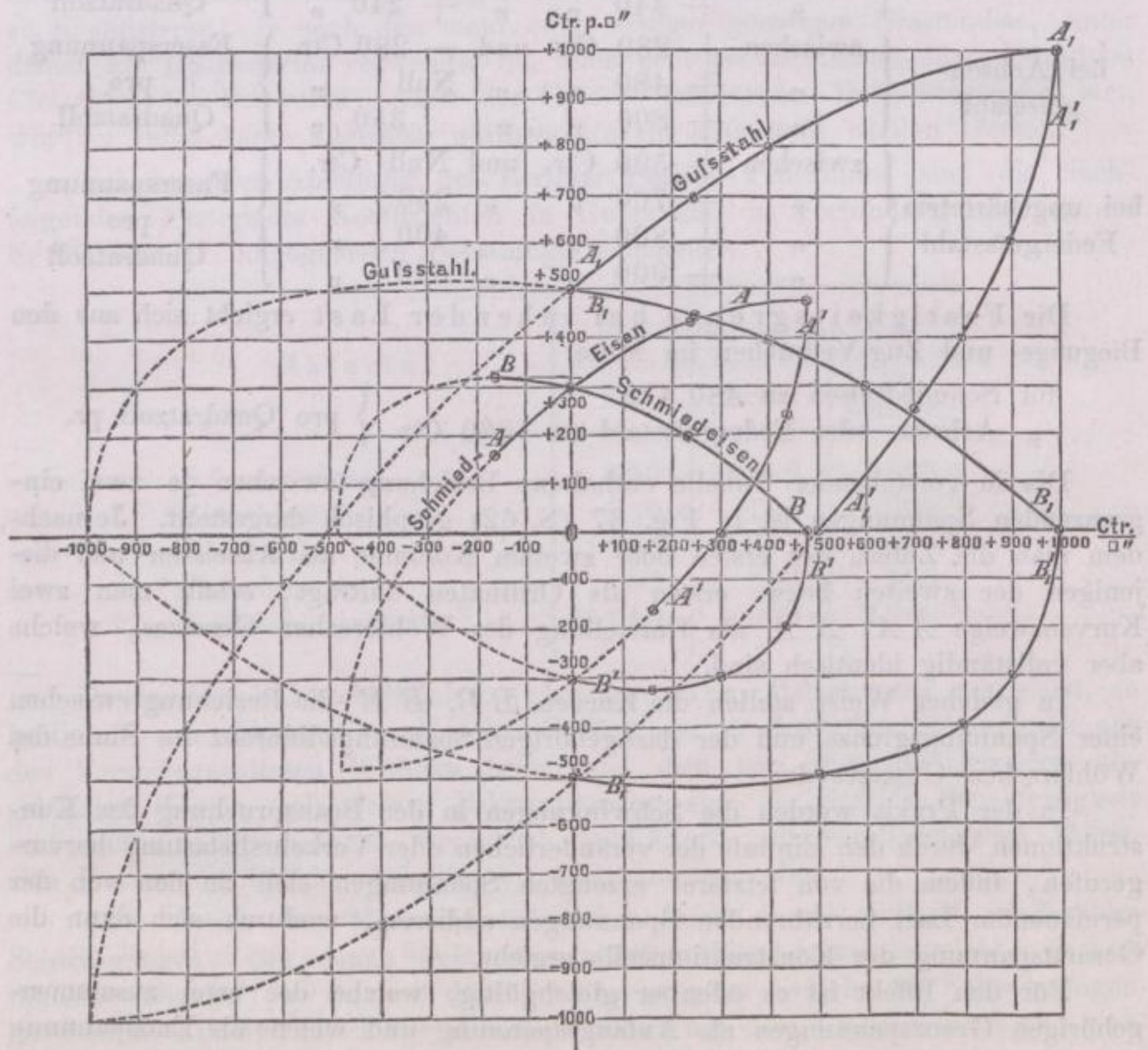


Fig. 37.

beide Spannungsgrenzen Drucke, oder die eine Zug, die andere Druck bei ungleicher GröÙe darstellen.

Zur Ergänzung dieser Versuche macht Gerber*) auf Grund der vorliegenden

*) Bestimmung der zulässigen Spannungen in Eisenkonstruktionen, Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ingen.-Vereins, 1874, S. 101.

Versuche und theoretischen Betrachtungen über die Natur des Eisens die Annahme, daß sich Eisen resp. Stahl gegen Zug- und Druckwirkungen ganz gleich verhalte, so daß zu jedem Paar von Spannungsgrenzen a_p und $(a_p + a_k)$, bei deren unbeschränkter Wiederholung der Bruch nicht mehr eintritt, zwei andere Spannungsgrenzen — a_p und — $(a_p + a_k)$ von gleicher GröÙe aber entgegengesetztem Vorzeichen existieren, für welche der Bruch ebenfalls nicht mehr zu stande kommt. Diese Annahme ist vollständig berechtigt, weil aus den Versuchen hervorgeht, daß die Druckfestigkeit bei schwingender Belastung größer ist, als die Festigkeit gegen Zug, wie dies auch bei ruhender Belastung der Fall ist. Werden also die Grenzspannungen, welche für Zug ermittelt wurden, auch für Druck angewendet, so kann man mindestens auf die gleiche Sicherheit rechnen.

Bei der Wichtigkeit dieser Versuchsergebnisse für die praktische Ausführung von Eisenkonstruktionen hat es nicht an Vorschlägen gefehlt, wie dieselben in dieser Beziehung ausgebeutet werden können. Wir beschränken uns hier darauf, einige dieser Vorschläge anzuführen.

Zunächst hat Wöhler aus seinen Versuchen und mit Rücksicht auf die auf Seite 57 aufgeführten Gesichtspunkte bezüglich der Sicherheitskoeffizienten folgende zulässigen Faserspannungen für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer vorgeschlagen:

a) für Schmiedeeisen:

nach beiden Richtungen angestrengt 80 Ctr. p. Quadratzoll (585 kg p. qcm),
nach einer Richtung angestrengt,

größte Gesamtspannung . . . 180 " " " (1315 " " "),

wovon höchstens 150 Ctr. (1100 kg) auf die variable Belastung entfallen dürfen.

Ist die konstante Spannung geringer als 30 Ctr. (220 kg), so verringert sich die zulässige Gesamtspannung um eben so viel.

b) Für ungehärteten Federgußstahl:

Nach beiden Richtungen angestrengt 120 Ctr. p. Quadratzoll (880 kg p. qcm),
nach einer Richtung angestrengt,

größte Gesamtspannung . . . 330 " " " (2400 " " "),

wovon höchstens 220 Ctr. (1600 kg) auf die variable Belastung entfallen dürfen.

Es muß dabei hervorgehoben werden, daß die Zahlen im allgemeinen nur für schlichte Stäbe gelten.

Gerber findet eine für die Praxis möglichst einfache und allgemein gültige Form des Wöhlerschen Gesetzes dadurch, daß er die in Fig. 37 (S. 62) nach den Wöhlerschen Zahlenwerten aufgetragenen Kurven als Parabeln betrachtet, deren Konstante er so bestimmt, daß ein möglichst enger Anschluß an die Wöhlersche Versuchsreihe vorhanden ist.

Bezeichnet s_g die Grenzspannung des Materials für ruhende Belastung,

s_o die ständige oder Anfangsspannung, und

s_v die veränderliche Spannung (Spannungsdifferenz), welche nach

einer sehr großen Zahl von Wiederholungen den Bruch herbeiführt, und, wie oben bemerkt, als positive GröÙe aufgefaßt werden soll, so ergibt sich als Gleichung der Parabel BB

für Eisen $\left(s_g = 350 \frac{t}{qdm} \right)$:

$$1) \dots s_o^2 + \frac{1}{4} s_v^2 + s_o s_v + \frac{3}{2} s_v s_g = s_g^2; \text{ woraus sich ergibt:}$$

$$s_o = -\frac{1}{2} s_v \pm \frac{1}{2} \sqrt{(4 s_g - 6 s_v) s_g}$$

$$s_v = -2 s_o - 3 s_g \pm \sqrt{(12 s_o + 13 s_g) s_g}$$

Für Stahl, Achsen- oder Federgußstahl erhält man: $s_g = 730 \frac{t}{\text{qdm}}$

$$\text{II) } \dots s_o^2 + \frac{1}{4} s_v^2 + s_o s_v + 1,8 s_v s_g = s_g^2, \text{ woraus:}$$

$$s_o = \frac{-s_v}{2} \pm \sqrt{(s_g - 1,8 s_v) s_g}$$

$$s_v = -2 s_o - 3,6 s_g \pm 4 \sqrt{s_g (1,06 s_g + 0,9 s_o)}$$

Aus den obigen Gleichungen erhält man für die Summe der Anfangs- und Schwingungsspannung ($s_o + s_v$) also für die der Anfangsspannung s_o entsprechende Endspannung s_z

$$\text{für Eisen: } s_z = s_o + s_v = \sqrt{(12 s_o + 13 s_g) s_g} - s_o - 3 s_g \dots \text{Ia),}$$

$$\text{für Stahl: } s_z = s_o + s_v = \sqrt{(0,9 s_o + 1,06 s_g) s_g} - s_v - 3,6 s_g \dots \text{IIa).}$$

Die genügende Uebereinstimmung der aus obigen Gleichungen hervorgehenden Werte mit den Versuchen Wöhlers ist leicht nachzuweisen und ergibt sich auch durch Vergleichung der Tabelle pag. 62 mit Fig. 38, welche die graphische Darstellung der Gleichungen I und Ia vorstellt.

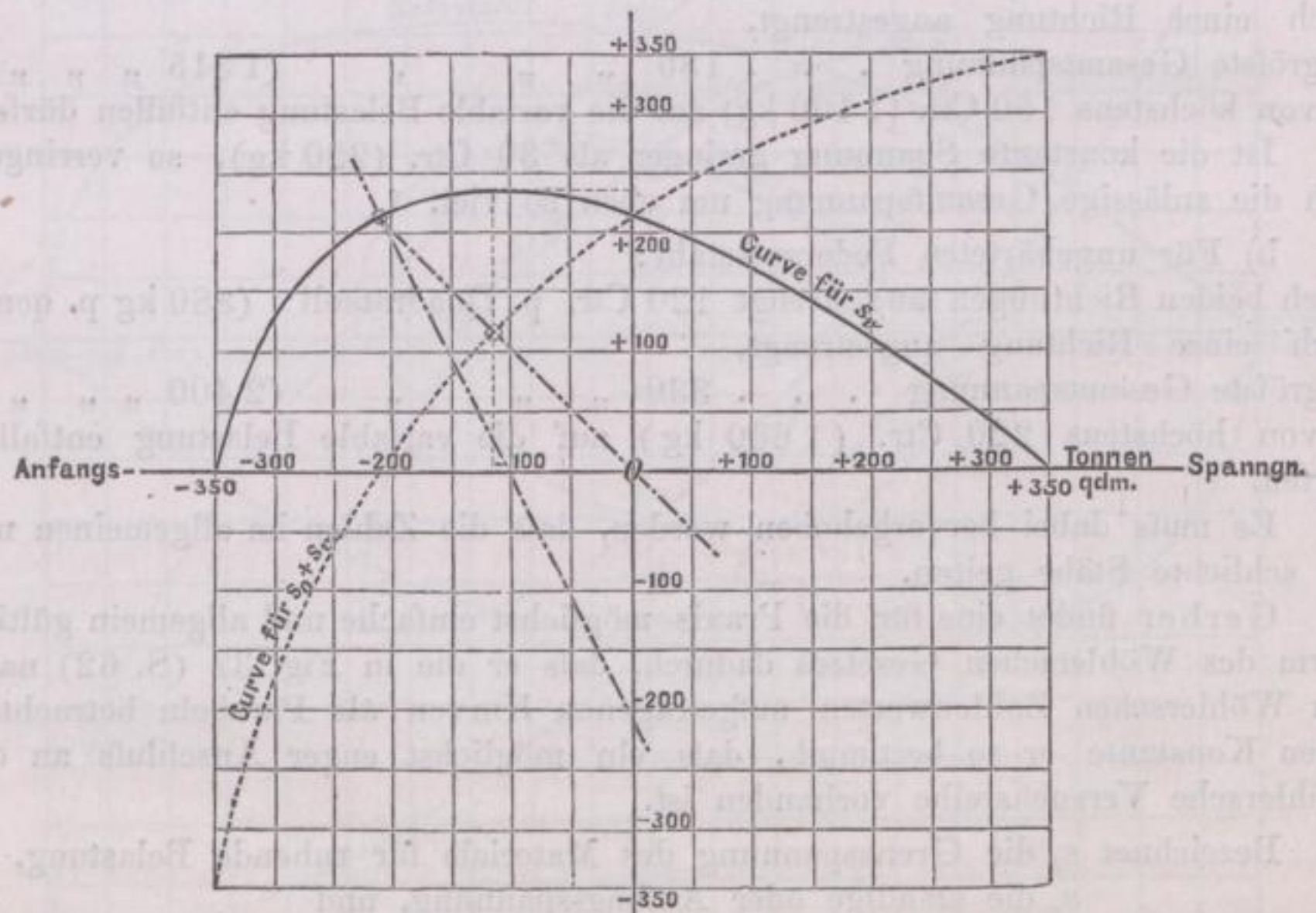


Fig. 38.

Diese Gleichungen können benutzt werden, um bei gegebener Querschnittsfläche F eines Stabes und bestimmter ständiger (Zug- oder Druck-) Belastung P_o desselben die zulässige veränderliche Belastung P_v zu berechnen, wenn diese Belastung in unbeschränkter Zahl von Wechslen wirken soll, ohne daß der Stab bricht, oder umgekehrt bei gegebenen P_o und P_v die Fläche F zu ermitteln. Bequemer und übersichtlicher ist es jedoch, einen Koeffizienten ν einzuführen,

mit dem die variable Belastung zu multiplizieren ist, damit die Summe $P_0 + \nu P_v$ dem Grenzwert für ruhende Belastung $P_g = s_g \cdot F$ entspricht; der Koeffizient ν giebt dann den Einfluss der wiederholten Wechsel von P_v zu erkennen. Zur Bestimmung von ν hat man die bed. Gleichung:

$$P_0 + \nu P_v = s_g \cdot F = P_g \dots \text{III},$$

welche als der allgemeinste Ausdruck des Wöhlerschen Gesetzes zu betrachten ist.

Da wir bezeichnen:

$$\frac{P_0}{F} = s_0,$$

$$\frac{P_v}{F} = s_v,$$

so folgt aus obiger Beziehung:

$$s_0 + \nu s_v = s_g.$$

Setzt man ferner

$$\frac{P_0}{P_v} = \frac{s_0}{s_v} = \varphi, \text{ so wird:}$$

$$\begin{cases} s_v = \frac{1}{\varphi + \nu} = \frac{1}{\sigma}, \text{ wenn } \varphi + \nu = \sigma \text{ gesetzt wird,} \\ s_0 = \frac{\varphi}{\varphi + \nu} = \frac{\varphi}{\sigma}. \end{cases}$$

Die Werthe s_0 und s_v haben gleichzeitig der Gleichung I (S. 63) zu genügen; setzt man sie darin ein, so erhält man die neue Beziehung:

$$\text{für Eisen: } \sigma^2 - \frac{3}{2} \sigma - \varphi^2 - \varphi = \frac{1}{4}, \text{ und daraus:}$$

$$\sigma = \frac{1}{4} (3 + \sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2}) = \nu + \varphi.$$

Aehnliche Beziehungen lassen sich für Stahl entwickeln.

Da die Spannungsdifferenz s_v immer positiv vorausgesetzt wird, so ist auch (nach Obigem) σ immer positiv und von den beiden Vorzeichen der Wurzel das positive zu nehmen. Dagegen gehören zu jedem σ zwei φ

$$\left(\varphi = -\frac{1}{2} \pm \sqrt{\sigma^2 - \frac{3}{2} \sigma} \right), \text{ welche gleiches oder ungleiches Vorzeichen haben,}$$

$$\text{je nachdem } \frac{1}{2} \geq \sqrt{\sigma^2 - \frac{3}{2} \sigma}.$$

Die Berechnung von ν oder σ aus dem gegebenen Verhältniss φ oder umgekehrt, kann noch bequemer dadurch gemacht werden, dass man für ν oder σ mit veränderlichem φ Curven konstruirt oder Tabellen berechnet, aus denen die zusammengehörigen Werte sofort entnommen werden können. Wir verweisen in dieser Beziehung auf Fig. 39, welche ein solches Diagramm auf S. 66 enthält, eine für den praktischen Gebrauch vorteilhaft zu verwendende Tabelle, siehe S. 67.

Die Berechnung der Querschnittsfläche gestaltet sich nun sehr einfach. Nach Gleichung III folgt nämlich:

$$F = \frac{P_0 + \nu P_v}{s_g} = \frac{P_v}{s_g} (\varphi + \nu) \text{ oder}$$

$$F = \frac{\sigma P_v}{s_g}.$$

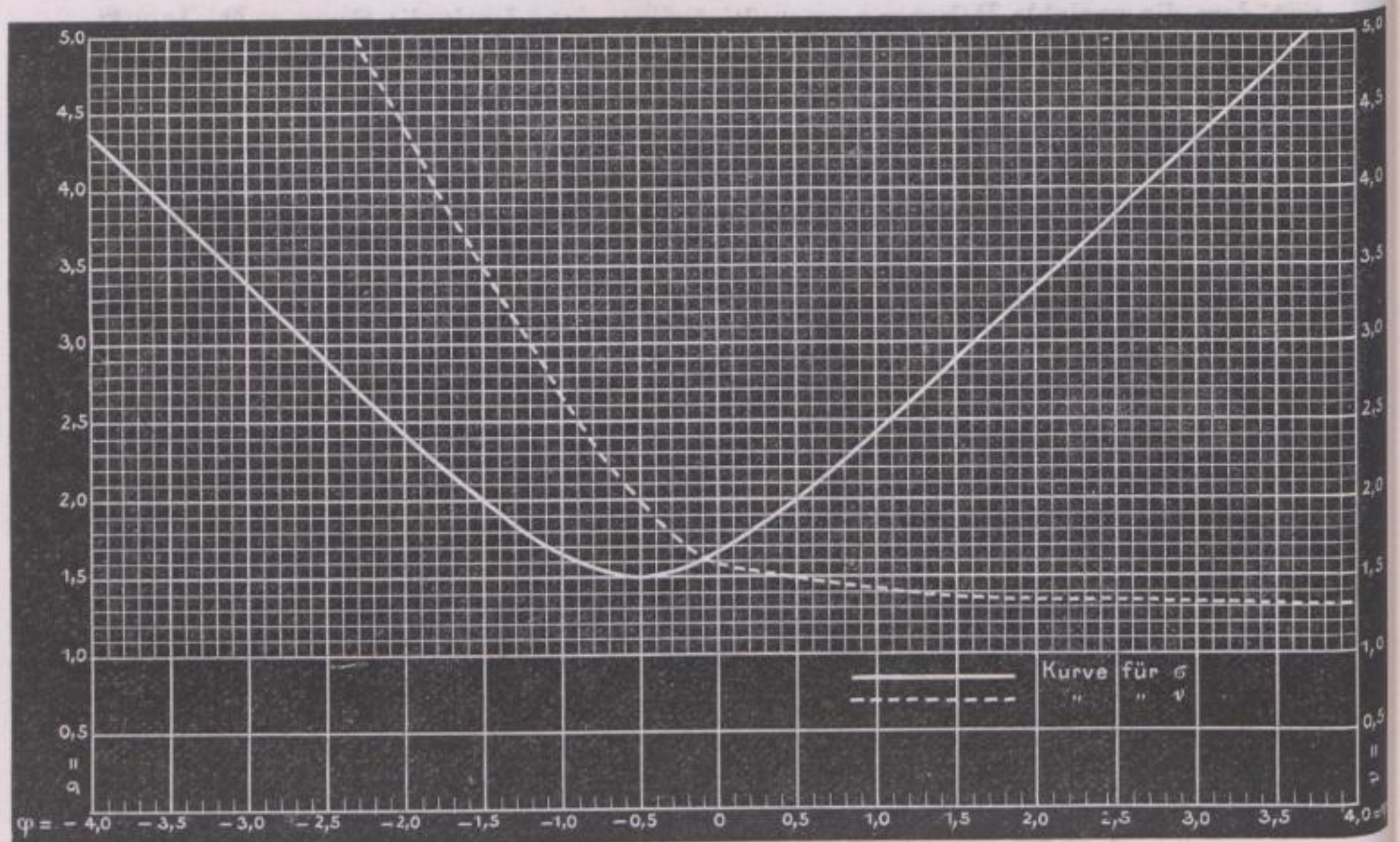


Fig. 39.

Die vorstehenden Gleichungen wurden aus Versuchen ermittelt, welche bis zur Bruchspannung gingen; in Wirklichkeit wird man aber mit der Druckspannung immer unter dieser Grenze bleiben müssen, damit eine entsprechende Sicherheit gegen Zerstörung des Materials vorhanden ist (vergl. S. 57). Bei permanenten Konstruktionen, wo bleibende Biegungen möglichst vermieden werden sollen, setzt Gerber, statt der Bruchgrenze die Elastizitätsgrenze als zulässige Grenzspannung ein und nimmt $s_g = 1600 \frac{k}{qcm}$ an, was einer zweifachen Sicherheit entspricht. Bei Eisenkonstruktionen dagegen, wo Leichtigkeit die Hauptsache und eine bleibende Dehnung der Teile ohne Nachteil ist, $s_g = 2400 \frac{k}{qcm}$, was ungefähr $\frac{3}{4}$ der Bruchbelastung gleichkommt. Dabei ist jedoch genaue Bestimmung der Spannungen, gleichförmig gutes Material, sowie sorgfältigste Detaillierung und Herstellung der Verbindungen zur unumgänglichen Voraussetzung gemacht.

Die Flächeninhalte F , welche durch Division der auf ruhende Last reduzierten Belastung des Stabes P_g mit der Grenzspannungsintensität s_g erhalten werden, nennt Gerber auf Eisenzugflächen reduzierte Kräfte, oder kurzweg reduzierte Kräfte. Aus denselben werden unter Berücksichtigung ihres Vorzeichens die Dimensionen der Stäbe bestimmt, ohne daß man weiter auf die Spannungskräfte selbst zurückzugehen hat.

Zu dem Vorstehenden ist noch zu bemerken, daß die Beziehungen zwischen der ständigen und wechselnden Spannung für den Fall gelten, daß die Belastungsänderungen stetig, wenn auch rasch aufeinander folgen, eigentliche Stöße aber ausgeschlossen sind. Der Wirkung einer stoßweise wirkenden Belastung ist durch Einführung eines besonderen Koeffizienten (Erschütterungskoeffizienten ρ)

Rechnung zu tragen. Der Schwingungskoeffizient σ , bzw. ν aber, wird immer da anzuwenden sein, wo die Belastung eines Konstruktionsteiles ganz oder teilweise veränderlich ist, und lediglich Schwingungen, keine Stöße oder Erschütterungen verursacht.

Bei den Hochbaukonstruktionen kommen stofsweise wirkende Belastungen hauptsächlich bei den Deckenkonstruktionen (in Tanzsälen, Magazinen etc.) vor; die Belastungen der Dächer durch Schnee und Wind sind als stetig wirkende variable Belastungen anzusehen.

Der Erschütterungskoeffizient ϱ kann passend zu 1,5 angenommen werden, d. h. es kann als Verkehlrast der 1,5fache Betrag der stofsweise wirkenden

Gerbers Tabelle für die Koeffizienten der Schwingungsfestigkeit.

$$\varphi = \frac{s_0}{s_v} = \frac{P_0}{P_v}; \nu = \sigma - \varphi$$

Für $\varphi = 0$ oder -1 : $\sigma = 1,6514$

σ	φ	φ	Differenz	σ	φ	φ	Differenz	σ	φ	φ	Differenz
1,50	-0,500	-0,500		1,82	+0,263	-1,263	14	2,14	+0,670	-1,670	12
1,51	-0,377	-0,623	123	1,83	+0,277	-1,277	14	2,15	+0,682	-1,682	12
1,52	-0,325	-0,675	52	1,84	+0,291	-1,291	14	2,16	+0,694	-1,694	12
1,53	-0,286	-0,714	39	1,85	+0,305	-1,305	14	2,17	+0,706	-1,706	12
1,54	-0,252	-0,748	34	1,86	+0,318	-1,318	13	2,18	+0,718	-1,718	12
1,55	-0,222	-0,778	30	1,87	+0,332	-1,332	14	2,19	+0,729	-1,729	11
1,56	-0,194	-0,806	28	1,88	+0,345	-1,345	13	2,20	+0,741	-1,741	12
1,57	-0,168	-0,832	26	1,89	+0,359	-1,359	14	2,21	+0,752	-1,752	11
1,58	-0,144	-0,856	24	1,90	+0,372	-1,372	13	2,22	+0,764	-1,764	12
1,59	-0,122	-0,878	22	1,91	+0,385	-1,385	13	2,23	+0,776	-1,776	12
1,60	-0,100	-0,900	22	1,92	+0,398	-1,398	13	2,24	+0,788	-1,788	12
1,61	-0,079	-0,921	21	1,93	+0,411	-1,411	13	2,25	+0,799	-1,799	11
1,62	-0,059	-0,941	20	1,94	+0,424	-1,424	13	2,26	+0,811	-1,811	12
1,63	-0,040	-0,960	19	1,95	+0,437	-1,437	13	2,27	+0,822	-1,822	11
1,64	-0,021	-0,979	19	1,96	+0,450	-1,450	13	2,28	+0,834	-1,834	12
1,65	-0,003	-0,997	18	1,97	+0,462	-1,462	12	2,29	+0,845	-1,845	11
1,66	+0,015	-1,015	18	1,98	+0,475	-1,475	13	2,30	+0,856	-1,856	11
1,67	+0,033	-1,033	18	1,99	+0,487	-1,487	12	2,31	+0,868	-1,868	12
1,68	+0,050	-1,050	17	2,00	+0,500	-1,500	13	2,32	+0,879	-1,879	11
1,69	+0,067	-1,067	17	2,01	+0,512	-1,512	12	2,33	+0,891	-1,891	12
1,70	+0,083	-1,083	16	2,02	+0,525	-1,525	13	2,34	+0,902	-1,902	11
1,71	+0,099	-1,099	16	2,03	+0,537	-1,537	12	2,35	+0,913	-1,913	11
1,72	+0,115	-1,115	16	2,04	+0,549	-1,549	12	2,36	+0,925	-1,925	12
1,73	+0,131	-1,131	16	2,05	+0,562	-1,562	13	2,37	+0,936	-1,936	11
1,74	+0,146	-1,146	15	2,06	+0,574	-1,574	12	2,38	+0,947	-1,947	11
1,75	+0,161	-1,161	15	2,07	+0,586	-1,586	12	2,39	+0,958	-1,958	11
1,76	+0,176	-1,176	15	2,08	+0,598	-1,598	12	2,40	+0,969	-1,969	11
1,77	+0,191	-1,191	15	2,09	+0,610	-1,610	12	2,41	+0,980	-1,980	11
1,78	+0,206	-1,206	15	2,10	+0,622	-1,622	12	2,42	+0,992	-1,992	12
1,79	+0,220	-1,220	14	2,11	+0,634	-1,634	12	2,43	+1,003	-2,033	11
1,80	+0,235	-1,235	15	2,12	+0,646	-1,646	12	2,44	+1,014	-2,014	11
1,81	+0,249	-1,249	14	2,13	+0,658	-1,658	12	2,45	+1,026	-2,026	12
								2,46	+1,037	-2,037	11
								2,47	+1,048	-2,048	11
								2,48	+1,059	-2,059	11
								2,49	+1,070	-2,070	11
								2,50	+1,081	-2,081	11
								2,52	+1,103	-2,103	22
								2,54	+1,125	-2,125	22
								2,56	+1,147	-2,147	22
								2,58	+1,169	-2,169	22
								2,60	+1,191	-2,191	22
								2,62	+1,213	-2,213	22
								2,64	+1,235	-2,235	22
								2,66	+1,257	-2,257	22
								2,68	+1,278	-2,278	21
								2,70	+1,300	-2,300	22
								2,72	+1,322	-2,322	22
								2,74	+1,343	-2,343	21
								2,76	+1,365	-2,365	22
								2,78	+1,386	-2,386	21
								2,80	+1,408	-2,408	22
								2,82	+1,430	-2,430	22
								2,84	+1,451	-2,451	21
								2,86	+1,472	-2,472	21
								2,88	+1,494	-2,494	22
								2,90	+1,515	-2,515	21
								2,92	+1,536	-2,536	21
								2,94	+1,558	-2,558	22
								2,96	+1,579	-2,579	21
								2,98	+1,600	-2,600	21
								3,00	+1,621	-2,621	21
								3,10	+1,727	-2,727	106
								3,20	+1,832	-2,832	105
								3,30	+1,937	-2,937	105
								3,40	+2,042	-3,042	105
								3,50	+2,146	-3,146	104
								3,60	+2,250	-3,250	104
								3,70	+2,353	-3,353	103
								3,80	+2,456	-3,456	103
								3,90	+2,559	-3,559	103
								4,00	+2,662	-3,662	103
								4,10	+2,765	-3,765	103
								4,20	+2,868	-3,868	103
								4,30	+2,970	-3,970	102
								4,40	+3,072	-4,072	102
								4,50	+3,174	-4,174	102
								5,00	+3,683	-4,683	509

größten variablen Belastung in Rechnung gestellt und weiter wie jede andere schwingende Belastung behandelt werden. Es bestimmt sich also in einem solchen Falle zunächst φ aus

$$\varphi = \frac{P_0}{\rho P_v},$$

und sodann das zugehörige σ oder ν . Der ν -fache Betrag von ρP_v giebt dann die schwingende Belastung umgesetzt in ruhende, aus welcher durch Division mit der zulässigen Grenzspannung die Querschnittsfläche erhalten wird. In einem solchen Falle haben wir also zwei Koeffizienten nötig (ρ, ν), um die stofsweise angreifende Last in ruhende umzuwandeln.

b. Excentrische Zug- und Druckfestigkeit.

Wirkt die Kraft, welche den Stab zu zerreißen oder zu zerdrücken sucht, nicht in der Achse desselben, sondern parallel dazu in der Entfernung e , so hat sie um jeden Querschnittsschwerpunkt ein Moment $M = P \cdot e$; der Stab wird nicht allein gezogen, bezw. gedrückt, sondern auch gebogen und aus beiden Beanspruchungen setzt sich die resultierende Gesamtspannung einer Faser zusammen. Nach Th. II, S. 97 erhält man allgemein

$$s = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}.$$

Spezieller ist dieser Fall im Nachfolgenden bei der zusammengesetzten Biegungsfestigkeit behandelt (S. 79).

c. Relativ-rückwirkende Festigkeit.

Dieselbe tritt auf, wenn bei gedrückten Stäben die äussere Kraft zwar in der Achse wirkt, die Stablänge aber gegen die Querschnittsdimensionen einigermaßen gross ist. In einem solchen Falle tritt gleichfalls eine Biegung des Stabes ein, welche für dessen Zerstörung maassgebend ist. Das Nähere hierüber folgt im Kapitel „Zerknickungsfestigkeit.“

2. Die Abscherungs- oder Schubfestigkeit.

kommt in Betracht, wenn die angreifenden Kräfte in der Ebene des Querschnitts liegen, nach welchem der Bruch des Körpers erfolgen soll. Der Widerstand des Materials gegen Abscheren wird, wie bei der Zug- und Druckfestigkeit der Grösse der Trennungsfläche direkt proportional gesetzt, somit eine gleichmässige Verteilung der Schubkräfte über den Querschnitt angenommen. Bezeichnet also P die Schubkraft, \S die Schubspannung pro Flächeneinheit, F die Querschnittsfläche, so bestehen die Beziehungen

$$P = \S \cdot F$$

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

Die Schubfestigkeit der Metalle wird gewöhnlich gleich $\frac{4}{5}$ der Zugfestigkeit (in der Walzrichtung) für dasselbe Material angenommen, was durch zahlreiche Versuche ermittelt und bestätigt wurde. Wöhler fand auf Grund theoretischer Betrachtungen das Verhältnis der genannten beiden Festigkeiten für homogene Materialien $\frac{\S}{s} = \frac{4}{5}$ und der entsprechenden Elastizitäts-Module $\frac{E'}{E} = \frac{2}{5}$ (vergl. S. 51). Direkte Versuche ergaben als Abscherungsfestigkeit bei ruhender Last und einmaliger Wirkung für

Gufsstahl von Krupp 675 Ctr. pr. □-Zoll = 4930 kg pr. qcm.
 Gufsstahlblech „ 550 „ „ „ = 4020 „ „ „
 Eisen (Phönix) 340—360 „ „ „ = 2480—2630 (im M. 2560) kg pr. qcm.
 Gufseisen 180—210 „ „ „ = 1315—1535 („ „ 1430) „ „ „
 Niet- und Phönixeisen einschliesslich der
 durch das Nieten erzeugten Reibung
 im Mittel 456 Ctr. pr. □-Zoll = 3330 „ „ „ .

Nach Laissle und Schübler*) kann die Schubfestigkeit der Zugfestigkeit gleich gesetzt werden und speziell angenommen werden bei

	Bruchgewicht	Zulässige Spannung	Sicherheits-Koeffizient
Schmiedeeisen, gewöhnl. Qualität . . .	3 000	600	5
„ „ gutes Nieteisen . . .	3 500	700	5
Gufseisen, gute Qualität . . .	1 100	220	5
Gufsstahl, gewöhnliche Qualität . . .	4 000	800	5

Bauschinger fand die Schubfestigkeit der Bleche und Walzeisen wesentlich abhängig von der Stellung der Schubebene (in welcher das Abscheren erfolgt) zur Walzrichtung und unterschied 6 Stellungen dieser Ebene im Vergleich zur Walzrichtung und zur Blechebene, welche mit I bis VI in Fig. 40 bezeichnet sind. Von diesen Fällen kommen III und IV gewöhnlich bei den Vernietungen vor, I und II schon seltener, z. B. bei Stehbolzen etc., während in den Richtungen V und VI die Schubfestigkeit der Bleche wohl nie in Anspruch genommen wird.

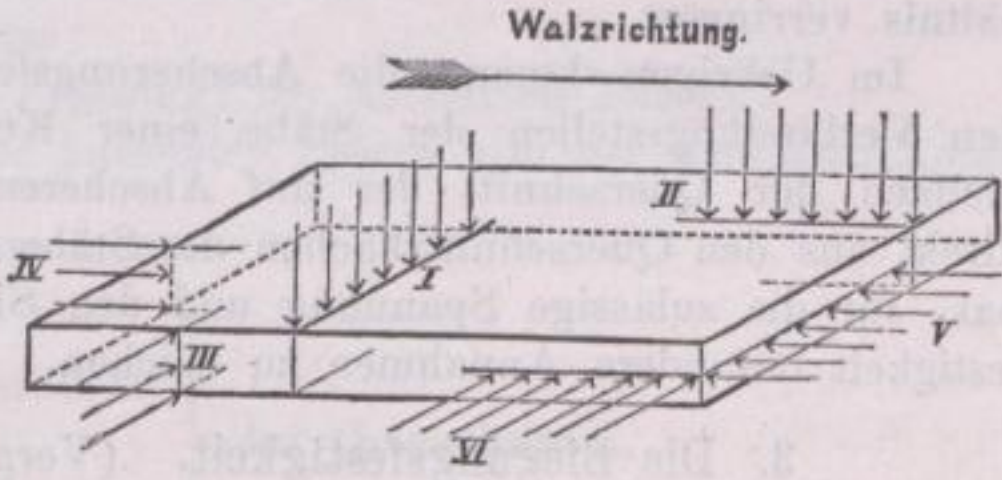


Fig. 40.

Die Versuche ergaben, dass die Schubfestigkeit der Eisenbleche in den Richtungen V und VI bedeutend geringer ist als in den anderen Richtungen. Während in den Richtungen I—IV die Schubfestigkeit ungefähr ebenso groß oder nur wenig kleiner oder größer gefunden wurde als die Zugfestigkeit, betrug sie für die Richtungen V und VI durchschnittlich nur die Hälfte derselben und ging in einzelnen Fällen bis unter ein Drittel herab.

Bei Stahlblech zeigte sich diese Verschiedenheit in der Schubfestigkeit für die Stellungen V und VI nicht, die Schubfestigkeit in diesen Richtungen war nicht viel verschieden von derjenigen nach I—IV. Bauschinger schließt hieraus, dass die bei Eisenblech beobachtete Verschiedenheit ihren Grund hauptsächlich in der Herstellungsweise desselben aus Paketen und seiner im Inneren vorhandenen mangelhaften Schweissung habe.

Die gleiche Eigenschaft, wie Eisenblech, zeigt das Walzeisen und kommt hier noch dazu, dass auch in der Richtung II eine geringere Festigkeit vorhanden ist, welche von der gleichen Ursache herrührt.

Für eine ganz oder teilweise wechselnde, schwingende Belastung und wiederholte Beanspruchungen ergibt sich, dem Wöhler'schen Grundgesetz entsprechend, eine geringere Festigkeit als für ruhende permanente Belastung. Nach den Versuchen können bei gleicher Sicherheit gegen Bruch und einer un-

*) Der Bau der Brückenträger, I. Teil, IV. Aufl., pag. 78.

beschränkten Zahl von Wiederholungen die Schwingungen stattfinden in den Grenzen:

Für Achsen-Gufsstahl $\left\{ \begin{array}{l} \text{zwischen } + 220 \text{ Ctr. und } - 220 \text{ Ctr.} \\ \text{„ } + 380 \text{ „ „ Null „} \end{array} \right\}$ Faserspannung pr. □-Zoll.

Diese Zahlen entsprechen den früher für die Schwingungsfestigkeit für Zug und Druck angegebenen, aus welchen sie durch Multiplikation mit dem Faktor $\frac{4}{5}$ erhalten werden. Dies beweist, daß auch bei schwingender Belastung das oben angegebene Verhältnis der Scherfestigkeit zur Zugfestigkeit beibehalten werden kann.

Zur Aufstellung einer allgemeinen Beziehung zwischen ruhender und wechselnder Beanspruchung im Sinne des Wöhler'schen Gesetzes sind die oben gegebenen Versuchszahlen zu unvollständig, nichts destoweniger kann aber, wie früher für Zug- und Druckbeanspruchung, auch hier eine solche allgemeine Beziehung zur Bestimmung der zulässigen Spannungsintensitäten, und zwar dieselbe, aufgestellt werden. Durch Multiplikation der Zahlen in der Tabelle auf S. 61 mit dem Koeffizienten $\frac{4}{5}$ ändert sich die Form der Kurven für $s_0 + s_v$ gar nicht, sondern nur die Grenzspannung s_g wird im obigen Verhältnis verringert.

Im Uebrigen kommt die Abscherungsfestigkeit praktisch vorzugsweise an den Verbindungsstellen der Stäbe einer Konstruktion in Betracht und wird vielfach der Querschnitt der auf Abscheren beanspruchten Verbindungsstücke direkt aus den Querschnittsflächen der Stäbe bestimmt, so daß man nicht nötig hat, für die zulässige Spannung und den Sicherheitsgrad bezüglich der Scherfestigkeit besondere Annahmen zu machen.

3. Die Biegungsfestigkeit. (Vergl. Bd. II, S. 62 u. ff.)

Bei den bisher betrachteten Festigkeitsarten wurde zur Bestimmung der Spannungen die Annahme gemacht, daß unter gewissen Umständen eine gleichförmige Verteilung der Beanspruchung im Trennungsquerschnitt vorhanden ist. Bei der Zug- und Druckfestigkeit insbesondere kommt noch dazu, daß, wenn von der Wirkung des Eigengewichts abgesehen wird, die Beanspruchung auch für die ganze Länge des Stabes konstant ist. Dies ist nun bei der Biegungsfestigkeit nicht in gleicher Weise der Fall; hier findet vielmehr eine ungleichmäßige Verteilung der Beanspruchung sowohl in der Querschnittsfläche als auch nach der Längenrichtung des als prismatisch vorausgesetzten Balkens (Trägers) statt. In einem und demselben Querschnitt wird ein Teil des Materials auf Zug, der andere auf Druck beansprucht; daneben finden auch Beanspruchungen auf Schub statt, welche gerade da am intensivsten sind, wo die Biegungsspannungen Null sind, nämlich in der neutralen Faserschichte.

Die Biegung des Balkens kann hervorgerufen sein durch Kräfte, welche zur Längsachse desselben normal (transversal) oder solche, welche parallel (axial) wirken, oder es können Kräfte nach beiden Richtungen gleichzeitig thätig sein. Wir unterscheiden deshalb einfache Biegung, wenn nur transversale Lasten vorhanden sind und zusammengesetzte Biegung, wenn die Lasten in axialer oder in axialer und transversaler Richtung angreifen.

In jedem Falle haben wir hauptsächlich zwei Aufgaben zu lösen, nämlich einmal die durch die Biegung eintretende Formveränderung des Balkens zu bestimmen, das anderemal die dabei auftretenden größten Spannungen zu finden.

Gewöhnlich kann man sich bei den Festigkeitsberechnungen auf das letztere beschränken und nur in einzelnen Fällen hat man auch die Gröfse der Durchbiegung zu wissen nötig.

a. Einfache Biegungsfestigkeit.

Um für einen vorgegebenen Träger und seine Belastung die größten Faserspannungen bestimmen zu können, muß das größte Angriffs- oder Biegemoment der äußeren Kräfte, die Lage der neutralen Achse im Querschnitt und die Gröfse des Widerstandsmoments, bezogen auf diese Achse, bekannt sein. Das letztere Moment ist hauptsächlich abhängig von der Form des Querschnitts, das Biegemoment dagegen von der Trägeranordnung und der Belastung. Bezüglich des ersteren Punktes unterscheiden wir einfache oder diskontinuierliche und kontinuierliche Träger. Letztere kommen im Hochbau selten vor und werden sogar absichtlich vermieden oder durch die kontinuierlichen Gelenkträger, welche sich wie einfache Träger verhalten, ersetzt.

Im Nachfolgenden ist bezeichnet mit

M das Angriffsmoment der äußeren Kräfte bezüglich der neutralen Querschnittsachse (Belastungsmoment);

F der Flächeninhalt;

t das auf die neutrale Achse bezogene Trägheitsmoment } des

s_y die Spannung einer Faser im Abstand;

a_y von der neutralen Achse;

s_z die Spannung (s_d die Pressung) der äußersten Faser;

a_z, a_d die Entfernungen der äußersten Fasern von der neutralen Achse;

$W = \frac{t}{a}$ das Widerstandsmoment;

$t = \sqrt{\frac{t}{F}}$ der Trägheitsradius } des Querschnittes.

$\varepsilon = \frac{W}{F}$ die Kernweite

Alle Kräfte sollen in einer Ebene liegen, welche durch die Achse des Balkens geht; der Schnitt der Kräfteebene mit dem betrachteten Querschnitt wird als Angriffslinie oder Angriffsa chse bezeichnet.

Bei der Biegung, welche immer als gering vorausgesetzt wird, drehen sich die einzelnen Querschnitte um ihre neutrale Achse, indem sie dabei immer eben bleiben und so die Faserspannungen gleichmäfsig von der besagten Achse gegen die äußersten Fasern (Profilränder) hin wachsen (Fig. 42 S. 72). Die Biegungstheorie ergibt, dafs die neutrale Achse immer eine durch den Querschnittschwerpunkt gehende Gerade ist, deren Richtung der Krafrichtung in der Centralellipse des Querschnitts konjugiert ist (NN , Fig. 41). Die Durchbiegung des Trägers erfolgt in einer zur neutralen Achse senkrechten Richtung.

In dem einfachen, zumeist vorkommenden Fall, wo die Kräfte lotrecht wirken und zugleich der Querschnitt eine vertikale Hauptachse hat, ist die neutrale Achse eine horizontal durch den Schwerpunkt des Querschnitts gezogene

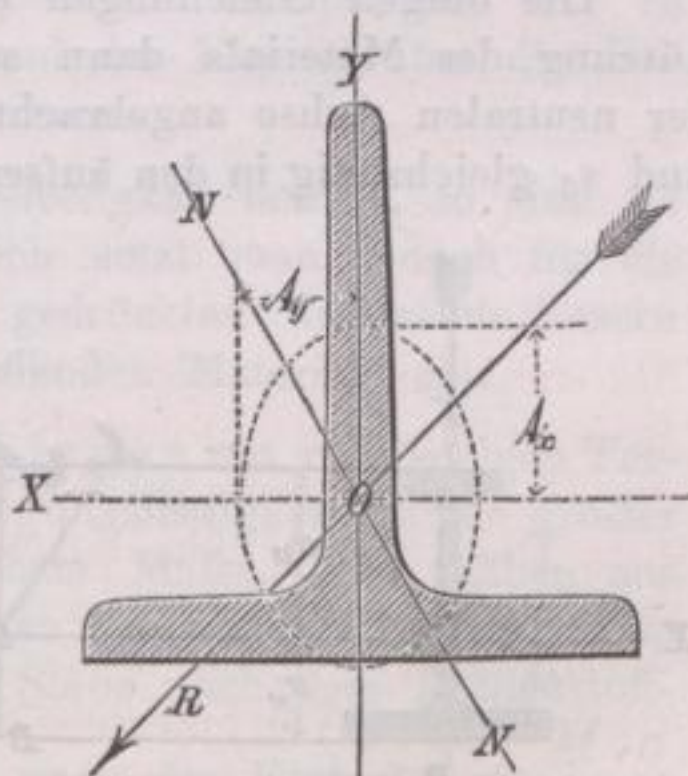


Fig. 41.

Gerade. In diesem Fall erfolgt die Durchbiegung nur in vertikaler Richtung, in allen anderen Fällen dagegen, wo die vertikale Krafrichtung nicht zugleich mit einer Hauptachse zusammenfällt, findet auch eine seitliche Ausbiegung statt. Die Durchbiegung verfolgt man an der elastischen Linie, welche nichts anderes als die Achse des Trägers ist. Die Deformation oder die Krümmung derselben ergibt sich aus der Gleichung:

$$M = \frac{E \cdot t}{\rho}$$

oder der Krümmungsradius

$$\rho = \frac{E \cdot t}{M}$$

Da E und t konstant sind, so ist ρ nur von M abhängig und diesem umgekehrt proportional. Auf ein Koordinatensystem bezogen, dessen X -Achse mit der ursprünglichen Balkenachse zusammenfällt, ist

$$\frac{1}{\rho} = \pm \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot t} \dots 1)$$

die Differentialgleichung der elastischen Linie. Durch zweimalige Integration erhält man die Gleichung der deformierten Stabachse; dabei werden die Integrationskonstanten aus den Bedingungen, welche die letztere an den Unterstützungspunkten u. s. w. zu erfüllen hat, bestimmt.

Die Spannung irgend einer Faser bestimmt sich aus

$$M = s_y \cdot \frac{t}{a_y}$$

und diejenigen der äußersten Fasern aus

$$\begin{aligned} M &= s_z \cdot \frac{t}{a_z} = s_d \cdot \frac{t}{a_d} \dots 2) \\ &= W \cdot s_z = W_1 \cdot s_d. \end{aligned}$$

Damit der Balken nicht zerbricht, dürfen s_z und s_d die Festigkeitsgrenzen des betr. Materials gegen Zug und Druck nicht überschreiten und bei praktischen Ausführungen müssen sie den als zulässig angenommenen Festigkeitskoeffizienten entsprechen.

Die obigen Gleichungen ergeben, daß eine möglichst vollkommene Ausnutzung des Materials dann stattfindet, wenn es möglichst weit entfernt von der neutralen Achse angebracht ist und die zulässigen größten Spannungen s_z und s_d gleichzeitig in den äußersten gezogenen oder gedrückten Fasern eintreten.

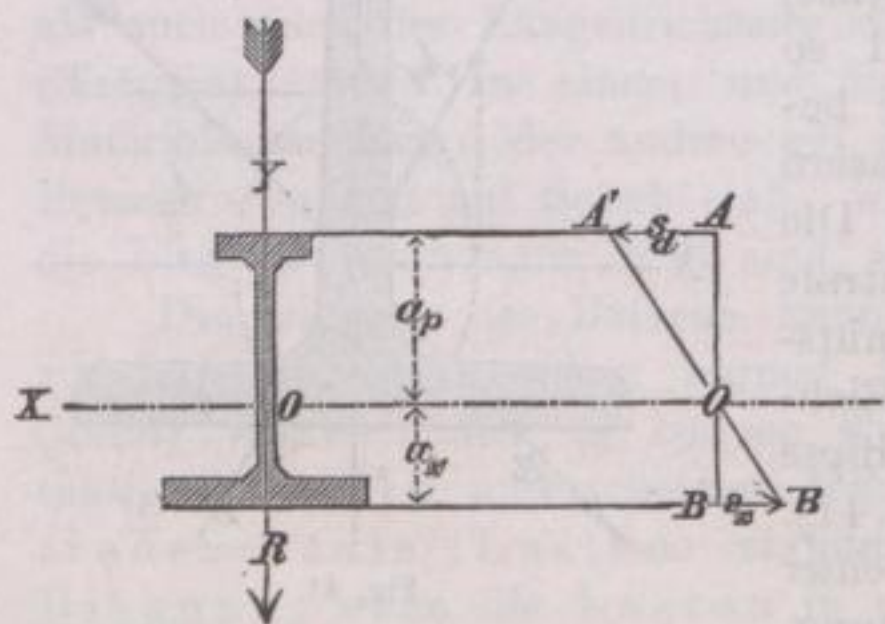


Fig. 42.

Querschnitte, bei welchen diese letztere Bedingung erfüllt ist, heißen solche von gleicher Festigkeit. In einem solchen Falle ist es gleichgültig, welche Relation zur Berechnung des Widerstandsmoments, resp. des Querschnitts benützt wird; im anderen Falle ist jene zu nehmen, welche die größten Dimensionen liefert.

Für Schmiedeeisen und Stahl kann $s_z = s_d$ gesetzt werden; für diese Materialien sind daher Querschnitte, deren äußerste Fasern gleichweit vom Schwerpunkt

abstehen, welche bei vertikalen Lasten eine horizontale Symmetrieachse haben, solche von gleicher Festigkeit. Fig. 43.

Für Gufseisen ist die zulässige Beanspruchung auf Druck doppelt so groß, wie diejenige auf Zug, d. h.:

$$\frac{M}{t} a_z = \frac{1}{2} \frac{M}{t} a_d;$$

hieraus ergibt sich somit:

$$a_z = \frac{1}{2} a_d$$

als Bedingung für einen rationell konstruierten gufseisernen Querschnitt, wie solche im Kapitel: „das Eisen als Hilfsmaterial“ zur Darstellung gebracht sind.

(Es ist hierbei allerdings keine Rücksicht genommen auf eine eventuell eintretende seitliche Durchbiegung solcher Träger, die, wenn sie nicht durch die Anordnung der Konstruktion von vornherein ausgeschlossen ist, immer eine Verbreiterung der gedrückten Flansche des Trägers notwendig erscheinen läßt.)

Da das Biegemoment M für die aufeinanderfolgenden Querschnitte verschiedene Werte hat, so müssen prismatische Träger mit Zugrundelegung des größten (Maximal-) Moments berechnet werden. (Ueber die Bestimmung des Maximal-Moments und des gefährlichen Querschnitts siehe Bd. II, S. 78.) Eine gewisse Ersparung an Material ergibt sich, wenn man nicht alle Querschnitte gleich groß macht, sondern veränderlich, dem jeweiligen Angriffsmoment entsprechend, herstellt, so daß in allen Querschnitten die gleiche Spannung in den äußersten Fasern vorhanden ist. Träger dieser Art heißen Körper von gleichem Biegezugwiderstande.

Es ist zu bemerken, daß die Berechnung der Träger nicht allein mit Rücksicht auf die in den Querschnittsflächen auftretenden Faserspannungen, sondern, daß in einzelnen Fällen auch auf die in schiefen Schnitten vorhandenen maximalen Normal- und Tangentialspannungen Rücksicht zu nehmen ist; es wird in dieser Beziehung auf Bd. II, S. 70 und das Kapitel über die Berechnung der eisernen Deckenkonstruktionen verwiesen.

Was die Festigkeitskoeffizienten für Biegezugfestigkeit betrifft, so sind sie durch Versuche zwar ermittelt worden, gewöhnlich setzt man jedoch für die Biegezugspannung in den meist gezogenen oder gedrückten äußersten Fasern den Koeffizienten für Zug bzw. Druck des betreffenden Materials ein.

Bei den Biegezugversuchen, welche *Bauschinger* mit rechteckigen Ternitzer Stahlstäben angestellt hat, zeigte sich die Biegezugfestigkeit immer größer als die Zugfestigkeit und zwar in oft beträchtlichem Maße. Bei Stäben aus gleichem Stahlmaterial ergaben die beiden genannten Festigkeiten beispielsweise die Zahlen nachstehender Tabelle, in welcher die Stäbe nach dem Kohlenstoffgehalt geordnet sind. Die Biegezugspannung ist nach der Formel $s = \frac{M \cdot a}{t}$

berechnet.

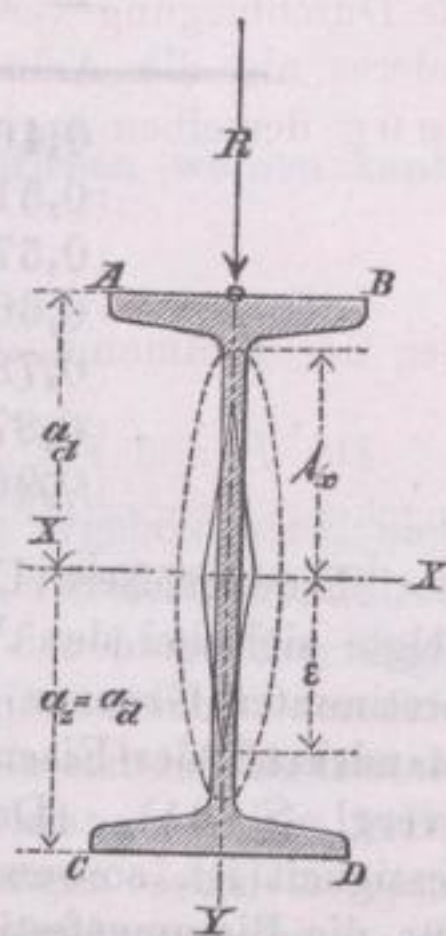


Fig. 43.

Kohlenstoffgehalt in %	Biegezugfestigkeit	Zugfestigkeit
	in kg pro 1 qcm	
0,46	8 340	5 330
0,51	9 300	5 600
0,57	9 600	5 600
0,66	8 600	6 290
0,78	8 750	6 470
0,87	7 650	7 350
0,96	8 480	8 300

Eine grössere Uebereinstimmung zwischen der Zug- und Biegezugfestigkeit zeigte sich bei den Versuchen Wöhlers, wobei die Beanspruchungen innerhalb bestimmter Grenzen beständig wechselten, so dass Wöhler eine gleiche Widerstandskraft des Eisen- und Stahlmaterials gegen Biegung und Zug daraus folgerte (vergl. S. 61). Da die Druckfestigkeit immer weitaus grösser als die Zugfestigkeit ist, so beweisen diese Versuche jedenfalls, dass es kein Bedenken hat, für die Biegezugfestigkeit, wie gewöhnlich geschieht, die entsprechenden Koeffizienten der Zug- bzw. Druckfestigkeit einzusetzen.

Die Festigkeit eiserner Träger gegen wiederholte Biegungen lässt sich, ähnlich wie früher bei der Zugfestigkeit geschehen, sehr einfach nach der Methode Gerbers bestimmen. Die Momente der biegender Kräfte werden genau so behandelt, wie dort die Kräfte selbst. Ist für irgend einen Querschnitt das Moment der äusseren, in ganz oder teilweise veränderlicher Intensität wirkenden Kräfte das Belastungsmoment bestimmt, so erhält man dasselbe in ein Moment M_g für ruhende Belastung umgesetzt, durch Einführung derselben Werte von φ , σ bzw. ν , wie früher. Dividiert man dieses Moment M_g durch die Grenzspannung s_g , so erhält man daraus das auf Eisenzugfläche reduzierte Belastungsmoment

$$\mathfrak{M} = \frac{M_g}{s_g},$$

welchem das Widerstandsmoment W des Balkenquerschnitts wieder gleich zu sein hat.

Für die spezielle Berechnung der Biegezugfestigkeit prismatischer Stäbe mögen noch die folgenden Bemerkungen Platz finden, bei welchen wir zwei Fälle unterscheiden:

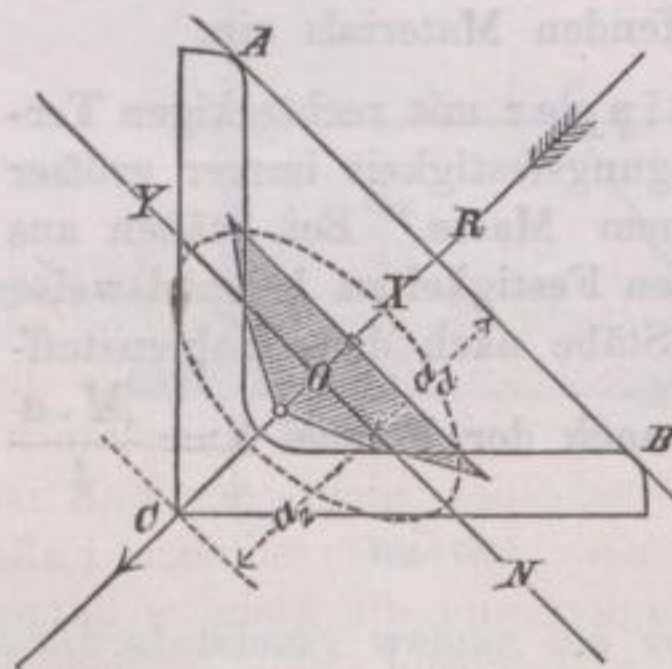


Fig. 44.

a) Die Ebene der äusseren Kräfte ist eine Hauptebene des Querschnitts. (Einfachster Fall.)

Die Resultante der äusseren Kräfte (R), welche auf den betrachteten Querschnitt einwirkt, sei R und r ihr senkrechter Abstand von demselben. Dann ist das Produkt $R \cdot r$ (Drehungsmoment der äusseren Kräfte um den Schwerpunkt) zugleich das Biegemoment bezüglich der neutralen Achse des Querschnitts, also:

$$M_0 = R \cdot r = M.$$

Ferner lässt sich für das Widerstandsmoment des Querschnitts eine Definition geben,

die in manchen Fällen mit mehr Vorteil zu gebrauchen ist, als die oben angegebene. Bezeichnet nämlich ε die den äußersten Fasern A, B (Fig. 44) gegenüberliegende Kernweite, gemessen in der Richtung OR , so ist nach S. 98 Bd. II unmittelbar

$$W = \varepsilon \cdot F,$$

daher die obige allgemeine Bieungsgleichung auch geschrieben werden kann:

$$\max M = \varepsilon \cdot F \cdot s$$

oder die Spannung s der äußersten Faser:

$$s = \frac{\max M}{\varepsilon \cdot F}.$$

Das Widerstandsmoment kann, wie weiter unten sich ergeben wird, nicht bloß unter der obigen Voraussetzung, sondern allgemein der Kernfigur direkt entnommen werden, jedoch muß ε immer in der Richtung der biegenden Kräfte gemessen werden. Hieraus ergibt sich, daß die Kernfigur in ihren verschiedenen Durchmessern einen direkten Maßstab für die Widerstandsfähigkeit des Profils gegen transversale Kräfte in den verschiedenen Richtungen giebt. Der kleinste und größte Kerndurchmesser bezeichnet die Richtungen der Belastungsebenen, für welche die Widerstandskraft des Balkens am geringsten, bzw. am größten ist.

Die Richtungen, in welchen die kleinsten Kernweiten liegen, kann man sich graphisch versinnlichen, wenn man der Kernfigur einen Kreis einbeschreibt und dessen Berührungspunkte an den Kernrändern mit dem Mittelpunkte

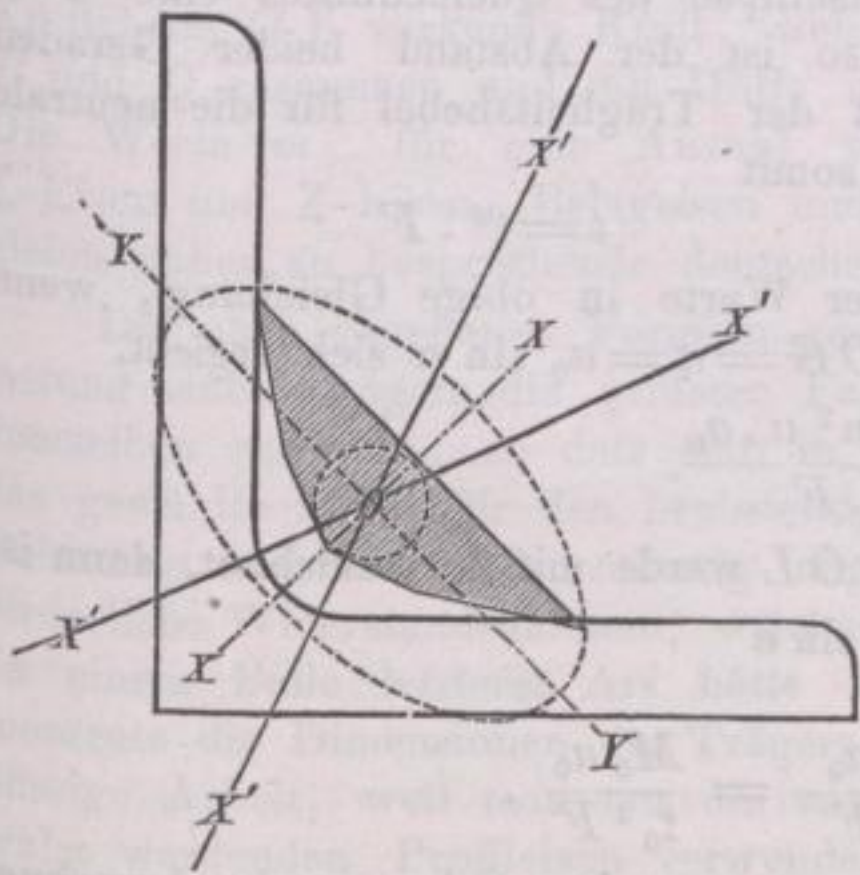


Fig. 45.

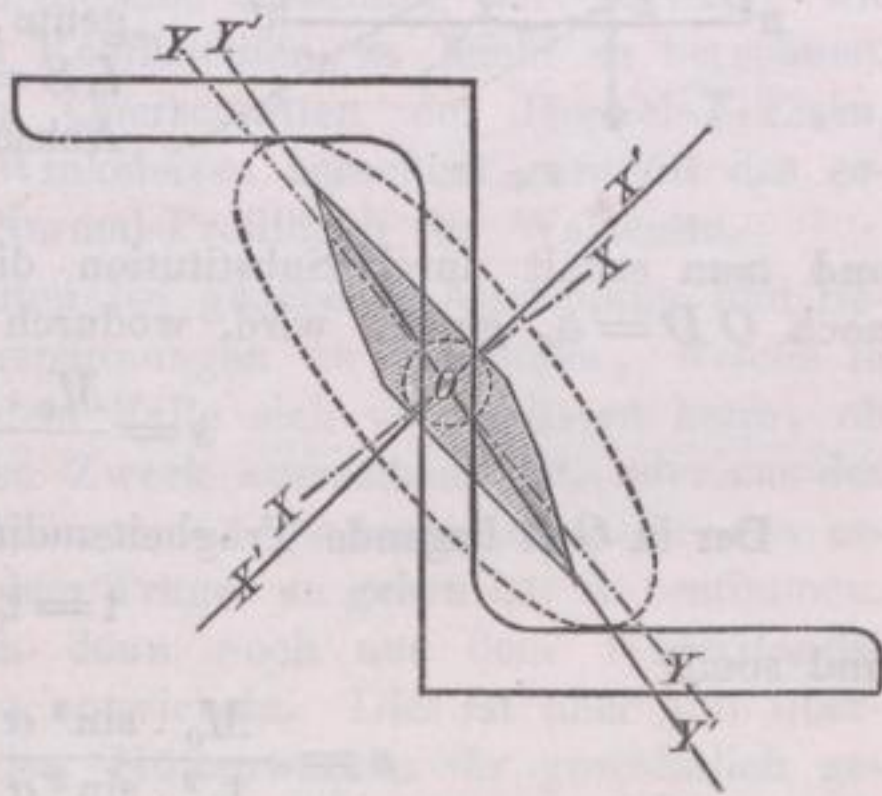


Fig. 46.

(Schwerpunkt) verbindet (OX' Fig. 45 und 46). Im deutschen Normalprofilbuch sind diese Richtungen den Profilen eingezeichnet. Bei Querschnitten, deren Kernfigur symmetrisch zum Mittelpunkte angeordnet sind, ist ferner die Richtung der größten Kernweite zugleich diejenige, für welche das Widerstandsmoment ein Maximum ist (OY' Fig. 46), während dies nicht der Fall ist bei gegen den Schwerpunkt unsymmetrischen Kernen. In einem solchen Falle entsprechen jeder Richtung zwei ungleiche Kernweiten und die kleinere davon ist für die Berechnung des Widerstandsmoments maßgebend. Es ist jedoch immer aus der Kernfigur leicht zu ermitteln, welche Richtung diejenige des

größten Widerstands ist und häufig, wie in Fig. 45, fällt dieselbe mit der größeren Hauptachse (OY) zusammen.

b) Die Ebene der äußeren Kräfte enthält keine Hauptachse des Querschnittes. (Fig. 47.) (Schiefe Biegung.)

Ist R die im Abstände r wirkende Resultante aller auf den Querschnitt wirkenden Kräfte, dann ist wieder

$$M_0 = R \cdot r$$

das äußere Kräfte moment bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnittes und wir haben folgende Wege zur Bestimmung der größten Faserspannung.

1. Zieht man zur Krafrichtung OR die Konjugierte ON in der Central-ellipse des Querschnittes, so ist diese die neutrale Achse; ist nun A die am weitesten von ON entfernte Faser, $DG = a$ ihr Abstand davon, bezeichnen ferner M das Biegemoment und t das Trägheitsmoment, bezogen auf die neutrale Achse ON , so ist nach der allgemeinen Biebungsgleichung unmittelbar

$$s = \frac{M}{t} \cdot a.$$

2. Nun ist aber, da bloß die zu ON senkrechte Komponente der Kraft R um die neutrale Achse ein Moment hat, wenn $\sphericalangle GOD = \alpha$

$$M = R \cdot \sin \alpha \cdot r = M_0 \cdot \sin \alpha.$$

Zieht man ferner parallel zu ON an die Trägheitsellipse des Querschnittes eine Tangente, so ist der Abstand beider Geraden $LS = t$ der Trägheitshebel für die neutrale Achse, somit

$$t = t^2 \cdot F$$

und man erhält durch Substitution dieser Werte in obige Gleichung, wenn noch $OD = a_0$ gesetzt wird, wodurch $DG = a = a_0 \sin \alpha$ sich ergibt,

$$s = \frac{M_0 \cdot \sin^2 \alpha \cdot a_0}{t^2 \cdot F}.$$

Der in OR liegende Trägheitsradius OL werde mit t_0 bezeichnet, dann ist

$$t = t_0 \cdot \sin \alpha$$

und somit

$$s = \frac{M_0 \cdot \sin^2 \alpha \cdot a_0}{t_0^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot F} = \frac{M_0 a_0}{t_0^2 F},$$

d. h. die Spannung kann aus dem Moment um den Schwerpunkt berechnet werden, wenn a und t in der Richtung der Angriffssachse gemessen werden.

3. Zwischen den Größen $OD = a_0$ und $OL = t_0$ besteht noch eine Beziehung, die sich aus einer Eigenschaft des Kerns herleitet. (Vergl. S. 99 Bd. II). Ist nämlich ϵ_0 die Kernweite des Profils, welche der äußersten Faser A gegenüberliegt, gemessen in der Krafrichtung OR , so besteht die Beziehung

$$t_0^2 = \epsilon_0 \cdot a_0$$

und wir erhalten als weitere Formel zur Bestimmung der Faserspannung in A :

$$s = \frac{M_0}{\epsilon_0 \cdot F}.$$

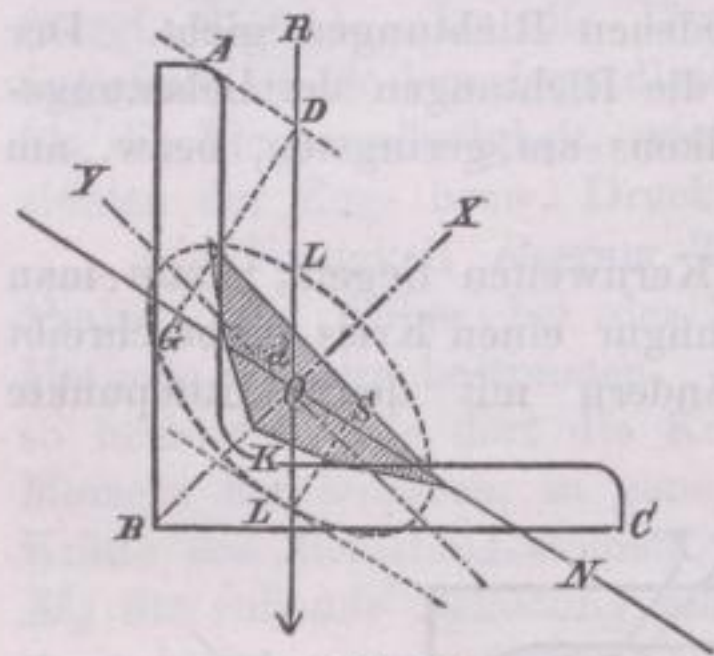


Fig. 47.

4. Man zerlege die Resultante R_0 in 2 Komponenten parallel den Hauptachsen $O X$ und $O Y$, dann sind, wenn $\sphericalangle R O Y = \psi$ gesetzt wird:

$$R \cdot \cos \psi \cdot r = M_0 \cdot \cos \psi = M_x \text{ und}$$

$$R \cdot \sin \psi \cdot r = M_0 \cdot \sin \psi = M_y .$$

die Belastungsmomente bezügl. der Hauptachsen und man kann nun die Spannung eines Flächenelements, dessen Koordinaten x und y sind, finden aus der Gleichung:

$$s_{xy} = \frac{M \cdot \cos \psi}{t_x} \cdot y + \frac{M \cdot \sin \psi}{t_y} \cdot x . \quad (\text{Vergl. S. 92 Bd. II.})$$

5. Bezeichnen wir die Komponente der Kraft R parallel $O Y$ mit P und diejenige parallel $O X$ mit Q , oder was gleichbedeutend ist, seien Q und P die Resultanten von Kräften, welche in den Hauptebenen liegen und gleichzeitig über die Balkenlänge verteilt sind, so läßt sich obige Gleichung auch schreiben:

$$\begin{aligned} s &= \frac{P \cdot r}{W_x} + \frac{Q r}{W_y} , \\ &= \frac{r}{W_x} \left(P + \frac{W_x}{W_y} Q \right) , \\ &= \frac{r}{W_x} (P + m Q) , \end{aligned}$$

wenn $\frac{W_x}{W_y}$ mit m bezeichnet wird. $P + m Q$ ist dann diejenige in der Kräfteebene $O Y$ wirkende Kraft, welche dieselbe Spannung hervorbringt, wie P und Q zusammen und mit Hilfe des Koeffizienten m leicht zu berechnen. Die Werte m , für eine Anzahl von Querschnitten der Doppel-T-Eisen, C-Eisen und Z-Eisen, Belageisen und Winkeleisen berechnet, enthält das so gleich näher zu besprechende deutsche Normal-Profilbuch für Walzeisen.

Die oben gegebenen Formeln gestatten bei gegebener Anordnung und Belastung eines Trägers die größten Faserspannungen zu berechnen, welche in demselben auftreten, so daß man in jedem Falle sich vergewissern kann, ob das gewählte Profil für den beabsichtigten Zweck ausreichend ist, oder aus der Belastung und einer als zulässig angenommenen Spannungsintensität das erforderliche Widerstandsmoment, welches dem Träger zu geben ist, zu bestimmen. In einem Falle letzterer Art hätte man dann noch aus dem Widerstandsmomente die Dimensionen des Trägers zu entwickeln. Dies ist aber eine überflüssige Arbeit, weil man nur die von den Hüttenwerken für gewöhnlich gewalzt werdenden Profileisen verwenden wird, für diese aber in den Profilbüchern der Walzwerke die Trägheits- und Widerstandsmomente etc. angegeben sind. Mit Zuhilfenahme solcher Profilbücher hat die spezielle Dimensionierung der Träger zu geschehen.

Bei der großen Wichtigkeit, welche namentlich die gewalzten Doppel-T-Träger für den Hochbau haben, wurde einem lebhaft empfundenen Bedürfnisse Rechnung getragen, als in den Jahren 1879 und 1880 durch eine vom Verband deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine und vom Verein deutscher Ingenieure niedergesetzte Kommission eine Normalskala für rationelle Profilformen, welche bei möglichst geringem Materialaufwand und leichter Ausführung eine möglichst vorteilhafte Ausnützung des Eisens gewähren sollten, festgesetzt wurde. Die Normalprofile wurden von den genannten Vereinen gut-

geheissen und durch die erwähnte Kommission in dem „Deutschen Normal-Profilbuch für Walzeisen“ niedergelegt. *) Die Vorteile, welche durch die Anwendung dieser Normalprofile erzielt werden können, haben es bewirkt, daß letztere in kurzer Zeit Anerkennung und Verwendung in weiteren Kreisen gefunden haben.

Das Profilbuch enthält aufer den Kotierungen der Walzeisenprofile Tabellen über die Trägheits- und Widerstandsmomente für die beiden Hauptachsen des Querschnitts, ferner Angaben über die vorteilhafteste Ausnutzung der Profileisen, über die ungünstigsten Spannungen für gewisse Belastungsebenen, und über die sekundären Kraftwirkungen, welche bei der Anwendung bestimmter Profilformen in gewissen Fällen eintreten müssen.

Als zulässige Belastung der \square -Einheit-Walzeisen wird mit Rücksicht auf die bedeutenden Fortschritte, welche die Walztechnik in der neuesten Zeit gemacht hat, bei Hochbau-Konstruktionen, welche nennenswerthen Erschütterungen nicht ausgesetzt sind, 1000 kg pro qcm in Vorschlag gebracht. Eine Tabelle der Normalprofile für Winkeleisen, T-Eisen, Belageisen, Z-Eisen, \square -Eisen, Doppel-T- und Quadranteisen ist am Schlusse dieses Kapitels angefügt.

b. Zusammengesetzte Biegefestigkeit.

α) Auf den Balken wirken Axial- und Transversalkräfte, welche in einer Hauptebene des Querschnitts liegen.

In diesem Falle lassen sich alle auf einen Querschnitt AB Fig. 48 wirkenden Kräfte in eine schräg gerichtete Kraft R zusammenfassen. Zerlegen

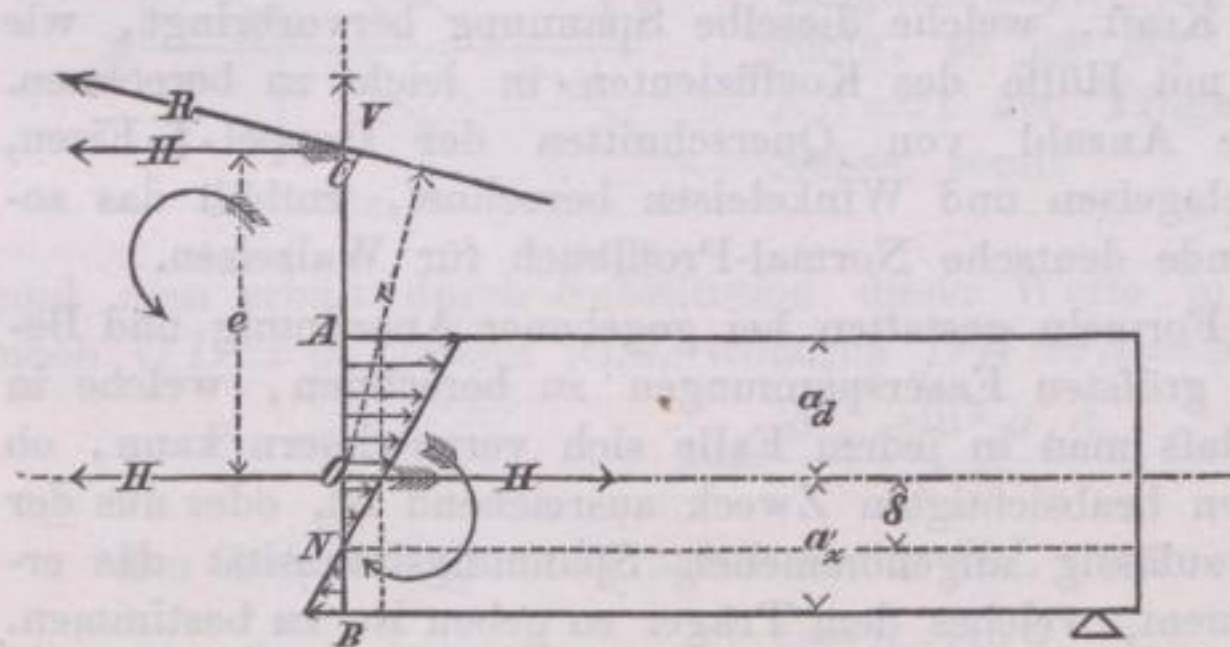


Fig. 48.

wir sie im Schnittpunkte C mit der Ebene des Querschnitts in 2 Komponenten H und V , parallel und senkrecht zu AB , so sieht man, daß nur die Komponente H ein Moment um irgend eine Achse des Querschnitts hat, während V nur vertikale Schubspannungen, aber keine Formveränderung verursacht. Die Kraft H kann

in den Schwerpunkt verlegt werden, wenn man dazu das Gegenpaar $H \cdot e$ anbringt.

Die Wirkung der Komponente H ist demnach eine zweifache, indem sie erstens den Querschnitt in der Achse zu verschieben sucht, und zweitens eine Drehwirkung auf derselben ausübt. Die Achse, um welche sich hiebei der Querschnitt dreht, ist nach S. 100 Bd. II die Antipolare des Punktes C in der Centralellipse des Querschnitts und fällt nicht mehr mit der Schwerpunktsachse O zusammen.

*) Deutsches Normal-Profilbuch für Walzeisen, im Auftrag und im Namen der vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und vom Vereine deutscher Ingenieure niedergesetzten Kommission zur Aufstellung von Normalprofilen für Walzeisen bearbeitet und herausgegeben von Dr. Fr. Heinzerling und O. Intze 1881.

Bezeichnen

e, r , die Hebelarme der Kräfte H, R , für den Schwerpunkt O ,

a_d, a_z , die Entfernungen und

s_d, s_z die Spannungen der äußersten Fasern A , bzw. B ,

δ die Entfernung der Achse N vom Schwerpunkt,

so ist nach Fig. 48 das Moment der äußeren Kräfte um die Schwerpunktsachse:

$$M = R \cdot r = H \cdot e,$$

die Spannung der Schwerpunktsachse

$$s_o = \frac{H}{F} = s_d \cdot \frac{\delta}{a_d + \delta},$$

das Drehungsmoment der Kräfte um die Schwerpunktsachse: nach Gleichung 2), pag. 72 zu

$$\frac{s_d}{a_d + \delta} t.$$

Daher finden die Bedingungen statt:

$$H = s_d \cdot \frac{\delta}{a_d + \delta} F,$$

$$M = H \cdot e = \frac{s_d}{a_d + \delta} \cdot t.$$

Hieraus folgt die Faserspannung:

$$s_d = \frac{M(a_d + \delta)}{t} = \frac{a_d M}{t} + \frac{H}{F},$$

und der Abstand δ

$$\delta = \frac{t}{M} \cdot \frac{H}{F}.$$

Berücksichtigt man, daß $M = H \cdot e$ und setzt

$$t = t^2 \cdot F,$$

so ist auch

$$s_d = \frac{H}{F} + \frac{a_d H \cdot e}{t^2 \cdot F} = \frac{H}{F} \left(1 + \frac{a_d}{\delta} \right) = s_o \left(\frac{\delta + a_d}{\delta} \right)$$

und

$$\delta = \frac{t^2}{e} \quad \text{oder}$$

$$\delta e = t^2.$$

Die Spannung in der äußersten Faser B ergibt sich sodann aus der Relation:

$$s_z = \frac{M(a_z - \delta)}{t} = \frac{a_z M}{t} - \frac{H}{F}.$$

Die Konstruktion der zur horizontalen Schwerpunktsachse parallelen Nullachse und die Verteilung der Spannungen über den Querschnitt, veranschaulicht durch die Ordinaten der Geraden A, B , zeigt Fig. 49.

β) Die Hauptachsen des Querschnittes liegen nicht mehr in der Kraftebene.

Die Bestimmung der Spannungen geschieht genau, wie vorhin. In dem Durchschnittspunkt C der Resultante aller auf den betrachteten Querschnitt

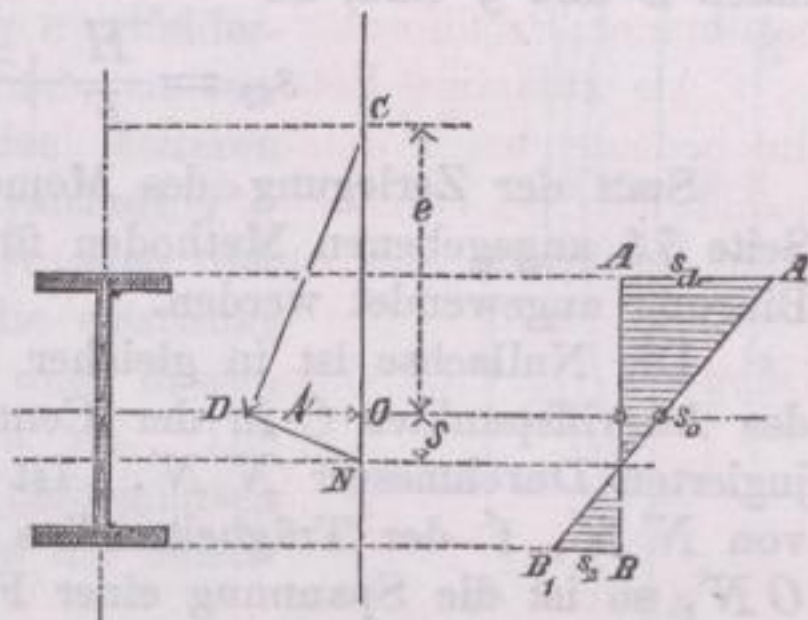


Fig. 49.

wirkenden Kräfte zerlege man diese äußere Kraft in 2 Komponenten H und V , welche horizontal und in der Richtung der Angriffssachse OC wirken. Die Horizontalkraft H , welche lediglich die Biegung hervorbringt, kann in den Schwerpunkt O verlegt werden, wenn dafür in der Ebene OC ein Kräftepaar $H \cdot r$ angebracht wird, dessen Drehsinn mit dem der Kraft H bezüglich O übereinstimmt. Das Kraftmoment $H \cdot r$ zerlegt man in die Drehmomente

$$\begin{aligned} H \cdot r \cdot \cos \alpha &= M_x \quad \text{und} \\ H \cdot r \cdot \sin \alpha &= M_y, \end{aligned}$$

dann ergibt sich die Gesamtspannung einer beliebigen Faser, deren Koordinaten x und y sind, zu

$$s_{xy} = \frac{H}{F} + \frac{M_x}{t_x} \cdot y + \frac{M_y}{t_y} \cdot x.$$

Statt der Zerlegung des Moments kann ebenso gut eine andere der auf Seite 75 angegebenen Methoden für die Bestimmung der Spannung bei schiefer Biegung angewendet werden.

Die Nullachse ist in gleicher Weise, wie im vorigen Fall, die Antipolare des Angriffspunktes C in der Centralellipse, also parallel dem zu OC konjugierten Durchmesser $N'N'$. Ist r' der senkrechte Abstand des Punktes C von $N'N'$, t' der Trägheitsradius und t' das Trägheitsmoment für die Achse ON' , so ist die Spannung einer Faser im Abstand y' von ON' :

$$s' = \frac{H}{F} + \frac{H r'}{t'} \cdot y' = \frac{H}{F} \left(1 + \frac{r' y'}{t'^2} \right).$$

Setzt man $s' = 0$, so erhält man den senkrechten Abstand der Nullachse von ON'

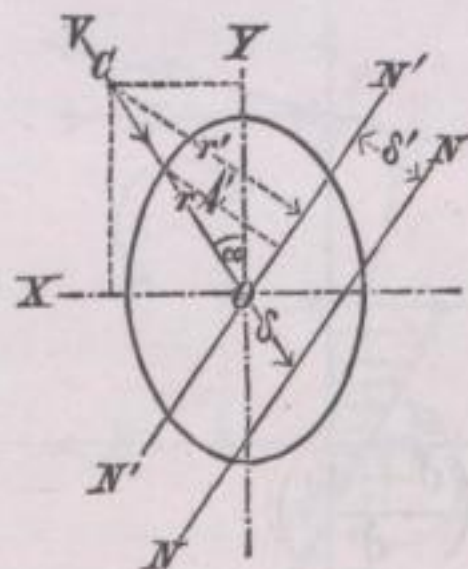


Fig. 50.

$$\delta' = \frac{t'^2}{r'},$$

oder wenn alle Stücke in der Richtung OC gemessen werden, den schiefen Abstand

$$\delta = \frac{t^2}{r},$$

welche beide auf bekannte Art konstruiert werden können.

Was die Durchbiegung transversal und axial belasteter Stäbe betrifft, so gilt die Formel 1) S. 72, wenn die unter α) gemachte Voraussetzung erfüllt ist.

Um die Durchbiegung für den zuletzt betrachteten Fall zu erhalten, hat man nur die Durchbiegungen in den Hauptebenen zu bestimmen und mit einander zu kombinieren.

γ) Auf den Balken wirken nur axial gerichtete Kräfte.

Diese Beanspruchung ergibt sich bei excentrisch belasteten Zug- und Druckstäben; ein spezieller Fall davon ist die Knickungsfestigkeit, welche weiter unten gesondert betrachtet wird. Jede Faser erhält durch die Kraft P eine Zug- bzw. Druckspannung, welche als Hauptspannung, und eine Biegungsspannung, welche auch als Neben- oder Sekundärspannung bezeichnet wird. Die Berechnung dieser Spannungen und der daraus resultierenden Gesamtspannung erfolgt nach den im Vorigen entwickelten Formeln, wie überhaupt dieser Fall als ein spezieller des zuvor betrachteten angesehen werden kann. (Siehe auch: Die excentrische Zug- und Druckbelastung Bd. II, S. 97 etc.)

Die genannten Formeln sind nur angenäherte, weil sie auf die Veränderung

des Hebelarms e infolge der Deformation des Stabes keine Rücksicht nehmen, werden aber in den weitaus meisten Fällen hinreichend genaue Resultate geben; nur bei langen Stäben und verhältnismässig geringen Fehlerhebeln erscheint eine genauere Berechnung angezeigt. Hierbei bleibt Voraussetzung, dass infolge der geringen praktisch vorkommenden Deformationen die Abscissen mit den Abschnitten des undeformierten Stabes verwechselt werden dürfen. P kann sowohl Zug- als Druckkraft sein, wir werden jedoch sehen, dass nur der letztere Fall ein weiteres Interesse hat.

Wenn die Kraft P in der Entfernung e (Fehlerhebel) von der Stabachse wirkt und den Stab zu zerdrücken sucht, so tritt eine Krümmung des letzteren derart ein, dass er die konkave Seite der Kraftlinie PP zukehrt. Für jeden Querschnitt vergrößert sich der Hebelarm um den Biegungspfeil, welchen die elastische Linie an der betreffenden Stelle besitzt und dessen Grösse aus ihrer Gleichung zu entnehmen ist. Die Differential-Gleichung der elastischen Linie (deformierten Achse) ist mit Rücksicht auf Fig. 51 und da die elastische Linie konkav gegen die X -Achse

$$-\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{Et} = \frac{P \cdot y}{E \cdot t},$$

woraus sich durch zweimalige Integration ergibt:

$$y = m \sin \sqrt{\frac{P}{Et}} \cdot x + n \cos \sqrt{\frac{P}{Et}} \cdot x$$

oder wenn $\sqrt{\frac{P}{Et}} = k$ gesetzt wird:

$$y = m \cdot \sin kx + n \cos kx.$$

Die Konstanten m und n bestimmen sich aus der Bedingung, dass für $x=0$ und $x=l$: $y=e$ sein muss, so dass die Gleichung der elastischen Linie nun lautet:

$$\begin{aligned} y &= e \left\{ \frac{\sin kx}{\sin kl} (1 - \cos kl) + \cos kx \right\} \\ &= e \left\{ \operatorname{tang} \frac{kl}{2} + \operatorname{cotang} kx \right\} \sin kx. \end{aligned}$$

Der grösste Biegungspfeil $y_{\max} = e_0$ findet sich, wie leicht zu sehen und aus $\frac{dy}{dx} = 0$ abzuleiten ist, bei $x = \frac{l}{2}$, also ist:

$$\begin{aligned} e_0 &= e \sin \frac{kl}{2} \left(\operatorname{tang} \frac{kl}{2} + \operatorname{cotang} \frac{kl}{2} \right) \\ &= e \cdot \left(\frac{1}{\cos \frac{kl}{2}} \right). \end{aligned}$$

Durch Einsetzung dieses Wertes in den Ausdruck für die grösste Faser-
spannung ergibt sich dieselbe im gedrückten Profilrand

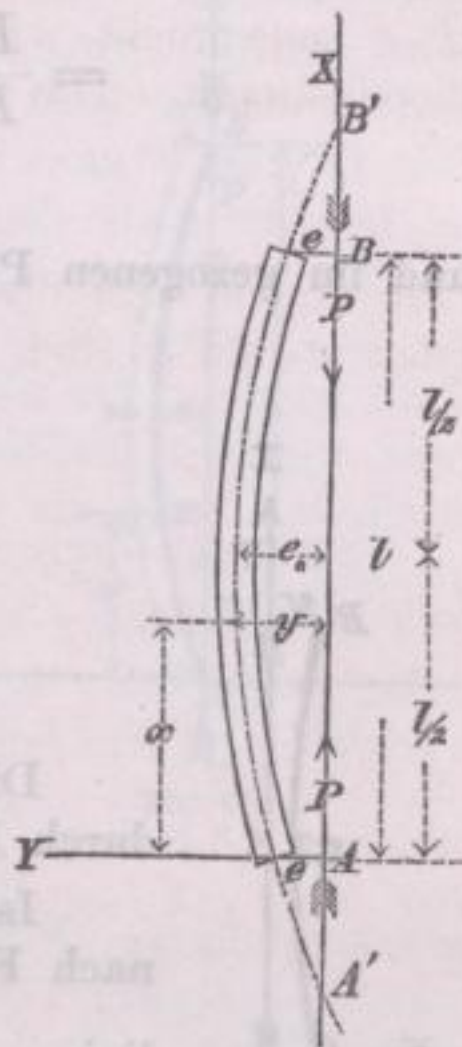


Fig. 51.

auch dann noch durchbogen, wenn das Verhältnis ihrer Länge zur Breite = 3:1 genommen wurde und nicht zerdrückt, sondern zerknickt wurden.

In theoretischer Hinsicht betrachten wir die Zerknickungsfestigkeit als einen speziellen Fall der vorher betrachteten relativ rückwirkenden Festigkeit. Denkt man sich in Fig. 51 die gekrümmte Achse, ihrem Bildungsgesetz entsprechend, bis zur Kraftlinie verlängert, so giebt der Abstand $A'B' = b$ die Biegungslänge der Sinusoide. Nach pag. 102, Bd. II ist

$$b = \frac{\pi}{k} = \frac{\pi}{\sqrt{\sigma}} t,$$

wobei $\sigma =$ die relative Längenänderung $\frac{P}{F \cdot E}$ bezeichnet. Soll nun, wie vorausgesetzt, der Fehlerhebel an den beiden Stabenden Null sein, so muß die Stablänge gleich der Länge der Sinusoide $A'B'$ sein.

Beziehen wir die Sinusoide

$$y = m \sin xk + n \cos xk$$

auf den Ursprung A , so wird für $x=0, y=0$, daher

$$0 = n.$$

Es entspricht ferner die größte Ordinate e dem Maximalwerte von $\sin kx$, welcher 1 ist, daher

$$e = m,$$

so daß

$$y = e \sin kx$$

die Gleichung der gekrümmten Stabachse wird.

Die Bestimmung von e kann nun aus der Bedingung erfolgen, daß die Länge der durch A und B (Fig. 53) gehenden Sinusoide gleich der gegebenen Stablänge ist, also

$$b \left\{ 1 + \left(\frac{\pi e}{2b} \right)^2 \right\} = l,$$

woraus folgt:

$$e = \frac{2}{\pi} \sqrt{b(l-b)}$$

oder wenn man hierin für die Biegungslänge $b = \frac{\pi}{k}$ substituiert, der Biegungspfeil

$$e = \frac{2}{k} \sqrt{\frac{l k}{\pi} - 1},$$

welcher Ausdruck lauter bekannte Größen enthält, da $k = \sqrt{\frac{P}{Et}}$ für den gegebenen Stabquerschnitt und eine gegebene Belastung berechnet werden kann.

Nachdem e bestimmt ist, folgt aus der bekannten Relation

$$s = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot e}{W}$$

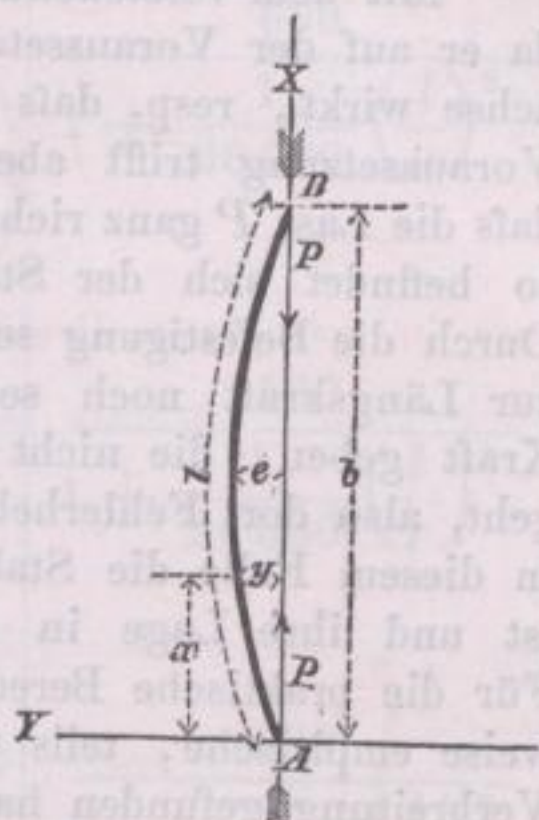


Fig. 53.

die Beanspruchung der äussersten Fasern, oder bei gegebenen anderen Stücken durch indirekte Auflösung die Belastung P resp. der Querschnitt F des Stabes.

Mit dem vorstehend betrachteten Fall ist aber praktisch wenig anzufangen, da er auf der Voraussetzung basiert, dass die Kraft P genau längs der Stabachse wirkt, resp. dass sie an den Stabenden keine Fehlerhebel hat. Diese Voraussetzung trifft aber niemals zu. Denn, wenn auch angenommen wird, dass die Last P ganz richtig centriert sei und das Material gleichmässig, homogen, so befindet sich der Stab doch nur in einem labilen Gleichgewichtszustand. Durch die Befestigung seiner Enden an anderen Konstruktionsteilen aber treten zur Längskraft noch seitliche Reaktionen, welche mit jener zusammen eine Kraft geben, die nicht mehr durch die mathematischen Unterstützungspunkte geht, also dort Fehlerhebel besitzt. In Band II, pag. 102, ist ausgeführt, dass in diesem Falle die Stablänge immer nur ein bestimmter Teil der Sinusoide ist und ihre Lage in dieser Linie durch die Endfehlerhebel gefunden wird. Für die praktische Berechnung geknickter Stäbe wird dann a. a. O. die teilweise empirische, teils theoretische Knickungsformel entwickelt, welche grosse Verbreitung gefunden hat:

$$s = \mu \frac{P}{F} = \frac{P}{F} \left(1 + \alpha \frac{l^2 F'}{t} \right) = \frac{P}{F} \left(1 + \alpha \left(\frac{l}{t} \right)^2 \right)$$

wo bezeichnet: F' den von vorneherein noch unbekanntem Querschnitt des geknickten Stabes, l dessen Länge, t das kleinste Trägheitsmoment (t den kleinsten Trägheitshebel) des Querschnittes, α eine vom Material und der Befestigung der Stabenden abhängige Konstante. Bei abgeplatteten Enden ist für Schmiedeeisen $\alpha = 0,0001$, für Gufseisen $\alpha = 0,00025$, für weichen Stahl $\alpha = 0,00008$ zu setzen. Für abgerundete Enden ist α dreimal so gross zu nehmen.

Aus der vorstehenden Formel kann die Grösse der Querschnittsfläche nur durch Probieren gefunden werden; indes ist eine direkte Formel zur Bestimmung des μ und damit auch der übrigen Grössen leicht daraus abzuleiten.

Bezeichnet nämlich $\frac{t}{F'^2} = \tau$ und f den aus den Gesetzen der rückwirkenden Festigkeit sich ergebenden Druckquerschnitt $\left(\frac{P}{s} \right)$, so ist auch

$$\mu = 0,5 + \sqrt{0,25 + \alpha \frac{l^2}{\tau \cdot f}}$$

Ausserdem ist eine graphische Bestimmung des μ aus den Grössen f und l auf Tafel X, Bd. II enthalten, worauf hier nochmals verwiesen wird.

Aus den obigen Gleichungen folgt die im geknickten Stab vorhandene spezifische Spannung

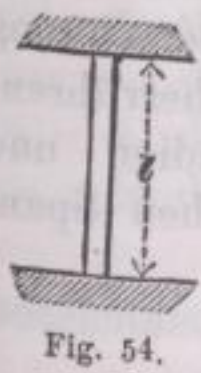
$$\frac{P}{F} = \frac{s}{\mu} = s_m,$$

es werden also einfach statt der bei der Zug- bzw. Druckfestigkeit verwendeten Koeffizienten andere eingeführt, welche gegen jene im Verhältnis $\frac{1}{\mu}$ vermindert

sind. Unter Zugrundelegung dieser abgeminderten Spannungswerte kann dann die Berechnung des Querschnittes wie bei der Zug- und Druckfestigkeit erfolgen.

Beispielsweise rechnet die Keystone Bridge Co. in Pittsburg*) mit folgenden Spannungen:

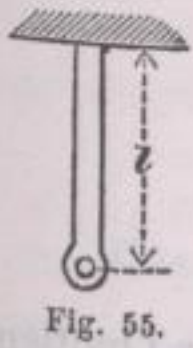
*) Allgemeine Bauzeitung 1882, S. 77.



Wenn beide Enden stumpf anstoßen:

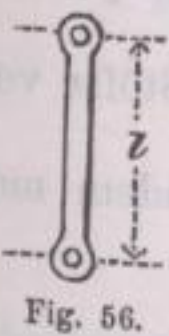
Zulässige Beanspruchung
kg pro qcm

$$1 + \frac{560}{36\,000} \left(\frac{l}{r}\right)^2$$



Wenn das eine Ende stumpf anstößt und das andere auf einen Bolzen gestützt ist:

$$1 + \frac{560}{24\,000} \left(\frac{l}{r}\right)^2$$



Wenn beide Enden abgerundet, oder auf Bolzen gestützt sind:

$$1 + \frac{560}{18\,000} \left(\frac{l}{r}\right)^2$$

Dabei bedeutet l die Länge und r die kleinste Dimension des Konstruktionsgliedes.

Die günstigsten Querschnittsformen für relativ-rückwirkend beanspruchte Stäbe sind diejenigen, bei welchen das Trägheitsmoment nach allen Richtungen den gleichen Wert hat, wozu bloß erforderlich ist, daß die Trägheitsmomente



Fig. 57.



Fig. 58.



Fig. 59.



Fig. 60.



Fig. 61.



Fig. 62.



Fig. 63.

bezüglich der beiden Hauptachsen gleich sind. Als solche Formen finden deshalb bei Gufseisen der Kreis- und Rohrquerschnitt Fig. 57 und 58, sowie der Kreuzquerschnitt (Flügelsäulen) Fig. 59, bei Schmiedeeisen die nach Fig. 60—63 gebildeten Querschnitte passende Verwendung.

Ist die Belastung des geknickten Stabes ganz oder teilweise veränderlich, und wirkt sie in der Form von Schwingungen, so können zur Berechnung der Querschnittsfläche die auf S. 65 aufgestellten, von Gerber herrührenden Formeln benützt werden. Man denke sich für die ständige und für die variable Last nach den eben angeführten Regeln die spezifischen Spannungen

$$\sigma_s = \frac{P_o \cdot \mu}{F} \quad \text{und} \quad \nu_s = \frac{P_v \cdot \mu}{F}$$

ermittelt und verfähre wie früher, indem man das Verhältnis

$$\varphi = \frac{\sigma_s}{\nu_s} = \frac{\mu P_o}{\mu P_v} = \frac{P_o}{P_v}$$

bildet, und das dazu gehörige σ bzw. ν aus der Tabelle sucht. Der Quotient $\frac{\mu \cdot \sigma P_v}{s_g}$ giebt sodann die Gröfse der Querschnittsfläche F . Kommen Stöße vor, so hat man wieder den Erschütterungskoeffizienten ϱ einzuführen, indem man

$$\nu_s = \frac{\varrho P_v \cdot \mu}{F}$$

setzt und im Uebrigen wie oben verfährt.

5. Torsionsfestigkeit (Drehungsfestigkeit).

Sie kommt in Betracht, wenn ein Stab durch äufsere Kräfte einer Drehung um seine Längsachse ausgesetzt ist. Zwei Nachbarquerschnitte werden gegen einander verdreht, ohne dafs ihre Entfernung in der Stabachse sich ändert; die Gröfse ihrer Verdrehung heifst der Torsionswinkel. Die Drehachse (neutrale Achse) ist die Verbindungslinie der Schwerpunkte (Torsionsmittelpunkte) der aufeinander folgenden Querschnitte.

Die Torsionsfestigkeit ist als eine besondere Art der Schubfestigkeit aufzufassen und man kann, wie Versuche ergeben, hier dieselben Werte der Spannungen und der Elastizitätsmoduli verwenden, wie bei der Scherfestigkeit.

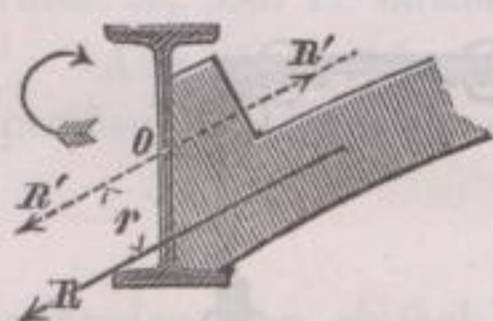


Fig. 64.

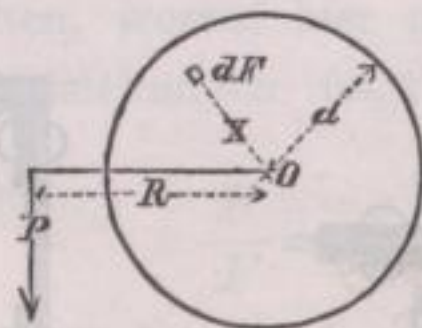


Fig. 65.

In der Baukonstruktion spielt die Drehungsfestigkeit, wie schon eingangs erwähnt, keine große Rolle; indes kommen Torsionsbeanspruchungen vor, z. B. bei Trägern, deren Belastungsebenen nicht durch die Schwerachsen gehen, Fig. 64. In einem solchen Fall kann man die Kraftresultante eines Querschnitts (R) in den Schwerpunkt verlegen, hat dafür aber in der Ebene von R das Torsionsmoment $R \cdot r$ anzubringen. Diese Momente sind wegen der geringen Hebelsarme nie groß und werden gewöhnlich unberücksichtigt gelassen. Die durch ein solches Moment entstehenden innern Schubspannungen bestimmen sich aus der Bedingung, dafs ihr Moment um den Drehungsmittelpunkt gleich dem Torsionsmoment zu sein hat. Mit Bezug auf Fig. 65 erhält man, wenn

ξ_x die Torsionsspannung eines Flächenelements in der Entfernung x von O ,
 ξ die Spannung der äußersten Faser,
 a deren Abstand vom O ,
 Θ das Trägheitsmoment des Querschnittes bezogen auf den Schwerpunkt (polares Trägheitsmoment)

bezeichnet,

$$\Sigma(\xi_x \cdot x dF) = P \cdot R, \text{ oder da}$$

$$\xi_x : \xi = x : a,$$

$$P \cdot R = M = \frac{\xi}{a} \Sigma x^2 dF = \frac{\xi}{a} \Theta.$$

Das polare Trägheitsmoment Θ ist beispielsweise:

Für das Quadrat (Seite h) $\Theta = \frac{1}{6} h^4$

„ den Kreis (Durchm. d) $\Theta = \frac{\pi}{32} d^4$

„ Rohrquerschnitt (Durchm. D und d) $\Theta = \frac{\pi}{32} (D^4 - d^4)$ etc.

überhaupt ist

$$\Theta = t_1 + t_2,$$

wenn t_1 und t_2 die Trägheitsmomente bezüglich zweier auf einander senkrecht stehender Schwerpunktsachsen bezeichnen.

Schlussbemerkungen.

Es ist im Vorstehenden von den in neuerer Zeit gemachten Vorschlägen zur Dimensionierung der Eisenkonstruktionen vorzugsweise die Arbeit Gerbers, welche einen allgemein gültigen Ausdruck zur Bestimmung der Querschnittsflächen finden lehrt und von der bayrischen Regierung als Grundlage für die Berechnung der Eisenkonstruktionen acceptiert wurde, aufgenommen und soweit erläutert worden, als es zum Verständnis ihres Grundgedankens notwendig erschien. Es wurde gelegentlich auch schon bemerkt, in wie weit die neu gewonnenen Gesichtspunkte für die Hochbaukonstruktionen von Interesse sind. Wir glauben nun, ohne den Wert des in Rede stehenden Gegenstandes deswegen zu überschätzen, zur Gewinnung einer bessern Uebersicht und zur Ermöglichung von Vergleichen hier noch die bereits vielfach in Gebrauch sich befindenden oder für den Gebrauch empfohlenen Verfahrungsweisen von Launhardt-Weyrauch und Dr. Winkler folgen lassen zu müssen, indem wir zugleich bezüglich der übrigen beachtenswerten Vorschläge auf die betreffende Litteratur verweisen. *)

*) Schäffer, Bestimmung der zulässigen Spannung für Eisenkonstruktionen. Zeitschrift für Bauwesen, 1874, S. 398. — Lippold, die Inanspruchnahme von Eisen und Stahl mit Rücksicht auf bewegte Last. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1879, S. 22. — G. Müller, zul. Inanspruchnahme des Schmiedeeisens u. s. w. Zeitschr. des österr. Ingenieur- u. Architekten-Vereins, 1873, S. 197 u. s. w. — Ein Referat über die meisten bisher gemachten Vorschläge enthält u. a. auch der „Bericht über die Leistungen u. Fortschritte im Hochbauwesen“. 1. Bd. S. 66 u. ff. — Vergl. auch den Aufsatz: Ueber die derzeitige Auffassung des Wöhlerschen Gesetzes, von F. Löwe. Zeitschr. des bayr. Architekten- und Ingenieur-Vereins 1876—1877, S. 93.

Launhardt-Weyrauch'sche Methode*). Wenn die Spannung eines Stabes zwischen zwei Grenzen wechselt, so ist nach dem Wöhlerschen Gesetze die Anzahl der zum Bruche erforderlichen Wiederholungen dieser Anspannungen um so größer, je kleiner die Differenz der beiden Spannungsgrößen ist. Geht man von der kleineren der beiden Spannungen (Anfangsspannung c) aus, so läßt sich die Größe der oberen eingrenzenden Spannung (a) so bestimmen, daß der Bruch des Stabes erst nach unendlich vielen Wiederholungen zu stande kommt. Diese Spannung a bezeichnet Launhardt als die **Arbeitsfestigkeit** des Materials. Die Arbeitsfestigkeit a ist also eine Funktion der Anfangsspannung c , bzw. der Differenz $d = a - c$ und diese Beziehungen hat Launhardt zunächst für den Fall ermittelt, daß

a) eine Beanspruchung nur auf Zug, oder nur auf Druck, also überhaupt nur in einerlei Sinn vorhanden ist. Hierbei liegt die Größe der Arbeitsfestigkeit $a = c + d$ zwischen zwei Grenzwerten, welche sich ergeben, wenn einmal $c = 0$, das andere mal $d = 0$ gesetzt wird. Ist

$$\begin{aligned} c = 0, & \text{ so ergibt sich } a = d = u, \text{ ist} \\ d = 0, & \text{ „ „ „ } a = c = b. \end{aligned}$$

Im ersteren Falle wird die Arbeitsfestigkeit als **Ursprungsfestigkeit** (u) bezeichnet und der Stab geht nach jeder Wiederholung der Kraftwirkung in einen spannungslosen Zustand über, während im letzteren Falle die Anspannung konstant bleibt, die Arbeitsfestigkeit in den Grenzwert b für ruhende Last (Bruchfestigkeit, von Dr. Weyrauch Tragfestigkeit genannt) übergeht. Die Ursprungs- bzw. Tragfestigkeit ist aus Wöhlers Versuchen bekannt, es handelt sich also noch darum, für die zwischen den genannten Grenzen liegenden Werte von a die Abhängigkeit der Arbeitsfestigkeit von der Spannungsdifferenz d zu ermitteln. Die speziellen Werte der zu wählenden Funktion müssen sich hierbei möglichst eng an die Versuchszahlen Wöhlers anschließen, insbesondere muß aber für

$$\begin{aligned} d = u: & a = u, \\ d = 0: & a = b \end{aligned}$$

sich ergeben. Dies ist der Fall, wenn man setzt:

$$a = \left(\frac{b-u}{b-a} \right) d = \frac{b-u}{b-a} (a-c).$$

Löst man die Gleichung nach a auf, so findet sich als Beziehung zwischen den eingrenzenden Spannungen a und c bei Launhardt:

$$a = \frac{u}{2} + \sqrt{\frac{u^2}{4} + c(b-u)},$$

welche sich graphisch durch eine Parabel versinnlichen läßt. Für den praktischen Gebrauch ist die Formel benutzbar, wenn man sie auf die Form bringt:

$$a = u \left(1 + \frac{b-u}{u} \cdot \frac{c}{a} \right),$$

weil das darin vorkommende Verhältnis $\frac{c}{a}$ schon vor der Festsetzung der Querschnittsabmessungen bekannt ist. Ist nämlich S_{\max} die größte Ge-

*) Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover, 1873, S. 139. Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen von Dr. J. J. Weyrauch. Leipzig 1876.

samtspannung, welche ein Konstruktionsteil aufzunehmen hat, S_{\min} die kleinste Spannung desselben, so ist

$$\frac{c}{a} = \frac{S_{\min}}{S_{\max}}, \text{ und sonach zu setzen:}$$

$$a = u \left(1 + \frac{b-u}{u} \cdot \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \text{ (Launhardtsche Formel).}$$

Die hinreichende Uebereinstimmung dieser Formel mit den Versuchsergebnissen lässt sich leicht nachweisen.

Aus den Versuchen Wöhlers setzt nun Dr. Weyrauch ein: (kg p. qcm)

$$b = 4020, \quad u = 2195, \quad \frac{b-u}{u} = \frac{5}{6} \text{ für Eisen,}$$

$$b = 7340, \quad u = 3150, \quad \frac{b-u}{u} = \frac{7}{6} \text{ für Stahl (Gussstahl),}$$

so dass sich ergibt:

$$\text{für Eisen: } a = 2195 \left(1 + \frac{5}{6} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl: } a = 3510 \left(1 + \frac{7}{6} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

Dies ist die Arbeitsspannung, welche nach sehr vielen Wiederholungen den Stab zum Bruch bringen würde. Wegen der für praktische Ausführungen notwendigen Sicherheit ist nur ein Bruchteil dieser Spannung a wirklich zuzulassen, so dass sich aus obiger Formel die zulässige Belastung des Stabes pro qcm bei etwas mehr als dreifacher Sicherheit, berechnet zu

$$\left\{ \begin{array}{l} s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \text{ für Eisen.} \\ s = 1100 \left(1 + \frac{9}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \text{ für Stahl.} \end{array} \right.$$

Diese Formeln sind anwendbar, wenn der Stab nur auf Zug, oder nur auf Druck beansprucht ist.

b) Für den Fall, als der Stab abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht wird, hat Weyrauch eine Ergänzung der Launhardtschen Formel vorgenommen, welche auf einem analogen Gedankengang beruht.

Die, ohne Rücksicht auf das Vorzeichen, kleinere der beiden Grenzspannungen sei a' , die absolut grössere Spannung a , welche wieder als Arbeitsfestigkeit bezeichnet wird. Die Spannungsdifferenz d ist hierbei:

$$d = a' + a, \text{ also}$$

$$a = d - a'.$$

Als spezielle Fälle ergeben sich hier die Ursprungsfestigkeit (u), wenn $a' = 0$, und die Schwingungsfestigkeit (g)*), wenn die Beanspruchungen in beiderlei Sinn gleich gross sind, also $a' = a = g$. Von beiden Fällen ist nur der letztere experimentell untersucht, bezüglich des ersteren wird die Annahme gemacht, dass u für Zug und Druck gleich gesetzt werden dürfe.

Das Gesetz, welches die Abhängigkeit der Grösse a von a' bzw. d darstellt, derart, dass bei der grössten Anzahl Schwingungen zwischen $\pm a$ und

*) Wir müssen diese als Schwingungsfestigkeit im engeren Sinne bezeichnen, nachdem wir oben, nach dem Vorgang Gerbers, unter Schwingungsfestigkeit überhaupt den Widerstand des Eisens gegen wiederholte Anstrengungen bzw. Anstrengungen von veränderlicher Intensität bezeichnet haben.

± a' das Material gerade noch hält, wird hier ähnlich wie vorhin durch eine Parabel vorgestellt und ist ausgedrückt durch

$$a = \left(\frac{u - g}{2u - g - a} \right) d = \frac{u - g}{2u - g - a} (a + a')$$

und hieraus

$$a = u \left(1 - \frac{u - g}{u} \frac{a'}{a} \right).$$

Ist für einen Konstruktionsteil S_{\max} die größte überhaupt vorkommende Beanspruchung, gleichgültig ob Zug oder Druck, S'_{\min} die größte in entgegengesetztem Sinn, so ist

$$\frac{a'}{a} = \frac{S'_{\max}}{S_{\max}}.$$

und also

$$a = u \left(1 - \frac{u - g}{u} \frac{S'_{\max}}{S_{\max}} \right) \text{ (Weyrauchsche Formel).}$$

Aus den Versuchen ergibt sich:

$$\text{für Schmiedeeisen: } u = 2190, g = 1170, \frac{u - g}{u} = \frac{7}{15},$$

$$\text{für Stahl: } u = 3510, g = 2050, \frac{u - g}{u} = \frac{5}{12}.$$

Es wird also

$$\text{für Eisen: } a = 2190 \left(1 - \frac{7}{15} \frac{S'_{\max}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl: } a = 3510 \left(1 - \frac{5}{12} \frac{S'_{\max}}{S_{\max}} \right).$$

Für die praktische Verwendung wird als Sicherheitskoeffizient $\frac{1}{3}$ empfohlen, so daß man die zulässige Spannung pro qcm ausgedrückt erhält durch

$$\begin{cases} s = 700 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S'_{\max}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots \text{für Eisen,} \\ s = 1100 \left(1 - \frac{5}{11} \frac{S'_{\max}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots \text{für Stahl.} \end{cases}$$

In diese Gleichung sind, wie schon bemerkt, die entgegengesetzten Maximalbeanspruchungen (S'_{\max} die kleinere, S_{\max} die größere) ohne Vorzeichen, nur dem Zahlenwert nach einzusetzen.

Der nutzbare Stabquerschnitt F ergibt sich nach Feststellung der Spannung s pro Quadratureinheit in jedem Falle einfach zu

$$F = \frac{S_{\max}}{s}.$$

Die vorstehend entwickelten Formeln gelten nicht bloß für die Zug- und Druckfestigkeit, sondern auch für die andern Beanspruchungsarten, wenn darin die entsprechenden Werte von b , u und g eingesetzt werden.

Bei gedrückten langen Stäben ist auf die Zerknickungsgefahr*) die ge-

*) Berücksichtigung der Zerknickungsgefahr bei der neueren Dimensionenberechnung, von Dr. J. Weyrauch, Zeitschr. des Architekten- u. Ingenieur-Vereins zu Hannover 1879, S. 57.

bührende Rücksicht zu nehmen. Dies geschieht am einfachsten, wenn man statt der Druckbelastung D des Stabes einen fingierten Wert $D_k = \mu \cdot D$ einführt und im übrigen wie oben verfährt. (μ ist hierbei der auf S. 84 näher definierte Knickungskoeffizient.) Es ist also die Druckkraft D mit Zerknickungsgefahr als gleichwertig anzusehen einer Druckkraft D_k ohne Zerknickungsgefahr.

Der nötige Querschnitt ist also für Stäbe, deren Spannung zwischen dem Maximaldruck D_{\max} und dem Minimaldruck D_{\min} schwankt, wenn allgemein u und n die Materialkonstanten bezeichnen:

$$F = \frac{D_k}{s} = \frac{\mu D_{\max}}{s} = \frac{\mu \cdot D_{\max}}{u \left(1 + n \frac{D_{\min}}{D_{\max}} \right)} = \mu \cdot F_d,$$

wenn F_d den bei Druckbelastung erforderlichen Querschnitt bezeichnet.

Für Wechsel von Zug und Druck, wenn Z_{\max} und D_{\max} die größten Beanspruchungen nach beiden Richtungen und u_1 , n_1 die Materialkonstanten sind, für den Fall als

$$\mu \cdot D_{\max} > Z_{\max} : F = \frac{D_k}{s} = \frac{\mu \cdot D_{\max}}{u_1 \left(1 - n_1 \frac{Z_{\max}}{\mu D_{\max}} \right)}$$

$$\mu \cdot D_{\max} < Z_{\max} : F = \frac{Z_{\max}}{s} = \frac{Z_{\max}}{u_1 \left(1 - n_1 \frac{\mu D_{\max}}{Z} \right)}$$

Der Querschnitt F kann hieraus durch Probieren gefunden werden.

Für einige spezielle Fälle ergeben sich aus den allgemeinen Formeln für die zulässige Beanspruchung noch folgende Zahlen (kg pro qcm):

1. Für Konstruktionsteile, welche dauernd mit der gleichen (ruhenden) Last beansprucht sind, bei

Schmiedeeisen: $s = 1050$

Stahl: $s = 2000$.

2. Für Konstruktionsteile, welche immer in einerlei Sinn beansprucht werden und nach jeder Beanspruchung in den spannungslosen Zustand übergehen, bei

Schmiedeeisen: $s = 700$

Stahl: $s = 1100$.

3. Für Gurtungen von Blechbalken und Dachstühlen, wenn p das Eigengewicht und q die Gesamtlast pro lfd. m bezeichnet, bei

$$\text{Schmiedeeisen: } s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{p}{q} \right)$$

$$\text{Stahl: } s = 1100 \left(1 + \frac{9}{11} \frac{p}{q} \right).$$

4. Für Konstruktionsteile, für welche die Spannungen von Zug und Druck gleich groß sind, bei

Schmiedeeisen: $s = 350$

Stahl: $s = 600$ kg pro qcm.

Die Methode von Dr. Winkler.*) Für einen belasteten Stab sei wieder bezeichnet mit

c die untere Spannungsgrenze (Minimalspannung),

*) Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der Eisenkonstruktionen u. s. w., Zeitschrift des österr. Ingenieur- u. Arch.-Vereins, 1877, S. 45.

a die Maximalspannung (Arbeitsfestigkeit),
 u die Ursprungsfestigkeit,
 b die Bruchfestigkeit (Tragfestigkeit) für Zug,
 b' " " " " Druck,
 so findet Winkler als Relation zwischen den zwei eingrenzenden Spannungen (a und c), deren ofte Wiederholung den Bruch herbeiführen würde:

$$a = u + \alpha c,$$

wo α ein aus den Versuchen zu bestimmender Koeffizient, eine Beziehung, welche graphisch durch eine Gerade dargestellt ist. Weil für $c = b$, auch $a = b$, oder $b = u + \alpha b$ werden muß, folgt:

$$u = (1 - \alpha) b$$

und daher

$$a = (1 - \alpha) b + \alpha c.$$

Aus den Versuchen kann α bestimmt werden und beträgt:

- a) für Zug bei Schmiedeeisen $\alpha = 0,45$
 bei Stahl (Gussstahl) $\alpha = 0,56$.

Diese Werte eingesetzt, ergibt sich für

$$\left. \begin{array}{l} \text{Schmiedeeisen: } a = 0,55 b + 0,45 c \\ \text{Stahl: } a = 0,44 b + 0,56 c \end{array} \right\} \text{ (Zug).}$$

Diese Formeln geben die von Wöhler bestimmten Spannungspaare mit genügender Annäherung wieder; sie sind verwendbar für alle positiven Werte von c und für negative, so lange a nicht kleiner als $-c$ ist, d. h. beim Eisen, bis $c = -0,38 b$, bei Stahl bis $c = -0,28 b$. Um die Formel auch über diese Grenze hinaus auszudehnen, leitet Winkler

b) für Druck einen entsprechenden Ausdruck ab, indem vorbehaltlich näherer Bestimmung durch Experimente $b' = \frac{7}{8} b$ bei Eisen und $b' = \frac{5}{4} b$ für Stahl gesetzt wird. Hierdurch bestimmt sich der Koeffizient α' für Druck zu 0,45 bzw. 0,63 und man hat

$$\left. \begin{array}{l} a = (1 - \alpha') b' + \alpha' c \text{ oder} \\ \text{für Schmiedeeisen: } a = 0,60 b' + 0,40 c \\ \text{für Stahl: } a = 0,37 b' + 0,63 c \end{array} \right\} \text{ (Druck).}$$

Aus diesen Formeln bestimmt sich die Querschnittsfläche F eines Konstruktionsteiles für eine ohne Stofs wirkende Belastung und n fache Sicherheit auf folgende Weise: Bezeichnet S_{\min} und S_{\max} die Minimal- bzw. Maximalspannungskraft des Stabes, ferner

$$s = \frac{b}{n}, \quad p = \frac{b'}{n}$$

die zulässige Zug- bzw. Druckbeanspruchung bei n facher Sicherheit und ruhender Last, so ergibt sich:

$$a = \frac{n \cdot S_{\max}}{F}, \quad c = \frac{n \cdot S_{\min}}{F},$$

und wir erhalten, zunächst für Zug:

$$S_{\max} = (1 - \alpha) s F + \alpha S_{\min}$$

oder

$$F = \frac{S_{\max} - \alpha S_{\min}}{(1 - \alpha) s}.$$

Dieselbe Formel gilt auch für Druckbeanspruchung, wenn man statt α und s die Koeffizienten α_1 und p substituiert. Es sind in beiden Fällen die Spannungen ohne Rücksicht auf das Vorzeichen einzuführen. Der Ausdruck

ist ferner auch für Wechsel von Zug und Druck anwendbar, nur müssen dann die Vorzeichen algebraisch aufgefaßt werden, so daß speziell für Wechsel der Spannungen bei überwiegendem Zug für S_{\min} die größte Druckspannung mit negativem Vorzeichen, und für Wechsel von Zug und Druck, bei überwiegendem Druck für S_{\max} die größte Druckspannung, für S_{\min} die größte Zugspannung einzusetzen ist.

Für Schubkräfte ist obige Formel ohne weiteres anwendbar, wenn man statt s die zulässige Inanspruchnahme ξ einführt.

Als Sicherheitsgrad empfiehlt Winkler 2,8 bei Eisen und 3,2 für Stahl zu nehmen; hiedurch erhält man für die Koeffizienten s , p , ξ folgende Werte:

		Schmiedeeisen:	Stahl:	
Zug	$s =$	1400	1800	} kg pro qcm.
Druck*)	$p =$	1200	2200	
Schub	$\xi =$	1150	1500	

Speziell für Schmiedeeisen ergeben sich nun die folgenden Regeln:

Bloß Zug, oder überwiegender Zug:

$$F = \frac{1,82 S_{\max} - 0,82 S_{\min}}{1400} = \frac{S_{\max}}{770} - \frac{S_{\min}}{1700}$$

Bloß Druck, oder überwiegender Druck:

$$F = \frac{1,67 S_{\max} - 0,67 S_{\min}}{1200} = \frac{S_{\max}}{720} - \frac{S_{\min}}{1800}$$

Wenn die mobile Belastung in Verbindung mit Stößen wirkt, so empfiehlt es sich, denselben durch Vergrößerung der Last Rechnung zu tragen, indem man statt des einfachen, den 1,2- bis 1,3fachen Betrag der veränderlichen Last einsetzt.

Mit Hülfe der in vorstehendem Kapitel über die Festigkeit des Eisens gegebenen Regeln lassen sich die notwendigen nutzbaren Querschnittsflächen belasteter Konstruktionsteile ermitteln, und es sind dieselben als Ausgangspunkte für die Feststellung der wirklichen Stabquerschnitte zu betrachten. Man hat hierbei sowohl die Gestalt dieser Querschnitte und ihre Herstellung aus den vorhandenen Eisensorten, als auch die Verbindung der Konstruktionsteile zum Ganzen des Bauwerkes in betracht zu ziehen. Die Konstruktionsstäbe erfahren bei ihrer Verbindung untereinander in vielen Fällen eine Schwächung ihrer Enden; es muß jedoch immer an der meist verschwächten Stelle der theoretisch berechnete, nutzbare Querschnitt noch vorhanden sein. Wenn die Stäbe also nicht mit lokalen Verstärkungen an den Verbindungsstellen versehen werden, so muß der wirkliche Stabquerschnitt durchgängig um den Betrag der Schwächung größer gewählt werden. Die so ermittelten Querschnittsgrößen betrachte man als die für die Ausführung kleinst zulässigen, welche unter Umständen durch einen Zuschlag nach oben abgerundet werden können.

Bei der Gewinnung der Querschnitte aus den vorhandenen Materialsorten befolgt man den Grundsatz, daß die einfachen Konstruktionen auch am solidesten und billigsten hergestellt werden können und vermeidet deshalb alle eine kom-

*) Der Koeffizient für Druck ist nur anzuwenden, wenn der betreffende Konstruktionsteil gegen seitliche Ausbiegung entweder durch die Querschnittsform oder durch besondere Konstruktionen geschützt ist. Im andern Falle kommen die Regeln für die Knickfestigkeit in Betracht.

plizierte Bearbeitung erforderlichen Formen. So macht sich neuerdings überall das Streben geltend, alle Konstruktionsweisen, welche noch an die Uebung der früheren Bauschlosserei erinnern, durch einfache Konstruktionen aus Walzeisen zu verdrängen. Die Eisenwerke und Konstruktionsetablissemments basieren dabei ihre Ausführungen auf die Resultate von Versuchen, wie sie in neuerer Zeit durch hervorragende Sachverständige in großer Zahl angestellt worden sind. Eines der bedeutendsten nordamerikanischen Eisenwerke beispielsweise gründet seine Konstruktionsspezialitäten auf die Versuche Kirkaldys, welche in Kürze zusammengefasst, zum Schluss hier noch wiedergegeben werden mögen. *)

Kirkaldy hat auf Grund seiner Experimente gefunden:

1. Die Bruchfestigkeit lässt nicht auf die Qualität schliessen, wie früher angenommen wurde.
2. Eine hohe Bruchfestigkeit mag von einem Eisen von bester Qualität, dicht, fein und ziemlich weich herrühren, oder mag auch die Folge übermäßiger Härte sein.
3. Eine geringe Bruchfestigkeit mag von einer losen, groben Textur herrühren, oder auch von übermäßiger Weichheit, obgleich das Probestück sonst von guter Qualität ist.
4. Ein wesentliches Element bei der Beurteilung eines Probestückes bildet die Verringerung des Querschnittes beim Bruch, welcher früher unbeachtet blieb.
5. Der relative Wert verschiedener Probestücke wird richtig gefunden, indem man die Bruchfestigkeit zusammen mit der Verringerung des Querschnittes vergleicht.
6. Geringe Qualitäten geben viel grössere Variationen in der Bruchfestigkeit, als höhere.
7. Man findet grössere Differenzen zwischen Stangen von grossem und kleinem Querschnitt bei groben als bei feinen Qualitäten.
8. Die gewöhnliche Annahme, dass eine rauhe (unbearbeitete) Stange stärker sei, als eine bearbeitete, sei irrig.
9. Gewalzte Stangen werden etwas gehärtet, wenn man sie abermals schmiedet.
10. Bruchfestigkeit und Verringerung des Querschnittes eiserner Platten sind grösser in der Richtung, in welcher sie gewalzt wurden, als in der Quere.
11. Eisen, ähnlich wie Stahl, wird weicher gemacht, und die Bruchfestigkeit verringert, durch Erhitzen und langsames Abkühlen.
12. Grosse Variationen kommen in der Stärke von Eisenstangen vor, welche abgehauen und geschweifst wurden. Während einige so viel aushalten, als die Original-Stange, wird die Stärke anderer um mehr als $\frac{1}{3}$ verringert.
13. Die Bruchfestigkeit ist viel kleiner, wenn die Kraft plötzlich, anstatt langsam zu wirken beginnt, obgleich von einigen das Gegenteil behauptet wurde.
14. Im allgemeinen zeigt das spezifische Gewicht ziemlich korrekt die Qualität des Materials an.
15. Ein weiches Material ergibt geringere Bruchfestigkeit, allein innerhalb der Sicherheitsgrenzen hat es einen grösseren Wert. Je weicher ein Eisen ist, desto weniger Gefahr besteht, dass dasselbe plötzlich nachgibt. Ein weiches feines Eisen hat eine gleichförmigere Qualität und

*) Mitgeteilt in der Deutschen Bauzeitung 1883, S. 455.

ist deshalb in der Praxis zuverlässiger. Solches Eisen kann bei gleicher Sicherheit näher an die Bruchgrenze belastet werden, als härtere gröbere Sorten.

Auszug aus dem „Deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen“.

Tab. I bis X.

I. Normalprofile für I-Eisen.

(Fig. 66.)

Bis $h = 250$ mm ist $b = 0,4 \cdot h + 10$ mm;
 $d = 0,03 \cdot h + 1,5$ mm.

Für $h > 250$ mm ist $b = 0,3 \cdot h + 35$ mm;
 $d = 0,036 \cdot h$.

Neigung der inneren Flantschflächen 14% . $R = d$;
 $r = 0,6 \cdot d$.

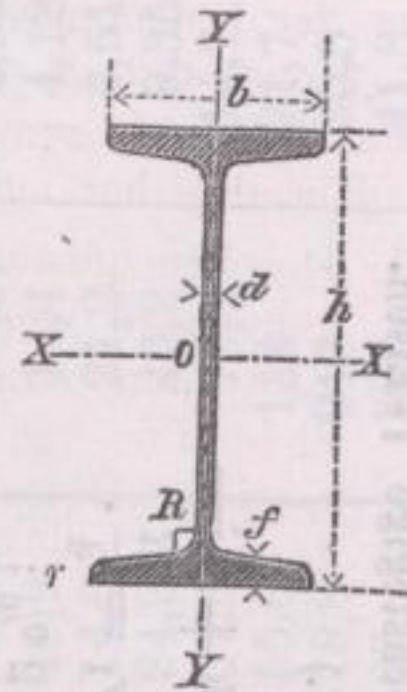


Fig. 66.

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter				Querschnitt F qcm	Momente (in cm) f.d. YY-Biegungsebene		Momente (in cm) f.d. XX-Biegungsebene		Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter kg
	h	b	d	f		Trägheitsmoment t_x	Widerstandsmoment W_x	Trägheitsmoment t_y	Widerstandsmoment W_y		
8	80	42	3,9	5,9	7,61	78,4	19,6	7,35	3,5	5,6	6,0
9	90	46	4,2	6,3	9,05	118	26,2	10,4	4,5	5,8	7,1
10	100	50	4,5	6,8	10,69	172	34,4	14,3	5,7	6,0	8,3
11	110	54	4,8	7,2	12,36	241	43,8	18,9	7,0	6,2	9,6
12	120	58	5,1	7,7	14,27	331	55,1	25,2	8,7	6,4	11,1
13	130	62	5,4	8,1	16,19	441	67,8	32,2	10,4	6,5	12,6
14	140	66	5,7	8,6	18,35	579	82,7	41,3	12,5	6,6	14,3
15	150	70	6,0	9,0	20,5	743	99,0	51,8	14,8	6,7	16,0
16	160	74	6,3	9,5	22,9	945	118	64,4	17,4	6,8	17,9
17	170	78	6,6	9,9	25,4	1177	139	78,8	20,2	6,9	19,8
18	180	82	6,9	10,4	28,0	1460	162	95,9	23,4	7,0	21,9
19	190	86	7,2	10,8	30,7	1779	187	115,2	26,8	7,0	24,0
20	200	90	7,5	11,3	33,7	2162	216	138	30,7	7,0	26,2
21	210	94	7,8	11,7	36,6	2587	246	163	34,6	7,1	28,5
22	220	98	8,1	12,2	39,8	3090	281	192	39,2	7,2	31,0
23	230	102	8,4	12,6	42,9	3642	317	224	43,9	7,2	33,5
24	240	106	8,7	13,1	46,4	4288	357	261	49,3	7,2	36,2
26	260	113	9,4	14,1	53,7	5798	446	341	60,3	7,4	41,9
28	280	119	10,1	15,2	61,4	7658	547	429	72,1	7,6	47,9
30	300	125	10,8	16,2	69,4	9888	659	530	84,8	7,8	54,1
32	320	131	11,5	17,3	78,2	12622	789	652	99,5	7,9	61,0
34	340	137	12,2	18,3	87,2	15827	931	789	115	8,1	68,0
36	360	143	13,0	19,5	97,5	19766	1098	956	134	8,2	76,1
38	380	149	13,7	20,5	107,5	24208	1274	1138	153	8,3	83,9
40	400	155	14,4	21,6	118,3	29446	1472	1349	174	8,5	92,3
42 1/2	425	163	15,3	23,0	133,0	37266	1754	1672	205	8,6	103,7
45	450	170	16,2	24,3	147,7	46204	2054	2004	236	8,7	115,2
47 1/2	475	178	17,1	25,6	163,6	56912	2396	2424	272	8,8	127,6
50	500	185	18,0	27,0	180,2	69245	2770	2871	310	8,9	140,5

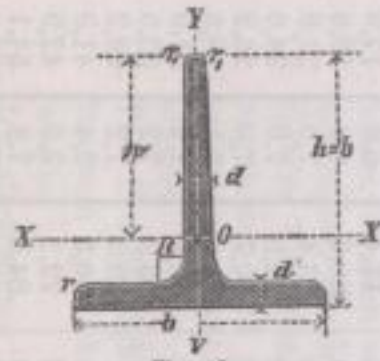


Fig. 67.

II. Normalprofile für hochstellige T-Eisen.

(Fig. 67.)

$$h = b; d = 0,1 h + 1 \text{ mm}$$

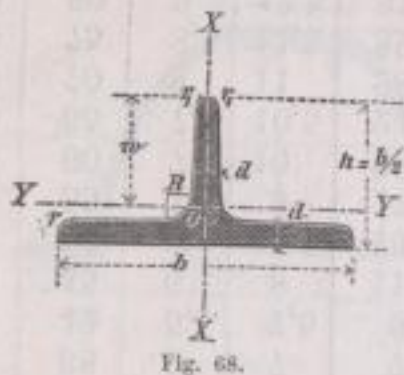
$$R = d; r = \frac{R}{2}; r_1 = \frac{R}{4}$$

Neigung im Fuß 2 ‰ ;auf jeder Seite des Steges 2 ‰ .

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter			Querschnitt F qcm	Schwerpunkts- Abstand w cm	Momente (in cm) f. d. YY-Biegungsebene		Momente (in cm) f. d. XX-Biegungsebene		Gewicht per 1 Meter G kg
	b	h	d			Trägheits- Moment t_x	Widerstands- moment W_x	Trägheits- moment t_y	Widerstands- Moment W_y	
2/2	20	20	3	1,11	1,39	0,403	0,29	0,204	0,20	0,9
2 ¹ / ₂ /2 ¹ / ₂	25	25	3,5	1,63	1,75	0,931	0,53	0,463	0,37	1,3
3/3	30	30	4	2,24	2,10	1,86	0,88	0,914	0,61	1,7
3 ¹ / ₂ /3 ¹ / ₂	35	35	4,5	2,95	2,46	3,34	1,36	1,63	0,93	2,3
4/4	40	40	5	3,75	2,82	5,56	1,97	2,70	1,35	2,9
4 ¹ / ₂ /4 ¹ / ₂	45	45	5,5	4,65	3,17	8,74	2,76	4,23	1,88	3,6
5/5	50	50	6	5,64	3,53	13,1	3,71	6,33	2,54	4,4
6/6	60	60	7	7,91	4,24	26,4	6,23	12,8	4,25	6,2
7/7	70	70	8	10,6	4,96	48,4	9,76	23,1	6,62	8,2
8/8	80	80	9	13,6	5,67	81,5	14,4	38,8	9,70	10,6
9/9	90	90	10	17,0	6,38	129	20,3	61,4	13,6	13,3
10/10	100	100	11	20,8	7,10	195	27,5	92,7	18,5	16,2
12/12	120	120	13	29,5	8,52	389	45,6	189	31,5	23,0
14/14	140	140	15	39,8	9,95	734	73,7	347	49,5	31,0

III. Normalprofile für breitflüßige T-Eisen.

(Fig. 68.)



$$h = \frac{b}{2};$$

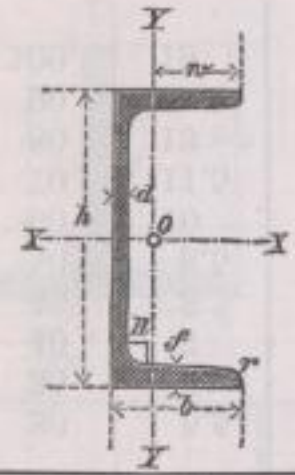
Neigung im Fuß 2 ‰; auf jeder Seite des Steges 4 ‰;

$$d = 0,15 h + 1 \text{ mm};$$

$$R = d; \quad r = \frac{R}{2}; \quad r_1 = \frac{R}{4}.$$

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter			Querschnitt <i>F</i> qcm	Schwerpunkts- Abstand <i>w</i> cm	Momente (in cm) f. d. YY-Biegungsebene		Momente (in cm) f. d. XX-Biegungsebene		Gewicht per 1 Meter <i>G</i> kg
	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>d</i>			Trägheits-Moment <i>I_x</i>	Widerstands-Moment <i>W_x</i>	Trägheits-Moment <i>I_y</i>	Widerstands-Moment <i>W_y</i>	
6/3	60	30	5,5	4,64	2,30	9,98	3,33	2,91	1,26	3,6
7/3½	70	35	6	5,94	2,69	17,3	4,94	5,12	1,90	4,6
8/4	80	40	7	7,91	3,07	30,1	7,52	8,87	2,89	6,2
9/4½	90	45	8	10,16	3,45	49,0	10,9	14,4	4,18	7,9
10/5	100	50	8,5	12,02	3,84	71,3	14,3	21,2	5,51	9,4
12/6	120	60	10	17,0	4,62	145	24,2	43,2	9,35	13,3
14/7	140	70	11,5	22,8	5,39	265	37,8	79,1	14,7	17,8
16/8	160	80	13	29,5	6,17	446	55,8	134	21,7	23,0
18/9	180	90	14,5	37,0	6,95	709	78,8	213	30,5	28,9
20/10	200	100	16	45,4	7,72	1073	107	323	41,8	35,4

7



IV. Normalprofile für \square -Eisen.

(Fig. 69.)

$b = 0,25 h + 25 \text{ mm};$

Neigung der inneren Flantschflächen 8 0/0 ;

$R = f; \quad r = \frac{f}{2} .$

Fig. 69.

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter				Querschnitt F qcm	Schwerpunkts-Abstand w cm	Momente (in cm) f. d. YY-Biegungsebene		Momente (in cm) f. d. XX-Biegungsebene		Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter G kg
	h	b	d	f			Trägheits-Moment t_x	Widerstands-Moment W_x	Trägheits-Moment t_y	Widerstands-Moment W_y		
3	30	33	5	7	5,42	1,86	6,5	4,3	5,2	2,8	1,54	4,2
4	40	35	5	7	6,20	2,04	14,2	7,1	7,3	3,6	1,97	4,8
5	50	38	5	7	7,12	2,32	26,7	10,7	10,0	4,3	2,50	5,6
6 1/2	65	42	5,5	7,5	9,05	2,66	58,2	17,9	15,7	5,9	3,04	7,1
8	80	45	6	8	11,04	2,93	107	26,7	21,7	7,4	3,60	8,6
10	100	50	6	8,5	13,5	3,31	207	41,4	33,1	10,0	4,14	10,5
12	120	55	7	9	17,04	3,76	368	61,3	49,2	13,1	4,69	13,3
14	140	60	7	10	20,4	4,09	609	87,0	71,2	17,4	5,00	15,9
16	160	65	7,5	10,5	24,1	4,49	932	117	97,4	21,7	5,38	18,8
18	180	70	8	11	28,0	4,90	1364	152	130	26,6	5,70	21,9
20	200	75	8,5	11,5	32,3	5,30	1927	193	171	32,2	5,99	25,2
22	220	80	9	12,5	37,6	5,66	2712	247	226	39,9	6,19	29,3
26	260	90	10	14	48,4	6,42	4857	374	365	56,9	6,57	37,8
30	300	100	10	16	58,8	7,05	8064	538	564	80,0	6,72	45,9



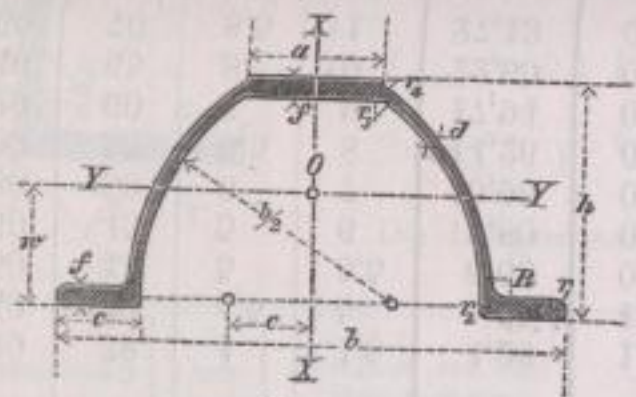



Fig. 70.

V. Normalprofile für  -Eisen (Belag-Eisen).

(Fig. 70.)

$$R = f = r_3;$$

$$r_1 = d;$$

$$r_2 = d - 0,5 \text{ mm};$$

$$r_4 = 0,6 d + 1,3 \text{ mm.}$$

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter						Querschnitt F qcm	Momente (in cm) für die YY-Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX-Biegungsebene		Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} =$ m	Gewicht per 1 Meter G kg
	h	b	a	c	f auch $= R$ $= r_3$	d auch $= r_1$		Trägheitsmoment t_x	Widerstandsmoment W_x	Trägheitsmoment t_y	Widerstandsmoment W_y		
5	50	120	33	21	5	3	6,8	84	14,0	24,0	9,6	1,46	5,3
6	60	140	38	24	6	3,5	9,5	161	23,0	47,7	15,9	1,45	7,3
7 $\frac{1}{2}$	75	170	45,5	28,5	7	4	13,4	353	40,4	106	28,3	1,43	10,3
9	90	200	53	33	8	4,5	17,9	647	64,7	206	45,8	1,42	13,8
11	110	240	63	39	9	5	24,2	1272	106	419	76,2	1,40	18,6

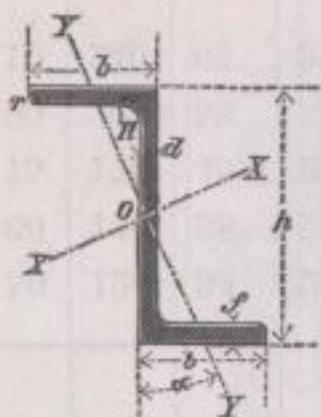


Fig. 71.

VI. Normalprofile für Z-Eisen.

(Fig. 71.)

$$b = 0,25 \cdot h + 30 \text{ mm};$$

$$d = 0,035 \cdot h + 3 \text{ mm}; \text{ jedoch auf halbe Millimeter abgerundet};$$

$$f = 0,05 \cdot h + 3 \text{ mm};$$

$$R = f; \quad r = \frac{f}{2}.$$

Profil- Nr.	Dimensionen in Millimeter				Quer- schnitt <i>F</i> qcm	Lage der Haupt- achse YY tg $\alpha =$	Momente (in cm) für die YY-Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX-Biegungsebene		Ver- hältnis $\frac{W_x}{W_y} =$ m	Gewicht per 1 Meter <i>G</i> kg
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>f</i>			Trägheits- Moment <i>t_x</i>	Widerstands- Moment <i>W_x</i>	Trägheits- Moment <i>t_y</i>	Widerstands- Moment <i>W_y</i>		
3	30	38	4	4,5	4,26	1,69	18,3	4,75	1,61	1,14	4,18	3,3
4	40	40	4,5	5	5,35	1,20	28,3	6,76	3,00	1,79	3,79	4,2
5	50	43	5	5,5	6,68	0,96	45,2	9,80	5,17	2,69	3,65	5,2
6	60	45	5	6	7,80	0,80	67,9	13,6	7,07	3,34	4,07	6,1
8	80	50	6	7	10,96	0,61	142,9	24,4	13,6	5,82	4,19	8,6
10	100	55	6,5	8	14,26	0,52	272	39,7	21,1	8,14	4,88	11,1
12	120	60	7	9	17,94	0,46	474	60,1	30,0	10,7	5,64	14,0
14	140	65	8	10	22,60	0,42	773	88,0	44,6	14,2	6,22	17,6
16	160	70	8,5	11	27,13	0,39	1193	120,5	58,8	16,9	7,13	21,2

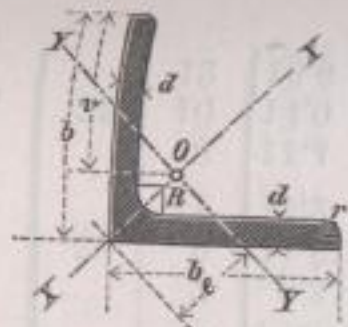


Fig. 72.

VII. Normalprofile für gleichschenklige Winkeleisen.

(Fig. 72.)

$$d_{\min.} = 0,1 b \text{ für } b \leq 100 \text{ mm};$$

$$d_{\min.} = \frac{1}{11} b \text{ für } b > 100 \text{ mm.}$$

$$R = \frac{d_{\min.} + d_{\max.}}{2}; r = \frac{R}{2}.$$

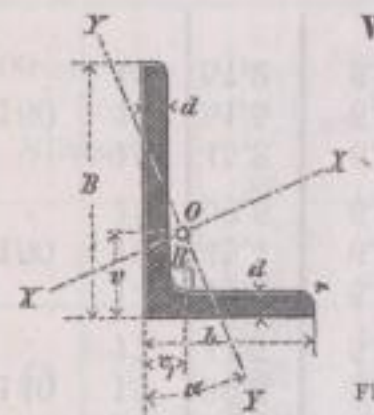
Die Hauptachsen sind: $\begin{cases} XX \text{ als Winkelhalbierende} \\ YY \perp XX. \end{cases}$

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter		Querschnitt F qcm	Abstände von den Hauptachsen und Schwerpunktslage (O)		Momente (in cm) für die YY-Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX-Biegungsebene		Trägheitsmomente, in cm, für eine zu den Schenkeln parallele Schwerachse t	Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter G kg
	b	d		e cm	v cm	Trägheitsmoment t_x	Widerstandsmoment W_x	Trägheitsmoment t_y	Widerstandsmoment W_y			
1 1/2	15	3	0,81	0,69	1,02	0,252	0,238	0,066	0,096	0,16	2,48	0,63
		4	1,04	0,74	0,98	0,309	0,291	0,081	0,109	0,20	2,67	0,81
2	20	3	1,11	0,87	1,39	0,640	0,455	0,169	0,194	0,40	2,35	0,87
		4	1,44	0,92	1,35	0,792	0,563	0,209	0,226	0,50	2,49	1,12
2 1/2	25	3	1,41	1,04	1,76	1,30	0,735	0,342	0,329	0,81	2,24	1,10
		4	1,84	1,09	1,73	1,64	0,926	0,432	0,397	1,03	2,34	1,44
3	30	4	2,24	1,27	2,10	2,93	1,38	0,77	0,608	1,85	2,26	1,75
		6	3,24	1,30	2,02	4,01	1,89	1,05	0,755	2,54	2,50	2,53
3 1/2	35	4	2,64	1,44	2,48	4,80	1,94	1,26	0,876	3,03	2,21	2,06
		6	3,84	1,55	2,40	6,62	2,68	1,74	1,12	4,20	2,40	3,00
4	40	4	3,04	1,63	2,85	7,33	2,59	1,93	1,18	4,54	2,19	2,37
		6	4,41	1,74	2,77	10,2	3,60	2,68	1,54	6,37	2,34	3,46
		8	5,76	1,84	2,70	12,7	4,48	3,34	1,82	7,96	2,46	4,49

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter		Querschnitt F qcm	Abstände von den Hauptachsen und Schwerpunktslage (O)		Momente (in cm) für die YY-Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX-Biegungsebene		Trägheitsmomente, in cm, für eine zu den Schenkeln parallele Schwerachse t	Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter G kg
	b	d		e cm	e cm	Trägheitsmoment t_x	Widerstandsmoment W_x	Trägheitsmoment t_y	Widerstandsmoment W_y			
4 $\frac{1}{2}$	45	5	4,25	1,85	3,19	12,8	4,03	3,37	1,82	8,15	2,21	3,32
		7	5,81	1,96	3,11	16,9	5,31	4,45	2,27	10,85	2,35	4,53
		9	7,29	2,07	3,04	20,4	6,41	5,38	2,60	12,99	2,47	5,69
5	50	5	4,75	2,04	3,56	17,8	5,03	4,68	2,30	11,18	2,19	3,7
		7	6,51	2,14	3,49	23,5	6,64	6,18	2,89	14,79	2,30	5,1
		9	8,19	2,25	3,41	28,6	8,08	7,53	3,35	17,76	2,41	6,4
5 $\frac{1}{2}$	55	6	6,24	2,26	3,91	28,2	7,26	7,43	3,29	17,79	2,21	4,9
		8	8,16	2,36	3,83	35,7	9,18	9,38	3,99	22,84	2,30	6,4
		10	10,00	2,46	3,76	42,6	11,0	11,2	4,56	26,94	2,41	7,8
6	60	6	6,84	2,43	4,28	37,0	8,72	9,74	4,02	23,11	2,17	5,3
		8	8,96	2,53	4,21	47,2	11,1	12,4	4,90	29,65	2,26	7,0
		10	11,00	2,63	4,14	56,3	13,3	14,8	5,64	35,57	2,35	8,6
6 $\frac{1}{2}$	65	7	8,61	2,66	4,62	54,4	11,8	14,3	5,38	34,16	2,19	6,7
		9	10,9	2,76	4,55	67,0	14,6	17,6	6,38	42,44	2,28	8,5
		11	13,1	2,86	4,48	78,5	17,1	20,7	7,24	50,07	2,36	10,2
7	70	7	9,31	2,85	4,99	68,5	13,9	18,0	6,32	42,46	2,20	7,3
		9	11,8	2,94	4,92	84,8	17,2	22,3	7,58	53,26	2,26	9,2
		11	14,2	3,04	4,85	99,8	20,2	26,3	8,65	62,41	2,33	11,1
7 $\frac{1}{2}$	75	8	11,4	3,07	5,33	95,0	18,0	25,0	8,16	60,4	2,20	8,9
		10	14,0	3,16	5,26	115,0	21,7	30,3	9,60	73,5	2,26	10,9
		12	16,6	3,26	5,19	133,0	25,1	35,0	10,7	84,4	2,35	12,9

8	80	8	12,2	3,25	5,71	117	20,6	30,8	9,48	73,3	2,17	9,5
		10	15,0	3,35	5,63	141	24,9	37,1	11,1	88,7	2,24	11,7
		12	17,8	3,44	5,56	162	28,6	42,7	12,4	102,3	2,30	13,9
9	90	9	15,4	3,65	6,42	187	29,4	49,2	13,5	118,0	2,18	12,0
		11	18,6	3,75	6,35	222	34,9	58,4	15,6	139,7	2,24	14,5
		13	21,7	3,85	6,28	254	39,9	66,8	17,4	159,5	2,29	16,9
10	100	10	19,0	4,05	7,13	285	40,2	75,0	18,5	180	2,18	14,8
		12	22,6	4,15	7,06	333	47,1	87,7	21,2	210	2,22	17,6
		14	26,0	4,25	6,99	378	53,4	99,5	23,5	239	2,27	20,3
11	110	10	21,0	4,41	7,88	385	49,4	101	22,9	238	2,16	16,4
		12	25,0	4,51	7,81	450	57,7	118	26,2	281	2,20	19,5
		14	28,9	4,61	7,74	513	65,9	135	29,3	318	2,25	22,5
12	120	11	25,2	4,84	8,59	549	64,8	144	29,8	344	2,17	19,7
		13	29,5	4,93	8,52	634	74,9	167	33,8	399	2,21	23,0
		15	33,8	5,02	8,45	715	84,4	188	37,5	449	2,25	26,3
13	130	12	29,8	5,22	9,31	763	83,1	201	38,6	476	2,16	23,2
		14	34,4	5,32	9,24	867	94,4	229	43,0	546	2,20	26,9
		16	39,0	5,42	9,17	970	106	256	47,3	608	2,24	30,5
14	140	13	34,7	5,64	10,02	1025	104	270	47,9	644	2,16	27,1
		15	39,8	5,74	9,95	1160	117	305	53,2	727	2,20	31,0
		17	44,7	5,84	9,88	1290	130	339	58,0	807	2,24	34,9
15	150	14	40,0	6,04	10,7	1360	128	358	59,3	857	2,16	31,2
		16	45,4	6,14	10,7	1525	144	401	65,3	953	2,20	35,4
		18	50,8	6,24	10,6	1685	159	443	71,1	1061	2,24	39,6
16	160	15	45,8	6,45	11,5	1760	156	463	71,8	1110	2,16	35,7
		17	51,5	6,55	11,4	1970	174	518	79,0	1234	2,20	40,2
		19	57,2	6,65	11,3	2160	191	569	85,5	1361	2,23	44,6

VIII. Normalprofile für ungleichschenklige Winkeleisen.



Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 1 \frac{1}{2}$.

(Fig. 73).

$d_{\min.} = \frac{b + B}{20}$; jedoch mit geringfügigen Abweichungen; $R = \frac{d_{\min.} + d_{\max.}}{2}$;

$r = \frac{R}{2}$.

Fig. 73.

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter			Querschnitt F qcm	Schwerpunkts-Abstände in cm		Lage der Hauptachse YY $tg \alpha$	Trägheitsmomente in cm für eine Schwerachse parallel zum		Momente (in cm) für die YY -Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX -Biegungsebene		Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter G kg
	b	B	d		v	v_1		kurzen Schenkel t	langen Schenkel t_1	Trägheits-Moment t_x	Widerst.-Moment W_x	Trägheits-Moment t_y	Widerst.-Moment W_y		
2/3	20	30	3	1,41	1,01	0,51	0,407	1,27	0,45	1,44	0,718	0,292	0,263	2,68	1,10
			4	1,84	1,05	0,55	0,382	1,61	0,57	1,79	0,896	0,392	0,377	2,38	1,44
3/4 1/2	30	45	4	2,84	1,50	0,75	0,421	5,75	2,04	6,33	2,18	1,29	0,795	2,74	2,22
			5	3,50	1,54	0,79	0,400	6,86	2,42	7,91	2,61	1,64	0,990	2,63	2,73
4/6	40	60	5	4,75	1,99	0,99	0,426	17,1	6,1	19,9	4,85	3,79	1,88	2,58	3,71
			7	6,51	2,06	1,06	0,400	22,9	8,1	26,0	6,40	5,39	2,56	2,50	5,08
5/7 1/2	50	75	7	8,26	2,51	1,26	0,417	46,9	16,8	53,2	10,4	10,5	3,97	2,62	6,4
			9	10,44	2,58	1,33	0,398	58,0	20,6	64,9	12,7	13,6	5,21	2,44	8,1
6 1/2/10	65	100	9	14,04	3,37	1,62	0,399	133,2	48,1	160	23,7	30,1	8,50	2,78	11,0
			11	16,94	3,44	1,69	0,384	157,1	56,3	188	28,0	36,9	10,50	2,66	13,2
8/12	80	120	10	19,0	3,97	1,97	0,425	278,9	100,6	318	38,8	61,1	14,6	2,65	14,8
			12	22,56	4,05	2,05	0,412	325,1	116,2	368	45,5	73,8	17,6	2,58	17,6
10/15	100	150	12	28,56	4,95	2,45	0,426	653	238	749	73,7	143,6	27,2	2,71	22,3
			14	33,04	5,02	2,52	0,418	752	269	851	83,9	167,4	31,5	2,67	25,8

IX. Normalprofile für ungleichschenklige Winkeleisen.

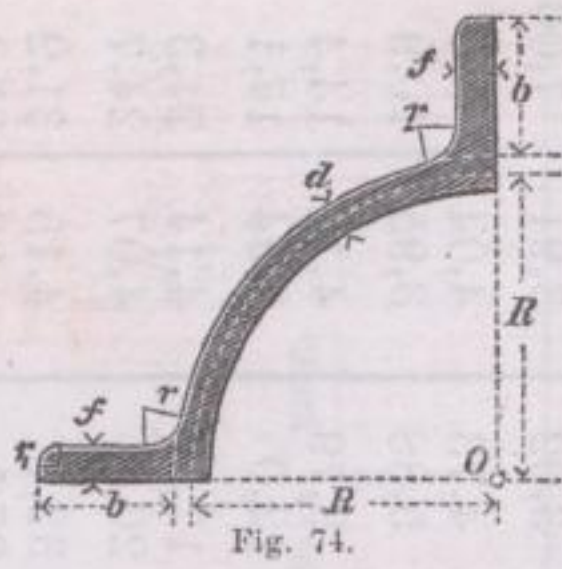
Verhältnis der Schenkellängen $\frac{B}{b} = 2$.

(Fig. 73 S. 104.)

$$d_{\min.} = \frac{b+B}{20}; \text{ jedoch mit geringfügigen Abweichungen; } R = \frac{d_{\min.} + d_{\max.}}{2}; r = \frac{R}{2}.$$

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter			Querschnitt F qcm	Schwerpunkts-Abstände in cm		Lage der Hauptachse YY $\text{tg } \alpha$	Trägheitsmomente in cm, für eine Schwerachse parallel zum		Momente (in cm) für die YY-Biegungsebene		Momente (in cm) für die XX-Biegungsebene		Verhältnis $\frac{W_x}{W_y} = m$	Gewicht per 1 Meter G kg
	b	B	d		v	v_1		kurzen Schenkel t	langen Schenkel t_1	Trägheits-Moment t_x	Widerst.-Moment W_x	Trägheits-Moment t_y	Widerst.-Moment W_y		
2/4	20	40	3	1,71	1,45	0,45	0,252	2,74	0,48	2,99	1,17	0,331	0,279	4,20	1,33
			4	2,24	1,49	0,49	0,231	3,49	0,57	3,79	1,50	0,445	0,378		
3/6	30	60	5	4,25	2,20	0,69	0,242	14,4	2,53	16,5	4,25	1,89	1,08	3,94	3,32
			7	5,81	2,27	0,77	0,215	20,8	3,69	21,7	5,63	2,66	1,50		
4/8	40	80	6	6,84	2,90	0,90	2,249	44,5	7,8	47,7	9,22	5,36	2,23	4,15	5,34
			8	8,96	2,97	0,97	0,229	57,3	10,0	60,6	11,8	7,16	3,02		
5/10	50	100	8	11,36	3,64	1,14	0,246	116,9	20,4	123	19,1	13,9	4,73	4,04	8,9
			10	14,00	3,71	1,21	0,231	140,9	24,6	148	23,2	17,4	5,88		
6 1/2/13	65	130	10	18,50	4,72	1,47	0,241	321,8	56,1	340	40,5	38,0	9,79	4,14	14,4
			12	21,96	4,79	1,54	0,236	379,5	65,3	396	47,2	45,9	12,0		
8/16	80	160	12	27,36	5,79	1,79	0,249	725	126	764	73,9	85,9	17,9	4,14	21,3
			14	31,64	5,87	1,87	0,240	828	142	870	84,6	99,6	20,8		
10/20	100	200	14	40,04	7,20	2,20	0,252	1661	288	1757	135,5	196	32,7	4,15	31,2
			16	45,44	7,27	2,28	0,246	1872	320	1970	152,5	223	37,5		

Die Festigkeit des Eisens.



X. Normalprofile für Quadrant -Eisen.
(Fig. 74.)

$$b = 0,2 R + 25 \text{ mm};$$

$$r = 0,12 R; r_1 = 0,06 R;$$

O der Schwerpunkt der vollen Röhre.

Profil-Nr.	Dimensionen in Millimeter				Querschnitt F der vollen Röhre qcm	Volle Röhre. Trägheitsmoment (in cm) für jede Biegungsebene t	Fig. 75. Größtes Widerstands-Moment f. d. ZZ-Biegungsebene (in cm) W_z	Fig. 76. Kleinstes Widerstands-Moment f. d. XX- oder YY-Biegungsebene (in cm) W_x	Gewicht per 1 Meter G der vollen Röhre kg
	R	b	d	f					
5	50	35	4	6	29,8	573	90	66	23,4
5	50	35	8	8	48,0	901	135	101	37,5
7 ^{1/2}	75	40	6	8	54,9	2046	235	173	42,9
7 ^{1/2}	75	40	10	10	80,2	2957	329	246	62,8
10	100	45	8	10	88,1	5434	499	365	68,9
10	100	45	12	12	120,4	7395	660	490	94,0
12 ^{1/2}	125	50	10	12	129,3	11970	907	665	101,0
12 ^{1/2}	125	50	14	14	168,8	15591	1155	857	131,6
15	150	55	12	14	178,9	23206	1497	1100	139,6
15	150	55	18	17	248,6	32283	2030	1509	194,0

XI. Tabelle der Trägheits- und Widerstandsmomente des Kreisquerschnittes
(bezogen auf den Durchmesser, in Centimetern).
(Fig. 57 S. 85.)

d	t	W	d	t	W	d	t	W
1	0,049	0,098	11	718,7	130,7	21	9547	909,2
2	0,785	0,785	12	1018	169,6	22	11499	1045
3	3,976	2,65	13	1402	215,7	23	13737	1194
4	12,57	6,28	14	1886	269,4	24	16286	1357
5	30,68	12,27	15	2485	331,3	25	19175	1534
6	63,62	21,21	16	3217	402,1	26	22432	1726
7	117,9	33,67	17	4100	482,3	27	26087	1932
8	201,1	50,27	18	5133	572,6	28	30172	2155
9	322,1	71,57	19	6397	673,4	29	34719	2394
10	409,9	98,17	20	7854	785,4	30	39761	2651

XII. Tabelle für die Trägheits- und Widerstandsmomente des Kreisringquerschnittes
(in cm, bezogen auf den Durchmesser).

(Fig. 58 S. 85.)

D in cm	Wandstärke δ in Centimeter																		
	1,2		1,5		1,8		2,0		2,2		2,5		2,8		3,0		3,5		
	t	W	t	W	t	W	t	W	t	W	t	W	t	W	t	W	t	W	
10	327,1	65,42	373,0	74,59	408,5	81,70	427,3	85,45											
11	450,2	81,85	517,6	94,11	571,5	103,9	600,8	109,2	625,6	113,8									
12	601,0	100,2	695,8	116,0	773,5	128,9	816,8	136,1	854,1	142,4	900,0	150,0							
13	782,3	120,3	911,1	140,2	1019	156,8	1080	166,1	1134	174,4	1201	184,8							
14	996,9	142,4	1167	166,7	1311	187,4	1395	199,3	1469	209,9	1564	223,4							
15	1248	166,4	1467	195,6	1656	220,8	1766	235,5	1866	248,8	1994	265,9	2102	280,2					
16	1538	192,2	1815	226,9	2056	257,1	2199	274,9	2329	291,1	2498	312,3	2643	330,3					
17	1869	219,9	2214	260,5	2517	296,1	2698	317,4	2863	336,8	3082	362,6	3271	384,8	3381	397,8			
18	2246	249,5	2668	296,4	3042	338,0	3267	363,0	3475	386,1	3751	416,8	3992	443,6	4135	459,5			
19			3180	334,8	3636	382,8	3912	411,8	4168	438,7	4511	474,9	4814	506,8	4995	525,8			
20			3754	375,4	4303	430,3	4637	463,7	4948	494,8	5369	536,9	5743	574,3	5968	596,8	6452	645,2	
22,5					6319	561,7	6831	607,2	7311	650,0	7977	709,0	8576	762,3	8942	794,9	9747	866,4	
25					8880	710,4	9628	770,2	10334	827,0	11320	905,7	12222	977,7	12778	1022	14022	1122	
27,5							13102	952,9	14095	1025	15493	1127	16782	1221	17585	1279	19397	1411	
30							17327	1155	18676	1246	20586	1372	22359	1491	23472	1565	26021	1735	
32,5							22377	1377	24157	1487	26688	1643	29058	1788	30554	1880	34005	2093	
35							28325	1619	30619	1750	33896	1937	36983	2114	38938	2225	43484	2485	
37,5							35245	1880	38145	2035	42301	2256	46237	2466	48736	2599	54588	2912	
40							43210	2161	46813	2341	51995	2600	56917	2846	60058	3003	67440	3372	

Die Festigkeit des Eisens.

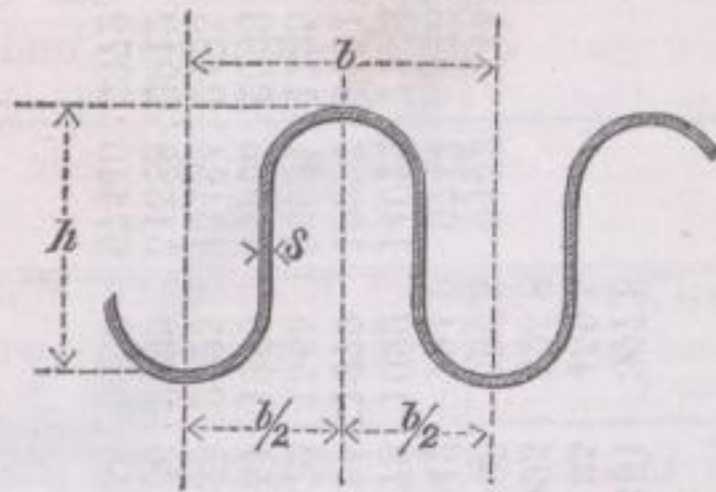


Fig. 77.

XIII. Tabelle für Trägerwellblech.

(Fig. 77.)

Profil- Nr.	Tiefe	Halbe Breite	Dicke des Blech. mm δ	Widerstands- Moment einer Welle W	Eigengewicht in kg pro qm
	der Welle. mm				
	h	$b/2$			
0	45	45	1,0	1556	12,2
1	50	45	1,0	1835	13,1
2	60	45	1,0	2445	14,8
7	70	45	1,0	3130	16,5
8a	80	50	1,0	4050	17
8b	90	50	1,0	4840	18,5
8c	80	50	1,5	6040	25,5
8d	90	50	1,5	7300	27,7
9	80	50	2	8000	34,0
9a	90	50	2	9680	37,0
10	80	50	3	11860	51,0
10a	90	50	3	14520	55,5
13	100	50	3	17100	61,0
14	100	50	4	22580	81,0
15	100	50	5	27980	101,0

C. Schutz des Eisens gegen Zerstörung durch die Atmosphärien.

Alles Eisen wird durch das Liegen in feuchter Luft rosten, d. h. es wird sich Eisenhydroxyd bilden und zwar nach der Formel $Fe_2(OH)_6 + Fe_2O_3$, wobei es stets unter Mitwirkung der Kohlensäure geringe Mengen von Ammoniak mit in sich aufnimmt.

Nicht alle Eisensorten rosten in gleichem Grade; so rosten im allgemeinen Roheisen, Schweifs- und Flusstahl weniger als Schweifs- und Flusseisen, wobei wieder das schwefelhaltige Eisen — das rotbrüchige — dem Rosten am meisten, dagegen das phosphorhaltige — das kaltbrüchige — am wenigsten unterworfen ist. Beim Roheisen zeigen sich die Spiegeleisen widerstandsfähiger gegen Rost, als die dunkelgrauen; auch die Oberflächen-Beschaffenheit ist von Einfluss; glatte Oberflächen, besonders wenn sie poliert sind, rosten viel weniger als rauhe, abgeschieferte Stellen.

Um Eisen gegen Rost zu schützen werden die verschiedensten Um-

hüllungen gewählt; vorher jedoch muß eine gründliche Reinigung der Oberfläche vorgenommen werden. Hierzu benutzt man wohl Drahtbürsten und verdünnte Säuren, wäscht dann die Eisenteile mit Kalkwasser ab und bringt sie sofort in siedendes, auf 200 bis 300° C. erwärmtes Oel, wodurch jede Spur von Feuchtigkeit entfernt wird.

Um Gufseisen gegen Rost zu schützen — was bei Röhren zu Wasserleitungen, Abtrittschläuchen u. s. w. besonders notwendig erscheint, werden solche wohl mit heißem Theer oder anderen fetten Stoffen angestrichen; sicherer ist es jedoch, obwohl auch teurer, sie zu emaillieren.*) Gufseiserne Säulen, Dekorationsgegenstände u. s. w. werden dagegen besser galvanisch verzinkt, wozu man eine Zink- und Kohlenbatterie verwendet.

Die innere, Kohle enthaltende Zelle wird zur Hälfte mit Chromsäure, die äußere, Zink enthaltende mit verdünnter Schwefelsäure gefüllt. Die zu verzinnenden Gegenstände werden dann in ein Bad mit Weinstein und Zinnchlorür mit oder ohne Zusatz von Zinnchlorid gelegt; das Bad besteht aus 16 Teilen Weinstein, 8 Teilen Zinnchlorür und, wenn Zinnchlorid angewendet werden soll, aus 2 Teilen von diesem.

Das metallreine Eisen wird je nach der beabsichtigten Dicke der Zinnablagerung längere oder kürzere Zeit in das Bad gebracht und durch einen Draht mit dem positiven Pole der Batterie verbunden, während der negative Pol mit einem in das Bad eingehängten Zinnstücke versehen wird.

Die sich ergebende sehr weiße Verzinnung wird schließlich durch Kohlenfeuer erhitzt, wodurch sie zu vollem Glanz gelangt.**)

Um gufseiserne Röhren gegen die Zerstörung durch saure Grubenwässer zu schützen, hat man wiederholt mit bestem Erfolge Anstriche von Portland-Cement angewendet. Der Cement wird hierbei ohne Sandzusatz mit Wasser so dünn angemacht, daß er sich gut mit dem Pinsel streichen läßt. Nach dem vollständigen Erhärten des ersten Anstriches auf die metallreine Innenfläche erfolgt nach vorhergehender Annässung ein zweiter und so fort, bis sich ein Ueberzug von 4 bis 5 mm Dicke gebildet hat.

Eine besondere Sorgfalt hat man selbstverständlich allen Verbindungsstellen zuzuwenden.

Um Schmiedeeisen, in Stab- oder Blechform, gegen Rost durch Anstriche zu schützen, kann man dieselben in primitiver Weise wohl mit Theer, oder einem Gemisch von 8 Gewichtsteilen Gastheer, 1 Teil Terpentin und 2 Teilen Kalkpulver bestreichen, wobei dem dritten Anstriche wohl ein feiner Sandbewurf gegeben wird.

Viel häufiger jedoch wählt man Oelanstriche, welche mit Leinölfirnis versetzt werden; als Grundfarbe verwendet man Mennige mit Leinölfirnis, und trägt auf diesen schnell trocknenden Untergrund einen andern beliebig gefärbten Oelanstrich gewöhnlicher Art auf.

Für Eisenblech-Dachungen empfiehlt sich besonders ein Anstrich aus prä-

*) Gottgetreu, Baumaterialien, III. Aufl. II. Band S. 31.

**) Sehr eingehend werden die äußeren Ueberzüge auf Eisen von Prof. Dr. Dürre in der Deutschen Industrie-Zeitung 1877, S. 5 etc. etc. behandelt.

Desgl. siehe Dr. J. Treumann: Ueber die Mittel zum Schutze des Eisens gegen das Rosten. Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1879, S. 379.

pariertem Leinöl mit 3 Teilen gepulverter Bergkreide und 1 Teil Chamottmehl; zur Fugendichtung ist eine Mischung von ungelöschtem Kalkstaub, Leinöl und Werg sehr empfehlenswert.

Bei im Freien vorhandenen kombinierten Konstruktionen aus Schmiedeeisen und Gufseisen empfiehlt es sich, wie bei eisernen Brücken, vor dem Anstrich metallisch reine Flächen zu erzielen; dann werden alle Vertiefungen, Risse, Fugen u. s. w. fleißig mit Mennige und Bleiweißkitt vollgestrichen. Ist dieser trocken, so wählt man zu wiederholtem Anstrich ein Gemisch aus 560 Gewichtsteilen reines Bleiweiß, 133 Teilen rohes Leinöl, 16 bis 36 Teilen gekochtes Leinöl ohne Bleiglätte und 18 Teilen Terpentin. Der vierte Anstrich wird, ehe er trocknet, mit feinem weissen Sande gleichmäÙig bestreut.

Weit günstigere Resultate gewähren, nach Prof. Williams, Lösungen aus Asphalt, Pech, Terpentin oder Petroleum; diese Anstrichmasse durchdringt die allenfalls vorhandenen Rostteilchen, und umschließt sie derart, daß sie dadurch förmlich dem Anstriche angehören, und läßt sich die Unlöslichkeit eines solchen Ueberzuges durch Zusatz von Leinöl noch verstärken; als Farbkörper zu dem obigen Gemenge wählt man wohl ein Gemisch aus 2 Teilen Braunschweiger Schwarz mit 1 Teil Mennige, Bleiweiß oder Bleioxyd.

Alle Eisenanstriche müssen selbstverständlich gut erhalten und von Zeit zu Zeit (etwa alle 5 Jahre) erneuert werden.

In Amerika wird das anzustreichende Eisenmaterial in luftverdünnten Räumen erhitzt, um es auszudehnen und seine Poren möglichst zu öffnen, dann wird es mit erwärmtem Paraffin überstrichen, welches tief in alle Poren dringt; die so präparierte Eisenfläche erhält schließlich noch einen andern geeigneten Oelfarbenanstrich.

Den sichersten Schutz gegen Rostbildung möchte jedoch die Verzinkung gewähren, eine Methode, welche es zur Zeit gestattet, Eisenkonstruktionsteile von 5,00 m Länge und 3,00 m Breite mit Zink zu überziehen. Hierbei werden die vollkommen metallreinen Eisengegenstände in ein Bad von geschmolzenem Zink, dessen Oberfläche mit einer großen Menge von Salmiak überstreut ist, getaucht. Der Salmiak verhindert dabei die Oxydation des Zinks und wirkt beim Eintauchen des Eisens beizend auf letzteres ein, ein Umstand, welcher das Gelingen der Verzinkung vollständig sichert.

Der Verzinkungsprozess ist vollendet, sobald das eingetauchte Eisen die Temperatur des flüssigen Zinks angenommen hat; nach dem Verzinken werden die betr. Gegenstände langsam abgekühlt und mittelst Bürsten, Sand und reinem Wasser von etwa anhaftendem Salmiak und Zinnoxidteilen gereinigt; die Dicke der Legierungsschichte beträgt nahezu 0,07 bis 0,12 mm.

Nach Barffs Verfahren läßt sich das Eisen gegen den Einfluß der Witterung sowohl, als auch gegen chemische Reagentien unempfindlich machen, indem man dasselbe überhitzten Wasserdämpfen aussetzt. Durch die vereinte Wirkung von Hitze und Dampf bildet sich dann eine schützende Eisenoxyduloxyd-Schichte.

In Rußland behandelt man das Eisen schon lange in ähnlicher Weise, indem man Eisenbleche mit einem Gemenge von Birkenholzkohle und Wasser überzieht, und dieselben in Paketen bis zu 100 Blechen in einen besonderen mit Holz geheizten Ofen bringt. Nach 5 bis 6 Stunden hat sich dann eine

glänzend schwarze Oxyduloxyd-Schichte gebildet, jedoch darf in dem Ofen kein freier Sauerstoff an das Eisen treten. Das Barffsche Verfahren wird neuerdings in England von der General-Iron-Company und auch an andern Orten geschäftsmäßig betrieben und hat sich vollständig bewährt. Auch die Billigkeit der Oxydation wird lobend hervorgehoben, welche dieses Verfahren bei Gegenständen ausführbar macht, bei welchen das Verzinken zu teuer ist. Die Anwendung des Bower-Barffschen Verfahrens ist bereits eine sehr ausgedehnte und hat sich vorzüglich bewährt bei eisernen Telegraphenstangen, schmiede- und gusseisernen Einfriedigungen, gusseisernen Trägern, Pissoirs, gusseisernen Leitungsröhren, Pfannen, Kochgeschirren u. s. w.

III. Die Eisenkonstruktionen (der Gegenwart).

A. Das Eisen als Verbindungsmaterial von Stein und Holz.

Die noch gewöhnlich beim Eisenstein vorkommende Verbindung des Eisens mit Kohlenstoff, nämlich das Roheisen, ist eine Legirung, welche sich durch ihre Härte und Zähigkeit auszeichnet. Sie wird durch die Oxydation zu Eisenoxyd umgewandelt, welches ein sehr schweres und sprödes Material ist. Die Oxydation des Eisens wird durch die Gegenwart von Sauerstoff beschleunigt, welcher durch die Luft oder durch Wasser in die Oxydation gelangt. Die Oxydation des Eisens wird durch die Gegenwart von Sauerstoff beschleunigt, welcher durch die Luft oder durch Wasser in die Oxydation gelangt.



Die Oxydation des Eisens wird durch die Gegenwart von Sauerstoff beschleunigt, welcher durch die Luft oder durch Wasser in die Oxydation gelangt. Die Oxydation des Eisens wird durch die Gegenwart von Sauerstoff beschleunigt, welcher durch die Luft oder durch Wasser in die Oxydation gelangt.

III. Die Eisenkonstruktionen (der Gegenwart).

A. Das Eisen als Verbindungsmaterial von Stein und Holz.

Die noch gegenwärtig beim Quaderbau vielfach verwendeten Dübel und Klammern wurden schon — wie dies auf Seite 3 speziell erörtert ist — beim griechischen Tempelbau in weitestem Umfange verwendet und verweisen wir in dieser Beziehung auch auf den 1. Band, S. 57 u. s. w., wo die Mauern aus bearbeiteten Werkstücken besprochen sind.

Besonders sorgfältig wurden im 17. Jahrhundert und zwar in Paris die Steinquadern bei der Erbauung der Louvre-Kolonnaden mit einander durch Eisen verbunden und sind die betreffenden Erläuterungen auf S. 12 unter Beifügung der Holzschnitte Fig. 16 bis 23 nachzulesen.

Als eine neuere Konstruktion, um Stein und Holz zu verbinden, ist die Steinschraube oder Klauenschraube zu erwähnen, die dazu dient,

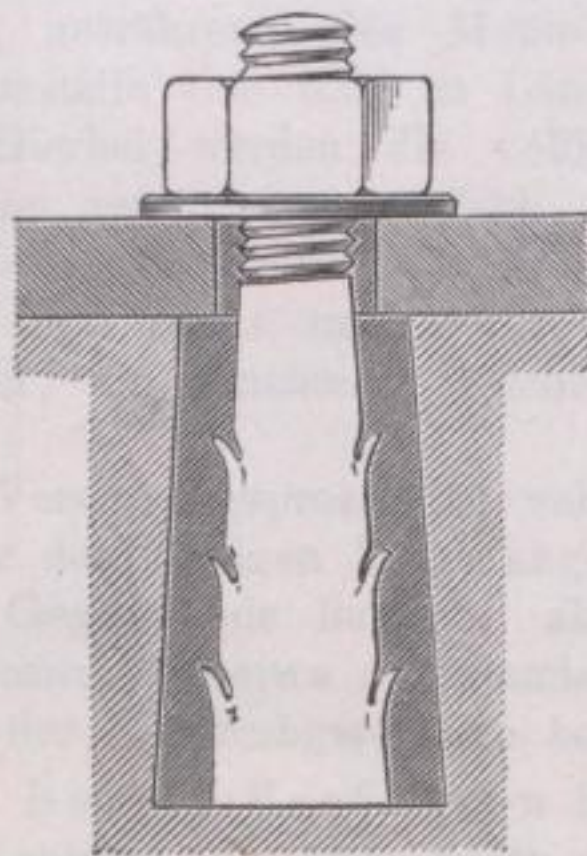


Fig. 78.

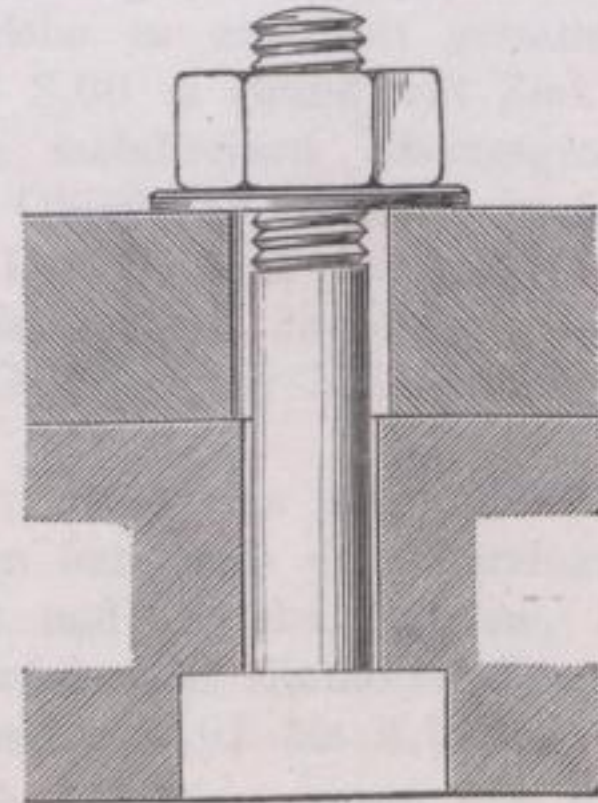


Fig. 79.

Eisenschienen oder Platten auf Stein zu befestigen. Fig. 78 stellt eine solche Steinschraube dar; der untere pyramidal geformte Bolzen ist an den Kanten widerhakenartig eingehauen und im Stein versenkt eingekittet; am oberen Teil des Bolzens ist ein Schraubengewinde angeschnitten; eine Mutter, auch wohl eine Unterlagsscheibe dient dazu, das hier plattenförmig angenommene Eisen an den Stein festzuschrauben; die Steinschraube Fig. 79 hat an ihrem unteren

Teile einen versenkten quadratischen Kopf, welcher in ein Werkstück eingreift.

Um eisernen Säulen einen durchaus sicheren Halt auf Hausteinsockeln zu geben, werden ähnliche Steinschrauben in Anwendung gebracht, wie dies die nebenstehende Figur 80 angiebt.

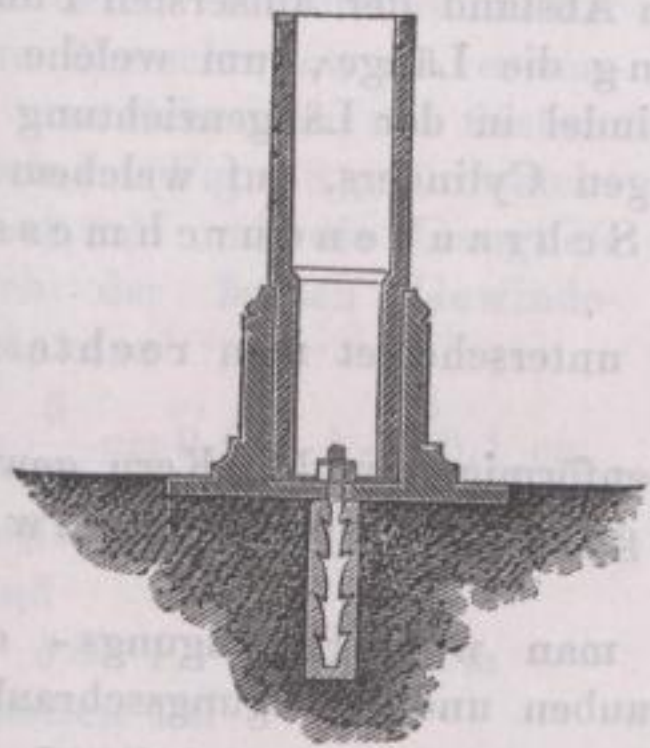


Fig. 80.

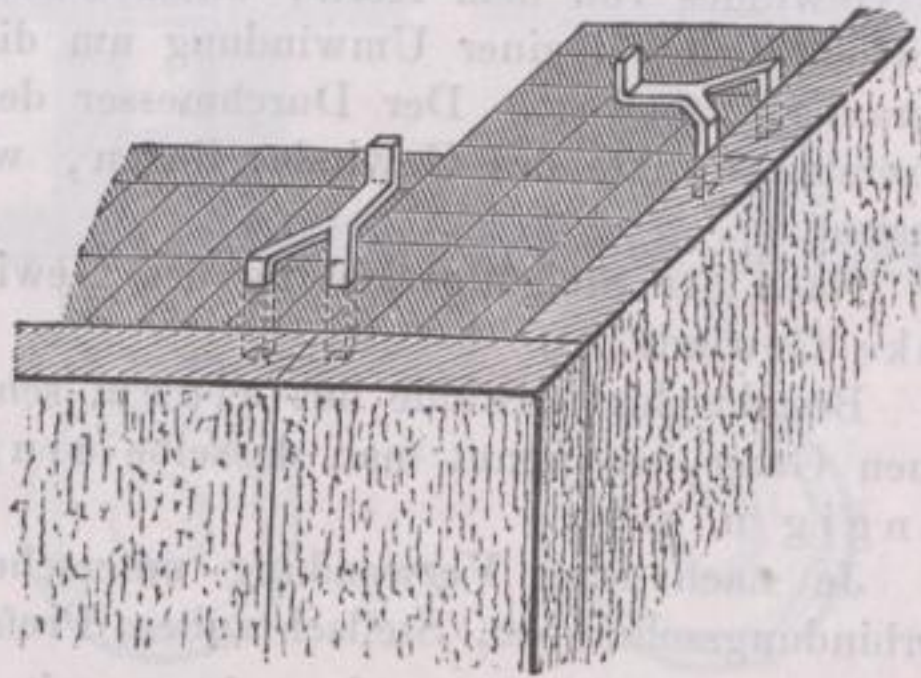


Fig. 81.

Bei Sockelverkleidungen, wo man die einzelnen Steinplatten stumpf aneinander stoßen läßt, giebt man den eingegossenen Steinklammern wohl eine klauenartige Form nach Fig. 81.

Um Hölzer mit einander zu verbinden oder Holzverbindungen recht energisch wirken zu lassen, verwendet man vielfach Bänder, Schienen und Bolzen.

Auf solche Hinzuziehung von Eisen wurde im II. Bande der Holzkonstruktionen vielfach aufmerksam gemacht. Beispielsweise möge hier nur darauf hingewiesen werden, wie runde

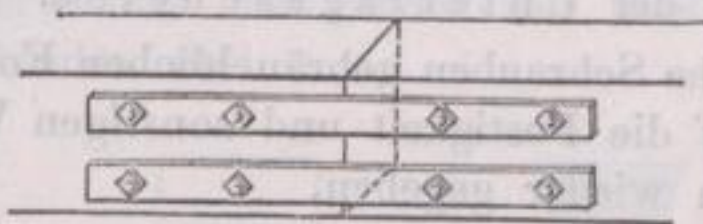


Fig. 83.

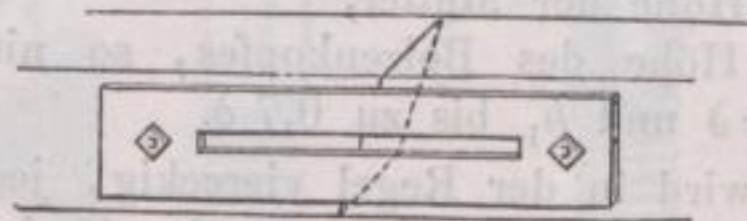


Fig. 84.

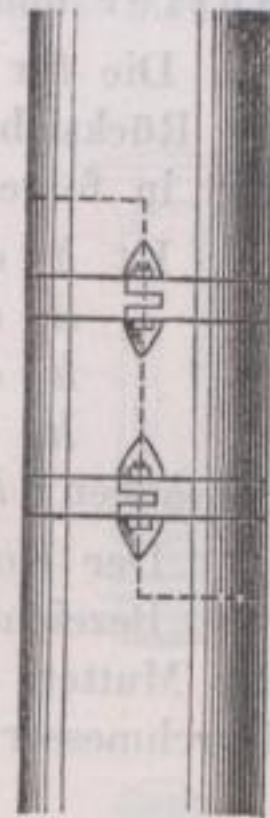


Fig. 82.

Hölzer, z. B. Grundpfähle, durch umgelegte Bänder nach Fig. 82 nahezu unzertrennbar sind, dafs bei geraden Stößen nach Fig. 83 Eisenschienen oder Eisenplatten nach Fig. 84 dazu dienen die Verbindung erst widerstandsfähig zu machen, und dafs endlich die so mannigfach in ihrer Form verschiedenen Schraubenbolzen nahezu unentbehrlich, namentlich bei den Arbeiten des Zimmermannes, geworden sind. In dieser Beziehung wird auf die Tafel XII des II. Bandes der Hochbaukonstruktionen verwiesen, wo eine gröfsere Anzahl verschiedener Bolzenformen dargestellt ist, während deren Beschreibung sich auf S. 123 des betr. Textes befindet.

Was die gewöhnliche Form der Bolzen anbetrifft, so unterscheidet man cylindrische und konische.

Die ersteren werden nach Form und Gröfse des Gewindequerschnittes

verschieden benannt, und unterscheidet man Schrauben mit scharfem, mit flachem und mit rundem, beziehungsweise Schrauben mit grobem oder feinem Gewinde.

Die Cylinder, um welche sich Schraubengewinde legen, bilden mit verschiedenen Kerndurchmessern den Schraubenkern.

Unter Gewindetiefe versteht man den Abstand der äußersten Punkte des Gewindes von dem Kern; unter Steigung die Länge, um welche das Gewinde sich bei einer Umwindung um die Spindel in der Längenrichtung der Schraube fortbewegt. Der Durchmesser desjenigen Cylinders, auf welchem die äußersten Punkte des Gewindes liegen, wird Schraubendurchmesser genannt.

Nach der Steigungsrichtung des Gewindes unterscheidet man rechte und linke Gewinde.

Besteht das Gewinde aus einem schraubenförmig um den Kern gewundenen Gang, so nennt man dasselbe eingängig, bei zwei solchen zweigängig u. s. w.

Je nach ihrer Verwendung unterscheidet man wohl Befestigungs- oder Verbindungsschrauben, Stellschrauben, Prefsschrauben und Bewegungsschrauben.

Die Befestigungsschrauben, mit welchen die Baukonstruktion hauptsächlich zu thun hat, haben meistens ein eingängiges scharfes Gewinde und bestehen im allgemeinen aus drei Teilen, nämlich dem Schraubenbolzen, welcher an dem einen Ende mit dem Gewinde, an dem anderen Ende mit einem runden oder prismatischen Kopfe versehen ist, dann aus der Schraubennutter und aus der Unterlagsscheibe.

Die für solche Schrauben gebräuchlichen Formen und Dimensionen, welche mit Rücksicht auf die Festigkeit und sonstigen Verhältnisse eingehalten werden, sind in folgendem wieder gegeben.

Ist δ der Schraubendurchmesser,
 d_1 der innere oder Kerndurchmesser,
 h die Höhe der Mutter,
 h_1 die Höhe des Bolzenkopfes, so nimmt man bei scharfgängigen Schrauben: $h = \delta$ und h_1 bis zu $0,7 \delta$.

Der Kopf wird in der Regel viereckig, jedoch auch sechseckig gemacht. Bezeichnet man den Durchmesser des Kreises, welcher dem Querschnitte der Mutter, einem regelmäßigen Sechsecke, umschrieben wird, mit δ_0 und den Durchmesser des diesem Sechsecke eingeschriebenen Kreises mit δ'_0 , so ist

$$\delta_0 = 1,7 \delta + 0,5 \text{ cm und } \delta'_0 = 0,866 \delta_0 \text{ zu setzen.}$$

Die Mutter erhält eine kugelförmige Abrundung, deren Halbmesser gleich $\frac{5}{3} \delta'_0$ genommen wird; ist der Kopf viereckig, so erhält derselbe eine Breite von δ'_0 . Der Durchmesser der Unterlagsscheibe beträgt $\frac{4}{3} \delta'_0$ und ihre Dicke $\frac{1}{5} \delta$.

Die beiden Figuren 85 und 86 (S. 115) stellen zwei Schraubenbolzen nach den eben erwähnten Verhältnissen dar.

Die Ganghöhe der scharfgängigen Schrauben wird zurzeit noch allgemein nach dem Whitworthschen System bestimmt; hiernach ist die Ganghöhe $s = 0,08 \delta + 0,1 \text{ cm}$ zu setzen.

Der dreieckige Gewindequerschnitt wird nach Fig. 87 (S. 115) so gewählt, daß der Winkel an der Spitze des gleichschenkligen Dreiecks 55° beträgt.

Die Gangtiefe t ist dementsprechend $= 0,96 s$.

Da das Gewinde innen und außen um $\frac{1}{8} t$ abgerundet wird, so ist der mittlere Kerndurchmesser $d_1 = 0,896 \delta - 0,13$ cm und der Schrauben-Durchmesser $\delta = 1,12 \delta_1 + 0,145$ cm.

Wird der Zug auf die Befestigungsschrauben so groß, daß deren Bolzendurchmesser 5 cm überschreitet, so verwendet man Schrauben mit flachem Gewinde (Fig. 88), für welche $h = 1,5 \delta$ und die Gangtiefe gleich der halben Gewindehöhe, also

$$t = \frac{5}{2} = 0,045 \delta + 0,1 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = \delta - 2t = 0,91 \delta - 0,2 \text{ cm}$$

und

$$\delta = 1,1 \delta_1 + 0,2 \text{ cm}$$

zu setzen ist.

Die konischen Schrauben-Bolzen sind nach einem Konus abgedreht und werden in ein ursprünglich cylindrisch ausgebohrtes, dann aber konisch ausgearbeitetes Loch eingesetzt; die Konizität des Schaftes ist nur sehr gering.

Diese Schraubenbolzen verwendet man wohl nur dann, wenn mehrere Eisenteile mit einander zu verbinden sind.

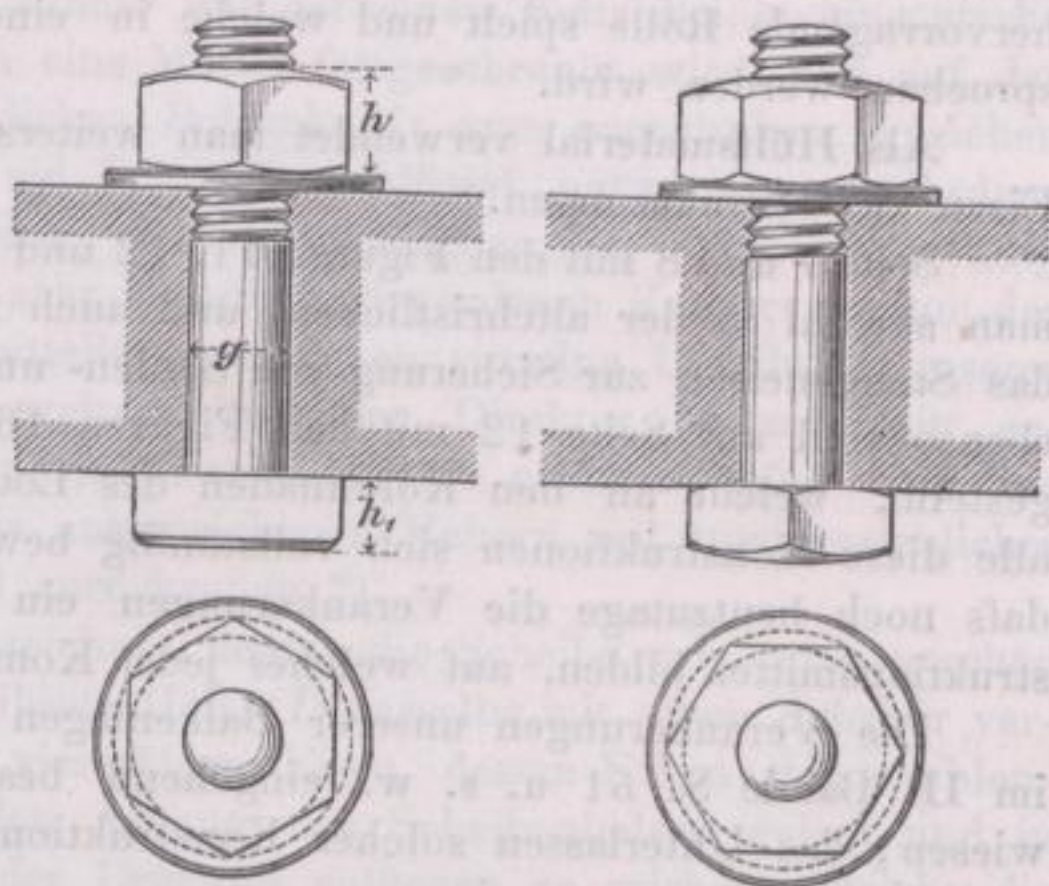


Fig. 85.

Fig. 86.

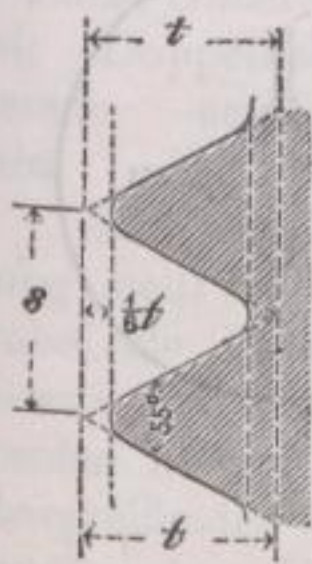


Fig. 87.

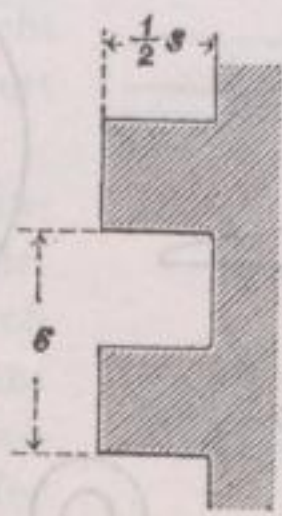


Fig. 88.



Fig. 89.

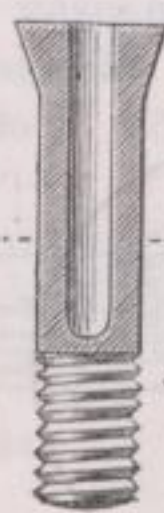


Fig. 90.

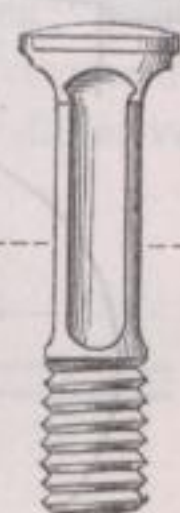


Fig. 91.

Um die Elastizität der Schraubenbolzen möglichst groß zu machen, verwendet man die Parsonschen Bolzen, und wird dies dadurch erreicht, daß man dem Bolzen seiner ganzen Länge nach einen möglichst gleichen Querschnitt giebt; die drei verschiedenen Arten, nach welchen man diese Bolzen herstellt, sind in den Figuren 89, 90 und 91 ersichtlich. *)

Besonders sorgfältig sind die Wiener Dachstühle durch Bolzen und schienenartige Klammern in ihrem Bestande gesichert, wie dies im II. Bande auf Seite 183 und durch die Figuren 4, 5 und 6, Tafel XIX, dargethan wurde.

*) W. Frauenholz, Baukonstr. für Ingen. III. Band.

Treten dann endlich in unseren Dachkonstruktionen statt der Zugbalken eiserne Zugstangen, statt der Hängesäulen Hängeeisen auf, so bildet sich eine Konstruktion heraus, welche als kombinierte Holz- und Eisenkonstruktion eine hervorragende Rolle spielt und welche in einem späteren Teile eingehend besprochen werden wird.

Als Hilfsmaterial verwendet man weiters und zwar in vielfacher Art das Eisen zu Verankerungen.

Seite 7 und 8 mit den Figuren 11, 12 und 13 wurde darauf hingewiesen, wie man sowohl in der altchristlichen, und auch in der mittelalterlichen Zeitperiode das Stangeneisen zur Sicherung von Säulen- und Pfeileranordnungen verwendete, ebenso sind auf Seite 12 mit den Figuren 16 bis 21 die Verankerungen dargestellt, welche an den Kolonnaden des Louvre zur Ausführung kamen; da alle diese Konstruktionen sich vollständig bewährt haben, so ist es erklärlich, daß noch heutzutage die Verankerungen ein nicht zu unterschätzendes Konstruktionsmittel bilden, auf welches jeder Konstrukteur sorglichst zu achten hat.

Die Verankerungen unserer Balkenlagen mit den Umfassungsmauern sind im II. Bande S. 51 u. s. w. eingehend besprochen, und wird hierauf verwiesen; das Unterlassen solcher Konstruktionen, welche ja den Zweck haben,

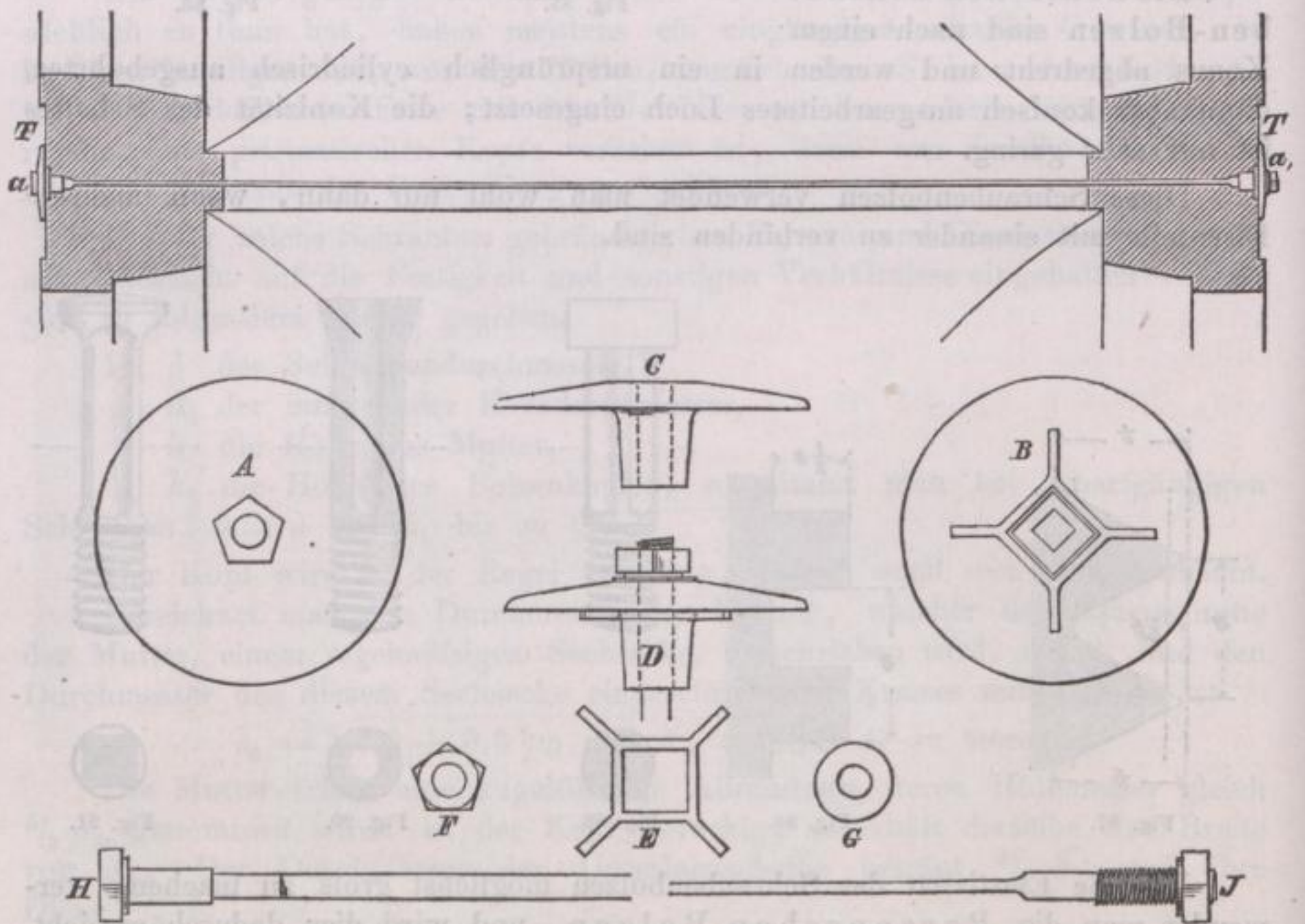


Fig. 92.

von Stockwerk zu Stockwerk das „Ausweichen“ der Hauptmauern eines Gebäudes zu verhindern, haben es sehr häufig notwendig gemacht, nachträglich, oft mit großen Umständen verknüpfte „Verschläuderungen“ vorzunehmen, ohne welche hereinbrechende verhängnisvolle Katastrophen unvermeidlich gewesen wären.

In solchen Fällen wählt man nach Fig. 92 wohl Schlaudern, welche durch die ganze Tiefe TT des Gebäudes hindurchreichen und an beiden Außen-

flächen der Hauptmauern sichtbar werden; statt der gewöhnlichen Ankersplinte und Schliessen wählt man dann wohl grofse, möglichst viel Mauerwerk überdeckende Scheiben von Gufseisen *aa*,; das Ende der Schlaudern, welches durch die Gufsplatten hindurch greift, erhält auf der einen Seite bei *a*, eine starke Schraube, welche auswendig durch eine Mutter festgeschraubt wird, und auf der anderen Seite einen viereckigen dicken Bolzenkopf; zum energischen Anziehen der Schraubenmutter ist freilich ein Schraubenschlüssel notwendig von bedeutender Länge und grossem Gewichte. Rondelet, welcher eine solche notwendig gewordene Verankerung an dem sehr schadhafte gewordenen Konservatorium der Künste und Gewerbe in Paris mitteilt, von denen einzelne Details in unserer Figur dargestellt sind, berichtet weiter, dafs der Direktor Molard, ein geschickter Mechaniker, die betreffenden Eisenschlaudern erhitzen liefs, und dafs dieselben nach ihrem Erkalten die ausgewichenen Mauern mit unwiderstehlicher Kraft in ihren senkrechten Stand zurückzogen. *)

Die Details mit *A* und *B* bezeichnet, deuten die Scheibe von unten gesehen an, *C* das Profil der Scheibe mit ihrem Hals, *D* dasselbe mit allem Zubehör versehen, *E* ist ein Halsband von viereckigem Eisen, dessen Ecken sich strahlenförmig verlängern, welches um den Anfang des Scheibenhalses gelegt und in den Stein eingelassen wird, um der Drehung entgegen zu wirken, welche die Schlauder während der Bewegung der Schraubenmutter erleiden könnte; *F* ist die fünfeckige Schraubenmutter, welche unten ein kleines cylindrisches angedrehtes Unterlagsblatt hat, um die Furche zu vermeiden, welche die Ecken des Fünfecks hätten machen können, *G* ist ein rundes Schild zwischen der Schraubenmutter und der Scheibe; *H* stellt den Bolzenkopf am Ende der Schlauder und *J* die auf der anderen Seite angebrachte Schraube dar.

Zugbänder von Eisen sind in der Regel so konstruiert, dafs sie durch irgend eine Vorrichtung sich anziehen oder anspannen lassen; solche Zugbänder, in grosartigstem Mafsstabe bei der Peterskirche in Rom verwendet, haben wir S. 10 u. 11 Fig. 14 u. 15 kennen gelernt, doch möchte die dabei verwendete Gabelverbindung mit Doppelkeilen nicht gerade empfehlenswert sein.

Eine bessere Verbindung stellt Fig. 93 dar, wobei die Bänder durch eiserne Keile angespannt werden können, die sich übergreifenden Enden der bandförmigen Eisenschieben sind von eisernen Bügeln umfafst.

Noch kräftiger und für einen sehr starken Widerstand konstruiert sind die Verbindungen von Fig. 94 und 95.

In Fig. 96 (S. 118) bilden die Zugbänder einen doppelten Ring zum Umlegen eines Kuppelgewölbes; die Vorrichtungen zum Spannen der Bänder,

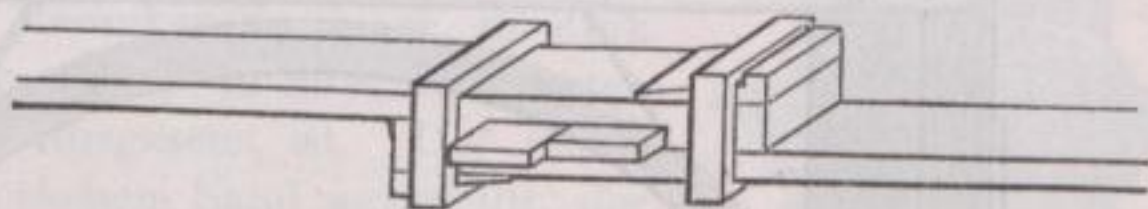


Fig. 93.

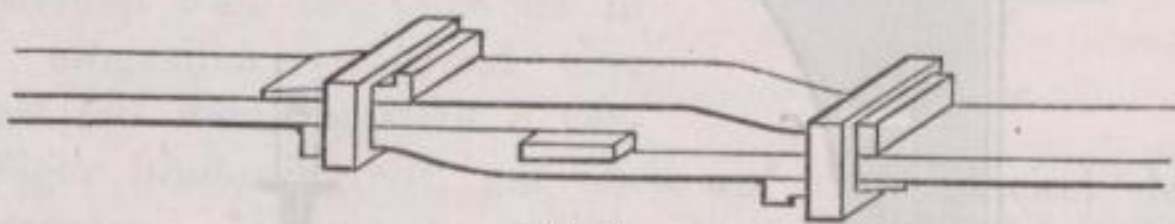


Fig. 94.

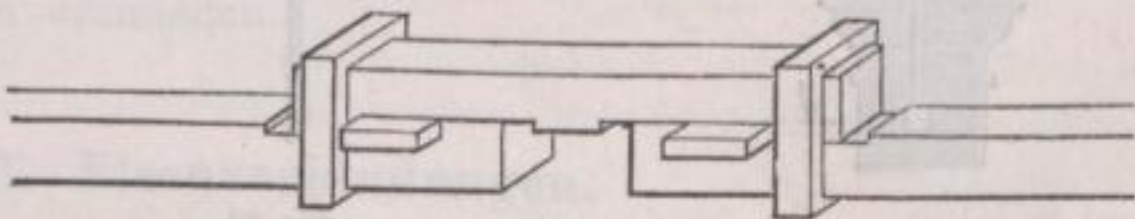


Fig. 95.

*) Rondelet, l'art de bâtir liv. VII Cap. 1.

welche zwei konzentrische Kreise bilden, geschieht mittelst eines kräftigen Keiles, welcher in die betreffende Oeffnung der mittelst zweier eiserner Bügel vereinigten Bandeisen eingetrieben wird. Die Bügel selbst werden dann mittelst an den Enden umgebogener Keile festgespannt.

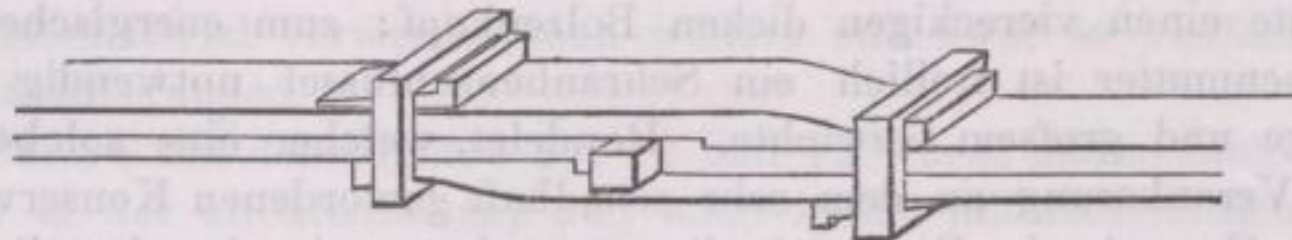


Fig. 96.

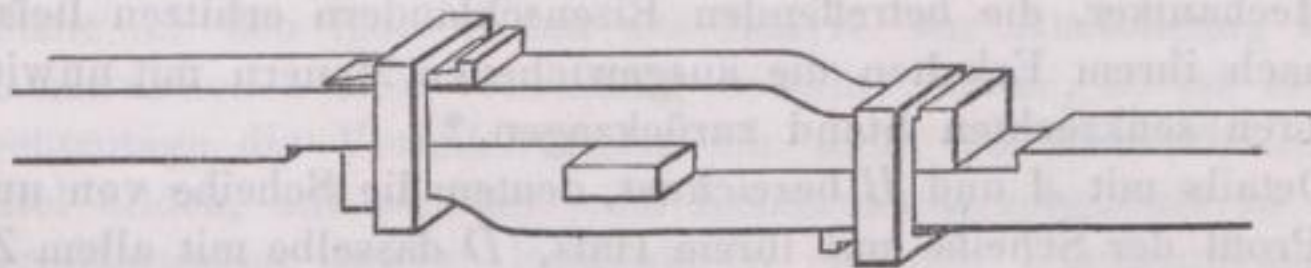


Fig. 97.

Eine weitere Modifikation, Ringschlaudern kräftig anspannen zu können, ist in Fig. 97 dargestellt und bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Ein Beispiel einer neueren Verankerungsmethode giebt die Fig. 98 und handelt es sich hier um eine gewölbte Halle,*) welche eine möglichst statt-

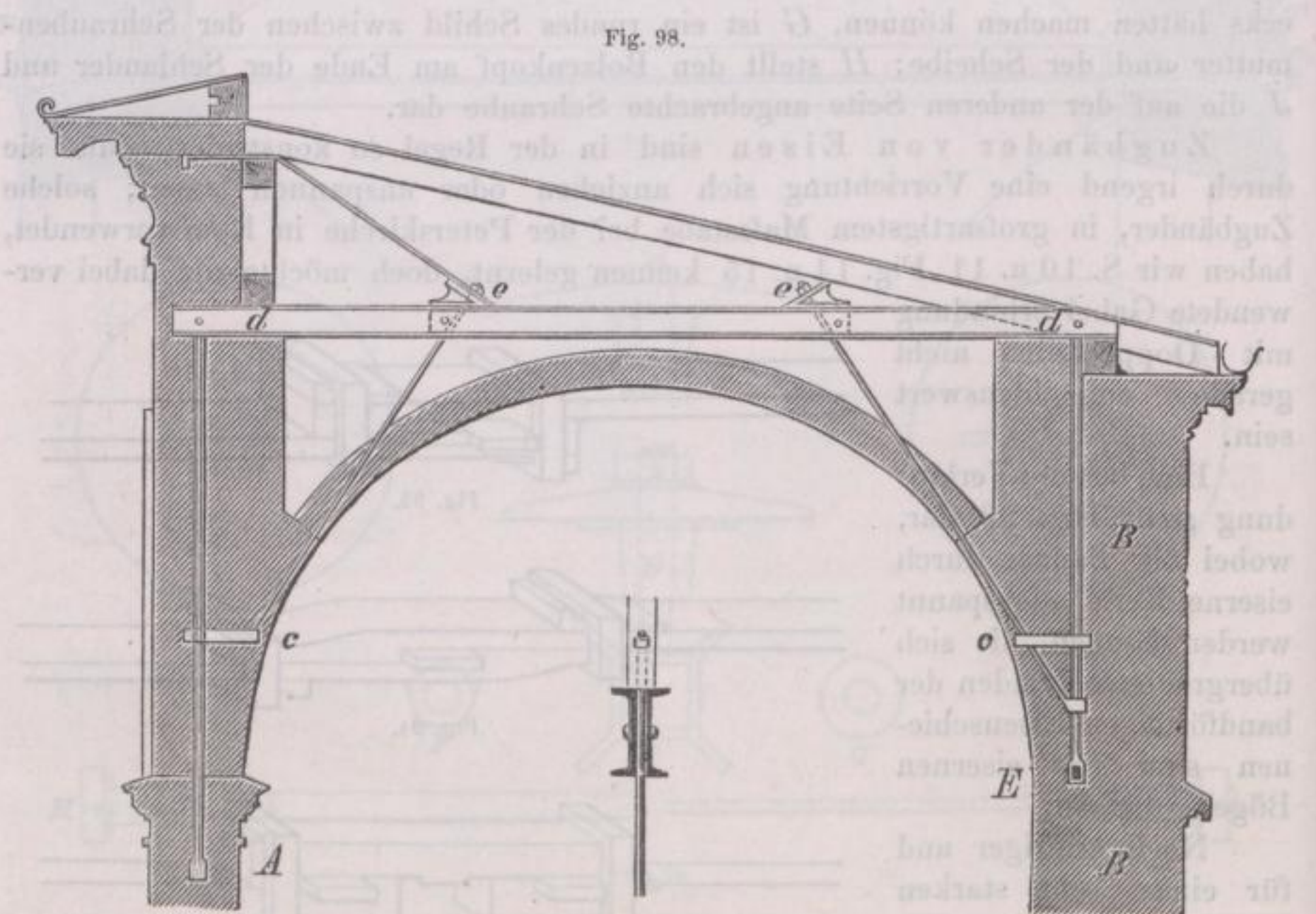


Fig. 99.

liche Höhe ohne große Vermehrung der Kosten erhalten sollte. Statt des Satteldaches wurde zur Ueberdeckung ein Pultdach gewählt.

*) Vergleiche: J. Durm, der neue Friedhof in Karlsruhe, Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. XXX, 1880, S. 3, Bl. 1-9.

Da die mit Rundbögen verbundenen Säulen *A* dem Gewölbeschube den nötigen Widerstand nicht entgegen zu setzen vermochten, so wurde deren Verankerung mit der starken Rückwand *B*, *B* notwendig; diese ist jedoch nicht, wie sie in früheren Architekturen oft sehr störend wirkt, in der Höhe der Kämpfer sichtbar angebracht, sondern verdeckt. Dem entsprechend wurde das Kapitell und der Bogenanfänger sorgfältig durchbohrt, was bei den verwendeten harten Kalksteinen durchaus zulässig erschien; ferner erhielt der Gewölbe-Anfänger eine winkelrechte, auf das Bohrloch gehende Oeffnung, um dort eine eiserne Krampe *c* einzuführen.

Nachdem Kapitell und Anfänger mit eingesteckter Krampe versehen waren, wurde die senkrechte Quadrat-Eisenstange eingeschoben; an letztere ist in der Kämpferhöhe der Rückwand *E* ein horizontaler Zuganker mit Schließe angelegt und außerdem ein festes Eisendreieck angeschweifst, dessen Hypotenuse mit einer starken, über die Winkelspitze hinaus reichenden Oese versehen ist. Das Ganze ist dann sorgsam vermauert. Nachdem die Mauern beiderseits in der Höhe von *dd* aufgeführt waren, wurden nach Fig. 99 (S. 118) zwei gekuppelte \square -Eisen übergelegt, und deren Enden mit den senkrechten Eisenstangen verbolzt. Die Rundeisen-Zugstangen, welche unten in den Krampen befestigt sind, greifen oben in zwei gusseiserne Sättel, welche bei *ee* auf die doppelten \square -Schienen aufgeschraubt sind, wie dies das beigegebene Detail erklärt.

Durch Anziehen und Nachlassen der Zugstangen bei *ee* konnte die Stellung der freistehenden Säulen vollständig regulirt werden.

Die Wölbung wurde erst ausgeführt, nachdem sowohl die Verankerung, als auch der ganze Aufbau mit samt dem Dachstuhle ausgeführt war.

In Fig. 100 ist die Verankerung einer in Zink gegossenen Figur angegeben, welche in ihrer exponierten Stellung dem Sturmwinde ausgesetzt ist. Der Hohlraum der Figur ist mit trockenem Sand ausgefüllt, der reich gegliederte, aus Gufseisen hergestellte Sockel *a* findet seinen Halt an Hausteinen *bb*, die teilweise in den Hohlraum der Figur eingreifen, während eine starke Eisenstange unten fest mit dem Haustein *c* verbunden, durch die ganze Figur hindurchgreift, um oben auf dem Scheitel der Figur bei *d* verschraubt zu werden. Die sonst so störend wirkenden sichtbaren Eisenstangen zur Sicherstellung von freistehenden Figuren sind durch eine solche Anordnung glücklich vermieden.



Fig. 100.

B. Eisenverbindungen.

a. Durch Schweißen, Löten, Kitten.

Schmiedbares Eisen läßt sich durch Schweißen so fest mit einander verbinden, daß die Schweifsstelle die Festigkeit des ganzen Eisens erhält; es gehört hierzu die sogenannte Schweißhitze, wobei das Eisen teigartig erweicht. Beim Schweißen von Schmiedeeisen müssen die zu vereinigenden Flächen mit

einander in metallische Berührung kommen und hat man daher darauf zu achten, daß sich beim Glühen des Eisens kein Oxyd bildet. Das gewöhnliche Mittel, dies zu verhindern, besteht darin, daß man das Eisen vor und während des Ausschmiedens mit reinem feinen Quarzsand (Schweißsand) bestreut, wodurch auf seiner Oberfläche eine leichtflüssige Eisenoxydulschlacke entsteht, welche eine schützende Decke gegen den weiteren Luftzutritt bildet und bei der Bearbeitung durch starke Hammerschläge herausgepreßt wird. Zuweilen setzt man dem Sande etwas Kochsalz zu, oder verwendet gepulverten Lehm, Glasgalle, und für feinere Arbeiten Borax; auch soll das Ueberstreichen der Schweißstellen mit Wasserglas Empfehlung verdienen.

Beim Schweißen von Schweißstahl verfährt man ähnlich, hat aber besonders darauf zu achten, daß die zusammen zu schweißenden Stücke möglichst gut und mit reiner metallischer Oberfläche auf einander passen; als Schweißpulver verwendet man mit Vorliebe den Borax, welcher mit $\frac{1}{10}$ Salmiak zu einer glasartigen Masse zusammenschmolzen wird, und setzt letzterer die gleiche Quantität von gebranntem Kalk bei.

Würde man Flußstahl oder englischen Gufsstahl durch gewöhnliche Schweißhitze und aufgestreuten Schweißsand schweißen, so wird derselbe bei der starken Weißglut weich und mürbe, so daß er den zum Zusammenpressen nötigen Schlag und Druck nicht mehr aushält, sondern berstet. Zugleich würde aber auch der Stahl an Qualität sehr verlieren, indem ihm durch die Einwirkung des Sinters und der Gebläseluft ein Teil seines Kohlenstoffes entzogen wird. Aus diesen Gründen galt besonders der englische Gufsstahl lange für unschweißbar.

Um nun mit Erfolg Flußstahl schweißen zu können, kommt es darauf an, 1. auf der Schweißstelle eine bei niedriger Temperatur — als starker Weißglut — flüssige und schweißbare Schlacke zu bilden und 2. die Beeinträchtigung der Qualität des Stahls durch die Einwirkung des gebildeten Eisenoxyduls in der starken Hitze, d. h. die Entziehung des Kohlenstoffes durch dieses zu verhindern, beziehungsweise den verlorenen Kohlenstoff wieder zurück zu erstatten.

In England betrachtete man geraume Zeit als bestes Schweißmittel für den Gufsstahl das Porzellanpulver, und brachte denselben nach dem Schweißen in ein Gemenge von Unschlitt und Kolophonium, um ihn in warm gemachtem Zustande drei- bis viermal abzukühlen, wodurch der allenfalls in seiner Qualität beeinträchtigte Stahl sein ursprüngliches Korn wieder erlange.

Gegenwärtig betrachtet man als bestes Flußmittel beim Gufstahlschweißen die Borsäure, wie es zum Kupferschweißen die Phosphorsäure ist, und als bestes Mittel, dem Stahl den verlorenen Kohlen- und Stickstoff zurückzugeben, das Blutlaugensalz, auch Ferrocyankalium oder Eisenkaliumcyanür genannt.

Die Borsäure ist ungleich leichter schmelzbar als Porzellanpulver, verbindet sich auch bei niedriger Temperatur mit dem Eisenoxydul zu einer leichtflüssigen Schlacke und schützt so vor weiterer Oxydation; somit wird die Zeit, in welcher die entkohlende Wirkung während der Versinterung des Flußmittels stattfinden kann, wesentlich verkürzt. Das Blutlaugensalz aber giebt dem Stahle den verlorenen Kohlenstoff nebst Stickstoff reichlich wieder zurück.

Als ein vorzügliches Mittel, Gufsstahl zu schweißen, wird von einem Fachmanne ein Gemenge empfohlen, welches besteht aus

64 Tln. Borax,	10 Tln. Blutlaugensalz,
20 „ Salmiak,	5 „ Kolophonium.

Das Ganze wird in Branntwein gekocht, und läßt man es nach vollständiger Einigung langsam trocknen.

Als unmittelbar verwendbares Schweißmittel, durch einfaches Zusammenmischen hergestellt, wird bestens empfohlen:

41,5 Borsäure,	7,6 Kolophonium,
35,0 reines trockenes Kochsalz,	und etwa noch
15,5 bis 26,7 Blutlaugensalz,	3 bis 5 trockenes kohlens. Natron.

Ein längeres Aufbewahren dieses Gemenges ist jedoch nicht rätlich, da eine Zersetzung des Blutlaugensalzes durch die Borsäure, besonders unter Zutritt von feuchter Luft, sich nicht leicht vermeiden läßt.

In einem gewissen Sinne kann auch von dem Schweißen des Gufseisens gesprochen werden, denn wenn man auf eine angewärmte, metallisch reine Stelle eines eisernen Gufsstückes anhaltend einen Strahl flüssigen Gufseisens laufen, und allmählich auf dieser Stelle erkalten läßt, so ergibt sich ein einziges Gufsstück; es lassen sich auf diese Weise durch Bruch beschädigte Teile von Gufsstücken, z. B. abgebrochene Zapfen an Walzen, durch neue ersetzen.

Ob eine Lostrennung der verbundenen Teile nicht dennoch erfolgt, hängt davon ab, daß das flüssig gewesene, also stärker erhitzte Gufseisen in einem anderen Verhältnis schwindet, als die andere starre Masse; auch könnte ein „Abschrecken“ des flüssigen Eisens sich ergeben, indem dasselbe durch Wärmeentziehung seitens der kälteren Masse plötzlich zum Erstarren kommt. Deshalb möchte es eine Hauptbedingung bei dem Schweißen von Gufseisen sein, so lange einen ununterbrochenen Strahl flüssigen Eisens über die zu schweißende Stelle zu leiten, bis die Oberfläche derselben selbst zu schmelzen beginnt.

Dem hämmerbaren Gufs fehlt die Schweißbarkeit vollständig, jedoch läßt sich dieses Metall ausgezeichnet lüten.

Durch das Lüten werden Metallstücke mittelst einer im geschmolzenen Zustande dazwischen gebrachten, leichter schmelzbaren Metalllegierung — Lot genannt — vereinigt; hierbei unterscheidet man je nach der Härte des Lotes Hart- oder Schlaglot und Weichlot.

Beim Gufs- und schmiedbaren Eisen verwendet man wohl in den meisten Fällen das erstere und wählt dazu das sogenannte Kupfer- oder Messinglot; als eine vorzügliche Legierung, welche sich durch besondere Zähigkeit auszeichnet, bezeichnet man ein Gemenge von aus Kupfer, Zink und Silber, z. B. 18 Teile Messing, 4 Teile Zink, 1 Teil Silber.

Die Schlaglote werden entweder feingekörnt zum Gebrauche mit Borax und Salz gemischt, zwischen die zu lötenden Teile gebracht, oder werden in Blech- oder Drahtform als „Lot“ benützt. Die Lötstellen müssen jedoch vorher sorgfältig gereinigt werden, was man durch Befeilen, Beschaben oder Aetzen erreicht, dann aber muß man durch passende Mittel dafür Sorge tragen, daß auch während des Erhitzens die Lötstellen vor dem Oxydieren geschützt bleiben, was man durch Beigabe verschiedener Körper zum Lote zu erzielen sucht.

Beim Hartlöten dient dazu Borax mit oder ohne Kochsalz, der mit dem gepulverten Hartlote gleichzeitig als Brei aufgetragen wird, oder im trockenen Zustande als Streuborax aufgestreut wird. Auch ein Gemenge von Borax, Pottasche und Kochsalz thut gute Dienste und ist billiger.

Die Wirkung beruht teils darauf, in geschmolzenem Zustande den Luftzutritt zu verhindern, teils auf der Lösung gebildeter Oxyde.

Auch Cyankalium allein oder mit Borax gemischt wird zum Lotbeisatz

empfohlen; ersteres schmilzt leicht und hat sich als eines der kräftigsten Reduktionsmittel bewährt.

Wird ein größeres Eisenstück beim Löten von Kohlenfeuer umgeben, oder durch Blasbälge erhitzt, so müssen die der Lötstelle zunächst liegenden Metallflächen durch eine schützende Lehmschichte vor der Oxydation geschützt werden oder man streut zu diesem Zwecke Glaspulver auf das ins Essenfeuer gebrachte Werkstück.

Die zum Löten notwendige Hitze läßt man langsam sich steigern, bis das Aufschäumen des Borax sich vollendet hat; dann facht man das Feuer zu lebhafter Glut an und beobachtet durch eine zwischen den Kohlen gelassene Oeffnung den Augenblick, in welchem das Lot flüssig geworden ist und sich in die Lötstufe gezogen hat; ein an die Glühhitze gewöhntes und zugleich aufmerksames Auge ist notwendig, um vom Löten einen guten Erfolg zu haben.

Die Weichlote, teils aus reinem Zinn, teils aus Zinn-Bleilegierungen bestehend, mit Schmelztemperaturen von 181° bis 91° C., sind für den Gebrauch in Stangenform oder durch Ausgießen auf einen Stein in Plattenform von nahezu 2 mm Dicke gebracht, mitunter auch zu solchen Plättchen ausgewalzt, und können mit Ausnahme von Gufseisen für alle anderen Metalle Verwendung finden.

Beim Weichlöten bedient man sich als Desoxydationsmittel allgemein des Lötwassers, welches meistens aus Chlorzink mit Ammoniak oder Salmiak zusammen gemischt wird; zum Löten selbst bedient man sich des LötKolbens, wobei Gegenstände aus Eisen, Messing u. s. w. zunächst an der Lötstelle verzinkt werden; letzteres kann ebenfalls mit dem Kolben erfolgen, oder durch Eintauchen in geschmolzenes Zinn, oder durch Aufreiben desselben mittelst eines mit Lötwasser befeuchteten Wergbauschens.

Die Eisen- oder Rostkittre beruhen auf der Bildung von basischen Chloriden, beziehungsweise basischen Salzen, und bestehen dieselben hauptsächlich aus Eisenfeilspänen (für feinere Massen aus Eisenpulver oder gepulvertem Gufseisen). Als Zusätze wählt man solche, die Rost bilden oder oxydieren, wodurch eine Volumenzunahme erfolgt und sich die verkitteten Fugen mit einer sehr dichten Masse ausfüllen.

Solche Kitten eignen sich vorzüglich zur Verbindung eiserner Röhren von Wasser- und Dampfleitungen, auch für Wasserbehälter, welche aus Eisenplatten bestehen; ferner zum Einkitten von Stein und Eisen, sowie zur Ausfüllung der Fugen von eisernen Platten und zum Auskitten von schadhafte Stellen in Gufsstücken u. s. w.

Der gewöhnlichste Eisenkitt besteht aus 100 Teilen Eisenfeilspänen mit 1 Teil Salmiak und Anrühren der Mischung mit Wasser oder Essig.

Die Masse wird mit einem stumpfen Meißel fest in die auszufüllenden Fugen eingetrieben und verwandelt sich bald zu einer sehr harten Masse; solche Kitten widerstehen der Einwirkung von Wasser sehr gut und vertragen auch erhebliche Temperatur-Unterschiede.

Aeltere Vorschriften verlangten einen Zusatz von Schwefel, und ist auch ein solcher keineswegs ohne Bedeutung; unter anderen Rezepten wird hauptsächlich empfohlen: 60 Teile Eisenfeilspäne, 2 Teile Salmiak, 1 Teil Schwefelblume; das sich hieraus ergebende trockene Pulver läßt sich in einem geschlossenen Gefäße aufheben und wird, als Kitt verwendet, mit siedendem Wasser zu einem mörtelartigen Brei angerührt. Hat der Kitt Glühhitze auszuhalten, z. B. in Röhrenstücken, welche im Feuer liegen, so wählt man

4 Teile Eisenfeile, 2 Teile schwefelfreien Thon und 1 Teil Chamottmehl und rührt das Ganze mit einer gesättigten Salzlösung zu einem Teige an.

Nach Winkler erhält man einen vorzüglichen Eisenkitt aus 16 Teilen Schmiedeeisenfeilspänen, 3 Teilen gepulvertem Salmiak, 2 Teilen Schwefelblume, eine Mischung, die sich unverändert aufheben läßt; beim Kitten scheuert man die Kontaktstellen vollständig blank und mengt 1 Teil der oben angegebenen Mischung mit 12 Teilen Eisenfeilspänen und soviel mit einigen Tropfen Schwefelsäure versetzten Wassers zusammen, daß eine Art formbarer Paste entsteht.

Für das Verkitten gelten noch folgende allgemeine Regeln: Die zu verkittenden Flächen sollen möglichst genau auf einander passen; die Kittlage muß recht dünn aufgetragen werden, weil sie dadurch leichter erhärtet und keine Risse bekommt, und endlich erscheint es äußerst erwünscht, die gekitteten Gegenstände zusammen zu passen und so lange unter Druck zu belassen, bis die vollständige Erhärtung des Kittes erfolgt ist.

Die eigentlichen Eisenverbindungen, welche die Aufgabe haben, bestimmte, oft sehr verschieden funktionierende Konstruktionsteile mit einander sicher zu verknüpfen, sind äußerst verschieden und zwar unter Berücksichtigung ihrer statischen Anforderungen ausgebildet; man unterscheidet allgemein ihres wesentlich verschiedenen Charakters wegen Gufs- und Schmiedeeisen-Verbindungen.

Bei den ersteren überwiegt, in bezug auf ihre Funktion, die Druckfestigkeit und schliessen sich dementsprechend die Gufseisen-Konstruktionen denjenigen an, welche wir im I. Bande, den Steinkonstruktionen, kennen gelernt haben, während die Festigkeitsverhältnisse des Holzes große Ähnlichkeit mit dem Schmiedeeisen nachweisen.

Betrachten wir dementsprechend zuerst:

b. Die Gufseisenverbindungen,

- und zwar: 1. bei Platten mittelst Flanschen und Bolzen oder durch Ueberblattung unter Anwendung von Bolzen und Keilen;
2. bei Röhren und Säulen mittelst Flanschen und Muffen.

Taf. I stellt in den Figuren 1 bis 6 solche Verbindungen gufseiserner Platten dar; in den Figuren 1 und 2 sind die im rechten Winkel zur Platte stehenden kurzen Flanschen mit Bolzen verschraubt. Die Flanschen sollen in ihren Kontaktflächen möglichst geebnet sein, anderenfalls legt man dünne Blei- oder Zinkplatten dazwischen; zur besseren Verbindung läßt man die Platten, wie dies in den Figuren 3 und 4 angedeutet ist, durch eine Art Feder und Nut in einander eingreifen, so daß der Druck der oberen Platte sicherer auf die untere übertragen wird.

In den Figuren 5 und 6 sind I-förmig gegossene Trägerplatten einmal nach beiden Seiten, das andere mal nur nach einer Seite in ihren Flanschen verbolzt, wobei die Kontaktflächen sich nicht über die ganze Flanschenfläche erstreckt.

Für gufseiserne Röhren, welche Heizzwecken dienen, verwendet man fast ausschließlich die Flanschenverbindungen; Fig. 7 stellt eine solche der einfachsten Art dar. Für Dampfrohre ergibt sich deren Wandstärke nach der Formel $\delta = 12 + 0,02 D$. Als Flanschenhöhe wählt

man $h = 10 + 2,2 \delta$, als Flanschenstärke $s = 1,4 \delta$, während man die Anzahl der Flanschenschrauben erhält durch $a = 2 + 0,02 D$, und die Schraubendurchmesser durch $m = 2 + 1,2 \delta$.

In diesen Formeln bedeutet D den inneren Durchmesser der Röhre, δ die Wandstärke derselben, h die Flanschenhöhe, s die Flanschenstärke, a die Zahl der Flanschenschrauben, m den Schraubendurchmesser.

Soll eine möglichst steife Verbindung gewonnen werden, so läßt sich dies durch eine falzartige Verbindung nach Fig. 10 erreichen.

Eine möglichst vollständige Dichtung dieser Verbindungen wird durch Gummi- und Bleiringe, durch Lederscheiben oder mit Pappe und Oelkitt erzielt, welche zwischen die Flanschen gebracht und mit denselben verschraubt werden.

Die sicherste und einfachste Dichtungsmethode für gußeiserne Wasser- und Gasleitungsrohren besteht jedoch in der Muffen-Verbindung Fig. 9 und ist dieselbe weitaus am meisten im Gebrauch. Sie gewährt bei guter Ausführung absolute Dichtigkeit und ist eine genügende Elastizität in der betreffenden Röhrenleitung vorhanden, so daß allenfalls vorkommende Verschiebungen unschädlich erscheinen; vor allen Dingen aber gestattet diese Verbindungsart ein einfaches Auswechseln schadhaft gewordener Röhrenstücke. *)

Zur Dichtung werden die scharf ineinander geschobenen Röhren mit Wergsträngen bis etwa auf die halbe Muffenlänge verstemmt, um das Eindringen des flüssigen Bleies in die Röhren zu verhindern; da der Wergtring aber mit der Zeit von dem Wasser, welches die Röhren durchströmt, aufgelöst wird und nicht mehr zur Dichtung beiträgt, so ersetzt man die Wergdichtung bei neueren Wasserleitungen durch kalte Bleiringe, welche fest in die Muffen eingetrieben werden, und gießt den übrigen Raum von nahezu 5 cm Höhe mit geschmolzenem Blei aus, welchen Ring man nach dem Erkalten gleichfalls verstemmt. Beim Vergießen wird der vordere Muffenrand mit einem Ringe von formbarem Thon umgeben und die Fugen dicht verstrichen, wobei oberhalb der Muffe ein kleiner Trichter gebildet wird, welcher als Eingufsöffnung dient.

Entwässerungsrohren dichtet man am einfachsten mit Portland-Cement, oder mit entsprechenden Eisen- oder Rostkitten.

Eine Dichtungsmethode und Verbindung von Röhrenleitungen mittelst Ueberschiebmuffen (siehe Fig. 8) ist nur vereinzelt zur Ausführung gekommen; dasselbe ist zu sagen von der Verbindung mittelst zweiteiliger Ueberschiebmuffen, und wird in dieser Beziehung auf den praktischen Maschinenkonstrukteur von Umland 1869, S. 311 verwiesen.

Für gußeiserne Säulen, welche so vielfach in neuester Zeit in Anwendung kommen, spielt die Verbindung des Säulenfußes mit dem Grundmauerwerke eine ganz bedeutende Rolle; der Zweck solcher Verbindungen geht dahin, den durch die Säulen übertragenen Druck gleichmäßig auf eine größere Grundfläche zu verteilen; dann aber ist dahin zu trachten, daß die Säule als fest eingespannt erscheint, um ihre Leistungsfähigkeit als Trägerin bedeutender Lasten zu erhöhen. Am einfachsten wird dies durch eine an die Säule angegossene Bodenplatte erreicht, von welcher eine entsprechende Anzahl von Verbindungsrippen an dem Säulensockel aufstreben; je größer die drückende Fläche der Bodenplatte, je größer die Zahl der kräftig ansteigenden Rippen, und je höher diese an dem Säulenfuß heraufstreben, desto höhere

*) Ueber die üblichen (Normal-) Dimensionen von gußeisernen Flanschenrohren, Krümmern und T-Stücken für Gas-, Dampf- und Wasserleitungen siehe Gottgetreu, Baumaterialien, III. Auflage, 2. Bd. S. 33 u. s. f.

Stabilität wird sich ergeben. Die Figuren 11, 12 und 13 lassen im Grundriss und Aufriss solche Anordnungen erkennen und möchten einen weiteren Kommentar nicht bedürfen.

Bei großen schweren Gufsstücken erscheint es aus Gründen des Transportes, des Aufstellens, ja selbst des Gusses wünschenswert, die Unterlagsplatten gesondert zu gießen, wie dies in den Figuren 14, 15, 16, 17, 18 und 20 dargestellt ist.

In Fig. 14 greift der verstärkte Säulenfuß falzartig in die mit vier aufstrebenden Rippen versehene Unterlagsplatte ein, und ist dadurch gegen ein Verrücken gesichert, in erhöhterem Grade ist dies der Fall in Fig. 15, wo der Säulenschaft mit verstärktem Sockelplättchen tief in die Unterlagsplatte herabgreift und durch acht hoch aufstrebende Rippen verstärkt erscheint. In Fig. 16 ist ein noch kräftigerer Untersatz gewählt, auf dessen cylindrischer Wandung sich der verstärkte Säulenfuß in seiner ganzen Breite aufsetzt; auch hierbei erfolgt die Absteifung des Fußstückes durch acht Rippen, welche nach der quadratischen Bodenplatte mit schräg abfallender Oberkante allmählich auslaufen. In Fig. 20 hat eine runde Säule einen regulär achtseitigen Säulenstuhl erhalten und ist auch hier die Bodenplatte so gestaltet, daß ein Verschieben des Säulenstuhles ausgeschlossen erscheint.

Wenn auch eine Verankerung der Grundplatten mit dem sich darunter befindendem Mauerwerke nicht gerade erforderlich erscheint, so nimmt doch die Säule dadurch eine höchst gesicherte Stellung ein; absolut notwendig ist jedoch eine besondere Befestigung stets dann, wo freistehende und wenig belastete Säulen, beispielsweise bei offenen Hallen, Lagerräumen u. s. w. irgend welchen Erschütterungen oder Stößen ausgesetzt sind. Fig. 13 zeigt, wie die an der Säule selbst angegossene Bodenplatte durch vier Bolzen mit dem Sockelmauerwerk verbunden ist; jeder dieser Bolzen endet im Mauerwerk mit einem Splint und ist oberhalb mit der Bodenplatte verschraubt. Die Figg. 17 und 18 zeigen die Bodenbefestigung, wenn die Unterlagsplatten besonders gegossen sind.

Fig. 17 zeigt einen 20 bis 25 cm langen Schraubenbolzen, welcher mitten durch die Unterlagsplatte hindurch geführt ist und ins untere Werkstück eingreift, wo er an den Ecken aufgeschlagen verkittet oder vergossen ist. Fig. 18 weist eine andere Modifikation auf; hier steht über der mitten durchbohrten Bodenplatte ein gegossener topfartiger Körper mit gleichfalls durchbohrtem Boden; beide werden dann durch einen Schraubenbolzen an das als Fundament dienende Mauerwerk verankert. Durch die angedeuteten Löcher *a* lassen sich in beiden Fällen die Zwischenräume zwischen der Säule und den aufrechtstehenden Stegen, beziehungsweise dem topfartigen Körper mit Portland-Cement oder auch mit Blei ausgießen.

Geben Säulen durch mehrere Etagen hindurch, so ist es nicht ratsam, dieselben durch die betreffenden Gebälke unterbrechen zu lassen und die Säulen einzeln über einander zu stellen. Sehr empfehlenswert ist in solchen Fällen eine Anordnung, wie sie in Fig. 19 angegeben ist; zwischen beiden Säulen befindet sich hier ein cylindrisches Futterstück, welches, in seiner Mitte verstärkt, sich auf das Kapitell der unteren Säule aufsetzt, und im oberen Teile das Sockelstück der aufgesetzten Säule aufnimmt; durch dieses Futterstück erhalten die übereinander stehenden Säulen einen durchaus gesicherten Stand, der allenfalls noch durch einen durchgezogenen Bolzen auch gegen eine denkbare Drehung sich weiters sichern läßt.

Auf die einzelnen Verbindungen, welche notwendig werden, um die Auf-

lagerungsplatten am Kopfe der Säulen mit den hier angewendeten eisernen Trägern zu verknüpfen, werden wir bei der Besprechung der Zwischendecken zurückkommen.

c. Verbindungen bei schmiedbarem Eisen.

1. Feste Stabverbindungen.

Die Verbindungen ähneln wesentlich den Holzverbindungen und werden auch ähnlich bezeichnet.

Handelt es sich darum, zwei Eisenstäbe, ob in wagrechter, lotrechter oder schiefer Richtung verwendet, so zu verbinden, daß der eine Stab die Verlängerung des anderen bildet und die Verbindung auf Zug nicht beansprucht ist, so wählt man wohl:

das gerade Blatt mit senkrechtem Schnitt und umgelegten Hülsen nach Fig. 21,

das schräge Blatt mit schrägem Schnitt und umgelegten Hülsen nach Fig. 22.

Beide Blätter lassen zwar beim allenfallsigen Lockerwerden der Hülsen ein Herausziehen zu, weniger ein Einauseinanderheben in vertikaler Richtung.

Bedeutend widerstandsfähiger gegen Trennung, auch gegen nicht zu starken Zug verwendbar, ist:

das schräge Hakenblatt mit Keil und Hülsen nach Fig. 23.

Soll die Verbindung einer sehr starken Zugspannung widerstehen, so vermeidet man die Verschwächung der Stabverbindung und verwendet nach Fig. 24 das gerade Hakenblatt mit Keil und Hülsen oder konstruiert wohl nach Fig. 25, so daß sich ein segmentförmiges Hakenblatt mit geradem Schnitt, Keil und Hülsen bildet.

Statt der Hülsen ist es in manchen Fällen angezeigt, zur Verbolzung zu schreiten, und ergibt sich dann:

das gerade Hakenblatt mit Keil und Bolzen nach Fig. 26.

Bolzen und Hülsen bei den in Rede stehenden Verbindungen anzuwenden ist bei sorgsamem Konstruieren keineswegs ausgeschlossen und es ergibt sich so:

das gerade Blatt mit abgeschrägten Enden mit Hülsen und Bolzen nach Fig. 27;

das gerade Blatt mit schrägen Schnitten und dreifacher Verbolzung ist in Fig. 28 dargestellt.

Gegen Zugspannung nicht zu empfehlen sind die Verbindungen in Fig. 29 und Fig. 30; erstere eine Verblattung mit Hülsen und Nieten, letztere eine solche mit drei Bolzen.

Bei den Verbindungen 26 bis 30 haben die sämtlichen Verbindungsstellen, der größeren Wirksamkeit wegen, eine Querschnitts-Verstärkung erfahren, und ist das Gleiche der Fall bei den Figuren 31 und 32, Verbindungen, welche man wohl am bezeichnendsten als „gabelförmig“ bezeichnen kann, und zwar die erstere als gerade gabelförmige, die andere als schräge gabelförmige in einander greifende Stabverbindung mit Bolzen.

2. Regulierbare Stabverbindungen.

Hier sind zu nennen:

das gerade Hakenblatt mit Keilen nach der Fig. 33, Taf. II, das verbolzte gerade Hakenblatt mit Keilen nach Fig. 34, wobei, um eine Verlängerung der Stäbe möglich zu machen, die Bolzen sich in elliptisch gebohrten Bolzenlöchern bewegen können.

Zwei gabelförmige Stabverbindungen mit gegeneinander zu treibenden keilartigen Schließsen stellen die Figg. 35 und 36 in geringer Modifikation dar.

Bei runden Stäben läßt sich die Regulierung ihrer Länge durch eine übergeschobene Hülse und entsprechend angeordneten Keilen nach Fig. 37 erreichen, teilweise ist dies auch der Fall durch eine Verschraubung, wie eine solche in Fig. 38 dargestellt ist.

Sehr bequem für die Regulierung von Zugbändern, und eine Drehung der zu verbindenden Teile leicht ermöglichend, gestatten die sogenannten Schraubenschlösser, in ihren verschiedenen Modifikationen in den Figuren 29 bis 40 dargestellt.

Bei allen wird die Verlängerung oder Verkürzung durch Anwendung von Schloß und Schraube dadurch erreicht, daß die Schraube der einen Zugstange rechts, und die der anderen links gewunden ist.

Wird keine zu große Differenz in der Verlängerung bzw. Verkürzung der Zugstangen gefordert, so genügt die durch einen Hebel regulierbare Verbindung in Fig. 29, anderenfalls wählt man die hier folgenden: in Fig. 30 ist das Schraubenschloß ein hohles, in Fig. 31 ein volles mit achtseitigem Querschnitt, und in Fig. 32 ein geschlitztes; alle lassen sich durch Hebel oder Schraubenschlüssel regulieren.

Handelt es sich darum, die Zugstangen in keiner Weise zu schwächen, so wählt man wohl eine kombinierte Verbindung, nach welcher die Zugstangen in die gabelförmig geschlitzten äußeren Schloßteile eingreifen und dortselbst vernietet sind.

3. Feste Gelenkverbindungen

haben den großen Vorteil der leichten Zusammensetzung und Verknüpfung; letztere erfolgt entweder durch Verbolzung oder Vernietung.

Im ersteren Falle lassen sich die Verbindungen, bei möglicherweise eintretender Auswechslung, leichter auseinander nehmen.

Die einfachsten Gelenkverbindungen stellen die Figuren 35 und 36 dar, bei jeder ist nur eine Verbolzung notwendig; mit doppeltem Gelenk werden jedoch Mittelstücke notwendig, welche nach Fig. 37 einfach, nach Fig. 38 aber doppelt sind, aber in beiden Fällen je zwei Bolzen benötigen.

In Fig. 39 ist eine einfache Gelenkverbindung mit Nietern dargestellt.

4. Walzeisenverbindungen (Eisenblech).

Die meisten hierher gehörigen Verbindungen werden durch Vernietung hergestellt, indem die im allgemeinen bolzen- oder zapfenähnlichen Niete durch Stauchung ihres Materials mit anderen Konstruktionsteilen eine feste, unlösliche Verbindung herstellen.

Die im großen als Handelswaare geführten Niete sind cylindrische, an einem Ende mit einem Kopfe, dem „Setzkopfe“ versehene Stücke von Eisen, Kupfer oder auch wohl Messing. Ihre Länge des cylindrischen Teils richtet sich natürlich nach der Dimension der zu verbindenden, meistens plattenförmig entwickelten Konstruktionsteile und muß dieselbe noch um jenen Teil übertreffen, der zu der nachträglichen Bildung des „Schließkopfes“ und zu der gänzlichen Ausfüllung des Nietloches notwendig ist.

Ist die Vernietung eine gewöhnliche, so giebt man den Niete die Formen von Figur 101 oder 102 und nennt sie im letzteren Falle halbversenkte, bzw. total versenkte.

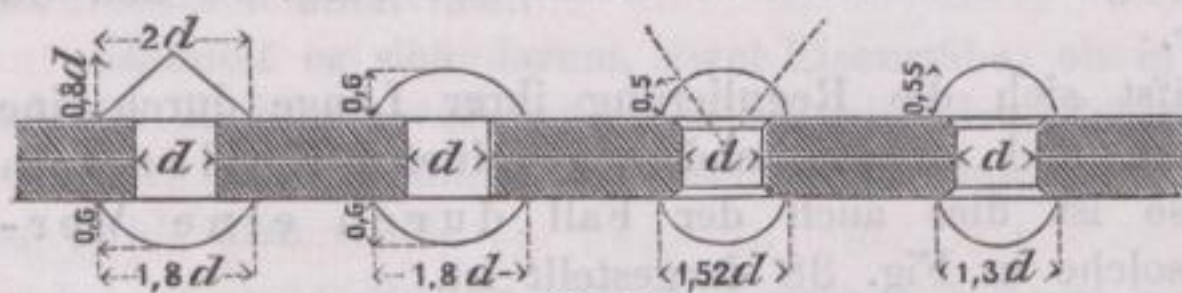


Fig. 101.

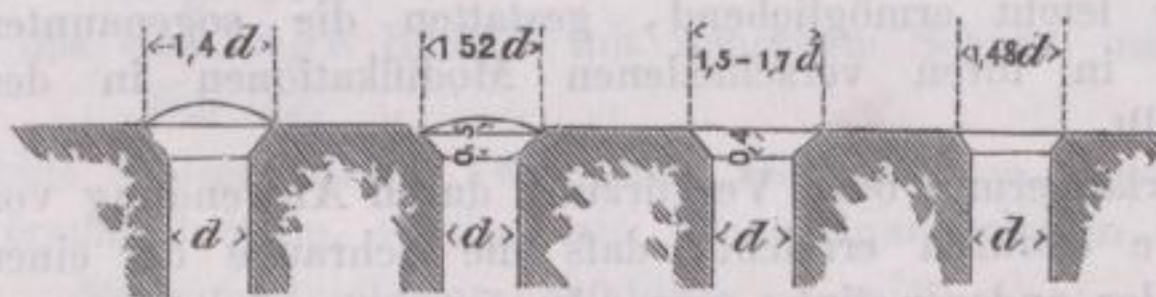


Fig. 102.

Die Niete werden, wenn von Eisen, stets aus dem besten weichen und dehnbaren Material entweder auf kaltem oder heißem Wege hergestellt und verwendet man dazu eigene Nietepressen sehr verschiedener Anordnung.

Das Einziehen der Niete erfolgt entweder mit der Hand, indem das Stauchende der Niete glühend durch die zu verbindenden Teile geschoben, und mittelst des sogenannten Schellhammers der Schließkopf gebildet wird, oder durch Maschinen, welche sehr verschieden konstruiert, durch Schrauben, Kniehebel, Excenter, oder durch Dampf, Luft, auch wohl durch Wasser betrieben werden.

Nur in einzelnen Fällen wird noch ein kaltes Einziehen der Niete beliebt. Die Dichtigkeit findet dann in der Regel durch eingelegte Schnüre statt, was auch bei heiß eingezogenen Niete mitunter angewendet wird.

Nach dem Zweck der Verbindung unterscheidet man nun eine feste Vernietung, wie bei Blechträgern, wo die einzelnen Teile möglichst fest zu verbinden sind; dann eine dichte Nietung, wo die größtmögliche Dichtung verlangt wird; ferner eine feste und dichte Nietung, wie beispielsweise bei Dampfkesseln, und endlich eine bewegliche Nietung, wie dies bei unseren Scheren der Fall ist.

Die Verbindungsstelle, welche diesen Bedingungen zu entsprechen hat, heißt Nietnaht und, wenn ganze Flächen vernietet werden: Gurtungsnietung.

Das Material, aus welchen die Niete hergestellt werden, ist vorherrschend ein sehr gutes, sehniges oder feinkörniges Eisen, seltener Stahl; nur in untergeordneten Fällen und bei Verwendung von kleinen Niete nimmt man Kupfer oder Messing.

Die Länge der Niete darf man nicht zu groß machen, weil sonst ein mangelhaftes Stauchen eintritt; statt langer Niete wendet man besser Schrauben an.

Die durch Nietung zu verbindenden Bleche oder Eisenteile werden in der Regel senkrecht zu ihrer Längenrichtung abgeschnitten und parallel zu diesen Schnitten die einzelnen Nietreihen angeordnet. Ist nur eine Nietreihe mit

ihrer entsprechenden Nietteilung notwendig, so bezeichnet man eine solche als „einreihig“, bei zwei Reihen als „zweireihig“ u. s. f.

Die Beanspruchung der Niete erfolgt auf Zug- oder auf Abscherfestigkeit oder auf letztere allein, im ersteren Falle sind die Niete warm, im letzteren Falle besser kalt oder unter Einwirkung starken ruhigen Druckes einzuziehen.

Nach den Festigkeitsregeln ist eine Nietung um so fester, je weiter die einzelnen stärkeren Niete von einander stehen und um so dichter, je näher die schwächeren Niete angeordnet sind. Es sind deshalb bei festen Nietungen dicke und weitgestellte Niete ($\delta = 2$ bis $2,5 \delta$), bei der dichten schwach und nahgestellte Niete ($\delta = 1,2$ bis $1,5 \delta$) und bei mittlerer Inanspruchnahme, mittlere Verhältnisse ($\delta = 1,75$ bis $2,0 \delta$) anzuordnen, wobei δ der Durchmesser und δ die Blechstärke bedeutet.

Die Entfernung der Niete richtet sich auch nach der Anordnung der Nietnaht und unterscheidet man in dieser Beziehung (siehe Tafel II Figur 40 bis 56):

- Fig. 40. die einfache Vernietung, bei welcher die Bleche durch Ueberplatten mit einer Nietreihe verbunden werden, eine Verbindung, wie sie bei Reservoirs, Kesseln u. s. w. vielfache Anwendung findet;
- Fig. 41. die einfache Laschennietung, wo zwei Bleche stumpf zusammengestossen werden und die Verbindung durch eine aufgelegte Lasche mit je einer Nietreihe erfolgt;
- Fig. 42. die doppelte Vernietung mit Ueberplattung und
- Fig. 43. die doppelte einseitige Laschennietung haben stets zwei Nietreihen, entweder regelmässig nebeneinander stehend, oder im Zickzack angeordnet;
- Fig. 44. die einreihige Doppellaschennietung;
- Fig. 45. die einreihige Kettennietung, wo ein stärkeres Blech mit zwei schwächeren Blechen so vernietet wird, dass das erstere von den beiden letzteren in die Mitte genommen wird;
- Fig. 46. die zweireihige Kettennietung;
- Fig. 47. die zweireihige Doppellaschennietung, bei welchen die einzelnen Nieten auch im Zickzack angeordnet werden können.
- Fig. 48. Vernietung von 2 Winkeleisen, wodurch die einfache T-Form entsteht;
- Fig. 49. Vernietung von 2 Winkeleisen unter Anwendung von Blechbeilagen, wodurch die Kreuzform entsteht.
- Fig. 50. Vernietung von 4 Winkeleisen in Kreuzform;
- Fig. 51. Verlängerung von Winkeleisen durch stumpfen Stofs und Laschennietung;
- Fig. 52. Verlängerung von Winkeleisen durch stumpfen Stofs und vernieteten Deckwinkeln;
- Fig. 53. Verlängerung von Doppelt-T-Trägern unter Anwendung von Stofs und vernieteten Deckplatten in einer Länge bis zu 1,00 m; die zwei vertikal vernieteten Deckplatten werden zusammengenommen etwas stärker als der Steg des doppelten T-Eisens gemacht;
- Fig. 54. Verknüpfung von Doppelt-T-Eisen mit aufgenietetem Winkel, wodurch die Träger gegen Drehung geschützt oder in gleichem Abstände erhalten werden;
- Fig. 55. Verknüpfung von Doppelt-T-Eisen mit aufgenietetem einfachen T-Eisen;
- Fig. 56. Verknüpfung eines größeren mit einem kleineren Doppelt-T-Träger, welche im rechten Winkel gestossen werden, erfolgt am besten durch

doppelte angenietete Winkeleisen; unter Umständen genügt auch die Verwendung von einem Winkeleisen.

Die Nietverbindungen spielen eine Hauptrolle im Maschinen-, Dampfkessel- und Lokomotivbau und sind deshalb vielfach zum Gegenstande der eingehendsten wissenschaftlichen Untersuchung gemacht worden.

Wir beschränken uns darauf auf diese zu verweisen, und geben hier nur die Mittel an die Hand, eine Nietung in bezug auf ihre Festigkeit berechnen zu können; wenn dieselbe einer sehr starken Kraft zu entsprechen hat, kommen hierbei folgende Fälle in Betracht:

1. kann die Beanspruchung bei einer Nietung so groß sein, daß die Niete abgeschert werden,
2. reißt das Blech zwischen den Nieten ab,
3. sind die Niete zu nahe am Rande des Bleches, welches in folge dessen ausschlitzt,
4. ist der spezifische Flächendruck der Niete gegen das Blech so groß, daß ein Stauchen der Nietlochleibung erfolgt.

Bringt man diese vier Möglichkeiten mit dem dafür durch Versuche bestimmten Koeffizienten in Beziehung und rechnet die entsprechenden Dimensionen aus, so wird für eine solche Nietung für sämtliche gefährlichen Stellen gleichzeitig die Bruchbelastung eintreten, also jedenfalls keine Dimension im Verhältnis zu groß werden.

Bezeichnet

- a die Entfernung der Nietmittel, parallel den Blechrändern gemessen,
 b die Entfernung der einzelnen Nietreihen unter sich und auch die Entfernung der ersten Niete vom Blechrand,
 d den Durchmesser der Niete,
 n die Anzahl der Nietreihen parallel zu den Blechrändern,
 m die Anzahl der auf Abscheren in Anspruch genommenen Querschnitte eines Nietbolzens,
 $\Sigma(\delta)$ die Summe aller auf einer Seite der Fugen vorhandenen Blechstärken,
 $\Sigma(\delta_0)$ die Summe aller auf der anderen Seite der Fuge vorhandenen Blechstärken,

so ergeben sich die einzelnen Dimensionen nach den oben aufgestellten Gesichtspunkten folgendermaßen:*)

Die Nietteilung:

$$a = \frac{n m \pi d^2}{4 \Sigma(\delta)} + d = \frac{n m \pi d^2}{4 \Sigma(\delta_0)} + d .$$

Die Entfernung der Nietreihen unter sich:

$$b \geq \frac{a - d}{4} .$$

Der Durchmesser der Niete:

$$d \leq \frac{10,8 \Sigma(\delta)}{\pi m} = \frac{10,8 \Sigma(\delta_0)}{\pi m} .$$

*) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1869.

Das Verhältnis der Festigkeit des durchlochten Bleches zum vollen ergibt sich:

$$\varphi = \frac{a - d}{a}$$

Für leichte Nietungen, d. h. für solche, bei welcher die Bleche in ihrer Längsrichtung entweder gar nicht beansprucht werden, oder doch nicht das Maximum des zulässigen Zuges aufzunehmen haben, treten an Stelle obiger berechneter Formeln empirische, z. B.:

$$\delta = 2 + 3\sqrt{5}; a = 3\delta + 50 \text{ Millimeter.}$$

Lemaître gibt für die einfache Nietung:

$$\delta = 4 + 1,5\delta$$

$$a = 10 + 2d$$

$$b = 1,5d$$

Für zweireihige Nietung, wenn die Reihen zickzackartig angeordnet sind, kann für a derselbe Wert gesetzt werden, wie für die Kraftnietung angegeben wurde (Fig. 103):

$$a = 0,785 \frac{\delta^2}{\delta} + d$$

a_1 nimmt man dann:

$$a_1 = 2a - d$$

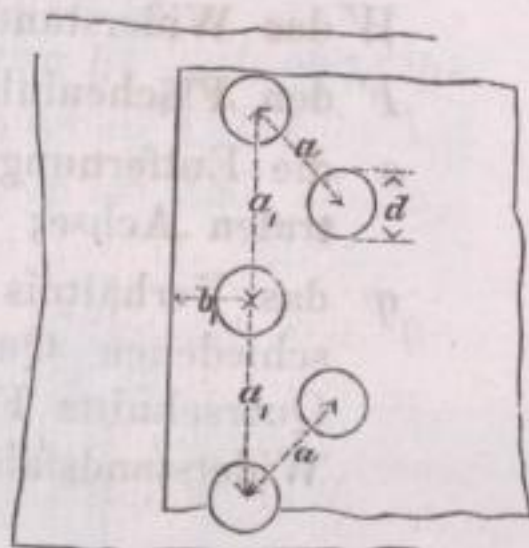


Fig. 103.

C. Das Eisen als Hilfsmaterial.

Als Ersatz der Mauerbögen, Auswechslungen von äußeren und inneren Wandungen, nachträglichen Ladeneinrichtungen, Deckenbildungen, Treppen, Balkons und Erker.

Die große Vorliebe für den scheinrechten Bogen sowohl in Hau- als auch in Backsteinen hat schon frühzeitig Konstruktionen hervorgerufen, die als „verkünstelt“ bezeichnet werden müssen und namentlich war dies der Fall dann, wenn man es mit größeren Spannweiten zu thun hatte.

Die Einführung des Gufseisens in unsere Bautechnik hatte eine wesentliche Vereinfachung der Konstruktion scheinrechter Bögen im Gefolge; wenn auch heutzutage die Träger von schmiedbarem Eisen die aus Gufseisen hergestellten nahezu ganz verdrängt haben, so möchte es doch wünschenswert erscheinen, die ältere Konstruktion wenigstens in ihren Hauptzügen kennen zu lernen.

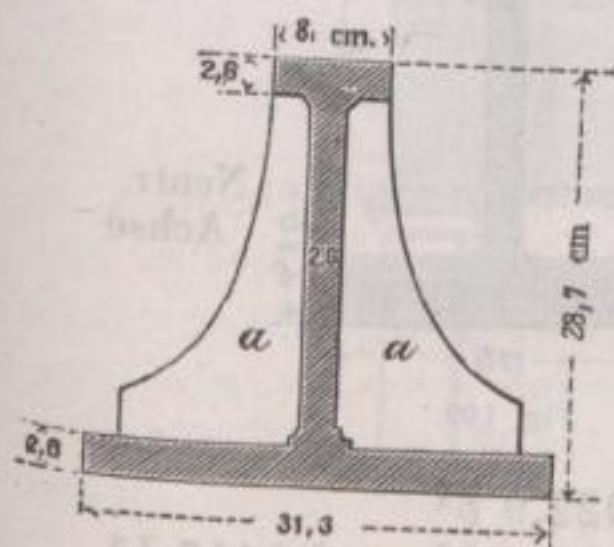


Fig. 104.

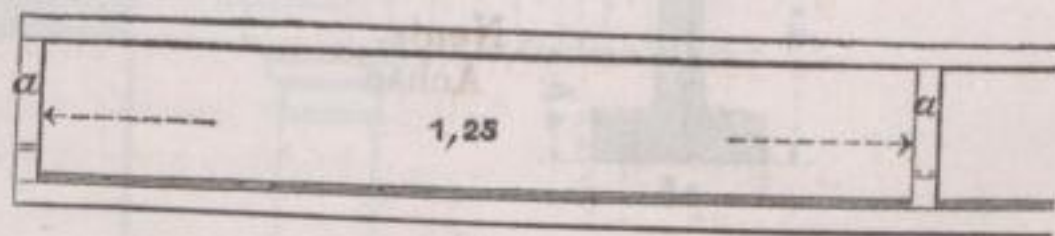


Fig. 105.

Die rationellste Form solcher Träger ist in Fig. 104 im Querschnitt und in Fig. 105 in der Ansicht dargestellt; sie entsprechen der Bedingung eines

gleichen Widerstandes und werden sowohl an beiden Auflagerenden, wie auch dazwischen in Entfernungen bis 1,50 m mit angegossenen Rippen aa versehen, um die Seitensteifigkeit des Trägers zu erhöhen. Diese Träger nach oben hin, nach dem Prinzip des gleichen Widerstandes parabolisch zu begrenzen, hat für ihre praktische Verwendung keinen Zweck.

Als vorteilhafte Formen für gusseiserne Träger haben Moll und Reuleaux folgende Querschnitte angegeben, wobei angenommen ist, daß die Träger mit ihren Enden auf Stützen frei aufliegen. In den beigegebenen Berechnungen bezeichnet:

- t das Trägheitsmoment,
- W das Widerstandsmoment,
- F den Flächeninhalt,
- a die Entfernung der am stärksten gedrückten Fasern von der neutralen Achse; während
- φ das Verhältnis ausdrückt, in welchem die Flächeninhalte der verschiedenen Querschnitte zum Inhalt des als Einheit angenommenen Querschnitts Fig. 106 stehen, wenn sämtliche Querschnitte dieselbe Widerstandsfähigkeit haben.

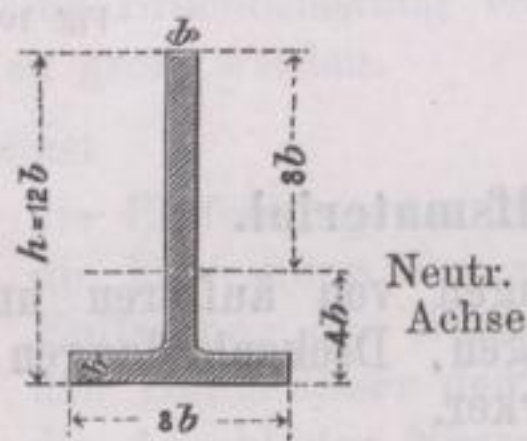


Fig. 106.

$$\begin{aligned} t &= 278,3 b^4 \\ W &= 34,8 b^3 = 0,0201 h^3 \\ F &= 19 b^2 = 0,132 h^2 \\ a &= 8 b; \varphi = 1,0 \end{aligned}$$

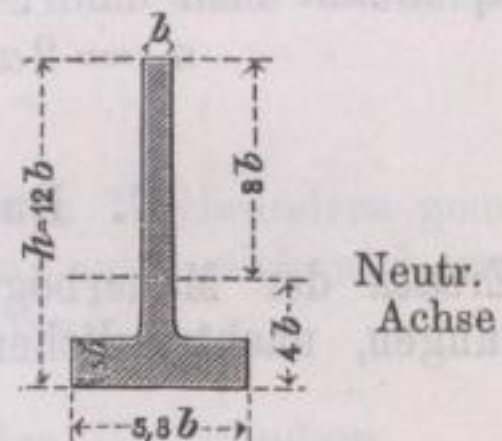


Fig. 107.

$$\begin{aligned} t &= 269,4 b^4 \\ W &= 33,675 b^3 = 0,0195 h^3 \\ F &= 19,2 b^2 = 0,133 h^2 \\ a &= 8 b; \varphi = 1,028 \end{aligned}$$

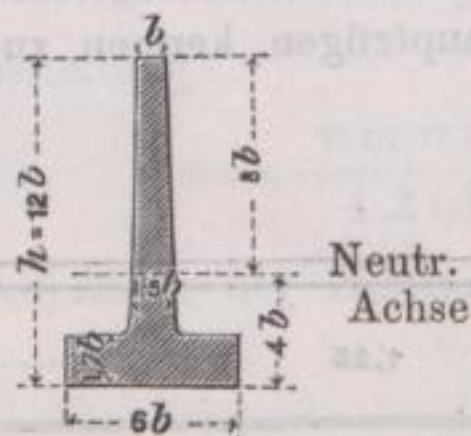


Fig. 108.

$$\begin{aligned} t &= 294,84 b^4 \\ W &= 36,85 b^3 = 0,0213 h^3 \\ F &= 23,075 b^2 = 0,1602 h^2 \\ a &= 8 b; \varphi = 1,19 \end{aligned}$$

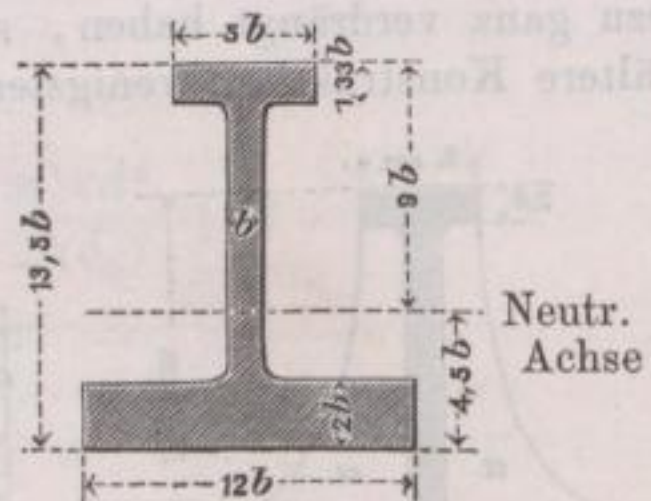


Fig. 109.

$$\begin{aligned} t &= 922,9 b^4 \\ W &= 102,4 b^3 = 0,0417 h^3 \\ F &= 40,82 b^2 = 0,224 h^2 \\ a &= 9 b; \varphi = 1,04 \end{aligned}$$

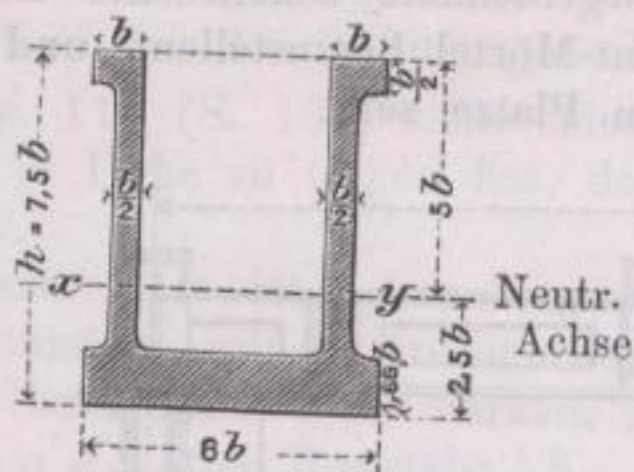


Fig. 110.

$$t = 80,288 b^4$$

$$W = 16,075 b^3 = 0,03806 h^3$$

$$F = 13,3 b^2 = 0,24 h^2$$

$$a = 5 b; \varphi = 0,91 .$$

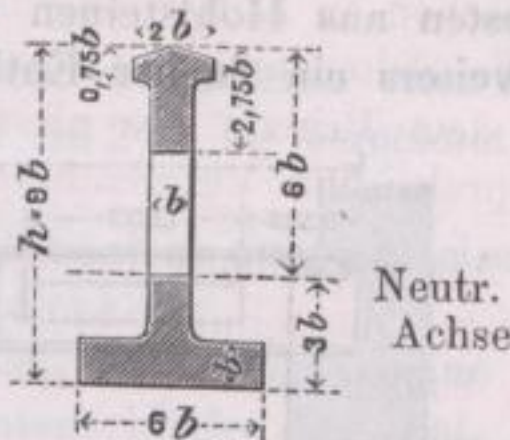


Fig. 111.

$$t = 118,656 b^4$$

$$W = 19,776 b^3 = 0,0271 h^3$$

$$F = 10,5 b^2 = 13 h^2$$

$$a = 6 b; \varphi = 0,67 .$$

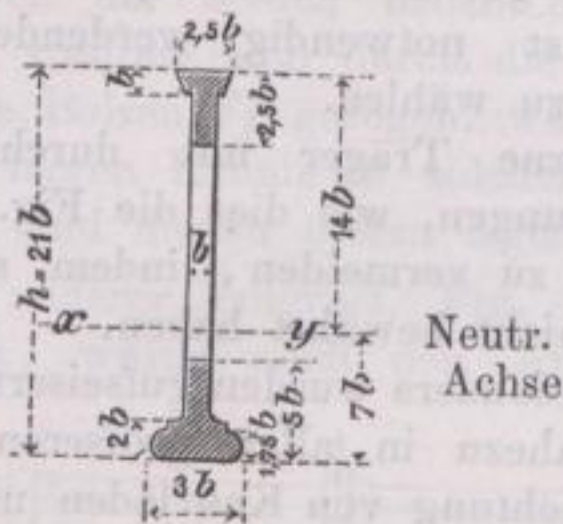


Fig. 112.

$$t = 2318,15 b^4$$

$$W = 144,884 b^3 = 0,0105 h^3$$

$$F = 23,891 b^2 = 0,0415 h^2$$

$$a = 16 b; \varphi = 0,483 .$$

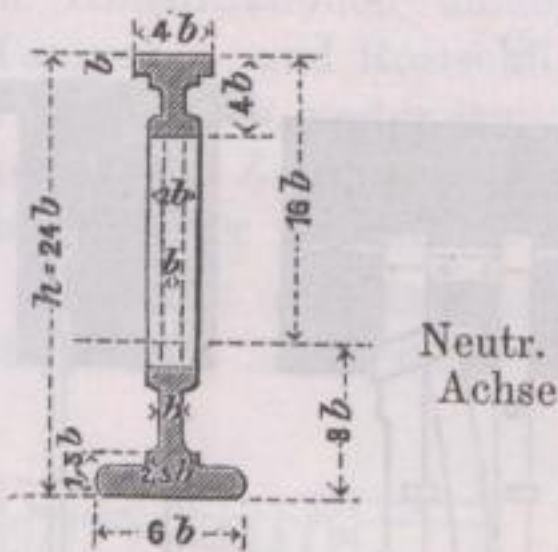


Fig. 113.

$$t = 1202,08 b^4$$

$$W = 85,863 b^3 = 0,0093 h^3$$

$$F = 16,9 b^2 = 0,0383 h^2$$

$$a = 14 b; \varphi = 0,483 .$$

Praktische Verwendung der gusseisernen Träger.

Wie solche Träger früher vielfache Verwendung gefunden haben, möge aus dem folgenden klar werden.

In Fig. 114 ist eine 2 1/2 bis 3 Stein starke Frontmauer im Querschnitte

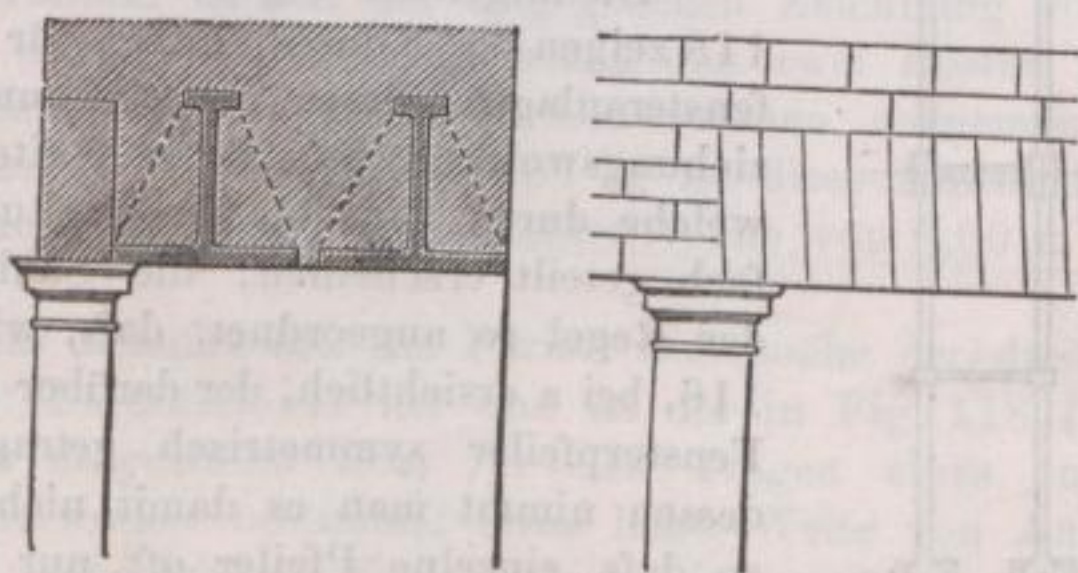


Fig. 114.

dargestellt und dienen 2 nebeneinander gelegte Träger dazu, den sonst notwendig werdenden schiefechten Bogen aus Stein zu ersetzen.

Als Auflager für den Gusseisenbalken genügt in den meisten Fällen 25

bis höchstens 30 cm; der im Aeufseren vorgeblendete schieftrechte Bogen ist am besten aus Hohlsteinen in Portlandement-Mörtel herzustellen, und möchte hier weiters ein flacher Entlastungsbogen am Platze sein.

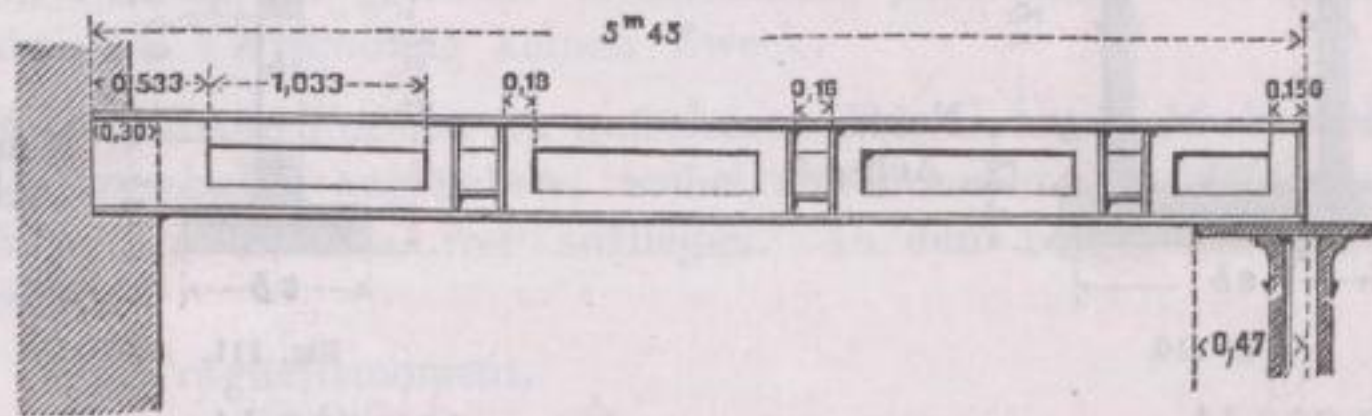


Fig. 115.

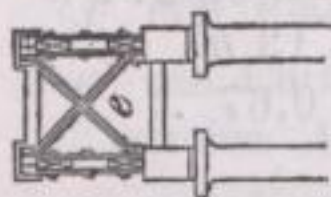


Fig. 116a.

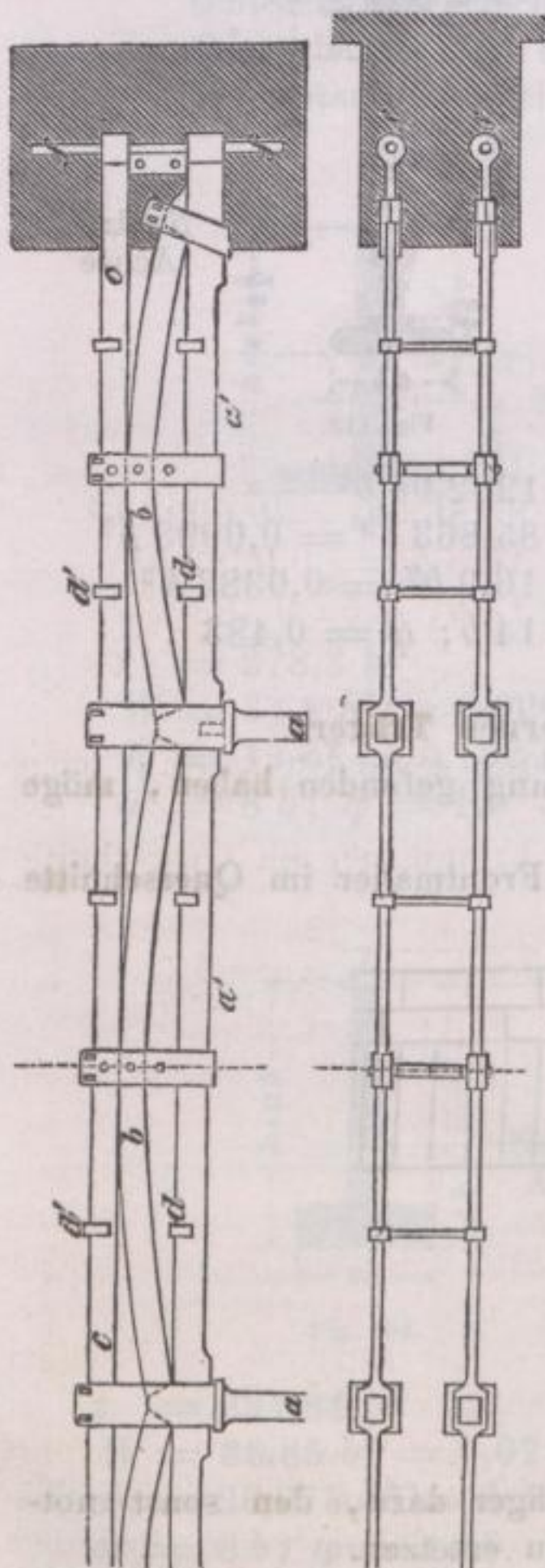


Fig. 116.

Bei Mauern von $1\frac{1}{2}$ oder 1 Steinstärke hat man sich meistens damit begnügt, einen einfachen gusseisernen Träger als Ersatz für die sonst notwendig werdende Bogenkonstruktion zu wählen.

Gusseiserne Träger mit durchbrochenen Vertikalwänden, wie dies die Fig. 115 andeutet, sind zu vermeiden, indem sie in der Praxis sich nicht bewährt haben.

Ganz besonders wurden gusseiserne Träger, und zwar nahezu in allen größeren Städten, bei der Einrichtung von Kaufläden mit großen Schaufenstern zur Anwendung gebracht, wobei lichte Weiten von 3,00 m, ja sogar solche von 4,25 m, jedoch nur ausnahmsweise vorkamen.

Die Bestrebungen, in den frequentesten Straßen von Paris größere Oeffnungen für Kaufläden herzustellen, und darüber wohl 6 bis 8 Etagen hohe Frontmauern aufzuführen, machten sich schon in den zwanziger Jahren geltend und bildeten die aus diesen Bedingungen hervorgegangenen Konstruktionen eine besondere Eigentümlichkeit der Pariser Privathäuser.

Die folgenden Figuren 116, 116a, 117 und 118 zeigen die Konstruktionen für solche Schaufensteranlagen, deren Hauptöffnungen 3,30 beziehungsweise 3,90 m lichte Weite besitzen, und welche durch Einstellen von Säulen wohl dreifach geteilt erscheinen; die Säulen werden in der Regel so angeordnet, dafs, wie dies in Fig. 116, bei a ersichtlich, der darüber sich erhebende Fensterpfeiler symmetrisch getragen wird, indessen nimmt man es damit nicht allzu genau, so dafs einzelne Pfeiler oft nur seitlich unterstützt erscheinen.

Die hierbei verwendeten Konstruktionsarten sind unter dem Namen „Pariser Roste“ vielfach in unsere Lehrbücher für Bau-

konstruktion übergegangen und sind, wenn auch nur in vereinzelt Fällen, in Deutschland zur Ausführung gekommen.

Fig. 116 (S. 134) stellt einen eisernen Tragrost vor, welcher eine Mauer von 20 m Höhe zu tragen hat, deren Gewicht auf 66 200 kg berechnet worden war.

Dieser Rost ist 6,4 m lang und durch je 2 Säulen aus Gufseisen *aa* gestützt und an seinen Auflagern mit der Mauer verankert.

Er besteht aus zwei starken, gekuppelten Rosten, wovon jeder eine Rostschließe *a'a'*., drei Roststäbe *bb'*.. und eine Tangentschließe *cc'*.. hat. Oberhalb der Säulen sind die Roste mit breiten Schienen umlegt und auch je in der Mitte der Bögen durch starke Bänder zusammengehalten.

In gewissen Intervallen von 1,0 bis 1,30 m liegen die Zwischenbänder, und zwar die einen *dd'* über die Rost-, die anderen *d'd'* über die Tangentschließens, um das seitliche Ausweichen zu verhindern, was noch energischer erreicht wird durch die bei *e* sichtbar dargestellten Kreuzbändern, welche ein Verschieben der beiden neben einander liegenden Konstruktionen unmöglich machen. Endlich sind durch die Endungen der Tangentens- und Rostschließen senkrechte Bolzen *ff'* gezogen, welche sie mit dem Mauerwerk verbinden.

Die leeren Räume in solchen Tragrosten werden mit Ziegeln oder Gips ausgefüllt und dienen hierzu eigens geformte Hohlsteine oder Töpfe.

Ein anderer Tragrost, Fig. 117 im Aufrifs, Grundrifs und Durchschnitt dargestellt, wurde nach den Angaben des viel bekannten Architekten Callet

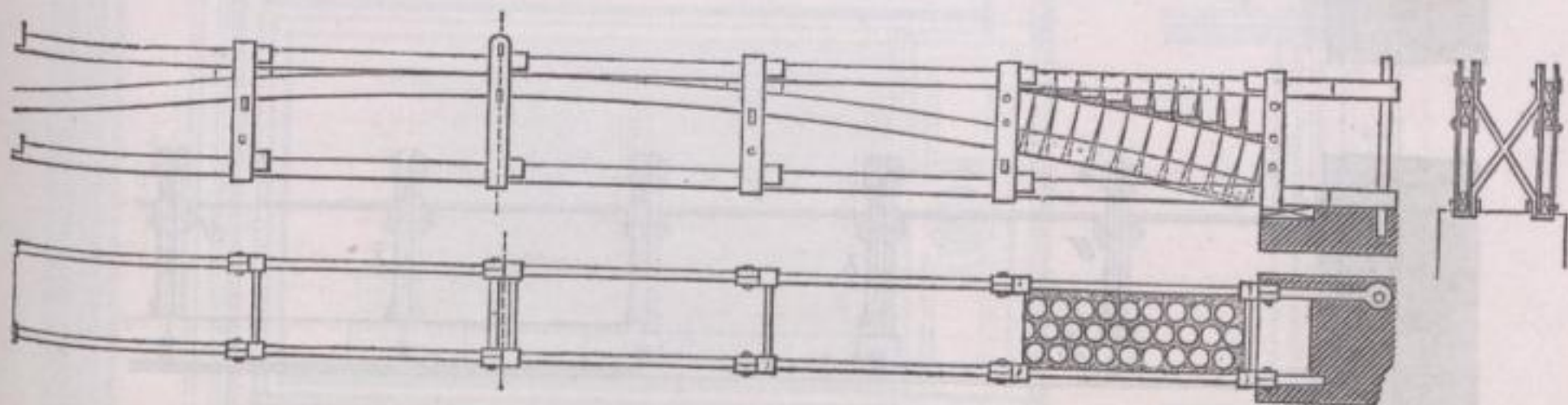


Fig. 117.

ausgeführt und besteht gleichfalls aus zwei verkuppelten Rosten, welche sich jedoch dadurch von dem eben beschriebenen unterscheiden, daß jeder nur einen Rostbogen hat, welcher die ganze Länge der Maueröffnung einnimmt. Ihre weitere Konstruktion ist aus der beigegebenen Zeichnung völlig ersichtlich und sei nur noch erwähnt, daß die zwischen den zwei Rosten befindlichen Räume durch Hohlsteine von verschiedenen Dimensionen ausgemauert sind. Bei der enormen Belastung von nahezu 60 000 kg ist diese Konstruktion als besonders kühn zu bezeichnen, da bei einer lichten Weite von 6,00 m jede weitere Stütze vermieden ist.

Ein drittes Beispiel aus der Pariser Bauepoche der dreißiger Jahre stammt vom Architekt Bartaumieux her und ist der in Fig. 118 (S. 136) im Aufrifs und Grundrifs dargestellte Rost für das Tragen eines auf 104 430 kg geschätzten Mauerwerkes bestimmt; seine lichte Weite von Auflager zu Auflager beträgt 5,0 m; eine weitere Erklärung scheint unnötig.

Eines der größten Bogensprengwerke, das je im Hochbaue ausgeführt wurde, befindet sich im Hof- und Nationaltheater Münchens und wurde dasselbe von Leo v. Klenze nach dem Theaterbrande vom Jahre 1823 über dem Proscenium konstruiert; es hat eine lichte Weite von 15,00 m und trägt eine

Mauer, welche die Höhe von nahezu 10,5 m besitzt. Auf dieses außerordentlich gut sich bewährt habende Eisengesprenge wird hier verwiesen und wurde dasselbe im Jahrgange 1841 in der Försterschen Allgemeinen Bauzeitung veröffentlicht.

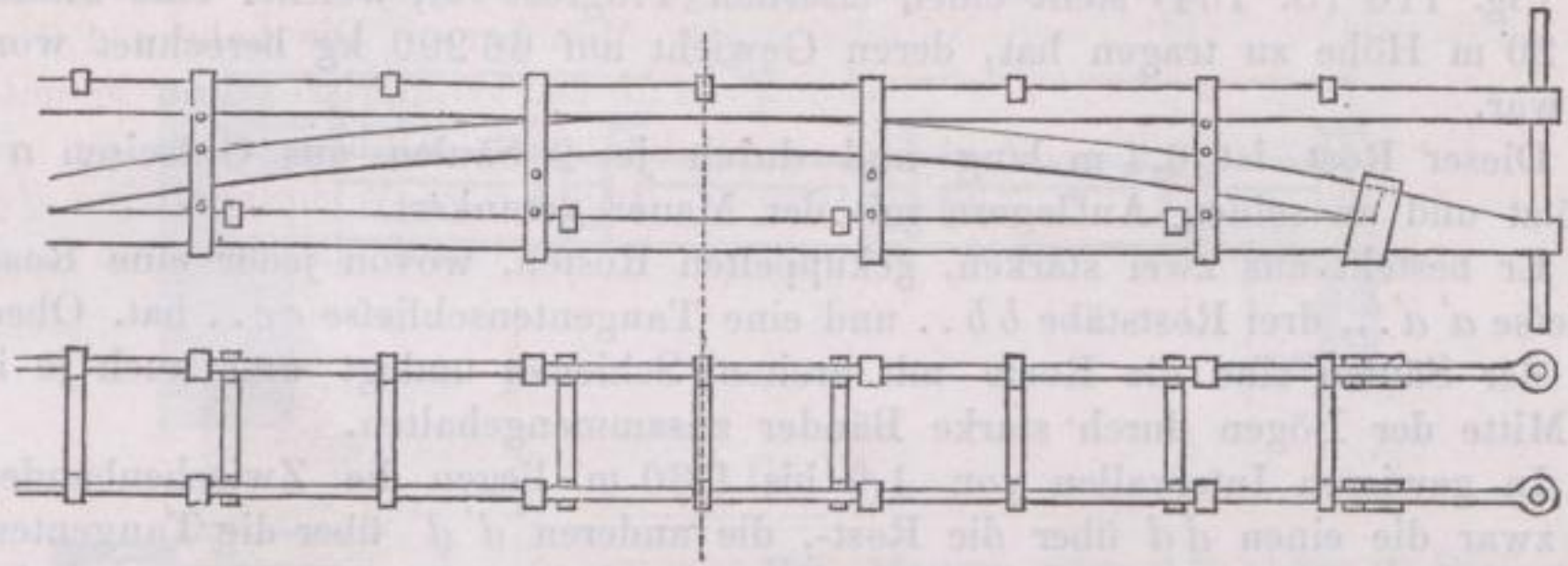


Fig. 118.

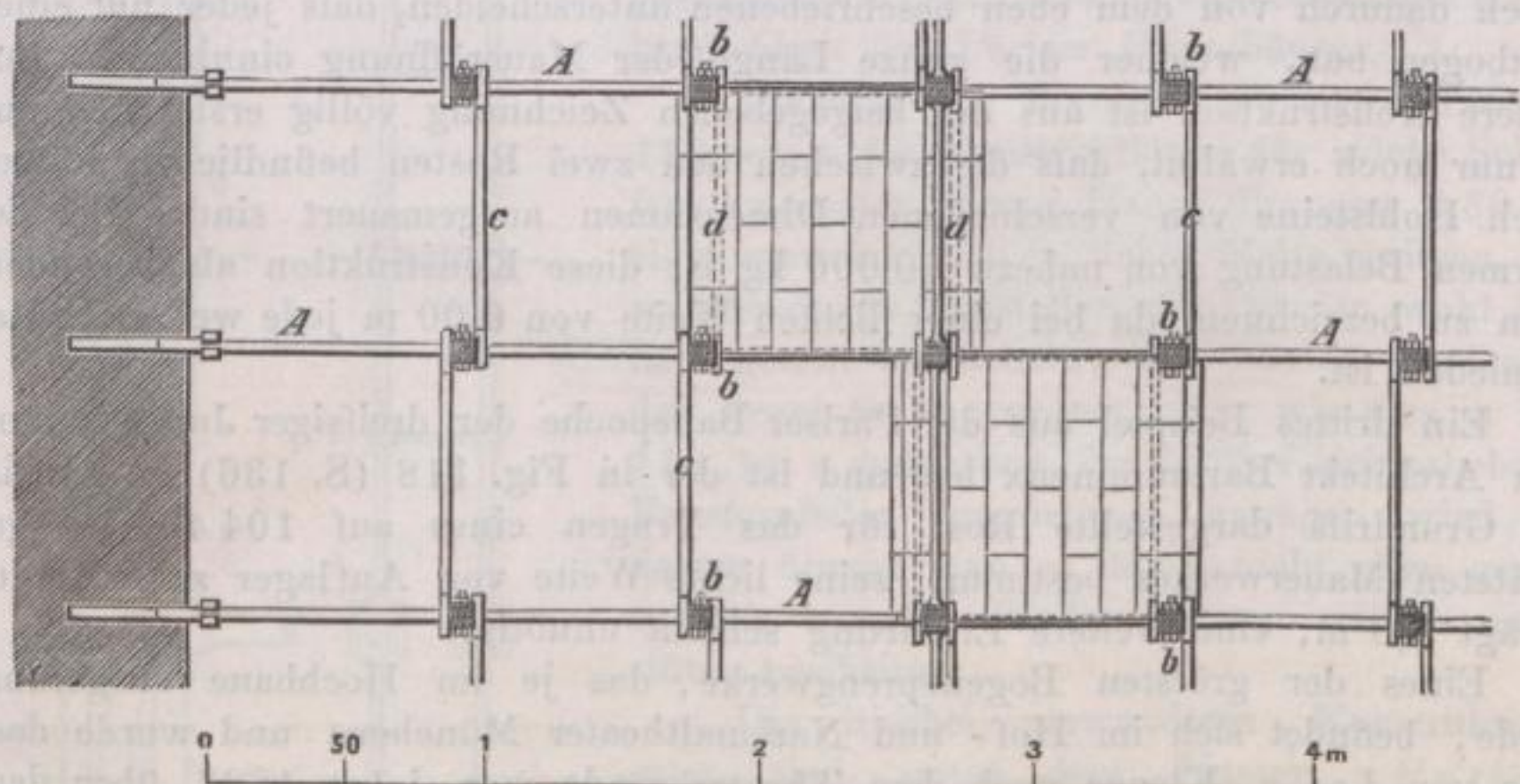
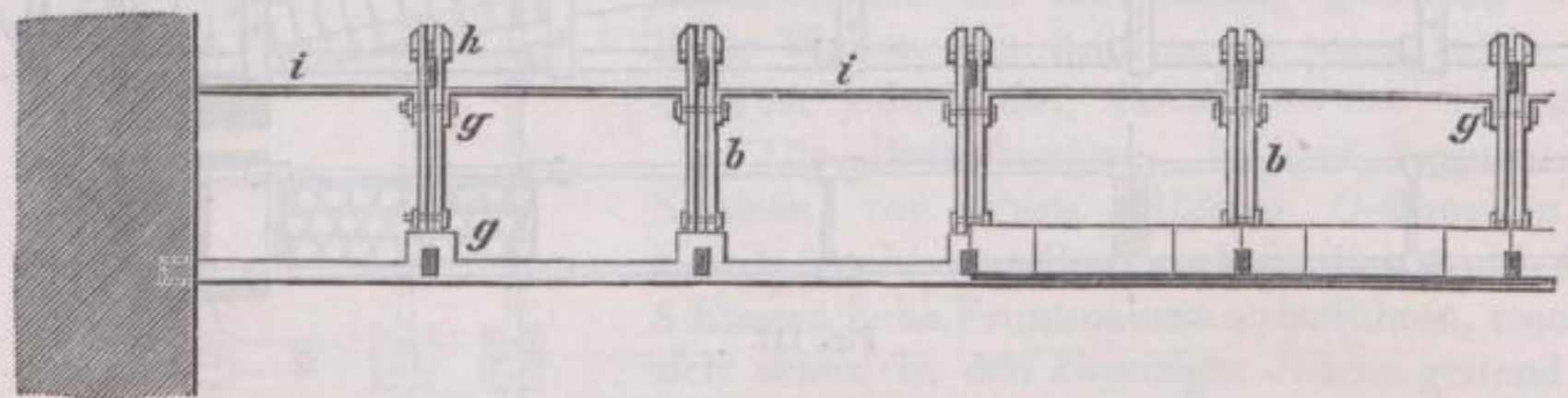
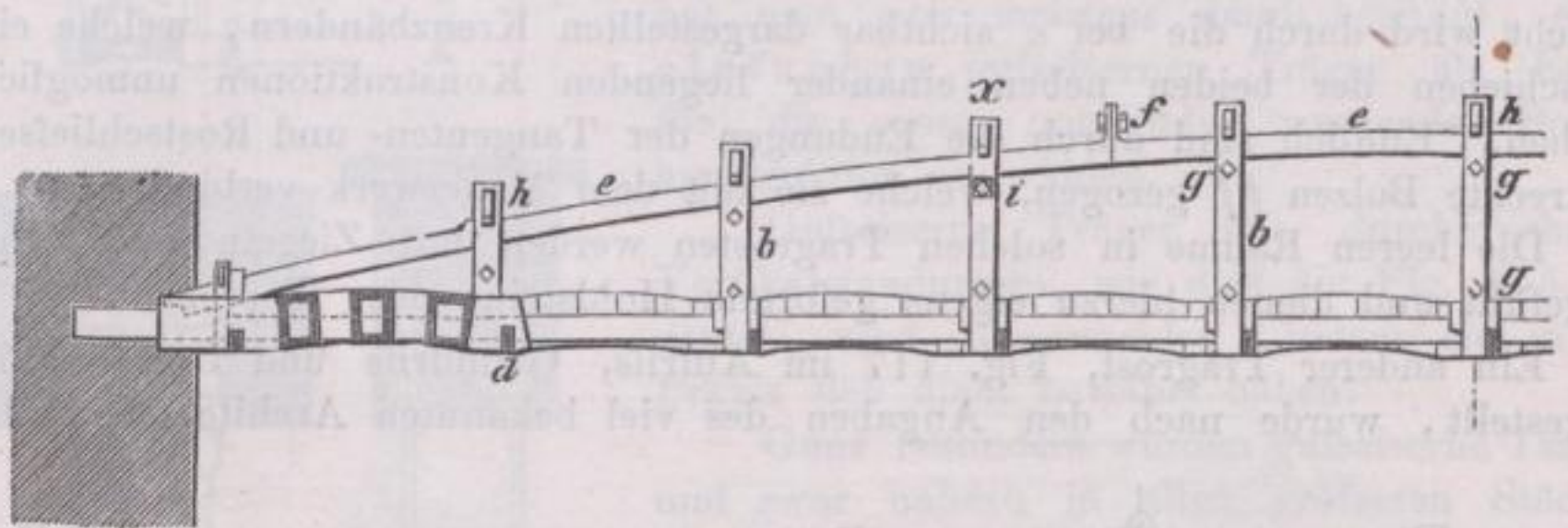


Fig. 119.

Aehnliche Bogensprengwerke, wie die oben besprochenen, sind auch für die Anordnung ganzer Decken verwendet und möge hierfür Fig. 119 (S. 136) als Beispiel gelten. Die aus Hohlsteinen hergestellte Decke befindet sich über dem Musiksaale im Hof- und Nationaltheater Münchens. Die nahezu 1,0 m von Mitte zu Mitte angeordneten Gesprenge *AA* (im Grundrisse) sind je mittelst 11 Hängebändern *bb* verschraubt, und durch die Einhängeeisen *cc* mit einander verbunden. Eigens geformte hohle, kastenartige Widerlagesteine *dd* werden von den Einhängeeisen *cc* getragen, oder sind auf die letzteren auf-

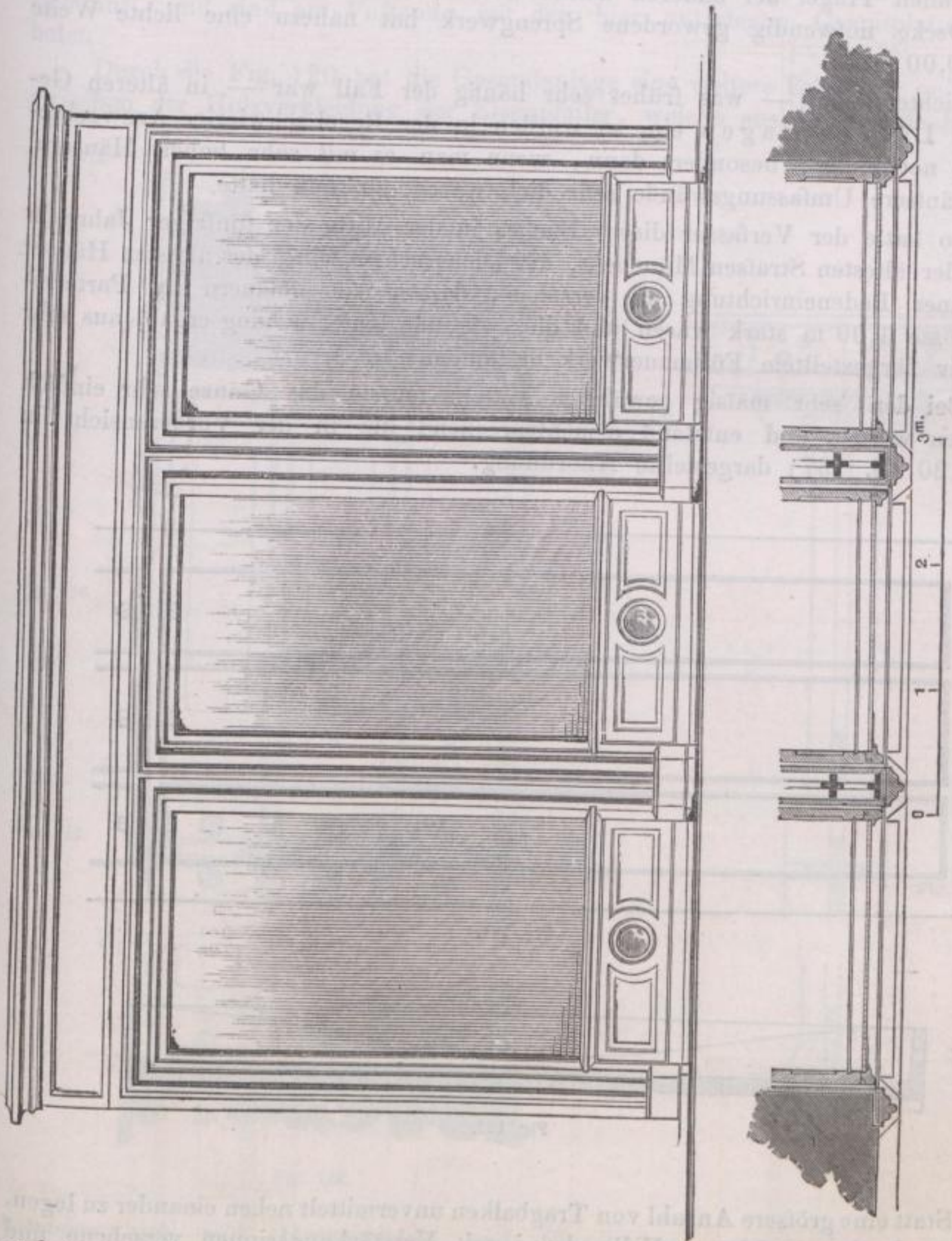


Fig. 120.

geschoben, während 5 andere ähnlich geformte Hohlsteine zwischen dieselben mit geringem Bogenstich eingewölbt sind. Damit die Einhängeeisen eine horizontale Abgleichung der Decke ermöglichen, müssen sie abgekröpft werden, wie dies auch in unserer Figur (S. 136) erkennbar ist.

Die Bogenschiene des Gesprenges *ee* besteht aus je drei Teilen, welche mit den Schrauben *ff* fest zusammengefügt sind, während die Hängebänder bei *gg* mit einander verschraubt wurden.

Die Hängeeisen, welche über die Bogenschiene hinausreichen, werden dann weiters mit Beilageeisen und Keilen zusammengetrieben. Um die einzelnen Gesprenge inniger mit einander auch seitlich zu verbinden, dienen die Zugstangen *i*, welche in dem Gesprenge bei *x* sichtbar sind, und sich in dem entsprechenden Träger der anderen Hälfte wiederholen; das hier für eine feuerfeste Decke notwendig gewordene Sprengwerk hat nahezu eine lichte Weite von 10,00 m.

Richtete man — was früher sehr häufig der Fall war — in älteren Gebäuden Ladenanlagen ein, so wurden in der Regel schwierige Auswechslungen notwendig, besonders dann, wenn man es mit sehr hohen Häusern, deren äußere Umfassungswände sehr dick waren, zu thun hatte.

So hatte der Verfasser dieses Buches in der Mitte der fünfziger Jahre in einer der ältesten Strafsen Münchens, der Dienersgasse, eines der ältesten Häuser mit einer Ladeneinrichtung zu versehen, dessen Außenmauern im Parterre-Geschosse 1,00 m stark waren und die, wie eine Untersuchung ergab, aus sehr primitiv hergestelltem Füllmauerwerk bestanden.

Bei den sehr mäfsig gewährten Mitteln mußte das Ganze sehr einfach gehalten werden und entstand dementsprechend die in der Vorderansicht in Fig. 120 (S. 137) dargestellte Anordnung.

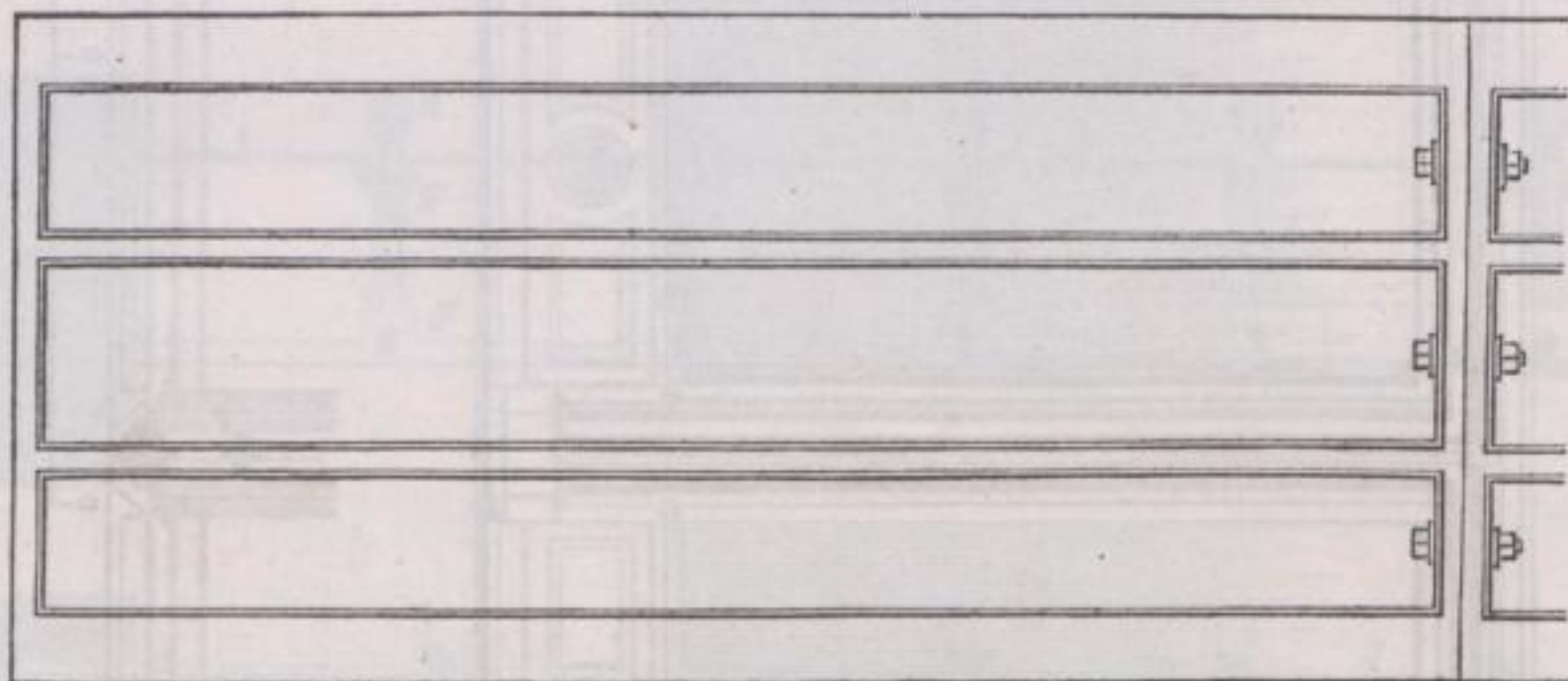


Fig. 121.

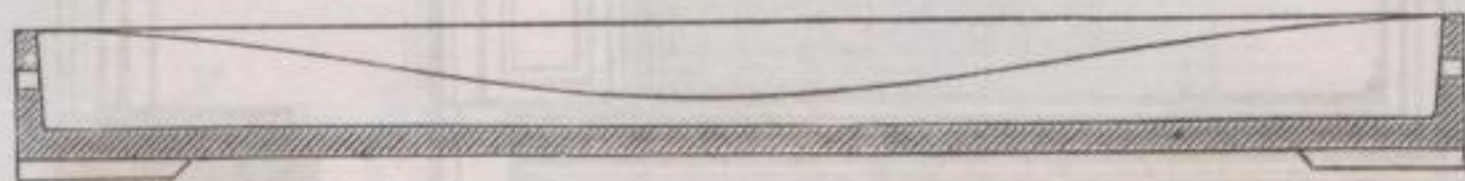
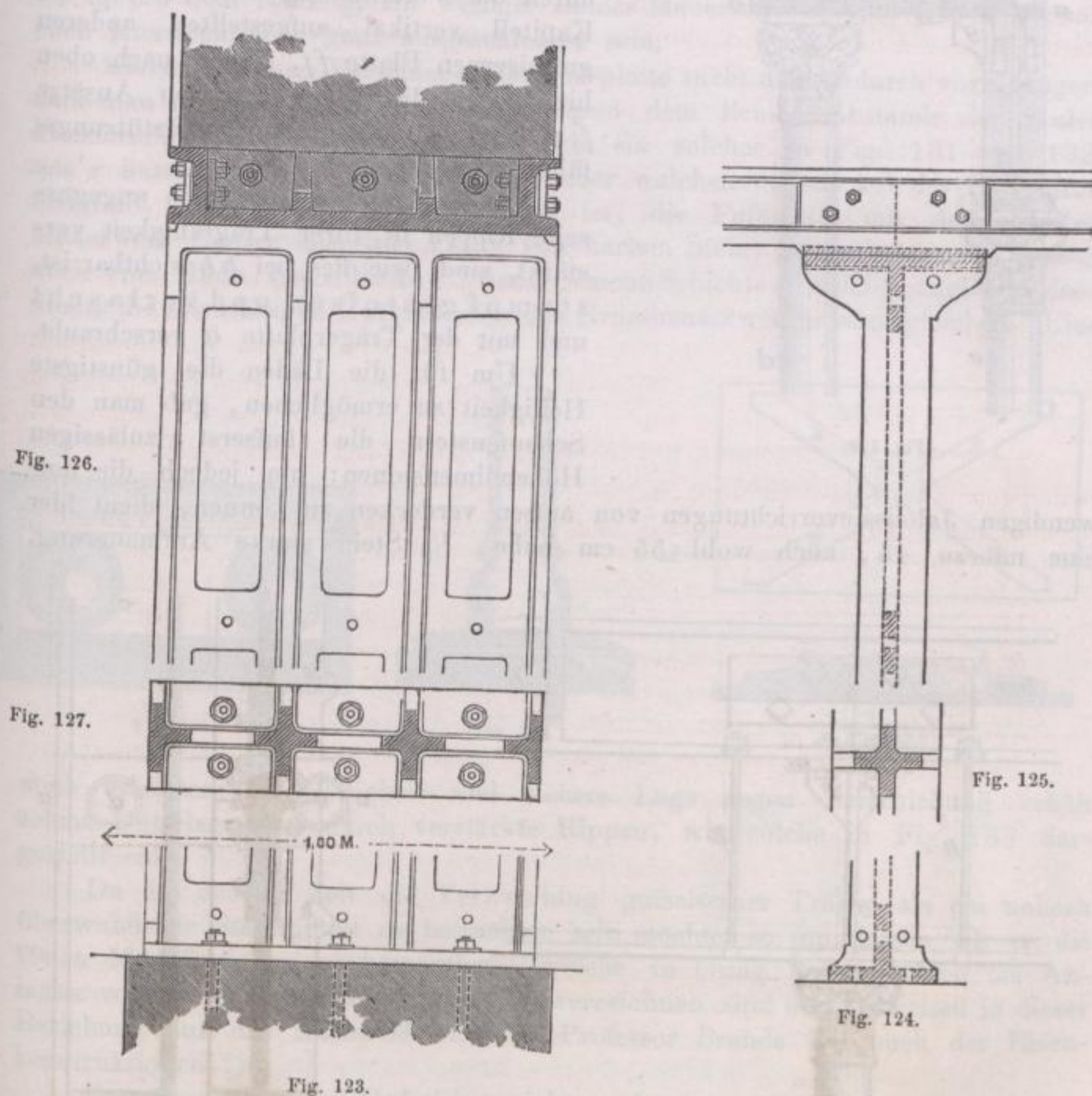


Fig. 122.

Statt eine gröfsere Anzahl von Tragbalken unvermittelt neben einander zu legen, wurden in dem gegebenen Falle drei mit Verstärkungsrippen versehene und durch Laschen verschraubte Trägerplatten von der Tiefe der ganzen Mauer und einer Gesamtlänge von 5,80 m verwendet, um das betreffende Mauerwerk des 4 Stock hohen Hauses sicher zu unterfangen. Diese Trägerplatten sind in den Figuren 121 und 122 in der Ansicht von oben und im Durchschnitt dar-

gestellt, während in den Figuren 123 und 124 ein Durchschnitt bzw. eine Vorderansicht beigegeben wurde, in welchen auch sichtbar ist, wie der auf der Mitte der Stütze erfolgte Stofs der Trägerplatten durch Laschenverbindung zusammengehalten ist. Als Stützen dienen dann diesen Trägerplatten 2 gusseiserne Pfeiler, deren Form in Fig. 125, 126 und 127 als Vorder- und Seitenansicht und den dazu erläuternden Schnitten dargestellt ist; die Enden der Trägerplatten finden ihre Auflager auf der Mauer. Die in Eisen gegossenen Pfeiler nehmen an ihren Kopfplatten die Trägerplatten falzartig in sich auf, und sind am Fufsende mit den hier unterlegten Granitplatten verbolzt.

Durch die Fig. 120 hat die Gesamtanlage eine weitere Erklärung gefunden; zwischen der Holzverkleidung der Eisenpfeiler, welche aus Eichenholz besteht,



bewegen sich zum Herausziehen und Einschieben große eiserne äußere Verschlussläden. Im betreffenden Hause in der Dienersgasse wurden 2 solcher Ladeneinrichtungen ausgeführt, zu welchen der Haupteingang durch das in der Mitte der Front liegende Vestibul führt.

Bei Neubauten, bei welchen a priori die Anlage von Läden mit großen

Schaufensteröffnungen beabsichtigt war, hat man dies in der durch die Holz-schnitte Fig. 128, 129 und 130 erläuterten Art und Weise gethan.

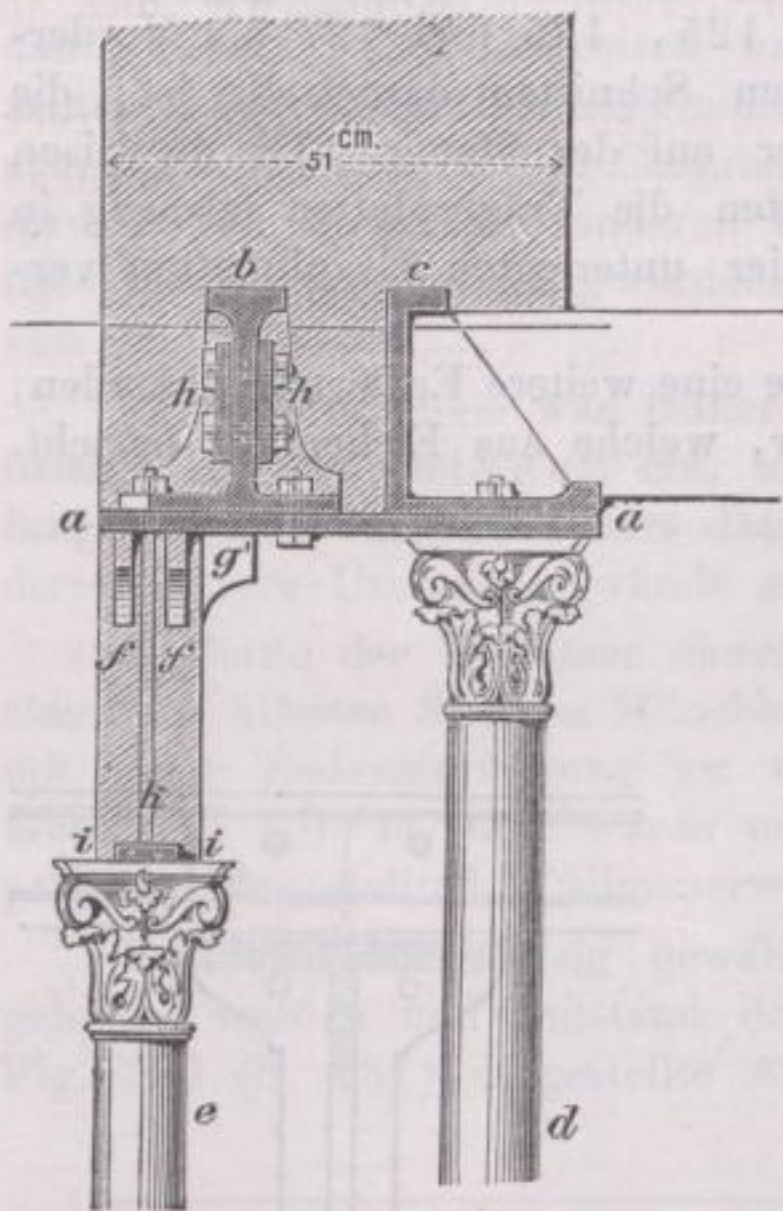


Fig. 128.

Die äußere, nahezu 51 cm starke Umfassungswand wird hier durch gusseiserne Säulen von ungleichen Höhen unterstützt und dient eine Gufseisenplatte *aa* dazu, direkt die beiden Träger, sowohl den äußeren \perp -förmigen *bb*, als aus den inneren \perp -förmigen *cc* auf sich aufzunehmen. Während die längere Säule *d* die Platte *a* unmittelbar unterstützt, geschieht dies bei der niedrigeren Säule *ee* durch die Vermittelung einer über dem Kapitell vertikal aufgestellten anderen gusseisernen Platte *ff*, welche nach oben hin durch die konsolenartigen Ansätze *f'f'* und *g'* ausreichend unterstützungsfähig verstärkt ist.

Beide Hauptträger, durch angegosene Rippen in ihrer Tragfähigkeit verstärkt, sind, wie dies bei *hh* sichtbar ist, stumpfgestossen und verlascht und mit der Trägerplatte *a* verschraubt.

Um für die Läden die günstigste Helligkeit zu ermöglichen, gab man den Schaufenstern die äußerst zulässigen Höhendimensionen; um jedoch die notwendigen Jaloussievorrichtungen von außen verdecken zu können, dient hier eine nahezu 45, auch wohl 55 cm hohe, $\frac{1}{2}$ Stein starke Aufmauerung,

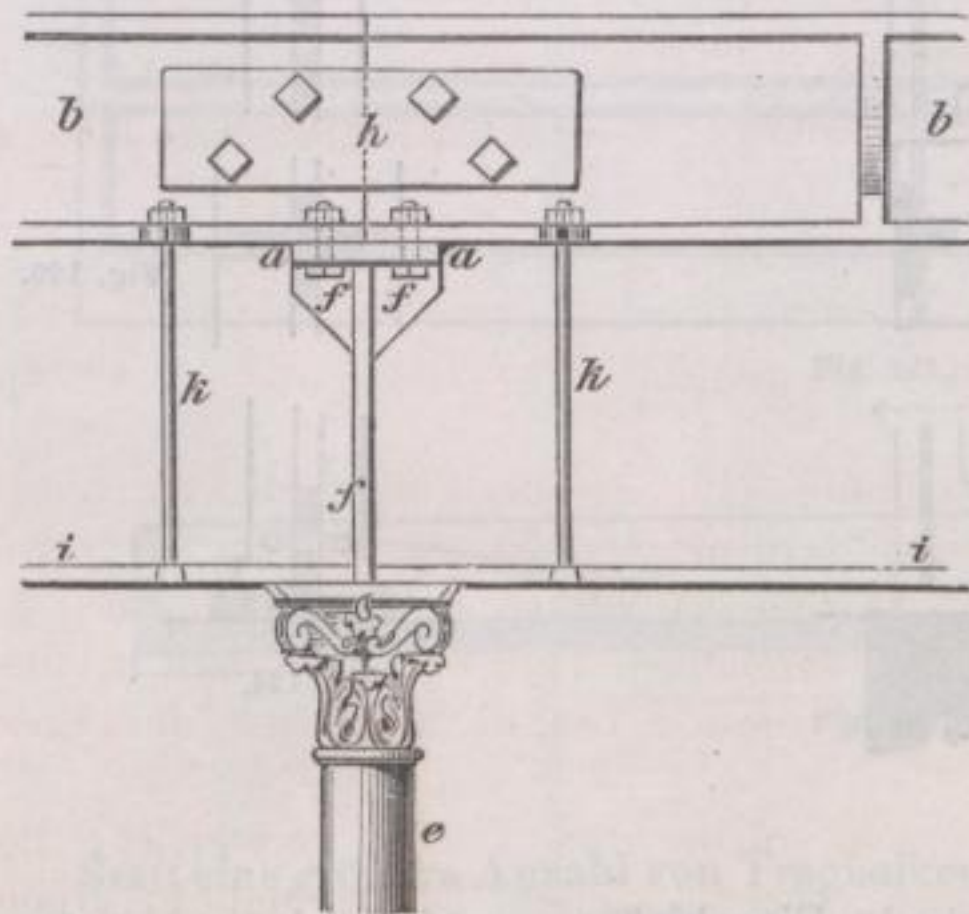


Fig. 129.

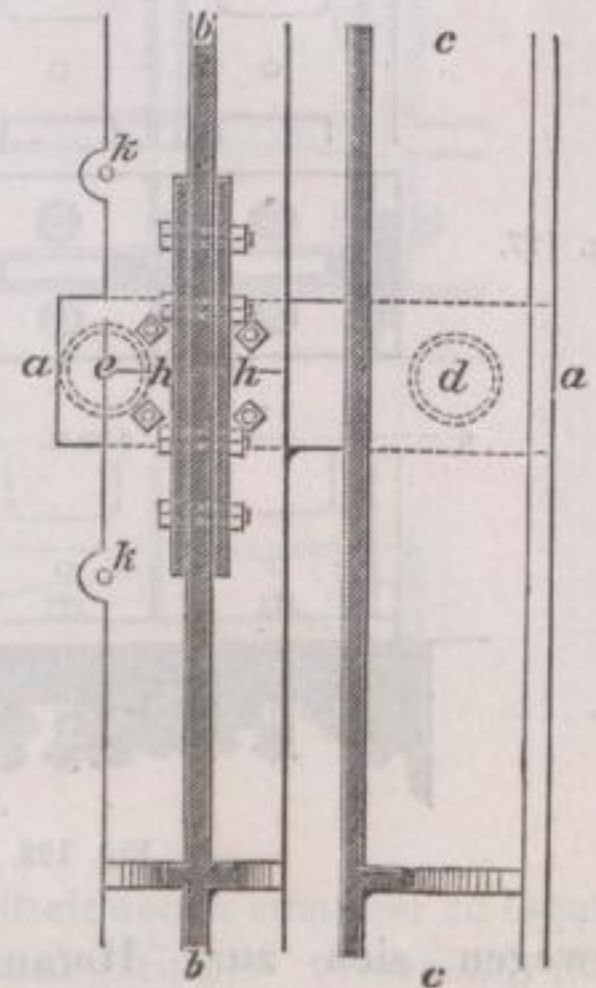


Fig. 130.

am besten aus hohlen Steinen, welche ihrer ganzen Länge nach durch eine flache Eisenschiene *ii* getragen wird. Diese Eisenschiene erscheint einmal

gestützt durch die Kapitellplatte der Säule e , das andere mal ist sie an die Rundstangen k angehängt; hierzu dienen die halbkreisförmigen Erweiterungen, welche an den betreffenden Stellen an der unteren Trägerplatte des Trägers b angegossen sind. An ihrem unteren Ende erhalten jene Tragstangen in ihrer Verbindung mit der eisernen Schiene einen versenkten Kopf, wie dies in Fig. 129 (S. 140) sichtbar ist.

Um den von den beiden Säulen aufgenommenen sehr bedeutenden Druck auf eine möglichst große Fläche des Grundmauerwerkes zu verteilen, stellt man sie am füglichsten auf eine gemeinsame Grundplatte, deren Stärke 2,5 bis 3,0 cm beträgt; ihre Länge und Breite wird man abhängig machen von der Größe des vorher ermittelten Druckes, und des zur Anwendung gebrachten Steinmaterials, auf welches die Fußplatte zu liegen kommt. Bei gutem, in Cement hergestelltem Backsteinmauerwerk ist eine Belastung von mindestens 10 kg pro qm zulässig, ein weniger solides Mauerwerk möchte jedoch bei solchen Konstruktionen ganz ausgeschlossen sein.

Einem seitlichen Verschieben der Fußplatte sucht man dadurch vorzubeugen, daß man an ihrer Oberfläche entsprechend dem lichten Abstände der Säulen kreisförmige Ringe angießen läßt, wie ein solcher in Fig. 131 und 132, mit r bezeichnet, ersichtlich ist, und über welchen der Sockel der Säule hinfortgreift. Obwohl es empfehlenswert ist, die Fußplatte mit dem unteren Mauerwerk (besser mit einer Platte von hartem Stein) zu verbolzen, so genügt auch eine dünn eingeführte Portland-Cement-Schicht, welche zugleich dazu dient, die allenfallsigen Unebenheiten des Grundmauerwerkes auszugleichen. Eine

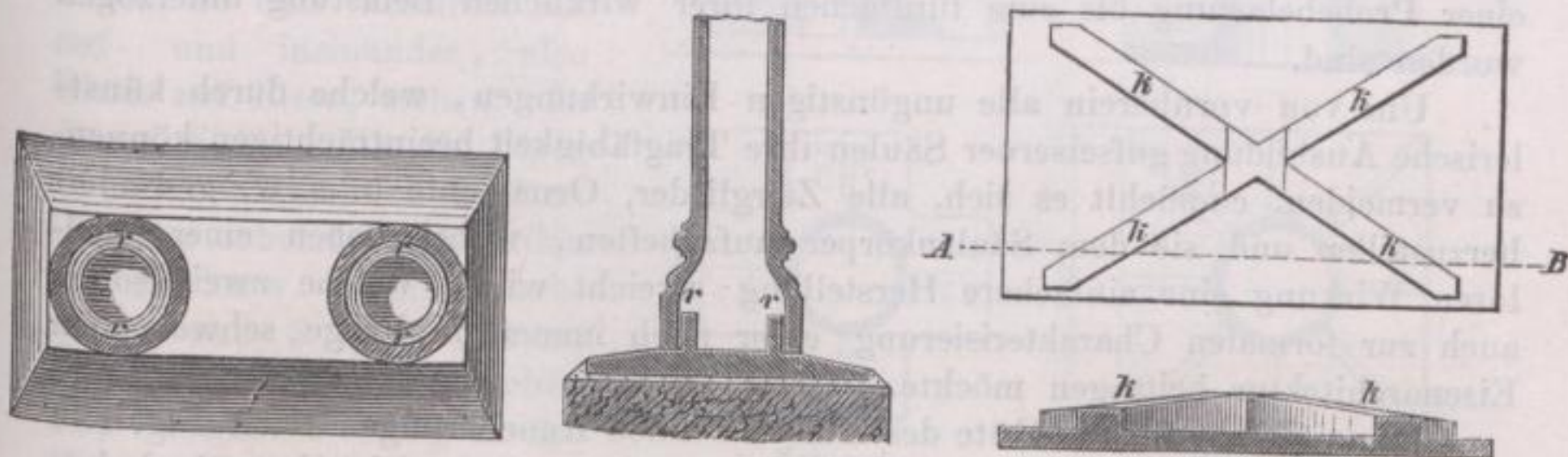


Fig. 131.

Fig. 132.

Fig. 133.

noch erhöhte Tragfähigkeit und sichere Lage gegen Verschiebung erhält solche Unterlagsplatte durch verstärkte Rippen, wie solche in Fig. 133 dargestellt sind.

Da in neuerer Zeit die Verwendung gusseiserner Träger als ein nahezu überwundener Standpunkt zu betrachten sein möchte, so unterlassen wir es, die vielen Modifikationen zu besprechen, welche in bezug auf Gufseisen bei Anlagen von Läden mit Schaufenstern zu verzeichnen sind und verweisen in dieser Beziehung auf das reiche Material in Professor Brands Lehrbuch der Eisenkonstruktionen.*)

Daß man aber das Gufseisen nicht mehr zum Tragen verwendet, liegt begründet in dessen Elastizitätsgrenze, welche gegen Druck nahezu dreimal höher, als gegen Zug ist und es müssen dementsprechend Gufseisenträger, um Gleichheit der Festigkeits-Zustände im ganzen Profil zu besitzen, in der

*) III. Auflage, Seite 127 bis 140.

Zuggurtung nahezu dreimal so stark, als in der Druckgurtung ausgeführt werden; andererseits liefern unsere Hüttenwerke Doppelt T-Träger in der reichsten Auswahl in bezug auf geringe oder große Tragkraft.

Dagegen wird gegenwärtig noch immer das Gufseisen eine bedeutende Rolle da spielen, wo es sich um das „Stützen“ größerer Massen handelt, wie bei Säulen und Stützfeilern; hier gestattet es die Materialbeschaffenheit des Roheisens, diesen Konstruktionsteilen auf billige Weise auch die entsprechende Kunstform zu geben, während in bezug auf die Druckfestigkeit das Gufseisen ja dem Schmiedeeisen bedeutend überlegen ist.

Als allgemeine Regeln bei Anwendung und Herstellung von gufseisernen Säulen empfiehlt es sich, den aufzunehmenden Druck möglichst centrisch wirken zu lassen und ferner denselben in möglichst gerader Richtung vom Kopf bis zum Fusse der Säule hinab zu leiten. Es wirken aus diesem Grunde lokale Formänderungen des Säulenschaftes, wie sich solche bei Anbringung von Wulsten, Einschnürungen, Verkröpfungen, Gesimsen u. s. w. ergeben, ungünstig auf die Stabilität und haben mit dem Tragen, wie das meistens der Fall ist, gar nichts zu thun. Deshalb ist bei der Formgebung gufseiserner Säulen darauf zu achten, daß die schädliche Wirkung von allenfallsigen Einziehungen, Hohlkehlen u. s. w. durch allmähliche Uebergänge und allenfallsige lokale Material-Anhäufung vermieden werde; andererseits sind wieder solche Material-Vermehrungen aus Rücksicht für die Herstellung von fehlerlosen Güssen sehr bedenklich.

Aus diesen Gründen wird empfohlen, alle Säulen, bei welchen Form und Querschnitt erheblich wechseln, stets nur erst dann zu verwenden, nachdem sie einer Probelastung bis zum fünffachen ihrer wirklichen Belastung unterzogen worden sind.

Um von vornherein alle ungünstigen Einwirkungen, welche durch künstlerische Ausbildung gufseiserner Säulen ihre Tragfähigkeit beeinträchtigen können, zu vermeiden, empfiehlt es sich, alle Zierglieder, Ornamente u. s. w. gesondert herzustellen und sie dem Säulenkörper aufzuheften, wobei neben einer tadellosen Wirkung eine einfachere Herstellung erreicht wird, welche zweifelsohne auch zur formalen Charakterisierung einer noch immer in Frage schwebenden Eisenarchitektur beitragen möchte.

Ohne Gefahr für die Güte des Gusses können Kanelierungen nach Fig. 134 an Säulen ausgeführt werden, obwohl bei der an und für sich schon überhohen



Fig. 134.



Fig. 135.

Schlankheit gufseiserner Säulen die Anordnung von aneinander gereihten Rundstäben nach Fig. 135 für die Belebung des Säulenschaftes besser motiviert erscheint; immerhin erschweren solche Anordnungen den Gufs insofern, als es dabei notwendig ist, das Gufsmodell aus 4 bis 6 Teilen herzustellen, um den Gufs selbst frei von Beschädigungen aus der Form herausheben zu können.

Die gewöhnlich verwendeten Säulen haben selten einen größeren Durchmesser als 30 cm, wobei man denselben eine Wandstärke von 30 mm zu geben pflegt; als Minimalmaß für den Durchmesser von Säulenschaftes möchte 10 cm Durchmesser und 10 mm Wandstärke zu betrachten sein, besonders dann, wenn die betreffenden Säulen eine nicht zu bedeutende Höhe besitzen.

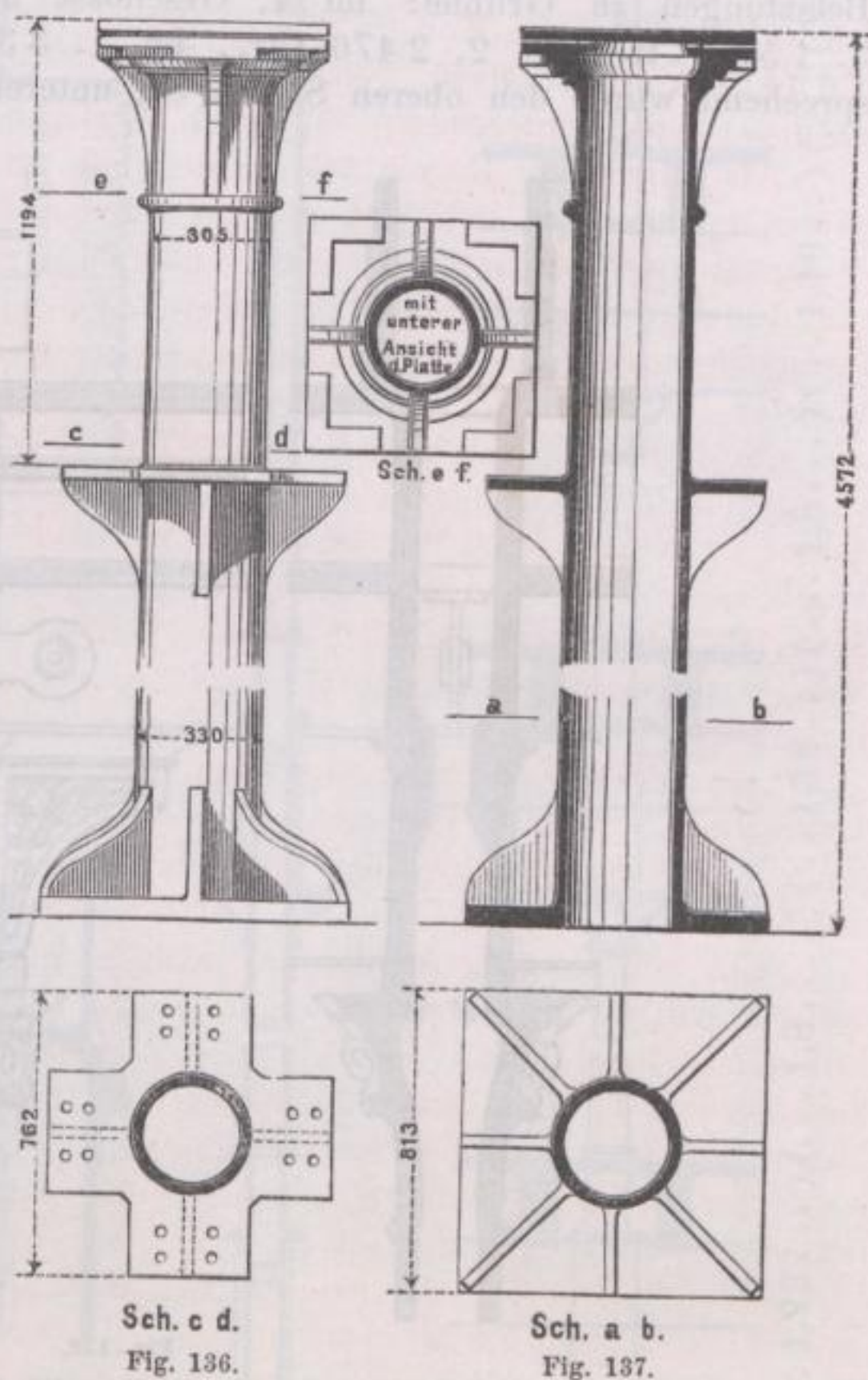
Als eine der größten je ausgeführten Säulen wird (nach dem deutschen Bauhandbuche) die des Bahnhofes von St. Pancras in London genannt, welche

in den Figuren 136 und 137 ihre Darstellung gefunden hat; dieselbe ist bei einem unteren Durchmesser von 33 cm, 4,572 m hoch. An dieser Säule befinden sich im oberen Teile konsolartige, stark zu belastende Ausladungen, welche als besondere Stücke zu behandeln sind, wenn ihre Vorsprünge mehr als 15 bis 20 cm betragen. In solchen Fällen ordnet man an der betreffenden Stelle vorspringende Profile an, welche dann den für sich gegossenen Konsolen mittelst Klemmbändern, Druckschrauben oder anderen Vorrichtungen einen sicheren Halt gewähren.

Bei sehr bedeutenden Säulenhöhen zerlegt man dieselben wohl in mehrere Teile und setzt sie unter Anwendung entsprechend geformter Zwischenstücke, entweder Rahmen oder Futterstücke, zusammen.

So wird man stets die in verschiedenen Etagen übereinander zu stellenden Säulen durch alle Etagen durchgehen lassen, so daß dieselben fest auf- und ineinander, also Eisen auf Eisen, stehen. In diesem Sinne stellt die Figur 138*) (S. 144) zwei übereinander stehende hohle Säulen von 21 bzw. 18 cm Durchmesser und 3 bzw. 2,5 cm Wandstärke dar, bei welchen ihre Zusammensetzung in der Höhe des Gebälkes angeordnet ist; das letztere, durch einen Doppelt-T-Träger durch Konsolen und einer energischen Verlaschung getragen, liegt je 7,5 m frei.

Ein anderes hervorragendes Beispiel ist in den Figg. 139 und 140 (S. 145) dargestellt; hier durchsetzen die Säulen 4 Speicherräume**) und greifen die sauber abgedrehten Säulenenden ineinander; zur gleichmäßigen Verteilung des sehr bedeutenden Druckes sind Zwischenlagen von Pappe angeordnet. Die Säulen gehen durch die durchlochten Unterzüge und Sattelhölzer hindurch und nehmen entsprechend ihrer geringeren Belastung nach oben an Stärke ab. Die oben erwähnten Durchlochungen sind in der Richtung der Unterzüge etwas größer als der Durchmesser des Oberteils der Säulen und zwar oval hergestellt, damit bei Belastung der Fächer an nur einer Stelle der Säule, diese durch die Biegung



Sch. c d.
Fig. 136.

Sch. a b.
Fig. 137.

*) Zeitschrift für Bauwesen 1871, S. 10.

**) Freie steuerfreie Niederlage in Harburg. Zeitschrift des hannov. Arch.- und Ing.-Vereins 1860, S. 241.

des Unterzuges nicht seitlich gedrückt werde. Aus diesem Grunde sind bei stark belasteten gußeisernen Säulen in den Fällen, wo eine einseitige Belastung eintreten kann, Kopfbänder verwerflich, da sie die Säulen in sehr nachteiliger Weise auf Biegung beanspruchen würden.

Der Bestimmung der verschiedenen Dimensionen der Säulen lagen folgende Belastungen zu Grunde: im 4. Geschosse hatte jede Säule 656 Ctr., im 3. 1 565 Ctr., im 2. 2 476 Ctr., im 1. 3 388 Ctr. zu tragen. Dem entsprechend wurde den oberen Säulen ein unterer Durchmesser von 11,9 cm bei

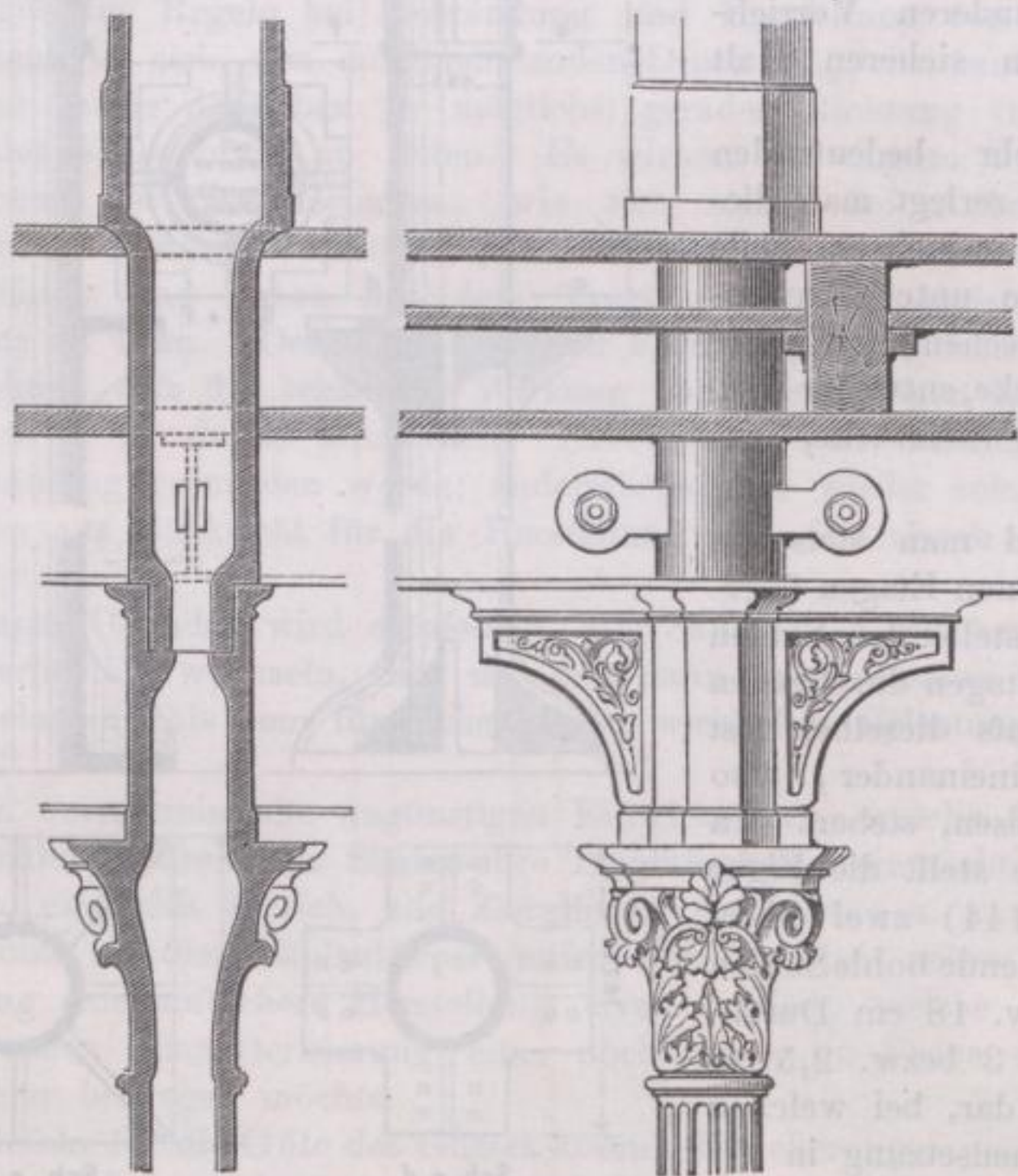


Fig. 138.

einer Wandstärke von 15 mm gegeben, während die unterste Säule einen unteren Durchmesser von 23,8 cm bei 24 mm Wandstärke besitzt; die Höhenmase sind aus der beigegebenen Darstellung ersichtlich. Die Figur 139 (S. 145) bringt ein größeres Detail der Säulenverbindungen, wobei auch die Anordnung des Gebälks, bestehend aus Balkenlage, Unterzügen und Sattelhölzer, Berücksichtigung gefunden hat; die letzteren, 1,68 m lang, unterstützen die Unterzüge der Art, daß sie nur 1,75 m frei liegen und dem entsprechend eine sehr große Tragfähigkeit besitzen.

Fig. 141 (S. 145) stellt eine Art Aufpfropfung durch ein Kugelstück dar.

Wäre eine Säule von 30 cm Durchmesser für die vorhandene Last nicht ausreichend, so verwendet man zweifach oder sogar vierfach gekuppelte Säulen von entsprechend geringerem Durchmesser; da hierbei jedoch eine gleichmäßige Verteilung der Last mehr oder weniger Schwierigkeiten darbietet, so ist in bezug auf richtige Dimensionierung der Säule und Ausbildung ihrer Fuß- und Kopfplatten eine ganz besondere Sorgfalt geboten.

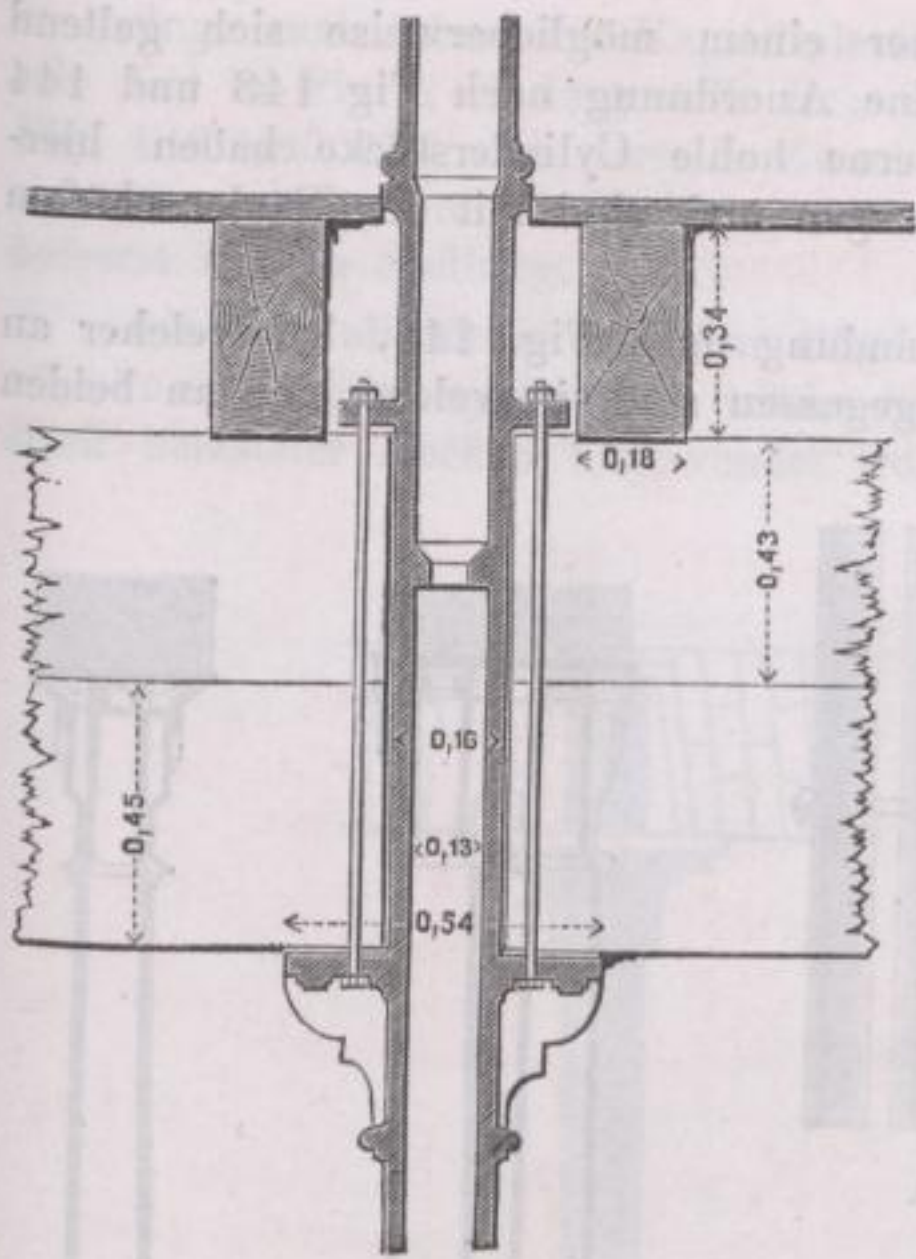


Fig. 139.

Stehen solche Doppelsäulen verhältnismäßig weit von einander ab, so macht sich offenbar der Uebelstand geltend, daß sie kein unverschiebbares Ganze bilden, und nur selten zu einer gleichen und gemeinsamen Wirkung gelangen. Es ist daher durchaus notwendig, sie fest miteinander zu verbinden, damit allenfallsige seitliche Stöße oder Erschütterungen u. s. w., denen die eine von ihnen ausgesetzt sein könnte, auf die andere Säule mit übertragen wird.



Fig. 141.

Die einfachste Verbindung besteht nun darin, daß man nach Fig. 142 (S. 146) an die Säulen und zwar korrespondierend gegenüber je einen Lappen anbringt und mit diesen eine dazwischen gelegte Flachschiene verschraubt, wobei man diese Befestigungsart je nach der Höhe der Doppelsäulen wohl dreimal wiederholt. Eine solche Verbindung jedoch widersteht zwar einer

Gottgetreu, Hochbaukonstruktion. III.

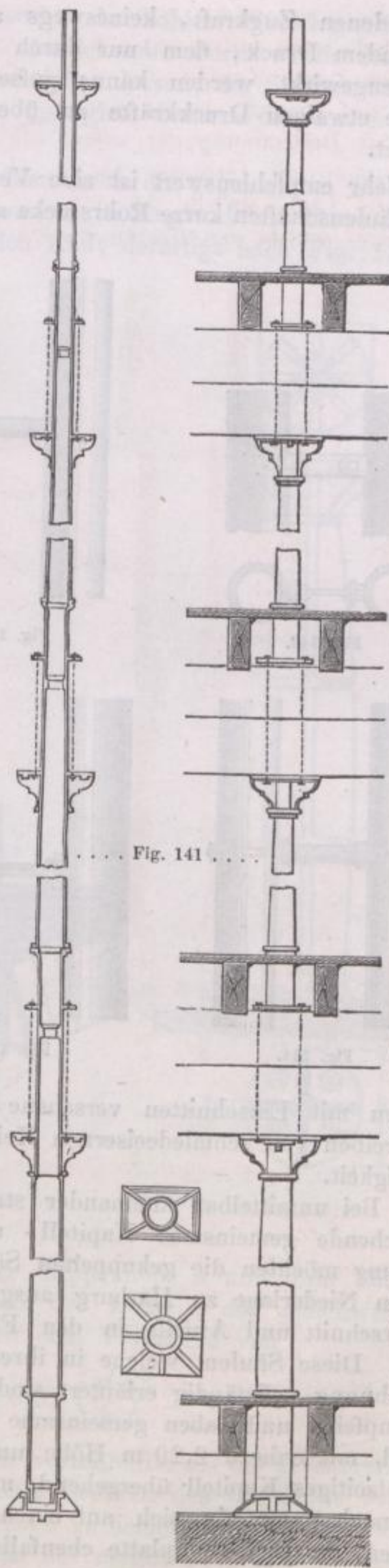


Fig. 142

(... 3,10 m ...) (... 1,22 ...) (... 1,8 ...) (... 1,8 ...) (... 1,10 ...) (... 1,90 ...) (0,46)

vorhandenen Zugkraft, keineswegs aber einem möglicherweise sich geltend machendem Druck, dem nur durch eine Anordnung nach Fig 143 und 144 entgegengewirkt werden kann; gusseiserne hohle Cylinderstücke haben hierbei die etwaigen Druckkräfte zu übertragen und sind mit den Säulenschäften verbolzt.

Sehr empfehlenswert ist eine Verbindung nach Fig. 145, bei welcher an den Säulenschäften kurze Rohrstücke angegossen sind, in welche eine an beiden

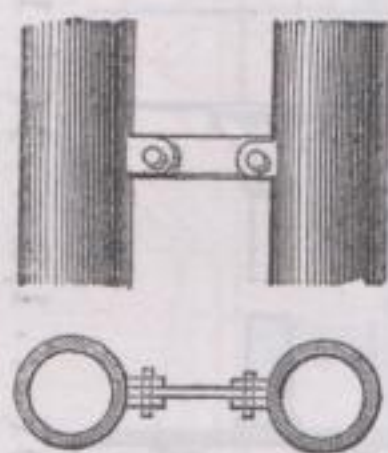


Fig. 142.

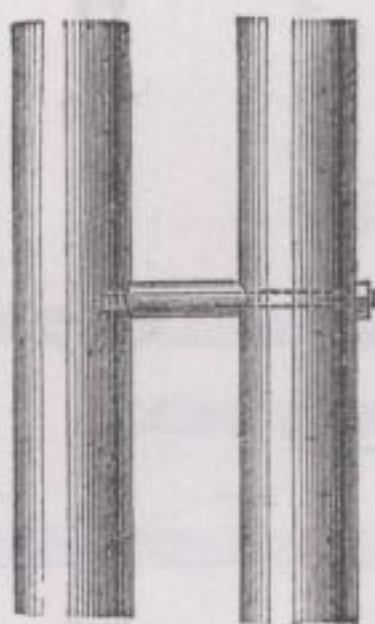


Fig. 143.

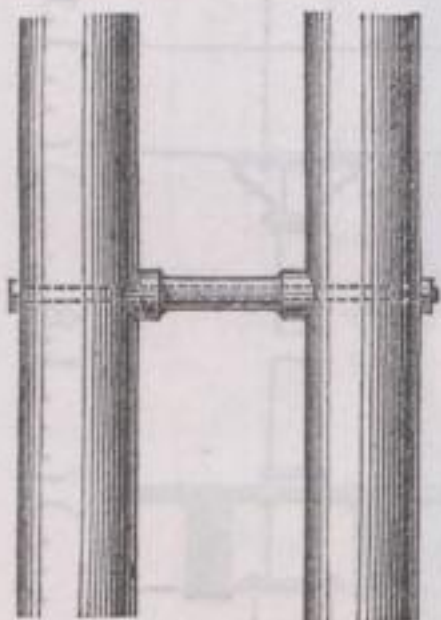


Fig. 144.

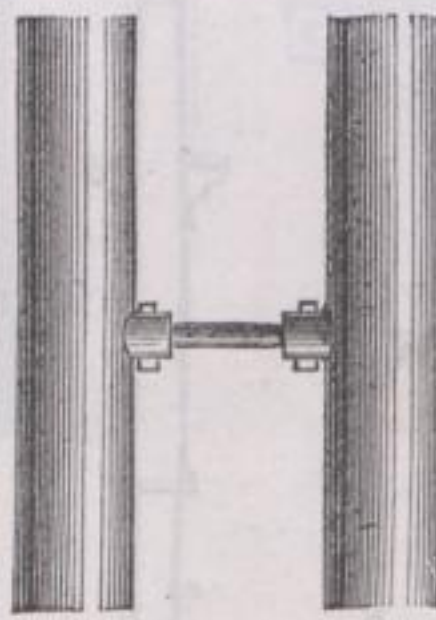


Fig. 145.

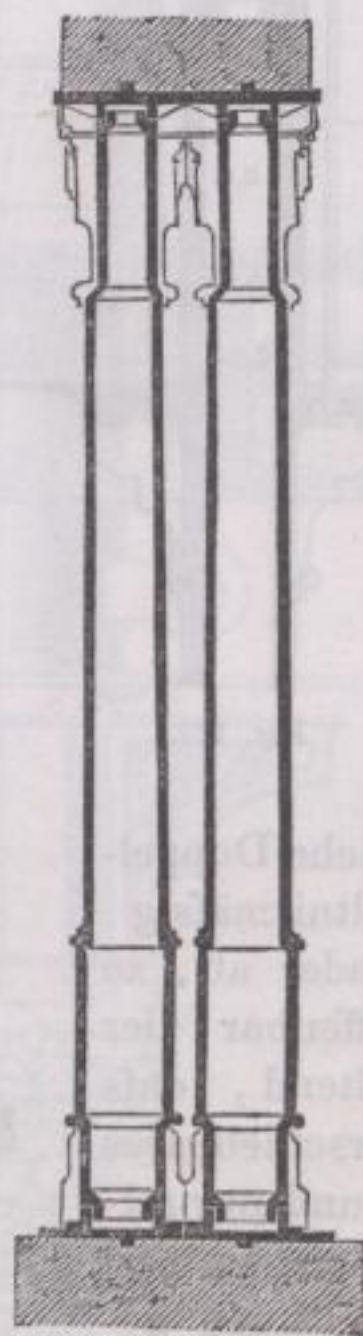


Fig. 146.

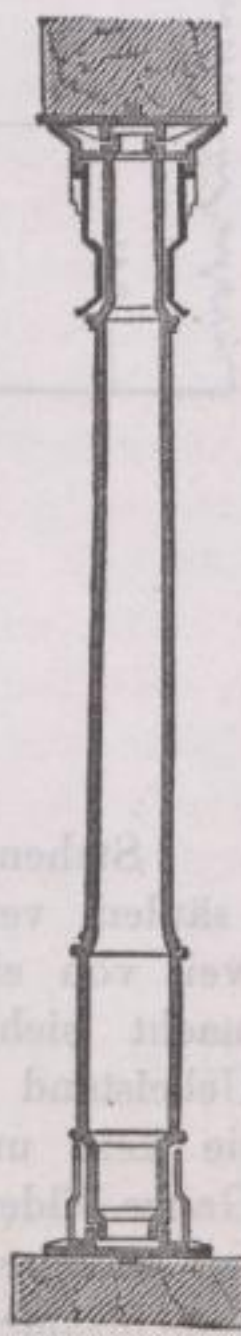


Fig. 147.

Enden mit Einschnitten versehene kräftige Rundstange eingreift; durch das Eintreiben von schmiedeeisernen Keilen erhält die Verbindung eine sehr große Festigkeit.

Bei unmittelbar aneinander stehenden Säulen genügt es, für eine entsprechende gemeinsame Kapitell- und Sockelplatte zu sorgen; in dieser Beziehung möchten die gekuppelten Säulen, welche in dem Gebäude der steuerfreien Niederlage zu Harburg ausgeführt wurden, als Muster dienen, deren Querschnitt und Aufriss in den Figuren 146 und 147 Darstellung gefunden hat. Diese Säulen, welche in ihrer ganzen Anordnung durch die beigegebene Zeichnung vollständig erläutert sind, bilden den Ersatz für sehr stark belastete Steinpfeiler und haben gemeinsame Sockel- und Deckplatten; im Säulenschafte rund, mit nahezu 2,20 m Höhe und 1,75 m Wandstärke enden sie, in ein rechtseitiges Kapitell übergehend, mit rechteckiger oblonger Tragplatte, während sie nach unten hin sich auf einen 1,12 m hohen achtseitigen Säulenfuß aufsetzen, dessen Grundplatte ebenfalls die oblonge Form besitzt.

Sollen gusseiserne Säulen zugleich als Gewölbestützen verwendet werden,

so bringt man über die Kapitellplatte wohl ein hohles Widerlagsstück an, wie dies in Fig. 148 dargestellt ist; in abweichender Form würde durch die Fig. 149 und 150 sich derselbe Zweck erreichen lassen; der Säulenschaft setzt sich hier im Innern des Widerlagers fort, und giebt dadurch dem letzteren eine äußerst sichere Stellung.

Als eine abweichende Form mögen hier noch die sogenannten Flügelsäulen Erwähnung finden, welche besonders in England zur Unterstützung stark belasteter Decken angewendet worden sind; derartige nach Fig. 151 ge-

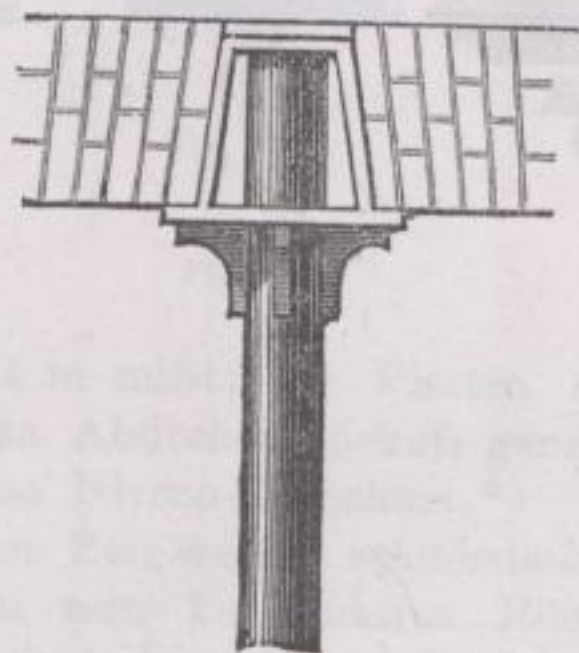


Fig. 148.

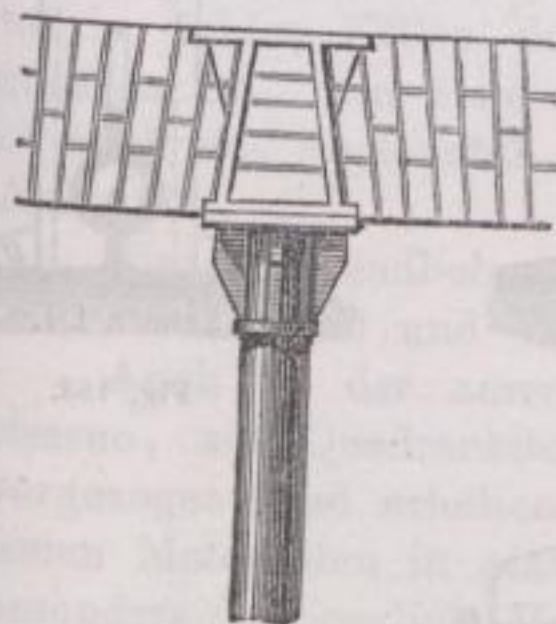


Fig. 149.

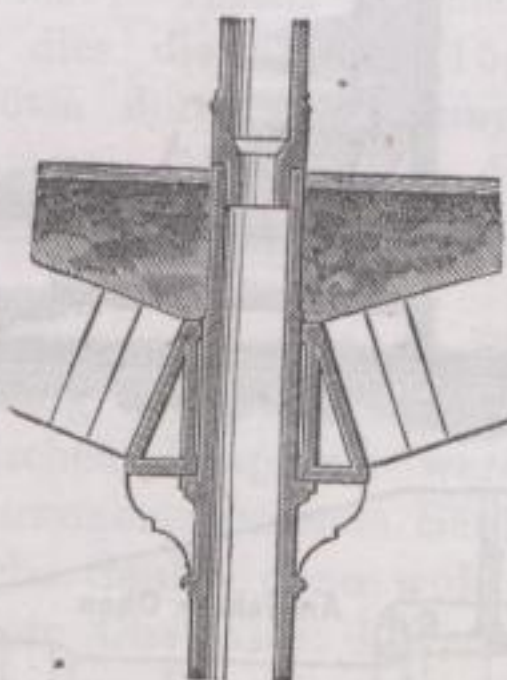


Fig. 150.

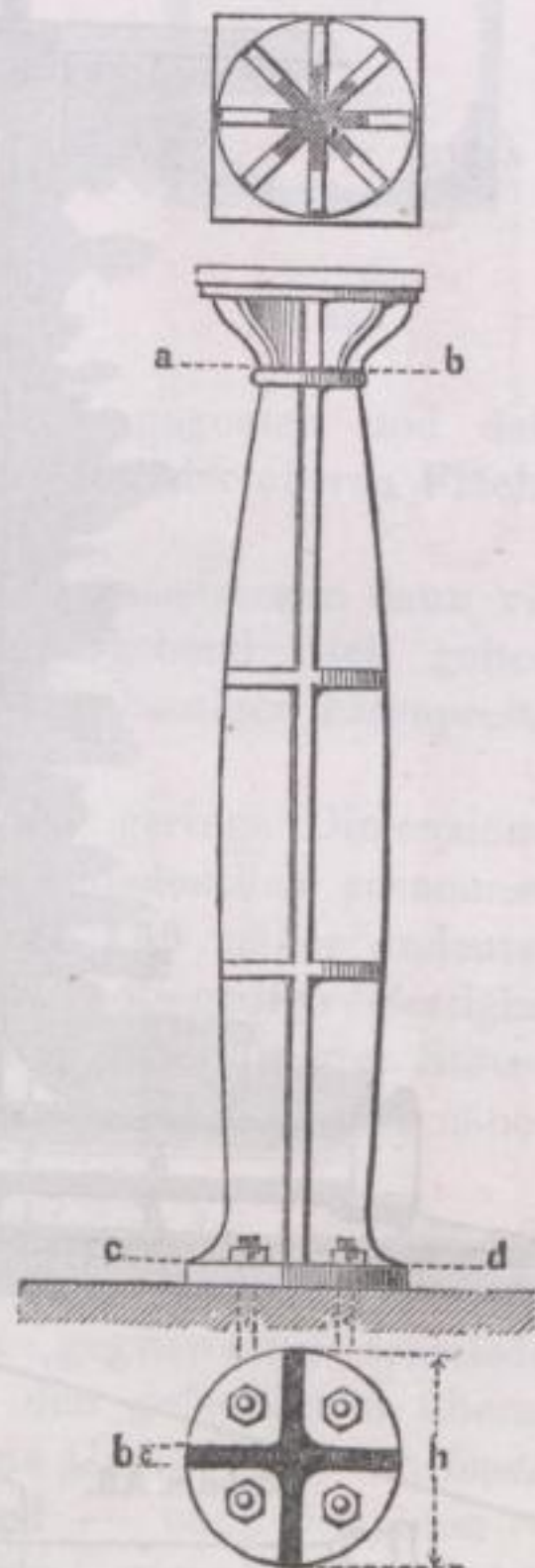


Fig. 151.

staltete Säulen sind nach Reuleaux in ihrer Rippenhöhe h und ihrer Dicke b durch einfache Querschnittsverwandlung aus der Dicke d der gleichwertigen vollen Rundsäule herzuleiten und zwar nach dem Verhältnis von

$$\frac{b}{d} = \frac{3\pi}{16} \left(\frac{d}{h}\right)^3 = 0,59 \left(\frac{d}{h}\right)^3.$$

Derartige Säulen sind unter Umständen vorteilhafter als die kreisförmigen; besonders soll bei vollen Säulen das Excentrischwerden des Gufskerns verhindert werden und jede schadhafte Stelle sogleich zu bemerken sein. In Fabrikgebäuden, wo es weniger auf Schönheit, als auf möglichst große Ausnutzung des Materials ankommt, möchten solche Flügelsäulen immerhin verwendbar sein,

auch lassen sich solche Stützen als innere Tragkerne bei schwachen, jedoch stark belasteten Ziegelpfeilern recht gut verwerten.*)

Handelt es sich bei gußeisernen Hohlsäulen darum, daß dieselben zugleich zum Wasserabfluß verwendet werden, so erscheint es notwendig, an dem untern Teile des Säulenschaftes eine entsprechende Röhrenleitung anzubringen. Figg. 152 u. 153 stellen eine der Säulenstühle dar, wie solche an dem im Jahre 1853 bis 1854 erbauten Ausstellungsgebäude im München ausgeführt wurden. Dieselben wurden durch Backsteinmauerwerk fundiert, in den Außenwänden stehend

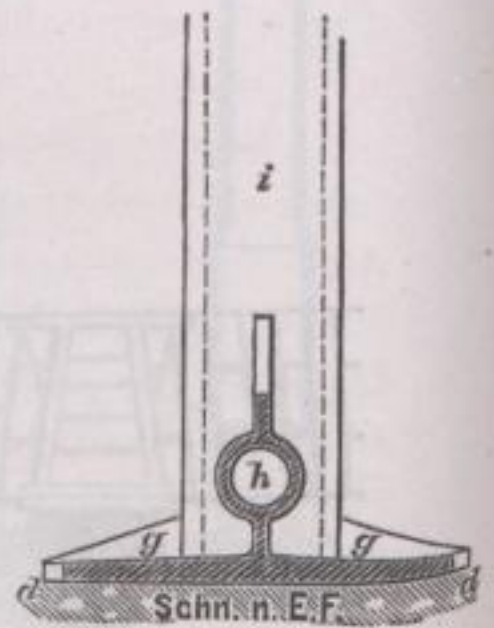
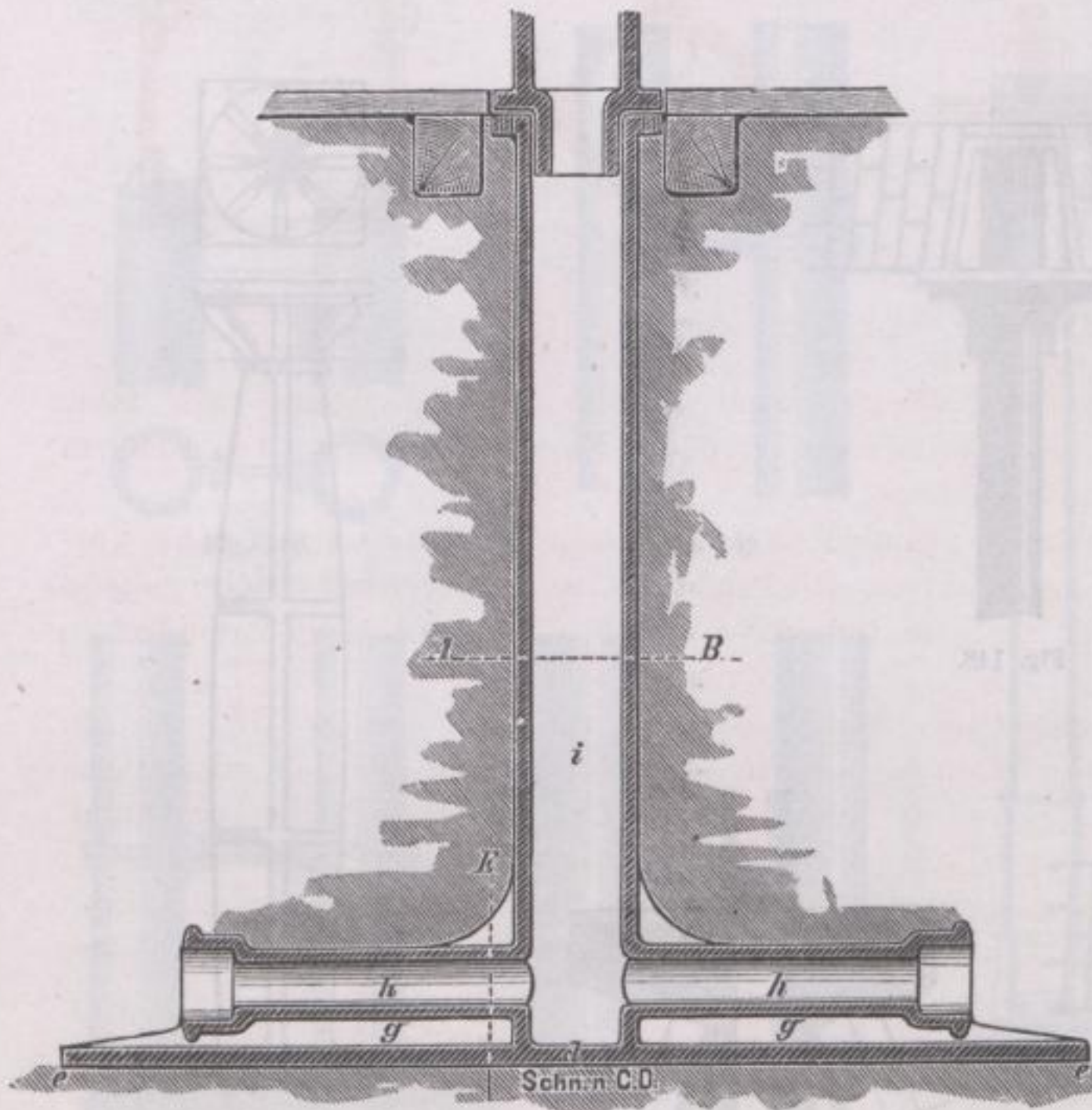


Fig. 153.

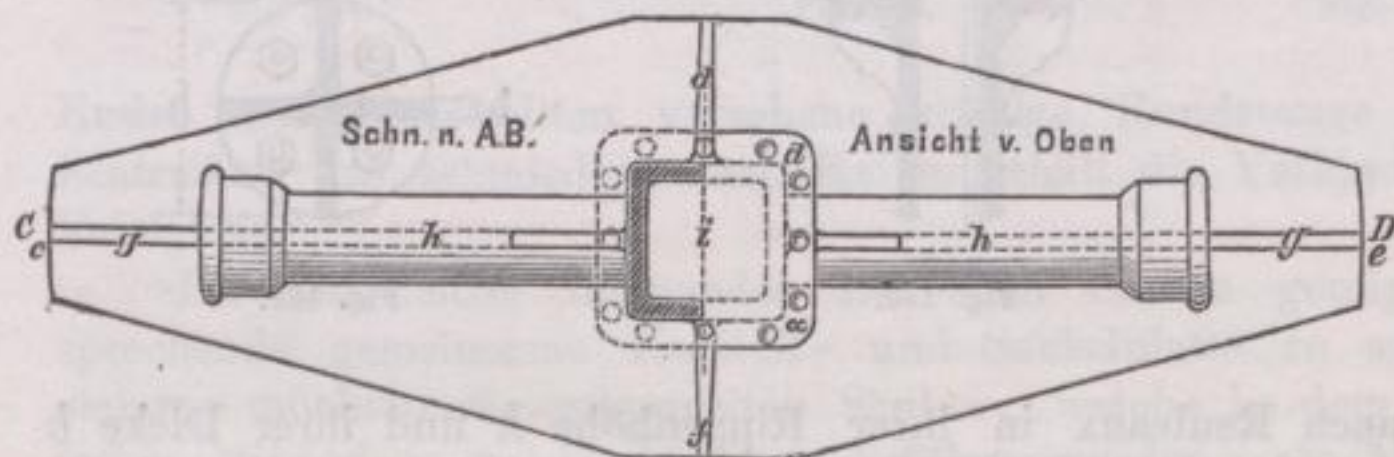


Fig. 152.

1,87 m hoch ummauert und hatten bei 1,75 m Länge am breitesten Teile nahezu 0,60 m. Die Grundplatte wird auf der oberen Seite durch vier vom Säulenschaft auslaufende, nahezu 18 cm hohe Stege oder Rippen verstärkt; auf den nach der Richtung der Langseite des Gebäudes stehenden Stegen sind

*) Von solchen Flügelsäulen wurde ein sehr umfangreicher Gebrauch beim Bau der im Jahre 1860 vollendeten Zuckerfabrik in Waghäusel bei Heidelberg gemacht. Försters Allgem. Bauzeitung, Jahrgang 1861.

zwei 0,60 m lange, an die Säule *i* angegossene Röhren vorhanden, welche das Dachwasser in mehrere unter dem Fußboden des Glaspalastes angelegte Wasserreservoirs ableiten.

Die Säulenstühle, welche zur Aufnahme der darüberstehenden Haupttrag säulen dienen, haben eine Stärke von 17 cm, eine Höhe von 1,60 m und an ihrem oberen Ende vierseitige, an den Ecken abgerundete Platten *a*, deren

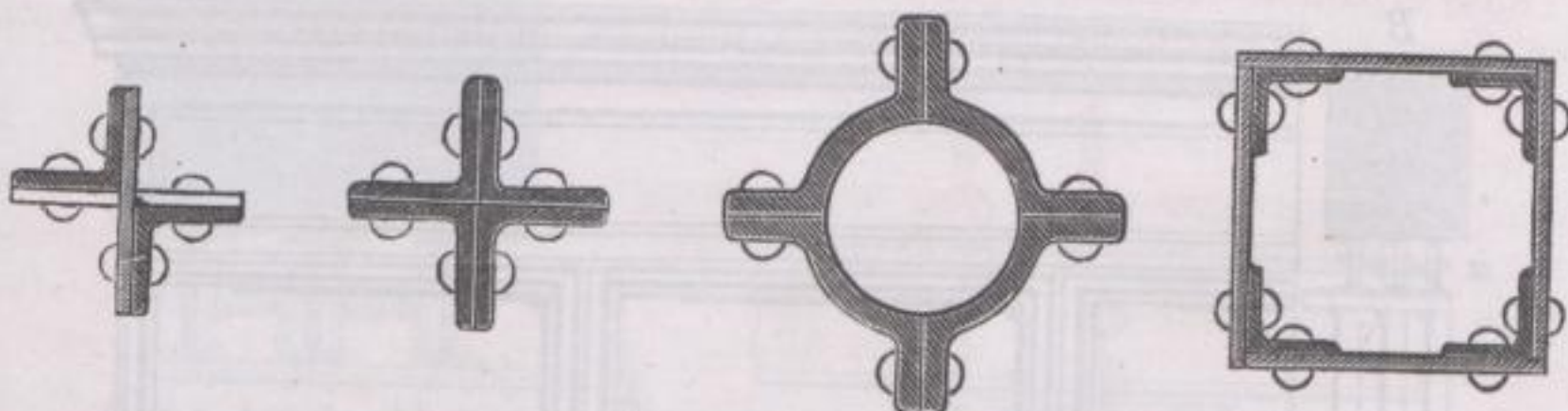


Fig. 154.

Fig. 155.

Fig. 156.

Fig. 157.

eine Seite 0,34 m misst; die Platten sind 2,6 cm stark gegossen und dabei 3,5 mm auf das Abdrehen, behufs ganz genauer Einstellung der oberen Flächen derselben in das Niveau berechnet. *)

In neuester Zeit werden schmiedeeiserne Stützen den gusseisernen dann vorgezogen, wenn rein konstruktive Rücksichten als maßgebend sich geltend machen, denn unstreitig sind sie sicherer und bei unseren heutigen Eisenpreisen auch wohlfeiler.

Solche Säulen bildet man, wenn es sich nur um geringe Dimensionen handelt, aus $+$ -Eisen oder aus \perp -Eisen, welche verschiedentlich zusammengesetzt werden können, wie dies die Figuren 154 und 155 näher andeuten, wo in beiden Fällen der Stütze durch Vernietung die notwendige Festigkeit gegeben ist. Ein empfehlenswertes Material für die Konstruktion von Stützen ist auch das sogenannte Quadranteisen und giebt darüber Fig. 156 nähere Auskunft.

Fig. 157 endlich stellt einen quadratischen Blechpfeiler dar, welcher mittelst Winkeleisen und Vernietung hergestellt ist.

Auch in der amerikanischen Baupraxis werden gegenwärtig schmiedeeiserne, aus Quadranteisen zusammengenietete Säulen den gusseisernen überall vorgezogen, und erhalten solche Säulen dann wohl eine Umkleidung von feuerfesten Materialien in plastischem Charakter; hierzu wird — nach Berichten — besonders der Scagliola-Marmor, aus Keene's- oder Parian-Cement**) verwendet; eine solche Verkleidung soll einer Hitze widerstehen, welcher der Marmor selbst bei allen größeren Feuersbrünsten unterliegt.

Wenn man im Hochbaue das Gusseisen der besseren Formgebung wegen noch vielfach und besonders zur Herstellung von Säulen verwendet, so möchte es gegenwärtig als Trägermaterial nahezu ganz ausgeschlossen sein.

Vor allen Dingen wird das Gusseisen oft sehr lästig durch sein unverhältnismäßig großes Eigengewicht, welches nicht nur seinen Transport, sondern auch das Hantieren damit an Ort und Stelle erschwert, wobei oft Hebewerke notwendig werden, ähnlich wie beim Versetzen großer Quadersteine.

*) Der zum Abdrehen der Säulen verwendete Apparat ist mitgeteilt in dem amtlichen Bericht über die Industrie-Ausstellung zu München im Jahre 1854. Blatt VI, S. 49.

**) Gottgetreu, Baumaterialien, III. Aufl. II. Bd., S. 381 u. s. f.

Andererseits zeigen grössere Gufsstücke nur zur häufig fehlerhafte Stellen, Blasen, Risse u. s. w., so dafs dadurch höchst gefährliche Katastrophen herbeigeführt werden, wie solche auch wirklich vielfach stattgefunden haben. Andererseits ist die Länge von gusseisernen Trägern — es liegt dies in der Natur der Sache — eine sehr beschränkte, und überschreitet selten die Grenzen von

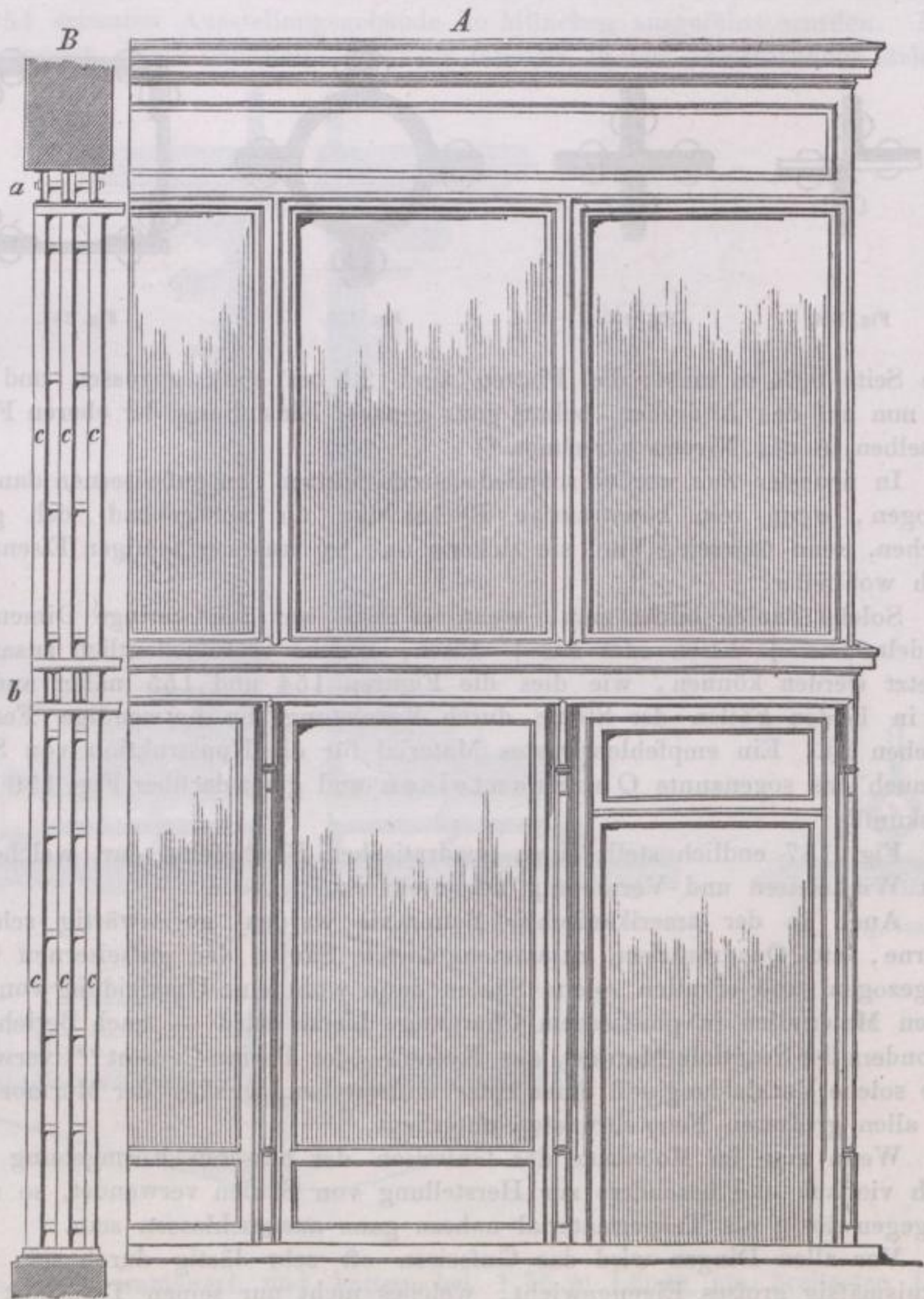


Fig. 158.

2,5 bis 2,7 m. Vor allen Dingen aber steht das Widerstandsmoment eines gusseisernen Trägers, weder mit dem aufgewendeten Material, noch mit den hiermit verbundenen Kosten in nur einigermaßen günstigen Verhältnissen, und aus diesen Gründen verwendet man, sobald es sich um Tragbalken handelt, in

den meisten Fällen entweder Walzeisen in \perp , I oder Λ -Form, oder verwendet dazu vernietete Blechträger.

Eisenbahnschienen, ob bereits gebrauchte oder neue, als Träger zu verwenden, möchte aber wohl in neuester Zeit ganz aufser Gebrauch

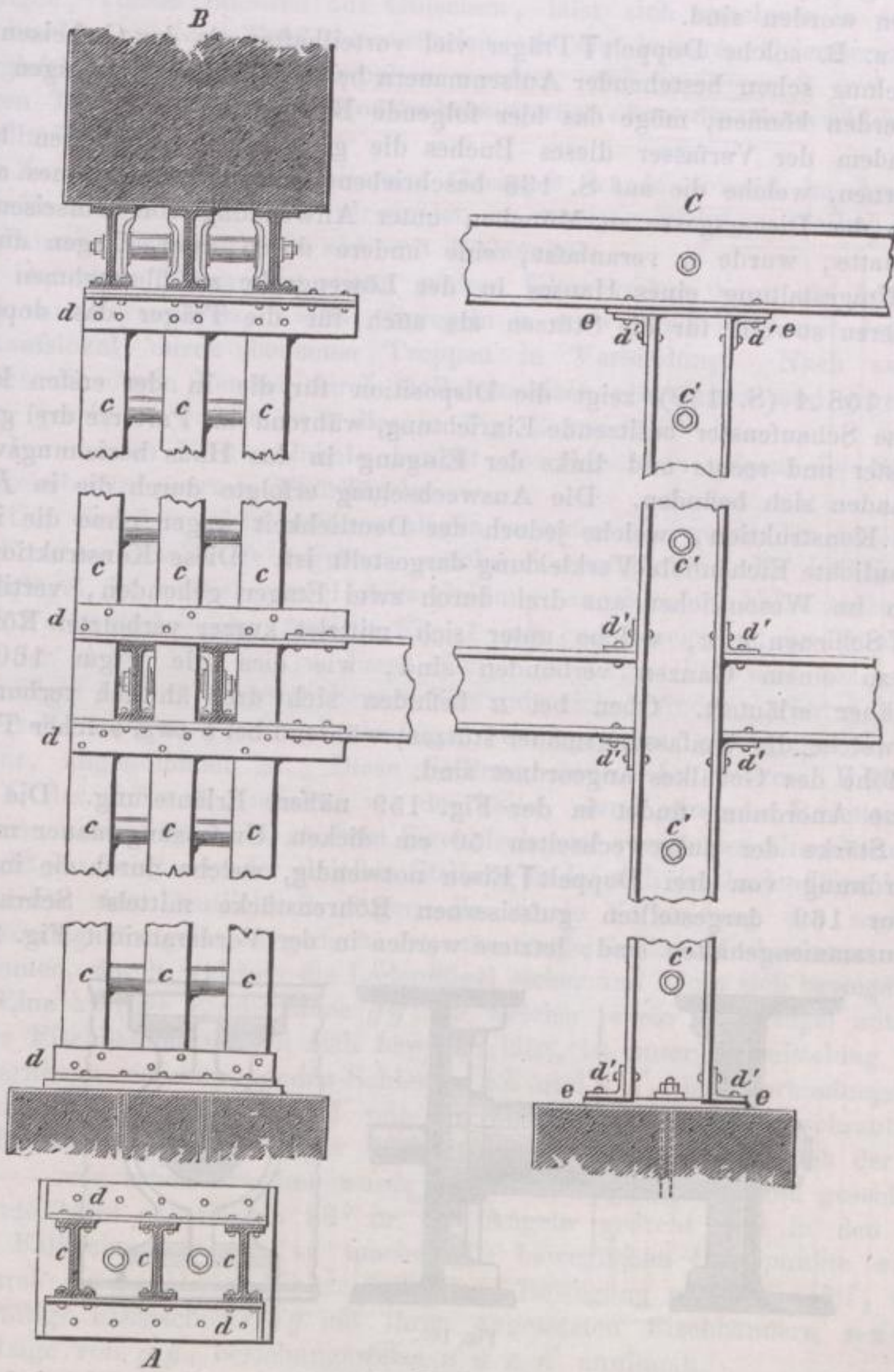


Fig. 159.

kommen; die frühere Billigkeit derselben und das Fehlen einer gröfseren Auswahl von gewalztem Profil-Eisen war die Ursache, dafs man sich mehr durch Billigkeits-, weniger durch Nützlichkeits-Rücksichten bestimmen liefs, ein so wenig für den Hochbau taugliches Konstruktions-Material zu verwenden. Dieses

in andern Lehrbüchern so breit behandelte Material schliessen wir aus unserer Betrachtung aus.

Als die geeignetsten Träger verwendet man gegenwärtig und zwar am häufigsten die gewalzten eisernen Doppelt-T-Träger, welche in so vielfachen Profilen hergestellt werden und bereits auf S. 95 einer eingehenden Besprechung unterworfen worden sind.

Wie z. B. solche Doppelt-T-Träger viel vorteilhafter als das Gufseisen zur Auswechslung schon bestehender Aufsenmauern behufs Ladeneinrichtungen verwendet werden können, möge das hier folgende Beispiel beweisen.

Nachdem der Verfasser dieses Buches die grossen Schwierigkeiten hatte kennen lernen, welche die auf S. 138 beschriebene Auswechslung eines alten Hauses in der Dienersgasse zu München unter Anwendung von Gufseisen im Gefolge hatte, wurde er veranlasst, eine andere durch zwei Etagen durchgehende Umgestaltung eines Hauses in der Löwengrube zu übernehmen und wählte hierzu sowohl für die Stützen als auch für die Träger das doppelte T-Eisen.

Fig. 158 A (S. 150) zeigt die Disposition für die in der ersten Etage fünf grosse Schaufenster besitzende Einrichtung, während im Parterre drei grosse Ladenfenster und rechts und links der Eingang in das Haus beziehungsweise in den Laden sich befinden. Die Auswechslung erfolgte durch die in B ersichtliche Konstruktion, welche jedoch der Deutlichkeit wegen ohne die in A veranschaulichte Eichenholz-Verkleidung dargestellt ist. Diese Konstruktion besteht nun im Wesentlichen aus drei durch zwei Etagen gehenden, vertikalen Doppelt-T-Schienen *ccc*, welche unter sich mittelst kurzer verbolzter Röhrenstücken zu einem Ganzen verbunden sind, wie dies die Figur 160 im Detail näher erläutert. Oben bei *a* befinden sich drei ähnlich verbundene Träger, welche die Umfassungsmauer stützen, während bei *b* zwei solcher Träger in der Höhe des Gebälkes angeordnet sind.

Diese Anordnung findet in der Fig. 159 nähere Erläuterung. Die vorhandene Stärke der ausgewechselten 50 cm dicken Umfassungsmauer machte die Anordnung von drei Doppelt-T-Eisen notwendig, welche durch die im Detail Figur 160 dargestellten gufseisernen Röhrenstücke mittelst Schraubenbolzen zusammengehalten sind; letztere werden in der Vorderansicht Fig. 159 C

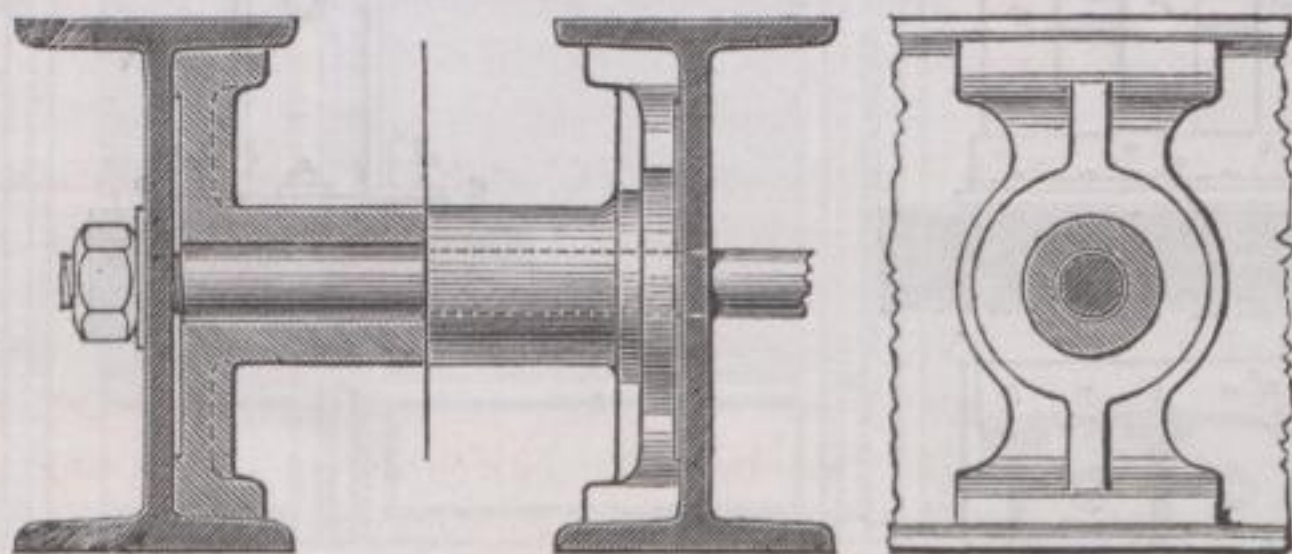


Fig. 160.

sichtbar und sind mit *c'c'c'* bezeichnet. Weitere Querverbindungen sind durch die Winkeleisen *d'd'd'd'* hergestellt, mit welchen die Doppelt-T-Schienen am Fusse, am Kopfe und in der Mitte vernietet sind; die durch die drei Doppelt-T-Schienen gebildeten vertikalen Wandstützen enden unten und oben, also am Fusse und Kopfe in zwei mit *e* bezeichneten Platten, welche erstere mit einer in das Fundament eingelegten Hausteinsplatte verbolzt ist.

Bei der großen Wichtigkeit der eben besprochenen Auswechslung, resp. der Herstellung einer nachträglichen Ladeneinrichtung ist dieselbe auf Taf. III spezieller im Detail dargestellt.

Das in den Figuren 156, 157 und 158 konstruierte Gerippe aus Doppelt-T-Schienen, mit seinen Verbindungen aus Winkeleisen und verholzten röhrenförmigen, kurzen Büchsen aus Gufseisen, läßt sich unschwer in den Durchschnitten der Tafel herausfinden, da zur besseren Orientierung überall die gleichen Buchstaben beibehalten wurden, und in Figur 3 und zwar im oberen Teile derselben, das Konstruktionsgerüst ohne die Holzverkleidung dargestellt ist.

Zur Verkleidung des eisernen Gerippes wurde sowohl im Außern als auch im Innern Eichenholz verwendet, zu weniger wichtigen Teilen, besonders des Innern, begnügte man sich mit Fichtenholz.

Der obere Raum mit seinen großen Glasscheiben dient als Ausstellungslokal von Krystallglas, Vasen, Spiegeln u. s. w. und steht mit dem unteren Verkauflokal durch bequeme Treppen in Verbindung. Nach außen hin können die oberen Fenster durch Roll-Jalousieen geschlossen und gegen Hagelwetter geschützt werden, wie dies in Fig. 2 ersichtlich ist.

Im unteren Verkauflokale besteht der Abschluß gegen die Straße aus eingeschobenen eisernen Thürflügeln.

Um dieselben nicht zusammenlegen zu müssen, wurde den unteren Auslage-Fenstern eine Tiefe gegeben, welche es ermöglichte, die halben eisernen Ladenflügel in seitlich der Holzverkleidung angebrachte Falze einzuschieben. Diese Falze sind in der Ansicht Fig. 1 mit *eee* bezeichnet; im Durchschnitte nach der *AB*, Fig. 2, ist dieser Falz *e* so dargestellt, daß der betreffende Ladenflügel hier in eingeschobenem Zustande sich befindet, während bei *f* — in derselben Figur — der Ladenflügel herausgezogen und gegen das Fenster gelehnt, angenommen ist. Diese Stellung findet ihre weitere Erklärung in Fig. 1, der äußeren Ansicht, wo der halbe, durch einfache Rosetten durchbrochene Ladenflügel aus starkem Eisenblech und verstärkten Umrahmungen zugemacht erscheint. In der gleichen Stellung findet sich der Ladenflügel in Fig. 3, in welcher der Deutlichkeit wegen die innere Verkleidung der sogenannten Ladenauslage fortgelassen gedacht ist, um zugleich den Mechanismus erkennen zu können, durch welchen die Ladenflügel sicher und leicht sich bewegen lassen.

Eine kräftige Eisenschiene *gg*, an welcher je ein Ladenflügel mittelst vier starker Fischbänder *nnnn* sich bewegen läßt, ist unter Vermittelung von vier in Charnieren sich bewegenden Schienen *hh* und *h'h'*, dem Verbindungshebel *ll* und einer weiteren Schiene *l'l'* mit den Eisenschienen *kk* vergeschraubt.

In der dargestellten Figur 3 (im unteren Teile) befindet sich der Ladenflügel — wie schon erwähnt wurde — in herausgezogenem und geschlossenem Zustande, wird er nun um 90° in den Angeln gedreht und in den vorhandenen Falz eingeschoben, so machen die beweglichen Hebelpunkte *m* und *l*, die durch die punktierten Linien angegebene Bewegung nach *m'* und *l'*, während die kräftige Eisenschiene *gg* mit ihren angesetzten Fischbändern *nnnn* die neue Lage von *g'g'*, beziehungsweise *n'n'n'n'* annimmt.

Die gleichmäßige und ruhige Bewegung der Ladenflügel wird wesentlich durch die zwischen den eisernen Fußschienen *pp* angebrachten Rollen *ooo* vermittelt, während es der Haken *r* und der kurze Eisenstift *s* verhindern, die Ladenflügel weiter, als nötig ist, heraus zu zerren; dieser letzte Teil der Konstruktion ist in der beigegebenen Zeichnung Fig. 4 im größeren Maßstabe dargestellt.

Eine weitere Erklärung hier zu geben, möchte bei der klaren Darstellung der Zeichnung unnötig erscheinen.

Die Umgestaltung des alten Hildebrandschen Hauses „an der Löwen-grube“ in München geht in die Mitte der 50er Jahre zurück, und machte seiner Zeit dadurch ungemeines Aufsehen, daß die umfangreiche, äußerst gefährvoll aussehende, zwei Stock umfassende Auswechselung durchgeführt wurde, ohne die großartig betriebene Glashandlung auch nur einen Tag lang zu unterbrechen, und ohne daß die Inwohner ihre in der 2. Etage gelegenen Wohnungs-Lokalitäten verlassen hätten. Ein Umstand, der freilich nur dadurch ermöglicht war, daß sämtliche Balkenlagen des alten Hauses der Hauptfront parallel lagen und somit ihre Auflager auf den Kommunmauern hatten. Eine provisorische Riegel- und Bretterwand mit Hausthür und großen Glasfenstern, sowohl im Parterre, als auch über einer Stiege 1,50 m von der Hauptfront-mauer, und zwar parallel derselben zurückgesetzt, bildete während der neun-monatlichen Bauzeit den Hauptabschluss des Hauses.

Alle vom Verfasser dieses Buches angeordneten Konstruktionen und ganz besonders auch die eigenartigen Ladenverschlüsse haben sich im Verlaufe von nahezu 30 Jahren vorzüglich bewährt, indem auch nicht die geringste Störung sich je dabei geltend gemacht hat.

Eine weitere und zwar sehr allgemein verbreitete Verwendung finden die Doppelt-T-Träger schon seit geraumer Zeit bei der Herstellung von flachen Gewölben und mögen hier einige Beispiele Platz finden.

Für flache Kappengewölbe nach Fig. 161, deren Stichhöhe zu $\frac{1}{10}$ der



Fig. 161.

Spannweite zu wählen ist, genügen bei 3,5 m Spannweite 30 cm hohe Träger, welche auf eine Entfernung von 5,5 m ohne weitere Unterstützung frei gelegt

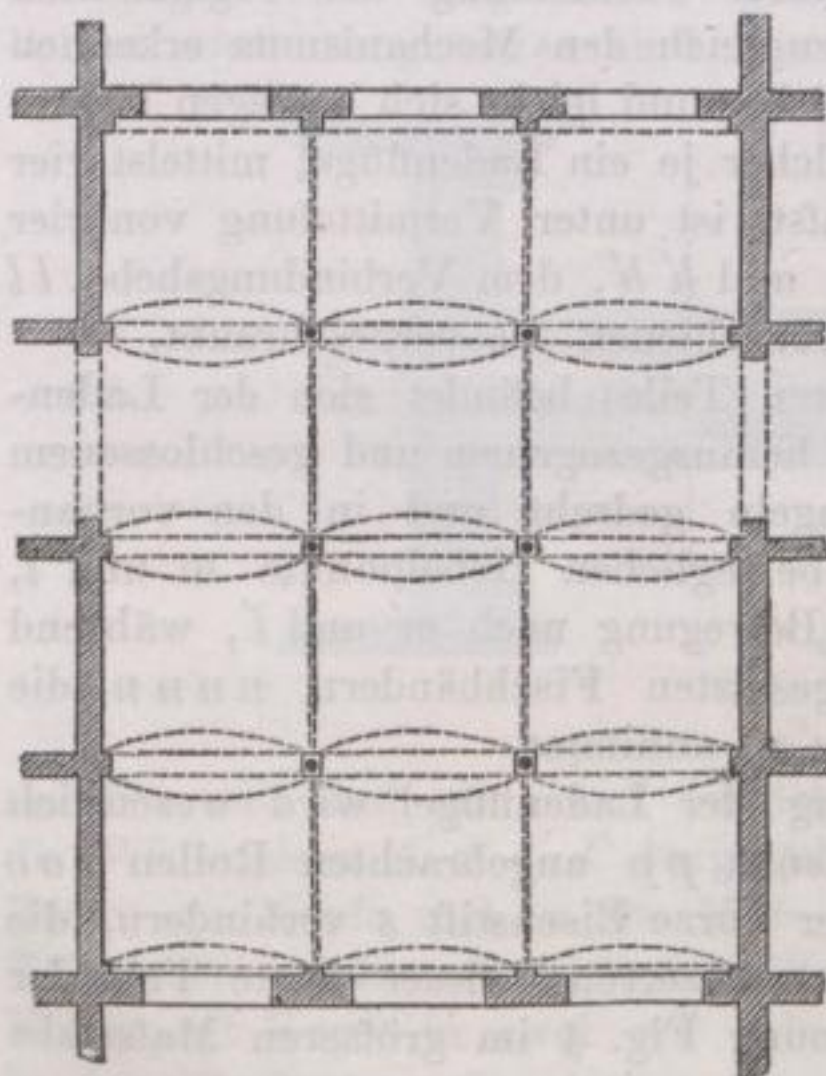


Fig. 162.

werden können, um die darüber vorhandene Last der Gewölbe, der Auffüllung und der Fußböden mit aller Sicherheit tragen zu können. Zur Einwölbung genügt $\frac{1}{2}$ Steinstärke, wobei die Verwendung von Hohlsteinen ganz besonders empfehlenswert erscheint. In jedem Falle aber sollte ein gut bindender Cementmörtel zu der Wölbarbeit verwendet werden.

Bei der praktischen Ausführung ist selbstverständlich eine Gewölberüstung notwendig und dafür Sorge zu tragen, daß nicht durch einseitigen Druck die Eisenträger verschoben werden können, unter Umständen genügt jedoch auch ein verschiebbarer Lehrbogen und erhält dann eine jede Gewölbeschicht ihre Segmentbogen-Verspannung.

Wird bei großen Kellerräumen eine Feldereinteilung — wie dies in Figur

162 und Figur 163 angedeutet ist, notwendig, so erfolgt die Ausführung durch die Anordnung von $1\frac{1}{2}$ Stein starken Gurtbögen, welche von Säulen

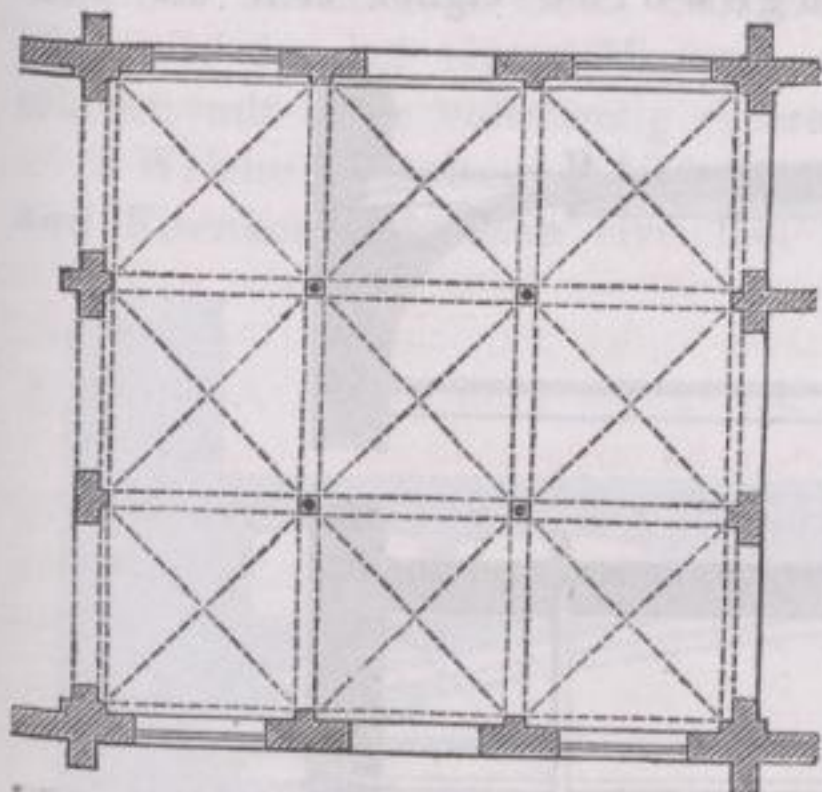


Fig. 163.

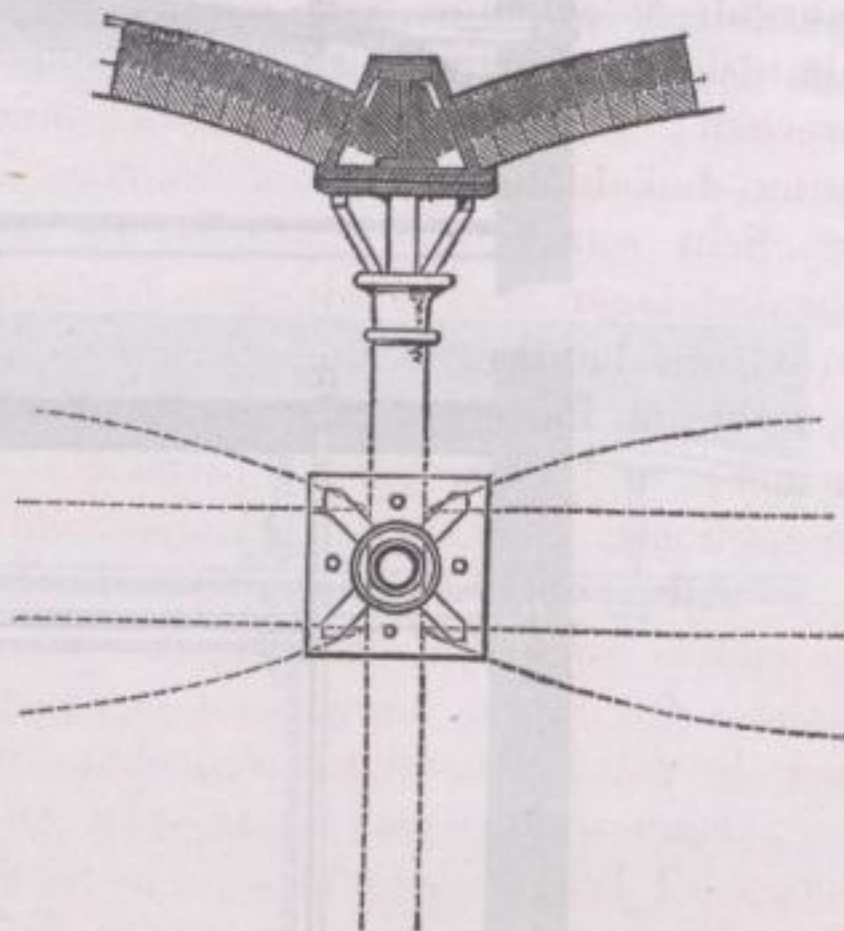


Fig. 165.

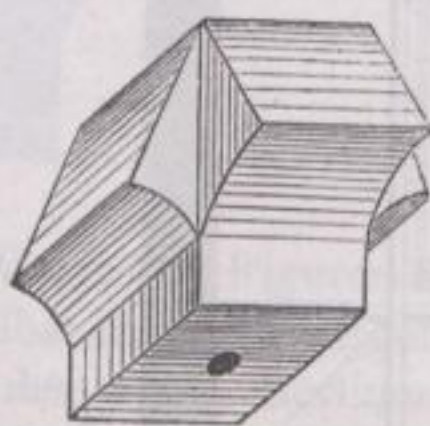


Fig. 164.

unterstützt werden. Die Gewölbeanfänge werden dann entweder nach Fig. 164 aus Hausteinen hergestellt, oder nach Figg. 165 oder 166 aus Gufseisen mit 2 bis 2,5 cm starken Wandungen ausgeführt.

Statt der Doppelt-T-Träger lassen sich bei derartigen Gewölben auch die I-Träger verwenden.

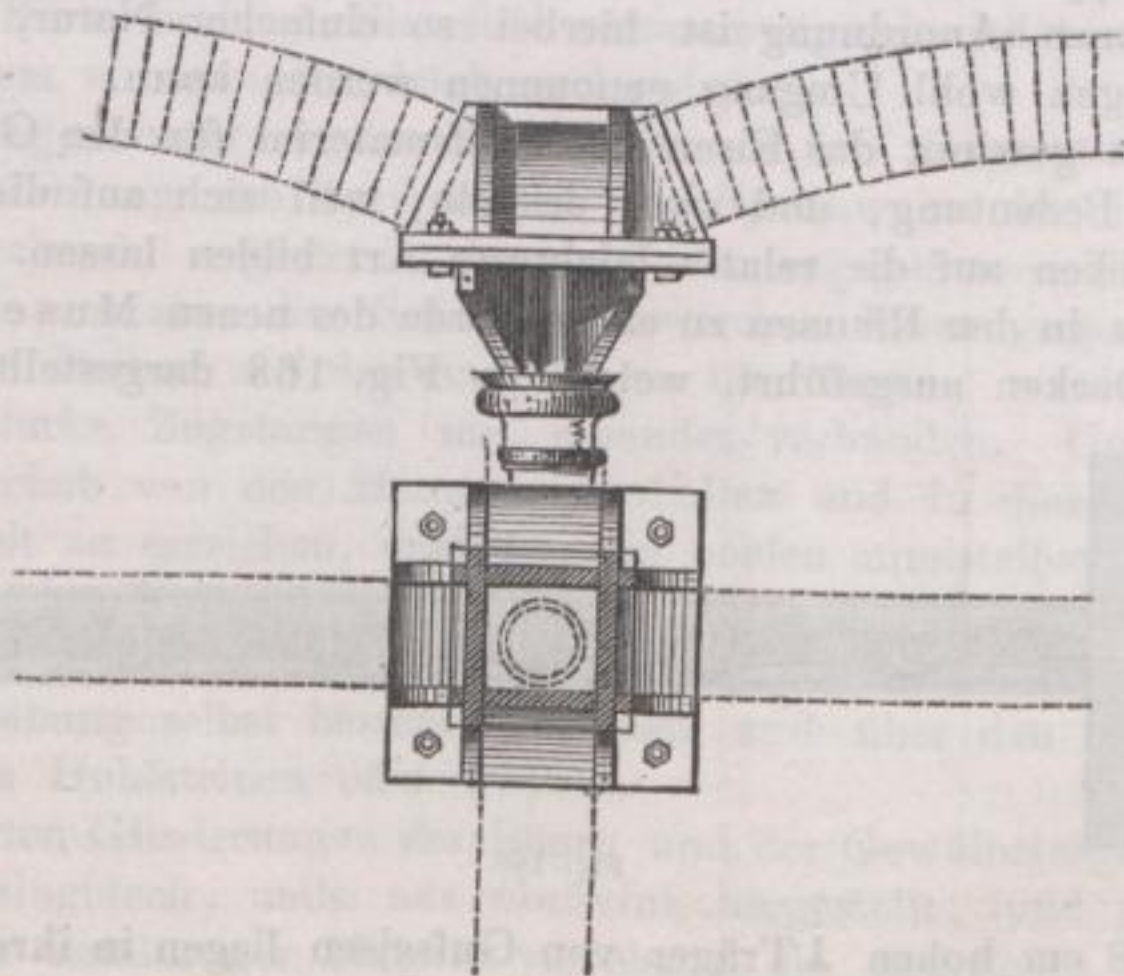


Fig. 166.

Decken, welche keine weitere Belastung erleiden, können bei 1,0 m Spannweite mit Backsteinen auf flacher Seite in Cement eingewölbt werden. Auch für Spiegel- und Muldengewölbe eignet sich die Ver-

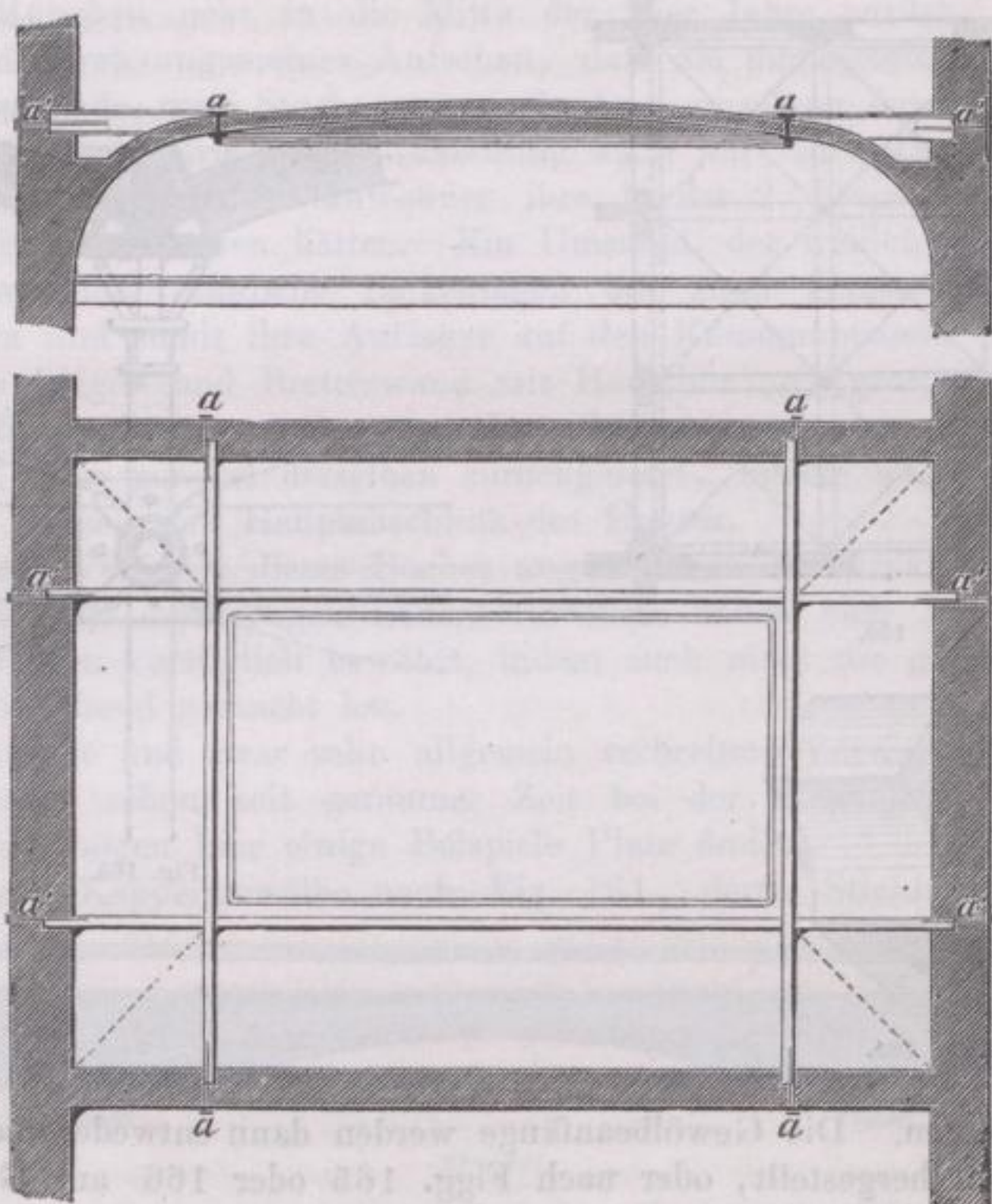


Fig. 167.

wendung schmiedeeiserner Träger, indem man den sogenannten Spiegel nach Fig. 167 mit Doppelt- (mit einander verlaschten) T-Schienen $aa \dots$ und $a'a' \dots$ umlegt; die ganze Anordnung ist hierbei so einfacher Natur, dass von weiteren Erörterungen wohl Umgang genommen werden kann.

Ueberhaupt gewinnt das Eisen als Hilfsmaterial für den Gewölbebau eine immer grössere Bedeutung, und zwar deshalb, weil sich auf diese Weise total feuersichere Decken auf die relativ leichteste Art bilden lassen.

So wurden in den Räumen zu ebener Erde des neuen Museums in Berlin von Stüler Decken ausgeführt, welche in Fig. 168 dargestellt sind; die hier

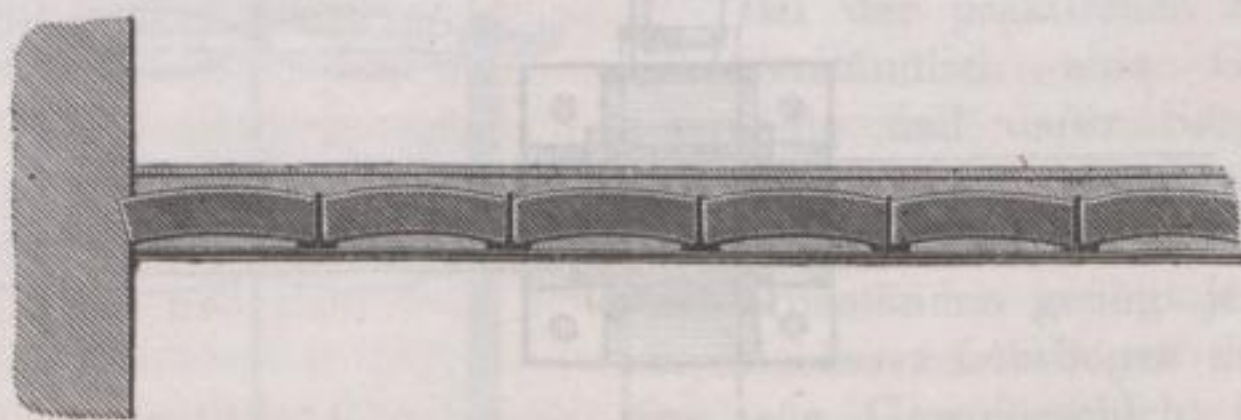


Fig. 168.

verwendeten 28 cm hohen I-Träger von Gussseisen liegen in ihrer Länge nahezu 5,0 m frei und 1,0 m von einander entfernt, zwischen sich nehmen sie ganz

flache Kappengewölbe auf, welche aus besonders geformten Hohlsteinen (Töpfen) hergestellt sind. In ihrer oberen Gewölbeleibung horizontal abgeglichen nehmen dieselben unmittelbar einen Fußboden von Stein auf sich auf, so daß wir es hier, wie das bei einem Museum mit so großen Kunstwerten notwendig erscheint, mit einer vollständig feuersicheren Decke zu thun haben.

Welche Gestaltungsfähigkeit sich bei gewölbten Decken unter Zuziehung von Eisenkonstruktionen erreichen läßt, möge durch Fig. 169 und durch die

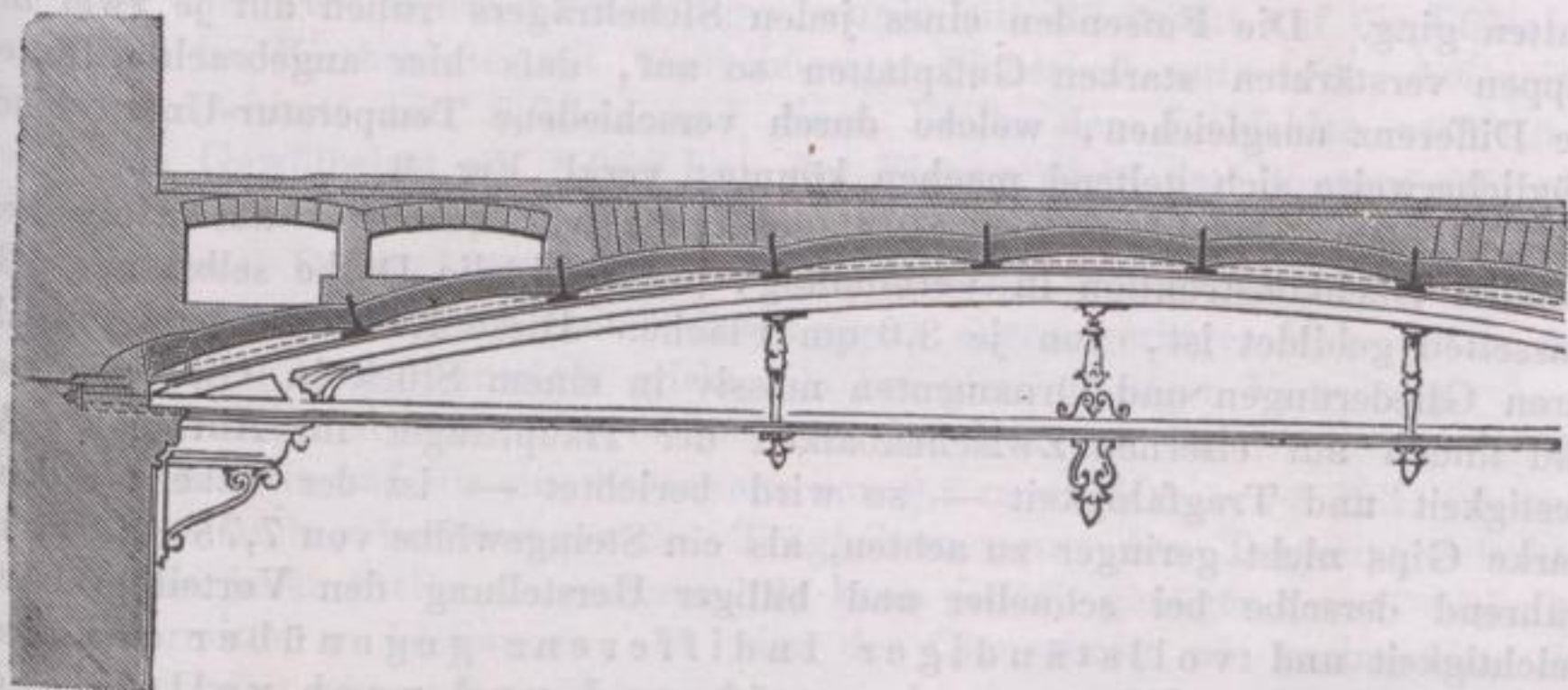


Fig. 169.

Tafel IV mit den Figuren 5 bis 9 des Atlas näher versinnlicht werden; unter andern ist daselbst die reich ausgebildete Decke des nordöstlichen Saales, im zweiten Geschoße des neuen Berliner Museums dargestellt. Bei dieser Konstruktion wurden nach der Tiefe des 9,70 m messenden Raumes in Entfernungen von 4,70 m eiserne Binder in Segmentbogenform gestreckt, welche nicht allein die Aufgabe zu übernehmen hatten, die gewölbte Decke zu tragen, sondern auch die gegenüber liegenden Mauern aufs Sicherste zu verankern. Zu dem Zwecke wurden gusseiserne Bögen nach Fig. 169 aus zwei Stücken nach dem dargestellten Profil als Träger der Wölbung angeordnet und diese durch je zwei runde, 7,8 cm im Durchmesser habende Zugstangen mit einander verankert. Jede dieser Zugstangen besteht aus sieben zusammengebündelten Rundeisenstäben, von welchen der eine den Kern bildet. Sie sind zusammenschmiedet und dann durch Walzen zu einem einzigen Rundstab verbunden.

Auf die Bogenbinder wurden dann nahezu 4,6 m lange gusseiserne Eisen je in einer Entfernung von 1,10 m — der Spannweite der flachen Kappengewölbe entsprechend — gestreckt, und mittelst angegossenen Flanschen auf die Binder befestigt; um aber den Schub der zwischen ihnen gespannten Gewölbe nicht von einem Balken auf den anderen zu übertragen, wurden die letzteren durch mächtig starke Zugstangen mit einander verbunden. Um aber vollends jeden Gewölbeschub von den Mauern abzuhalten und in dieser Beziehung die größte Sicherheit zu erreichen, erhielten die beiden unmittelbar an die Mauern sich anschließenden Kappengewölbe ein Widerlager von kastenartiger Form, stark genug, um den Gewölbeschub vollkommen auf sich aufzunehmen.

Die Einwölbung selbst besteht zwischen und über den Eisenbalken aus eigens geformten Hohlsteinen oder Töpfen.

Die verzierten Gliederungen der Bögen und der Gewölbeträger sind teils aus gestanztem Messingblech, teils aus Gufszink hergestellt, und zwar teils vergoldet, teils mit emailartiger Malerei versehen; die figürlichen Bildwerke sind nebst der ornamentalen Ausschmückung ebenfalls in Zink gegossen.

Eine der bedeutendsten und imponierendsten Deckenkonstruktionen unserer Neuzeit gehört der neuen von Hitzig erbauten Börse in Berlin an. Das Deckenwerk der großen Börsensäule besteht nach Tafel V und den Figg. 1 u. 2 aus eisernen Sichelträgern, jeder 4 900 kg wiegend. Mittels eines aufgestellten Krahn's wurden dieselben in je zwei Hälften mit Leichtigkeit emporgehoben, zusammengenietet und dann auf das Mauerwerk herabgelassen, welche Arbeit — wie es in dem betreffenden Berichte heißt — verhältnismäßig schnell von statten ging. Die Fußenden eines jeden Sichelträgers ruhen auf je zwei mit Rippen verstärkten starken Gufsplatten so auf, daß hier angebrachte Rollen die Differenz ausgleichen, welche durch verschiedene Temperatur-Unterschiede möglicherweise sich geltend machen könnte; vergl. Fig. 3.

Mit den Sichelträgern steht zugleich die vorherrschend aus Holz hergestellte Dachkonstruktion in Verbindung, während die Decke selbst aus 532 Kassetten gebildet ist, von je 3,0 qm Fläche. Diese Kassetten sind mit all' ihren Gliederungen und Ornamenten massiv in einem Stück in Gips gegossen und finden auf eisernen Zwischenbalken der Hauptträger ihr Auflager. An Festigkeit und Tragfähigkeit — so wird berichtet — ist der nahezu 6,0 cm starke Gips nicht geringer zu achten, als ein Steingewölbe von 7,75 cm Stärke, während derselbe bei schneller und billiger Herstellung den Vorteil größerer Leichtigkeit und vollständiger Indifferenz gegenüber den Bewegungen des Eisenwerkes während und nach vollendeter Arbeit bietet.

Die Belastung der hier zur Verwendung gekommenen Sichelträger mit Bedachung, Zwischenbalken, Gipskassetten und Bekleidung berechnet sich für jeden derselben auf 36 000 kg und entspricht die ganze Last des Deckenwerkes der Börsensäule bei 19 Kassenfeldern dementsprechend einem Gewichte von 684 000 kg.

Diese ganz erkleckliche Gewichtsmasse liefs bei ihrem Aufbringen nur eine 5 mm große Differenz an den auf Rollen ruhenden Trägerfußenden beobachten. Später brachte die wechselnde Temperatur keine meßbare Bewegung des Eisenwerkes mehr hervor und es hat sich somit das System der sichelförmigen Träger an dem Berliner Börsenbau vollständig bewährt. Die beigegebenen Details bedürfen einer weiteren Erklärung nicht.

Als ein Beispiel, in wie fern das Eisen auch als Hilfsmaterial für die Herstellung von Kirchengewölben verwendet werden kann, möge eine auf Tafel IV Fig. 1 bis 4 dargestellte Konstruktion näher erläutern. Dieselbe stellt einen bogenförmigen Kastenträger aus Eisenblech und Winkel-eisen dar, wie ein solcher vom Verfasser dieses Buches für die Einwölbung der II. protestantischen Kirche in München projektiert wurde. Die lichte Weite der zu überwölbenden Joche beträgt 9,6 m; ihre Breite 4,5 m bei nur 0,65 m starken Widerlagsmauern. Da die einzelnen Joche trennenden Gurtungen bei 9,0 m Spannweite und 1,2 m Stichhöhe nur 0,9 m Widerlagsstärke besaßen, so war für sie die Herstellung aus Stein nahezu ausgeschlossen, und wurde statt dessen eine Eisenkonstruktion gewählt, welche nicht nur jeden Gewölbeschub unmöglich machte, sondern vielmehr dazu diente, die sich gegenüber liegenden Mauern energisch mit einander zu verankern.

Der diese Funktion übernehmende Kastenträger ist in seiner Hälfte in Fig. 1 auf der rechten Seite dargestellt und zeigt die schraffierte Fläche *aa* die Stelle an, gegen welche sich das Jochgewölbe anlegt, während bei *bb* die inneren Versteifungen des Kastenträgers einpunktirt sind; in Figur 2 ist der Träger im Scheitel geschnitten und ist daselbst auch die Zinkverkleidung im

Profil angedeutet, deren äußere Ansicht in Fig. 1 auf der linken Seite dargestellt ist. In Fig. 3 und 4 befinden sich die Details des im Scheitel geschnittenen Trägers mit den eingeschriebenen Stärken der Winkelisen und Bleche. Das sich gegen die oberen Winkelisen anlegende Gewölbe bildet eine Fläche, welche entstanden ist aus der Bewegung eines Segmentbogens, auf einer mehr oder weniger flachen Segmentlinie, wie dies im I. Bande auf S. 208 des Näheren besprochen wurde.

Der hier verwendete Deckenträger wurde mit Rücksicht auf die Bedenken der Laien im Kirchenrate mit überschüssiger Sicherheit entworfen; bei seiner lichten Spannweite von 9,00 m und einer Breite der Jochfelder von 4,5 m wurde die Gewölbelast auf 8 960 kg, das Eigengewicht des Bogenträgers einschließlich seiner Verkleidung auf 2 640 kg, mithin die Gesamtlast auf 11 600 kg angenommen. Diese Last wurde als gleichmäßig verteilt vorausgesetzt, obwohl sie thatsächlich im Scheitel des Trägers etwas geringer ist, als an den Auflagern und somit günstiger wirkt, als bei gleichmäßiger Verteilung.

Unter dieser Annahme berechnet sich das Moment der Belastung für die Mitte des Trägers und für eine Stützweite von 9,6 m zu $M_{\max} = 1\,392\,000$ cmk. Das Widerstands-, beziehungsweise Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes ist zwar an jeder Stelle ein anderes, es kann jedoch genügen, nur dasjenige der Trägermitte zu bestimmen, da hier der Querschnitt am geringsten, das Biegemoment aber am größten ist.

An dieser Stelle ist nun die Fläche des Querschnittes, ohne Abzug der Nietöffnungen $F = 128,49$ cm, der Abstand der äußersten gedrückten, beziehungsweise gezogenen Fasern von der Schwerpunktsachse $a_d = 20,9$ und $a_z = 23,9$ cm, das Trägheitsmoment für die neutrale Achse berechnet sich zu $t = 63\,260$ cm⁴, nach Abzug der in einen Vertikalschnitt fallenden Nietlöcher, und das Widerstandsmoment $\frac{t}{a_d}$ zu $3\,027$ cm³. Bei der Feststellung des Festigkeits-Koeffizienten s ist auf das Ausknicken der Druckgurtungen Rücksicht zu nehmen.

Da in der Mitte ein Ausbiegen der oberen Gurtung durch die Gewölbe verhindert wird, so setzen wir als freie Knickungslänge die halbe Spannweite ein, wodurch der Knickungs-Koeffizient $\mu = 1,27$ erhalten wird. Aus der Beziehung $M_{\max} = \frac{t}{a_d} \cdot \left(\frac{s}{\mu}\right)$ erhalten wir nun die im Träger herrschende

$$\text{Spannung } s = \frac{1,27 \cdot 1\,392\,000}{3\,027} = 460 \cdot 1,27 = 584 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}.$$

Sollte man von einem höheren Festigkeits-Koeffizienten ausgehen, als welchen man in diesem Falle 1000 kg pro qcm ansehen kann, so würde dieser zunächst wegen der Knickungsgefahr in der Druckgurtung auf

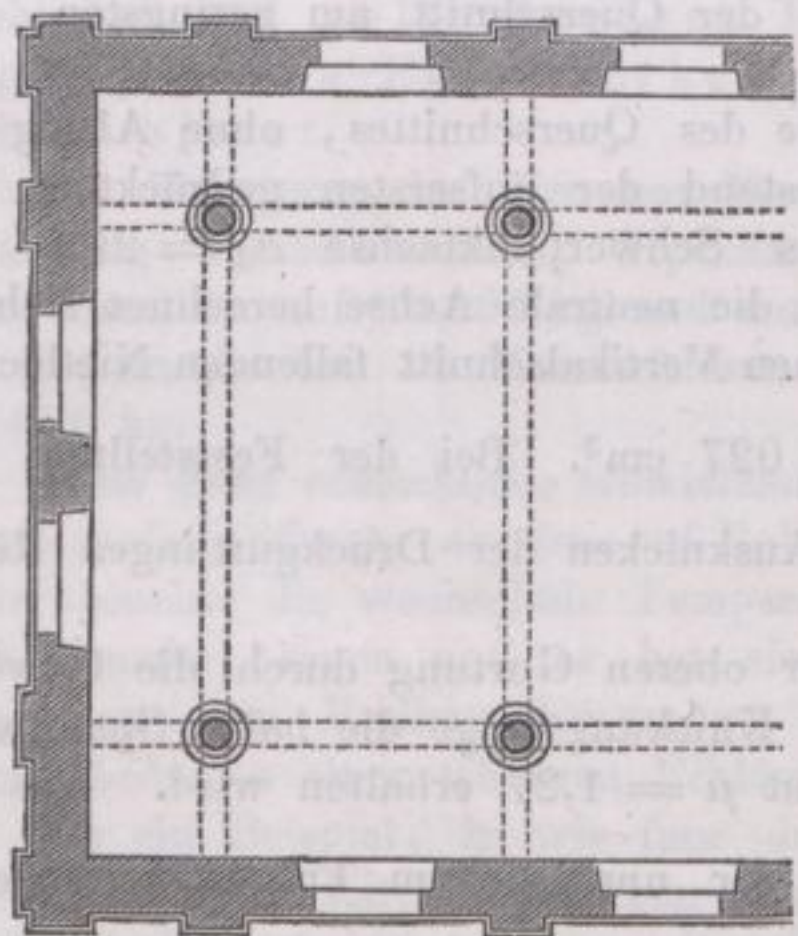
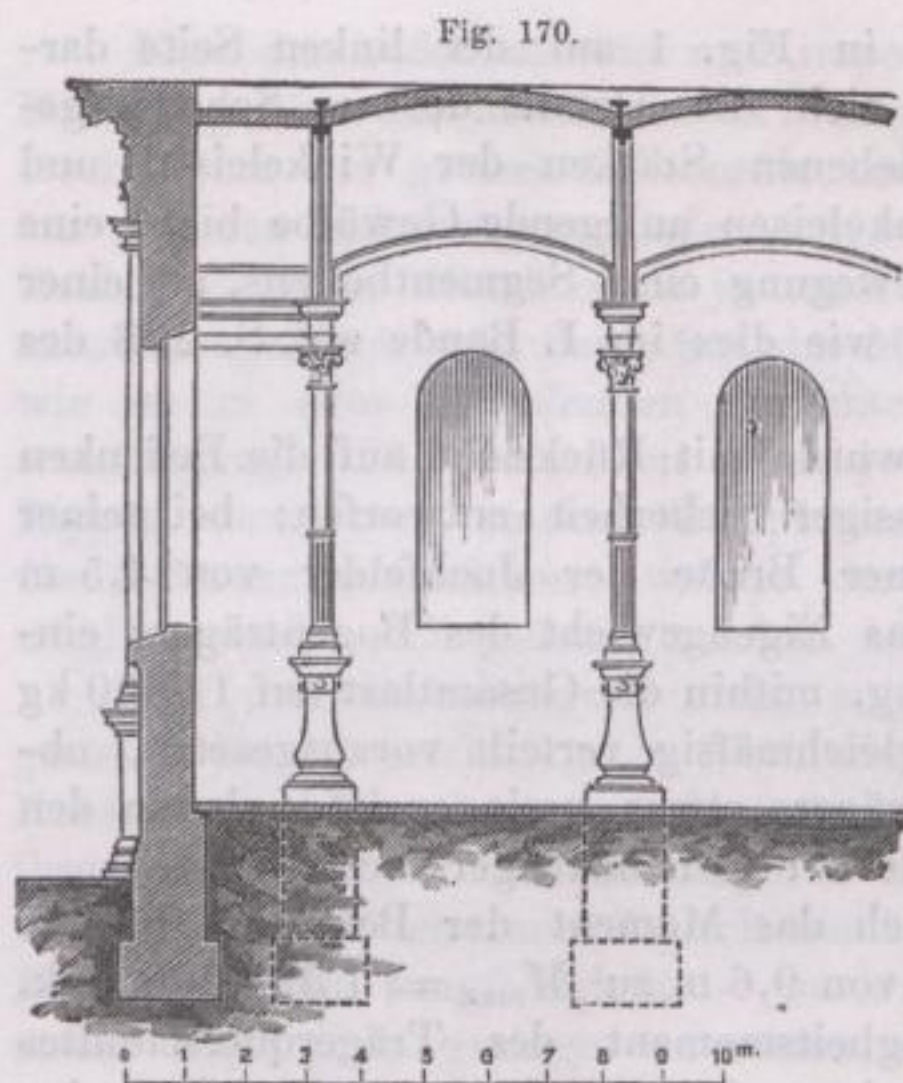
$$\frac{1\,000}{1,27} = 800$$

abzumindern sein, und es ergäbe sich dann als notwendiges kleinstes Widerstandsmoment

$$W = \frac{1\,392\,000}{800} = 1\,740 \text{ cm}^3,$$

welchem das wirklich vorhandene von $3\,027$ cm³ gegenüber steht.

Eine ähnliche Sicherheit zeigt die Berechnung des anderen Widerstandsmomentes $W_1 = \frac{t}{a_z}$, für welches man die resp. Werthe



$$\frac{M_{\max}}{s} = 1\,392 \text{ cm}^3$$

als notwendige Gröfse, und

$$\frac{t}{a_z} = 2\,650 \text{ cm}^3,$$

als am Träger vorhanden, erhält.

Einen beachtenswerten Beitrag zur Frage der Verwendung des Eisens als Hilfsmaterial für den Gewölbebau bei unseren Hochbauten hat auch Professor Dollinger in Stuttgart geliefert, und möchte wohl vom Standpunkte einer objektiven Betrachtung die Ueberzeugung sich Bahn brechen, dafs für eine grofse Reihe von Zwecken des Hochbaues das Gufseisen geradezu unersetzlich erscheint. In vielen Fällen ist man auf das Eisen als Baumaterial förmlich hingedrängt und hat dasselbe schon längst die Konkurrenz mit anderen Baustoffen siegreich bestanden.

Da ja ganz besonders die grofse rückwirkende Festigkeit des Gufseisens in Verbindung mit der Leichtigkeit der einfachsten sowohl, als der reichsten Formgebung von durchschlagender Bedeutung ist, besonders dem Steinmaterial gegenüber, so sollte die hier in betracht kommende Frage über die ästhetische Verwendung des Gufseisens im Hochbau gar nicht mehr von der Tagesordnung abgesetzt werden.

Professor Dollinger führt uns einen ganz beachtenswerten Entwurf zu einer Halle in den Figg. 170,

171 und 172, 173 (S. 161) vor und verwendet zur Herstellung der Gewölbedecke gufseiserne Rippen, die selbstverständlich in verschiedenen Formen sich gestalten und in den beigegebenen Figuren zwei Varianten erkennen lassen.

Im Vergleich zu den konstruktiven Anordnungen der Gewölberippen erscheinen die mit dargestellte Architravkonstruktion aus Gufseisen, und ebenso die konstruktiven Details der gufseisernen Säulen als nebensächlich.

In bezug auf die Ausführung solcher Gewölbe möchte hier nur noch die Bemerkung Platz finden, dafs alle Lehrgerüste dabei in Fortfall kommen.

Ein ganz besonderes Interesse als Hilfsmaterial, beziehungsweise als Ersatz für Steingewölbe nimmt gegenwärtig das bombierte Trägerwellenblech für sich in Anspruch; dasselbe wird nach Fig. 174 (S. 161) gewölbartig zwischen die betreffenden Widerlager eingespannt, und ist dann, wie dies die eingehendsten Versuche erwiesen haben, viermal so viel zu tragen im stande,

Fig. 172.

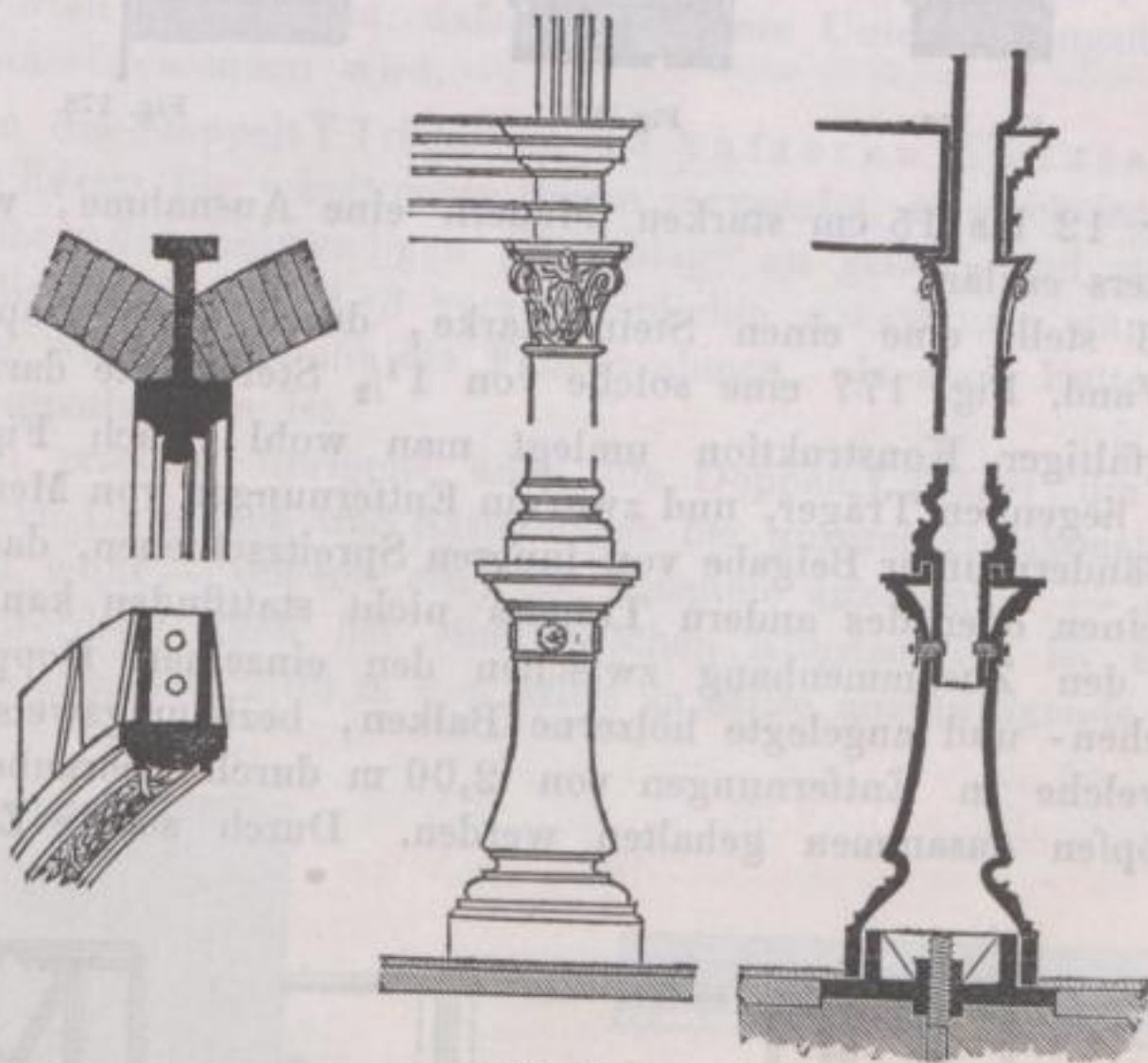
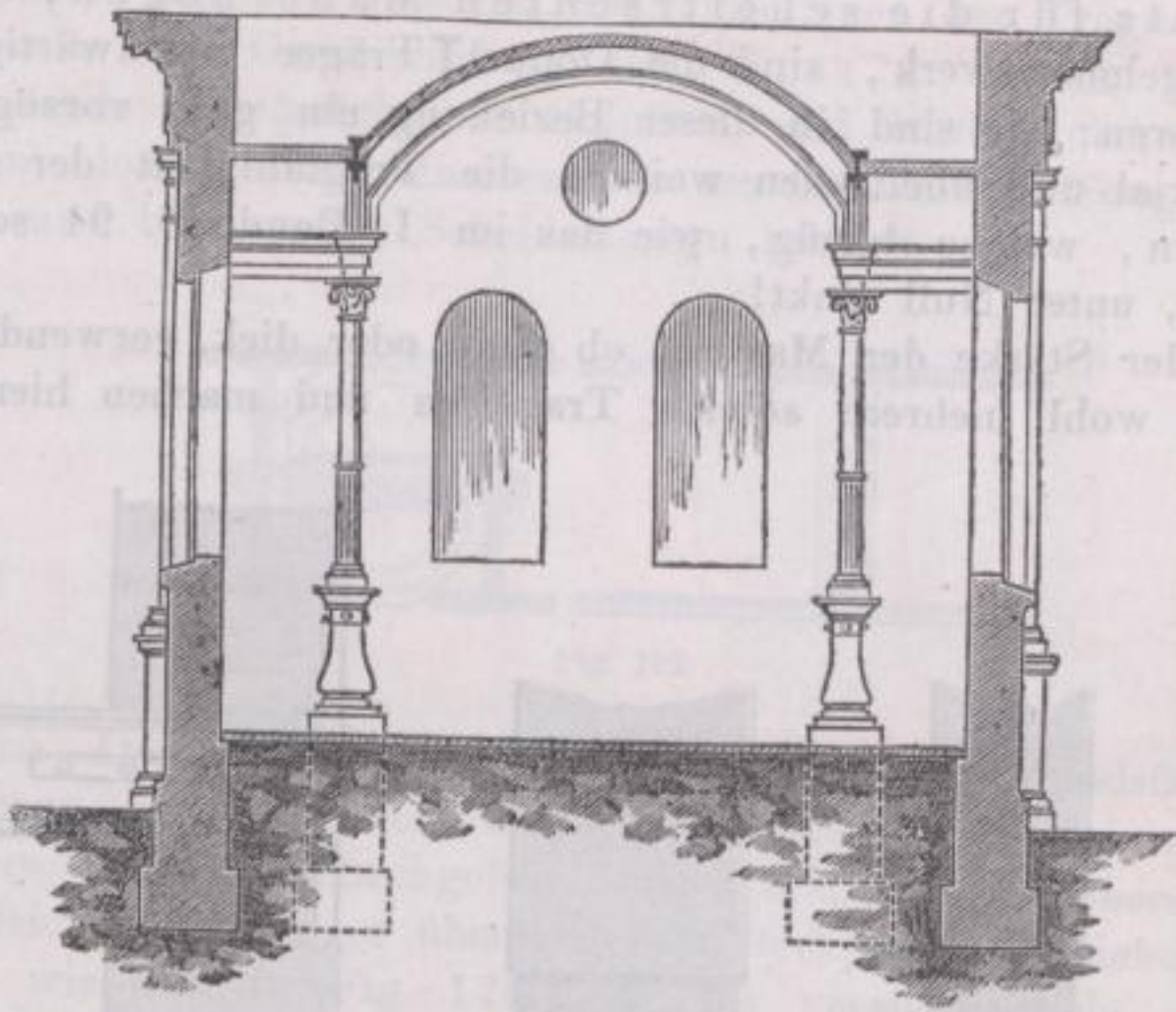


Fig. 173.

wie gerades Wellenblech. In unserer Figur liegt das Blech einerseits auf der unteren Flansche eines Doppelt-T-Trägers, andererseits auf einer Mauer auf; oberhalb wird eine geeignete Füllmasse aufgebracht, welche allenfalls mit einem Lehm-, Gips-, Asphalt- oder Betonestrich abgeglichen wird, die untere Ansicht kann man sehr wohl in der ursprünglichen Wellenform belassen.

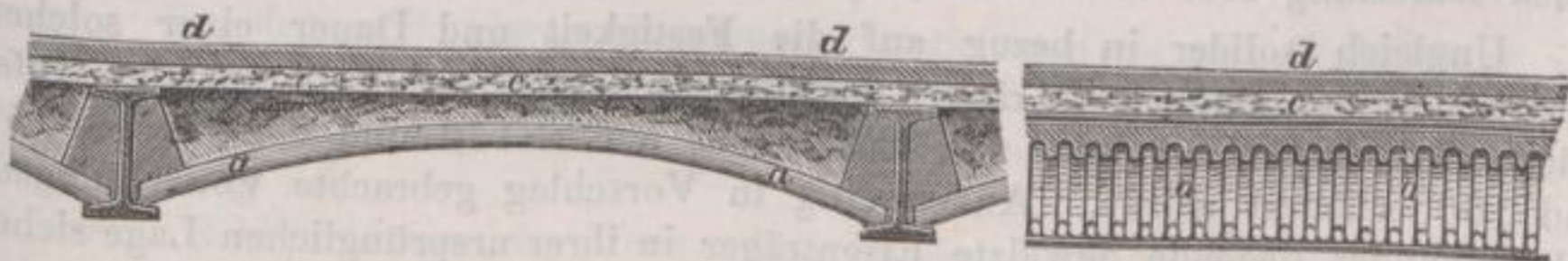


Fig. 174.

Als Ersatz für die scheidrechten Mauerbögen, ob von Haustein- oder Ziegelmauerwerk, sind die Doppel-T-Träger gegenwärtig gar nicht mehr zu entbehren; sie sind in dieser Beziehung ein ganz vorzügliches Konstruktions-Material und übertreffen weitaus die Tragfähigkeit der scheidrechten Bögen aus Stein, welche häufig, wie das im I. Bande S. 91 schon hervorgehoben wurde, unter Null sinkt!

Je nach der Stärke der Mauern, ob dünn oder dick, verwendet man zwei, drei oder auch wohl mehrere solcher Trageisen und machen hiervon nur die



Fig. 175.



Fig. 176.



Fig. 177.

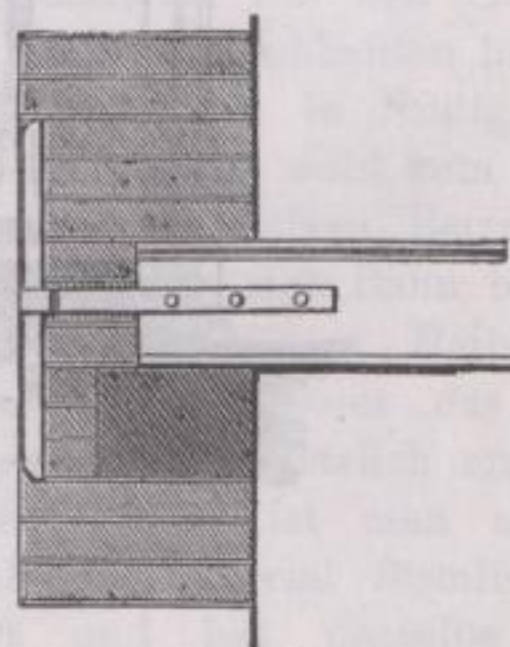


Fig. 178.

$\frac{1}{2}$ Stein oder 12 bis 15 cm starken Mauern eine Ausnahme, wie dies die Fig. 175 weiters erklärt.

Fig. 176 stellt eine einen Stein starke, durch zwei Doppel-T-Träger unterstützte Wand, Fig. 177 eine solche von $1\frac{1}{2}$ Steinstärke dar.

Bei sorgfältiger Konstruktion umlegt man wohl, nach Fig. 181, die nebeneinander liegenden Träger, und zwar in Entfernungen von Meter zu Meter, mit eisernen Bändern unter Beigabe von inneren Spreitzschienen, damit ein Ausweichen des einen oder des andern Trägers nicht stattfinden kann; einfacher erscheint es, den Zusammenhang zwischen den einzelnen Doppel-T-Trägern durch dazwischen- und angelegte hölzerne Balken, beziehungsweise Bohlen zu vermitteln, welche in Entfernungen von 2,00 m durch Schraubenbolzen mit versenkten Köpfen zusammen gehalten werden. Durch solche Zwischenlagen



Fig. 179.

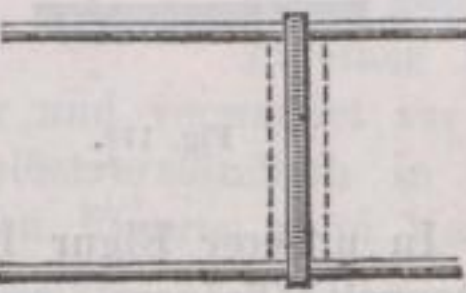
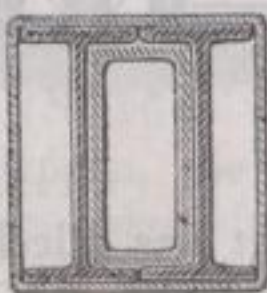


Fig. 180.



Fig. 181.

von Holz wird die Anordnung und Befestigung einer allenfallsigen Holz- oder Stuckverkleidung sehr erleichtert (Fig. 176 und 177).

Ungleich solider in bezug auf die Festigkeit und Dauer einer solchen Verbindung von Doppel-T-Trägern sind dazwischen gebrachte röhrenartige Gufsstücke und Schraubenbolzen, wie dies bereits auf S. 152 und den Figuren 159 und 160 erläutert wurde. Anderweitig in Vorschlag gebrachte Vorrichtungen, nebeneinander liegende gewalzte Eisenträger in ihrer ursprünglichen Lage sicher zu erhalten, sind in den Figuren 180 und 182 dargestellt.

Auch durch eine Verankerung und Unterlegen des Träger-Kopfes mittelst festem Haustein oder Gufseisenplatte nach Fig. 178 (S. 162) gewinnt die hier in Rede stehende Konstruktion an Solidität, und dürfen solche Unterlagen besonders dann nicht fehlen, wenn es sich um die Unterstützung mehr oder weniger hoher und belasteter Scheidewandern handelt.

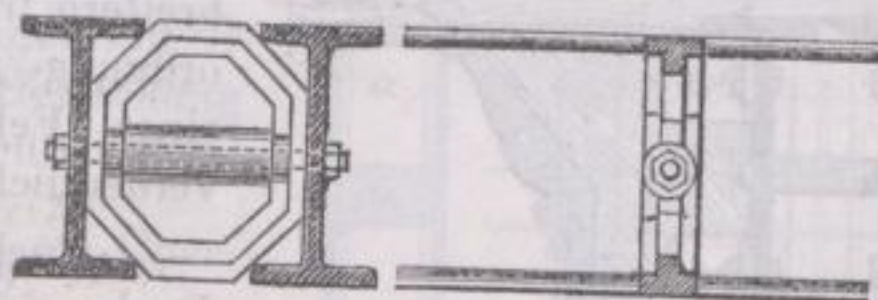


Fig. 182.

Um den Doppelt T-Trägern eine erhöhte Widerstandsfähigkeit gegen Bruch zu geben, was besonders bei Scheidewandern geboten erscheint, welche durch mehrere Etagen hindurchgehen, nietet man auf die oberen und unteren Flanschen mehr oder weniger übergreifende Deckplatten, beziehungsweise Fußplatten auf, wie dies die Fig. 179 (S. 162) veranschaulicht, wodurch dann noch der Vorteil sich ergibt, daß eine breitere Unterstützungsfäche für die zu tragende Mauer gewonnen wird.

Werden die Doppelt T-Träger in die äußeren Umfassungswände zugleich als Ersatz für scheidrechte Bögen verwendet, so erscheint es wünschenswert, denselben den notwendigen „Anschlag“ zu geben, und möchte in dieser Beziehung die durch Fig. 183 veranschaulichte Anordnung empfehlenswert erscheinen, bei welcher sowohl die Fensterrahmen, als auch Futter und Verkleidung leicht anzubringen ist.

Vielfach ersetzen übrigens auch die Doppelt T-Träger die oft sehr stark dimensionierten Unterzüge und Sattelhölzer bei unseren Holzkonstruktionen, und können dann wohl — um nur ein Paar Beispiele anzuführen — nach Fig. 184 angeordnet werden; auch bei einer solchen Konstruktion ist es empfehlenswert, für eine etwa alle 2,00 m von Mitte zu Mitte anzubringende Verbolzung zu

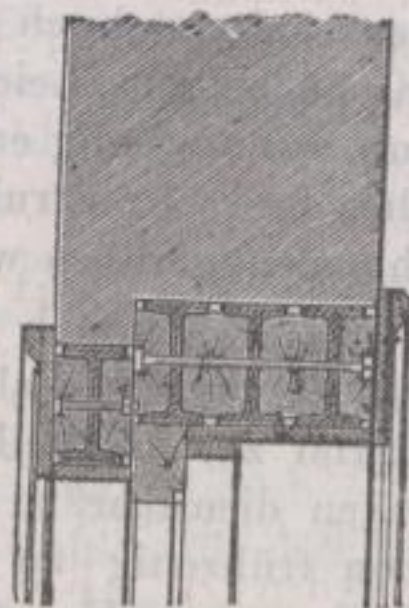


Fig. 183.

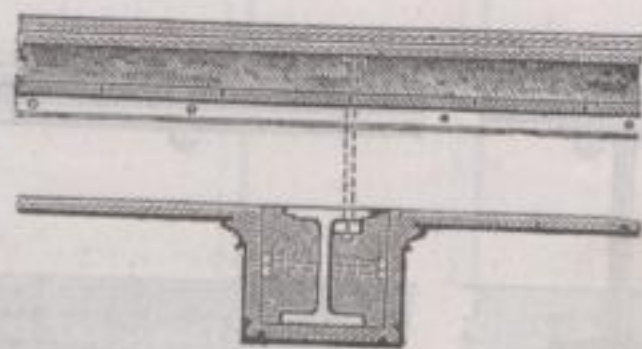


Fig. 184.

sorgen. Bei den auch hier vorhandenen Holzbeilagen ist eine Vertäfelung von Holz, oder Verkleidung mittelst Stuck, Zink u. s. w. leicht anbringbar.

Fig. 185 (S. 164) endlich stellt einen Unterzug mit reich ausgestatteter Ziergliederung dar.

Eine sehr umfangreiche Verwendung finden die gewalzten Eisenträger auch bei der Konstruktion unserer Zwischendecken.

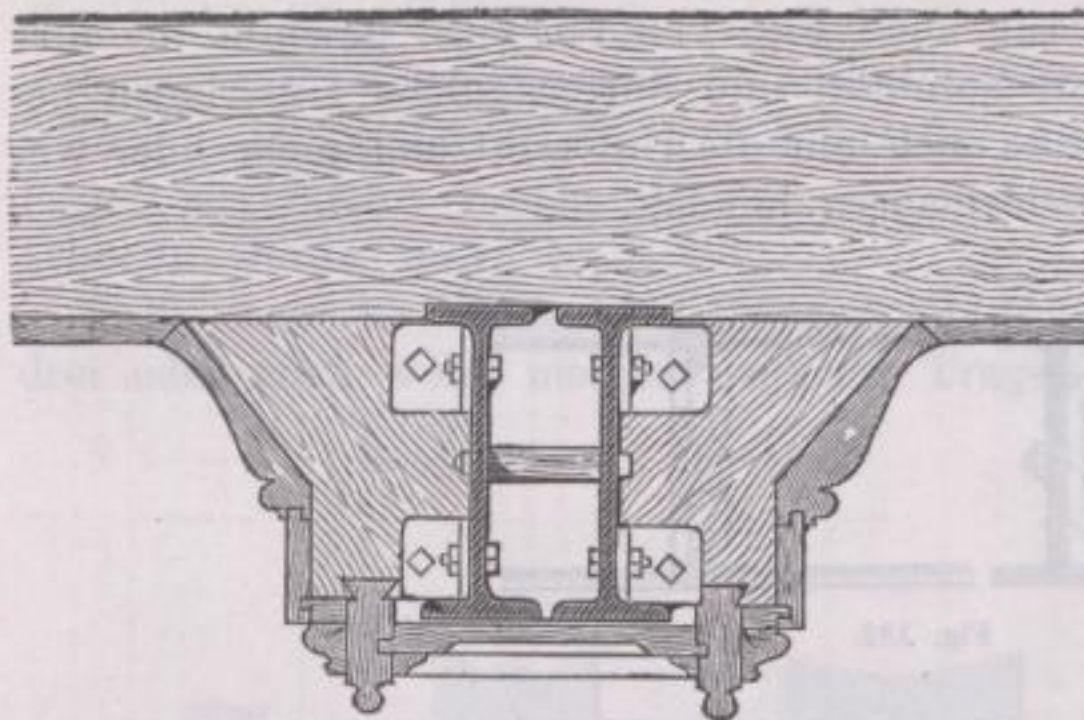


Fig. 185.

Eine der einfachsten Konstruktionen dieser Art besteht aus Doppelt-T-Trägern, welche eine entsprechende Anzahl von Fußbodenlagern mit darüber gestrecktem Fußbodenbrettern tragen und deren Anordnung mit Nichtbeachtung eines Fehlbodens Fig. 186 verdeutlicht.

Auch eine geschlossene Decke fehlt dieser einfachen Anordnung, und läßt sich eine solche nach Figur 187 auf sehr einfache Weise dadurch erreichen, daß auf die

unteren Flanschen der nahezu 90 cm von einander entfernt liegenden Doppelt-T-Träger eine Bohllendecke eingelegt werden kann, welche einerseits die eisernen

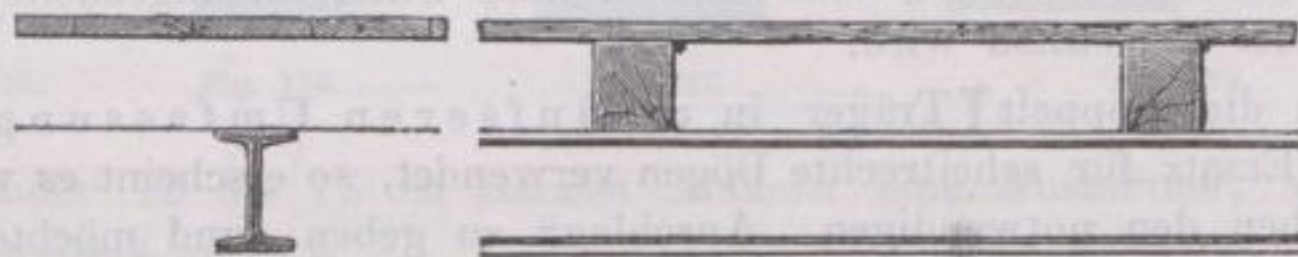


Fig. 186.

Tragbalken verspannt, andererseits die Gelegenheit bietet, eine Rohrdecke leicht anzubringen.

Empfehlenswerter möchte jedoch die ebenfalls sehr einfache Decke nach Fig. 188 (S. 165) sein, bei welcher die Doppelt-T-Träger *aaa* in Entfernungen von 0,75 bis 0,80 m von Mitte zu Mitte entfernt liegen und der Quere nach durch kurze Holzriegel *bbb* in Entfernungen von nahezu 1,00 m unter sich gut verspannt sind. Durch diese Anordnung lassen sich ohne alle Umstände die Fußbodenbretter sowohl, als auch die Deckenschalung durch einfache Nagelung auf den Holzriegeln befestigen und kann auch mit Leichtigkeit,

wenn es notwendig erscheinen sollte, dieser Konstruktion ein Fehlboden gegeben werden.

In Frankreich hat das Streben, das Eisen als Hilfsmaterial zur Herstellung von Decken dienstbar zu machen, schon frühzeitig zu den verschiedensten Konstruktions-

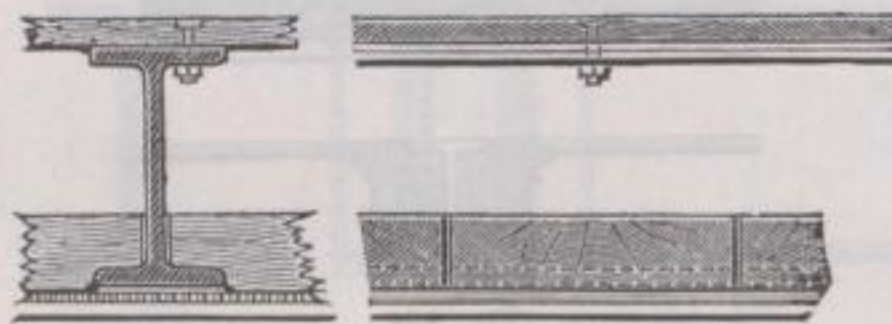


Fig. 187.

Systemen geführt und finden wir in den *Nouvelles annales de la construction* vom Jahre 1860 24 verschiedene Variationen dieses Themas durch Zeichnung und Beschreibung mitgeteilt.

Beispielsweise möge hier nur eines dieser Konstruktions-Systeme Erwähnung finden: Die Doppelt-T-Balken *AA* in Fig. 189 (S. 165) liegen hier 0,75 bis 0,80 m von Mitte zu Mitte entfernt und sind durch an den Enden Z-förmig umgebogene Stabeisen von 16 bis 18 mm Querschnitt mit einander verbunden;

auf diesen Querschienen liegen dann in Entfernungen von 0,25 bis 0,30 m, und zwar parallel den Doppelt-T-Trägern die schwachen Eisenstäbe *cc* von 2,5 bis 3,0 cm Querschnitt.

Zwischen die hierdurch sich bildende netzförmige Eisenkonstruktion wird dann ein Gipsguss gebracht, welcher in unserer Figur mit *D* bezeichnet ist. Zur Herstellung der Bedielung dienen Fußbodenlager von $\frac{15}{18}$ cm Querschnitt, welche von Mitte zu Mitte 0,75 bis 0,80 m von einander entfernt liegen; von unten erhält die Decke einen Verputz von Gipsmörtel.

Solche Deckenkonstruktionen sind gegenwärtig noch in Frankreich sehr beliebt und entsprechen allen Anforderungen, welche man an eine vorzügliche Zwischendecke stellen kann, sie setzen aber einen vorzüglichen Gips voraus, wie ein solcher in Deutschland nur selten zur Disposition steht.

In allerneuester Zeit hat man in Frankreich Zwischendecken hergestellt, welche in ihrer Konstruktion durch die beiden Figg. 190 und 191 (S. 166) Erklärung finden.

Die betreffende Decke besteht hierbei aus 50 cm von Mitte zu Mitte entfernt liegenden Doppelt-T-Trägern, zwischen welche eigens geformte, in der Mitte zusammengestoßene, nach oben bogenförmig gestaltete Hohlsteine eingespannt sind; die Ecken der gewölbeförmigen Deckenfelder werden nach oben hin durch Gipsbeton ausgefüllt, die Bedielung unmittelbar auf die Doppelt-T-Schienen aufgeschraubt; der Deckenputz von Gips findet seinen Halt in schwalbenschwanzförmigen Nuthen, welche der Länge nach die Hohlsteine durchfurchen.

Bei größeren als 50 cm breiten Feldern verwendet man eigens geformte und verschieden breite Schlufssteine, wie dies ebenfalls aus der beigegebenen Figur erkennbar ist.

Bei der zweiten Art haben gleichfalls 50 cm weit von einander entfernt

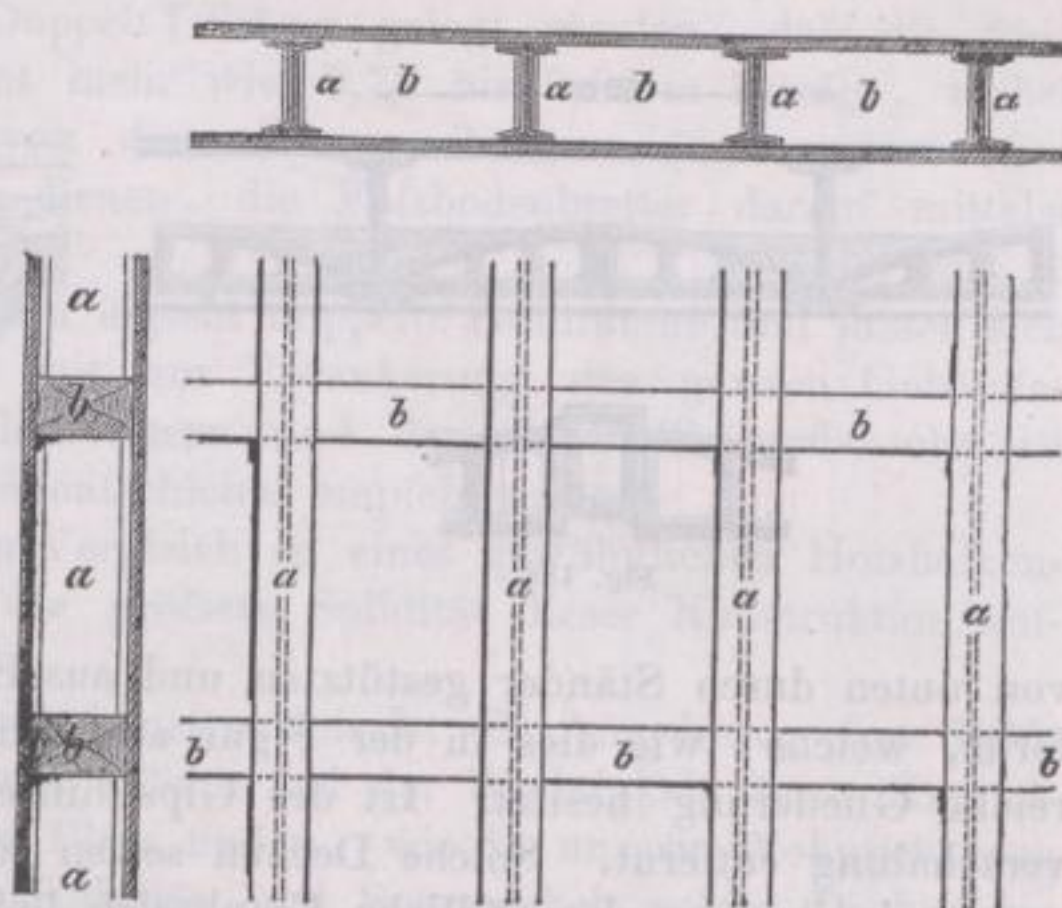


Fig. 188.

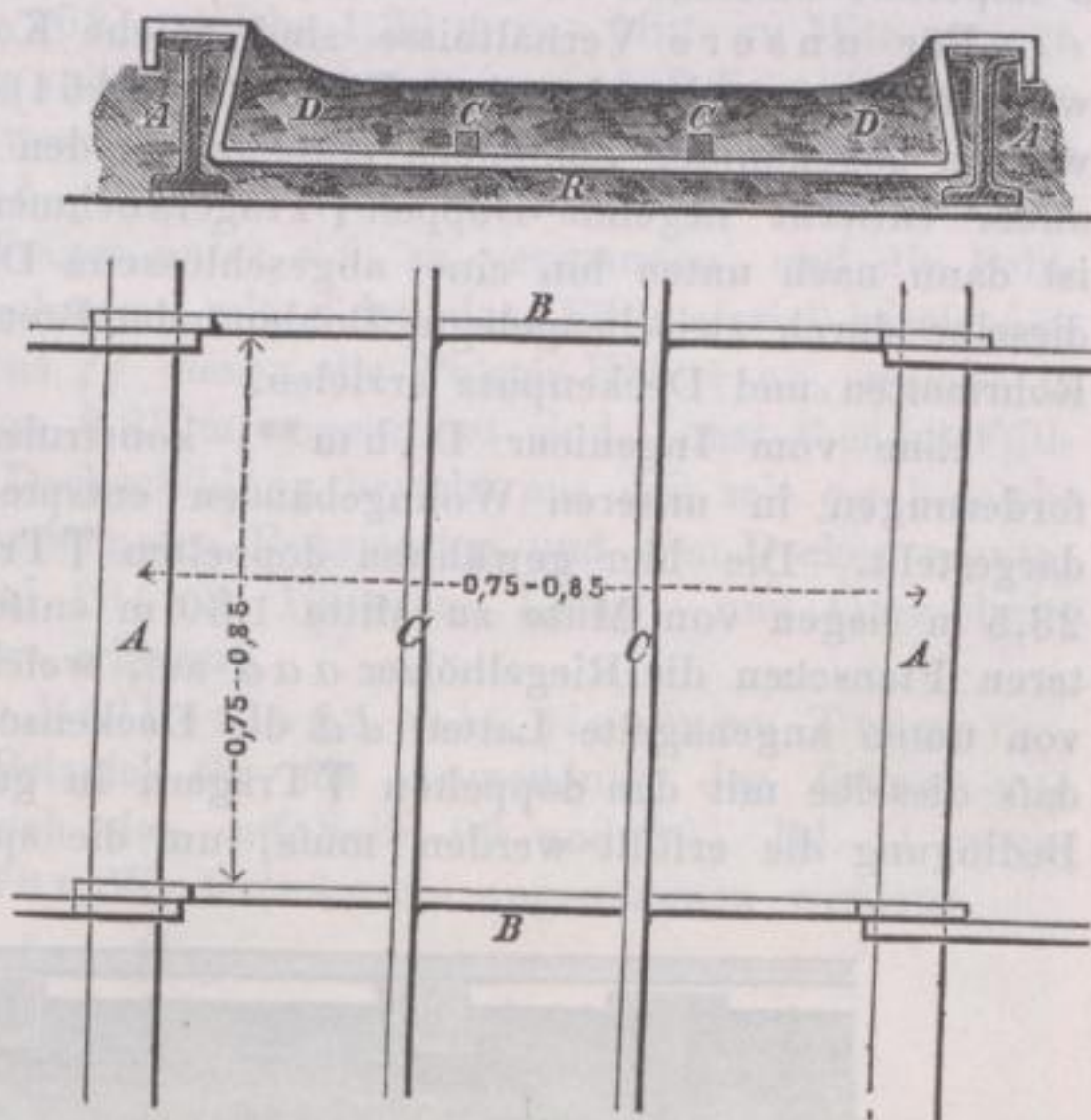


Fig. 189.

liegende Doppelt-T-Träger der betreffenden Decke ihre sichere Stabilität zu geben, und auch die Bedielung wird unmittelbar von denselben aufgenommen. Die untere Decke jedoch wird ganz aus Gipsgufs hergestellt und zwar auf einer

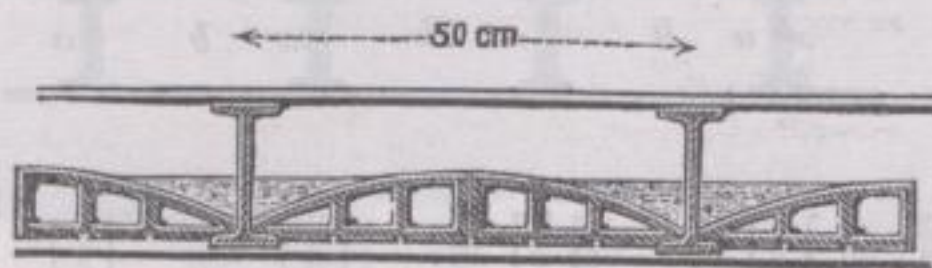


Fig. 188.

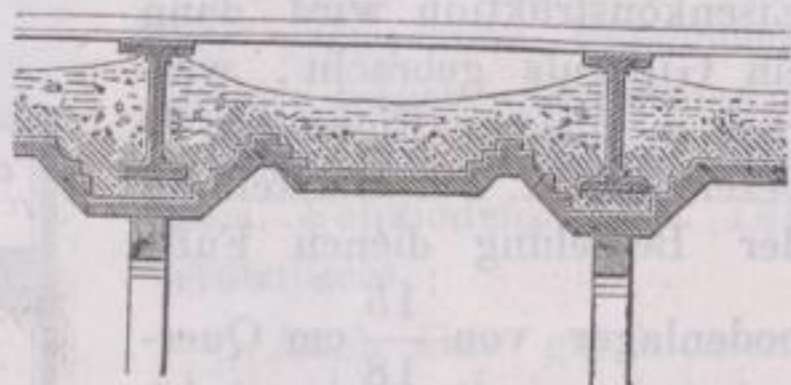


Fig. 189.

von unten durch Ständer gestützten und aus Brettern zusammengesetzten Holzform, welche, wie dies in der Figur angedeutet ist, eine mehr oder weniger reiche Gliederung besitzt. Ist der Gips hinreichend erhärtet, wird die Holzverschalung entfernt. Solche Decken setzen selbstverständlich einen Gips voraus, wie ihn nur das südliche Frankreich liefert, einen Gips, durch den es auch möglich geworden ist, die sogenannten d'Espie-Gewölbe oder die Gewölbe à imperiale herstellen zu können. *)

Für unsere Verhältnisse sind solche Konstruktionen nicht empfehlenswert; dagegen möchte sich die in Fig. 187 (S. 164) dargestellte Decke da empfehlen, wo ein sogenannter Fehlboden entbehrt werden kann; 50 bis 90 cm von einander entfernt liegende Doppelt-T-Träger nehmen unmittelbar die Dielung auf; ist dann nach unten hin eine abgeschlossene Decke notwendig, so läßt sich dieselbe durch zwischengelegte Bohlen oder Bretter und von unten angebrachte Rohrmatten und Deckenputz erzielen.

Eine vom Ingenieur D i h m **) konstruierte Decke, welche allen Anforderungen in unseren Wohngebäuden entsprechen möchte, ist in Fig. 192 dargestellt. Die hier gewählten doppelten T-Träger mit einer Profilhöhe von 23,5 m liegen von Mitte zu Mitte 1,30 m entfernt und nehmen auf ihren unteren Flanschen die Riegelhölzer *aaa* auf, welche wiederum dazu dienen, durch von unten angenagelte Latten *dd* die Deckenschalung so anbringen zu können, daß dieselbe mit den doppelten T-Trägern in gar keine Verbindung tritt. Eine Bedingung die erfüllt werden muß, um die später auszuführende Stuck- oder

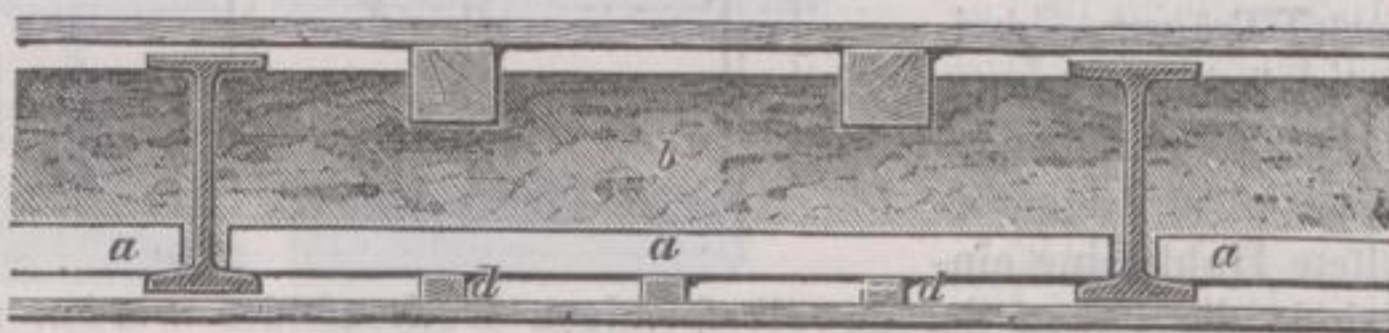


Fig. 192.

Weißdecke gegen Risse, welche durch allenfallsige Ausdehnung der eisernen Träger entstehen können, zu schützen. Auf die von Mitte zu Mitte 75 bis 80 cm entfernt gelegten Querriegel *aa* wird dann ein Fehlboden aufgebracht,

*) I. Band S. 156.

**) Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1869, S. 383.

welcher das übliche Füllmaterial aufzunehmen hat. Zur Befestigung der Fußbodenbretter dienen endlich Lagerhölzer von $\frac{15}{18}$ cm Querschnitt, welche am vorteilhaftesten so neben die Doppelt-T-Träger gelegt werden, daß die freie Länge der Fußbodenbretter nicht mehr wie 0,75 bis 0,80 m beträgt, wobei die Hauptlast selbstverständlich von den eisernen Trägern übernommen wird und die Lagerhölzer mehr dazu dienen, die Fußbodenbretter darauf mittelst Nagelung befestigen zu können.

Eine solche Deckenkonstruktion ergibt doppelte Hohlräume und lassen sich die Doppelt-T-Träger vorzüglich mit zur Verankerung des ganzen Gebäudes verwerten; zwischen den Fußbodenbrettern und der oberen Trägerflansche ist die Anbringung einer dünnen Cementschichte empfehlenswert.

Die geringen Mehrkosten im Vergleich zu einer gewöhnlichen Holzbalkendecke möchte hinreichend durch die größere Solidität dieser Konstruktion aufgewogen werden.

In der oben mitgeteilten Deckenkonstruktion ist die Anordnung eines Fehlbodens nicht klar genug betont und möchte bei der Wichtigkeit dieses Kapitels hier ein Vorschlag des Verfassers Platz finden, wie in unsern Wohngebäuden sich unter Berücksichtigung von Solidität und Sparsamkeit solche Decken am zweckentsprechendsten bilden lassen. Bei unseren meisten 6,0 bis 7,0 m in der Tiefe nicht überschreitenden Wohnräumen genügt die Anwendung von 20 bis 26 cm hohen Doppelt-T-Trägern *aa* (S. 168), welche 1,30 m von Mitte zu Mitte gelegt, die gewöhnliche Deckenbelastung vollständig sicher tragen. Auf die unteren Flanschen der eisernen Tragbalken werden dann in Entfernungen von 80 bis 90 cm 8,5 bis 10 cm hohe Riegel *bbb* gelegt, welche hauptsächlich dazu bestimmt sind, die einzelnen Doppelt-T-Träger unter sich zu verspannen, und die Fehlbodenbretter *cc* auf sich aufzunehmen; mit *d* ist das Füllmaterial bezeichnet. Zur Befestigung des Dielenbodens *ff* dienen die Polster-Hölzer *ee*, welche in ihrer weitesten Entfernung bis zu 0,80 m angeordnet sind, sonst aber im Füllmaterial sich einbetten. Die Deckenbildung besteht aus den mit *gg* bezeichneten Latten und den mit *h* bezeichneten Rohrmatten und dem Deckenverputz; die Figuren 193 (S. 168) und 194 (S. 169) im Längs- und Querschnitt mögen diese Konstruktion weiters erläutern.

Die Berechnung einer Balkenlage mit eisernen Trägern, nach Figur 193, möge als Beispiel für die Anwendung der früher entwickelten Formeln dienen. Nach den auf Seite 89 und 90, Bd. II angegebenen Belastungen darf hier für Wohnräume angenommen werden:

a) für einen 5,0 m tiefen Raum:

die Belastung der Decke . . .	152 kg p. qm
das Eigengewicht der Decke . .	254 " " "
das Gewicht der Träger kann schätzungsweise angenommen werden zu	24 " " "

somit die Gesamtbelastung pro qm: 430 kg.

Nach der Launhardtschen Formel (S. 89) wäre in diesem Fall eine Spannung zulässig, von

$$s = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{278}{430} \right) = 924 \text{ kg,}$$

wofür rund 920 kg gesetzt werden soll. Bei einer Entfernung der Träger von 1,3 m von Mitte zu Mitte erhält man nun



Fig. 193.

die Gesamtbelastung des Trägers $5,0 \times 1,3 \times 430 = 2795 = \text{rund } 2800 \text{ kg}$,

daher nach der Formel $\frac{Pl}{8} W \cdot s$:

$$\frac{2800 \cdot 500}{8} = W \cdot 920 \text{ oder } W = 190 \text{ cbcm.}$$

Diesem Widerstandsmoment entspricht das deutsche Normalprofil Nr. 20.

b) Für einen 6,0 m tiefen Raum darf mit Berücksichtigung des Vorhergehenden angenommen werden:

das Gewicht eines eisernen Trägers

$$\text{schätzungsweise } 6 \times 30 \dots = 180$$

das auf einen Träger treffende Eigen- und Belastungsgewicht der Decke

$$6 \times 1,3 \times 406 \dots = 3166,8$$

$$\text{zusammen} = 3346,8$$

oder rund 3350 kg,

somit unter Zulassung der gleichen Spannung wie vorhin:

$$\frac{3350 \cdot 600}{8} = W \cdot 920$$

oder $W = 273 \text{ cbcm}$, für welches das deutsche Normalprofil Nr. 22 ausreichend ist.

In ähnlicher Weise findet sich, daß für einen Raum von 7,0 m Tiefe ein Profil von 26 cm Höhe zu verwenden wäre.

Die zwischen den eisernen Trägern liegenden Querhölzer b seien in Entfernungen von 0,90 m angeordnet (Fig. 194, S. 169), so ist die Belastungsfläche eines derselben $0,9 \times 1,3 = 1,17 \text{ qm}$, somit für ein beiläufiges Gewicht von 400 kg pro qm die Belastung pro Querholz = 468 kg. Somit für eine zulässige Spannung von 80 kg für Holz:

$$\frac{468 \cdot 130}{8} = W \cdot 80, \text{ oder } W = 95,0.$$

Diesem Widerstandsmoment entspricht ein Holz von 7 auf 9 cm Stärke.

In Frankreich, ebenso aber auch in Deutschland, hat man zu den Deckenkonstruktionen vielfach die sogenannten Zorès-Eisen verwendet.

Fig. 195 (S. 169) möge dazu dienen, das Wesentliche einer solchen Konstruktion zu erklären; A bilden die 18 cm hohen Hauptträger eines 6,75 m tiefen Zimmerraumes, sie sind 1,35 m von einander gelegt; auf ihren unteren, beiderseitig angewalzten Flanschen ruhen die 0,75 m von einander entfernt liegenden, 10 cm hohen Nebenträger B , durch untergelegte Band-eisen und Nieten befestigt. Parallel mit den Hauptträgern sind dann Stabeisenstäbe auf die Flanschen der Nebenträger verlegt und dortselbst gleichfalls vernietet. Die Dielung

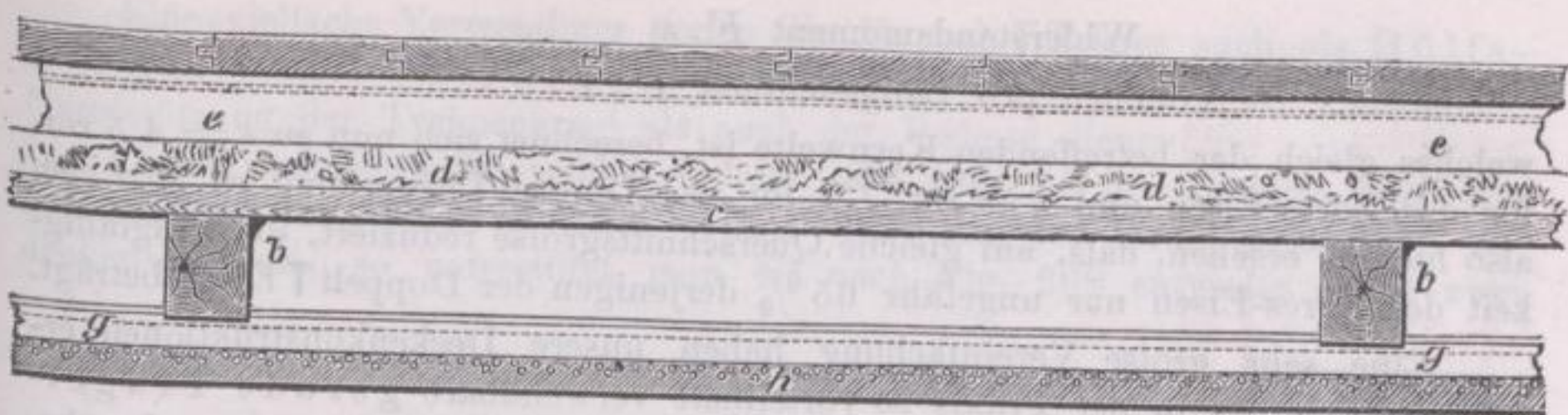


Fig. 194.

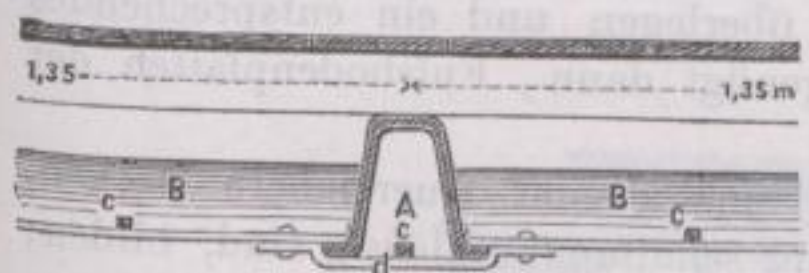


Fig. 195.

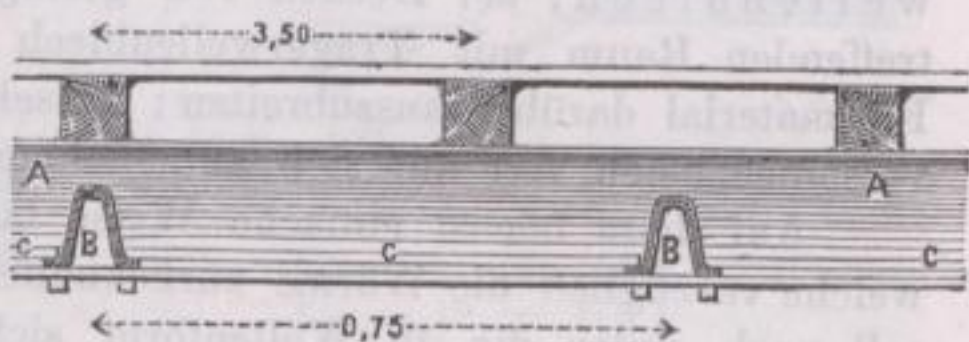


Fig. 196.

für den Fußboden ruht auf 0,50 m von einander angeordneten Riegeln von 10 cm im Quadrat; in Fig. 196 ist die ganze Anordnung im Querschnitt dargestellt. Die in Frankreich übliche Gips-Ausfüllung ist, um die Deutlichkeit der Konstruktionen nicht zu beeinträchtigen, in dem Holzschnitte unberücksichtigt geblieben. Um dieselbe jedoch ausführen zu können, befestigt man an den Flanschen der Hauptträger in Entfernungen von 0,75 bis 1,00 m die Querschienen *dd*, welche mit zur Unterstützung der Stabeisenstäbe *c* dienen.

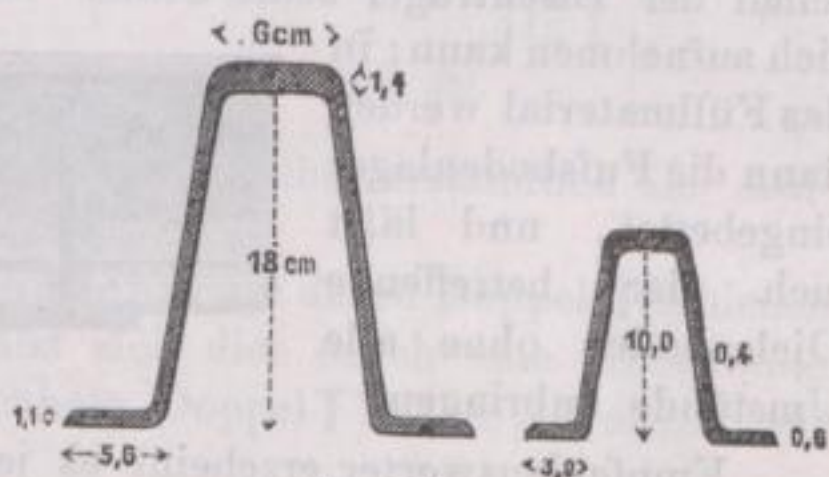


Fig. 197.

In Fig. 197 sind die Querprofile der Haupt- und Nebenträger im Detail dargestellt, und die dabei üblichen Maße angegeben.

Die Zorès-Eisen, welche in Frankreich schon seit längerer Zeit verwendet werden, sind hauptsächlich da am Platz, wo es auf Seitensteifigkeit, auf breite Grundfläche oder auf geneigte Seitenflächen ankommt, wie z. B. bei Trägern von Kappengewölben u. s. w. In ökonomischer Beziehung dagegen sind sie nicht so vorteilhaft, als die bei uns gewöhnlich zur Verwendung kommenden Doppelt-T-Eisen, welche letztere bei gleichem Querschnitt, also auch bei gleichem Gewicht pro Längeneinheit ein bedeutend größeres Widerstandsmoment besitzen, als die Zorès-Eisen. Es leuchtet dies von vornherein ein, da die beiden Stege des Zorès-Eisens, welche wenig zum Widerstandsmoment gegen biegende Kräfte beitragen, das Profil verhältnismäßig schwerer machen, als der eine Steg bei den Doppelt-T-Eisen. Eine genauere Berechnung bestätigt dies. Das Zorès-Eisen Fig. 197 beispielsweise hat eine Querschnittsfläche von 41,4 qcm und ein Trägheitsmoment bezüglich seiner Schwerpunktsachse von 1807 biqcm.

Das Widerstandsmoment desselben beträgt $\frac{1807}{9,59} = 188$ cbcm. Betrachtet man dagegen ein gleichschweres Profil der deutschen Normalskala, als welches Nr. 22 sich ergibt, so hat dieses bei etwas geringerer Querschnittsfläche (39,8 qcm) ein Trägheitsmoment von 3090 biqcm und ein Widerstandsmoment von 281 cbcm. Der Wirkungsgrad beider Profile oder das Verhältnis

$$\frac{\text{Widerstandsmoment } F \cdot \varepsilon}{\text{Volumen pro Längeneinheit } F \cdot 1} = \varepsilon,$$

welches gleich der betreffenden Kernweite ist, berechnet sich nun zu $\varepsilon = 4,5$ rot. für das Zorès-Eisen und $\varepsilon = \text{rot. } 7,0$ für das Doppelt-T-Eisen und es läßt sich also hieraus ersehen, daß, auf gleiche Querschnittsgröße reduziert, die Tragfähigkeit der Zorès-Eisen nur ungefähr 65 % derjenigen der Doppelt-T-Eisen beträgt.

Eine sehr große Vereinfachung haben unsere Deckenkonstruktionen erfahren durch das in der Praxis so vorteilhaft verwendbare gerade Trägerwellenblech; bei Decken von geringen Spannweiten genügt es, den betreffenden Raum mit Trägerwellenblech zu überlegen und ein entsprechendes Füllmaterial darüber auszubreiten; dasselbe genügt dann, Fußbodenplatten der verschiedensten Art auf sich aufzunehmen.

Auf diese höchst einfache Weise lassen sich absolut feuersichere Decken, welche vorzüglich die Wärme zurückhalten und schallundurchlässig sind, bilden; soll nach unten die in Wellenform sich zeigende Decke verputzt werden, so kann dies entweder durch direkte Berohrung oder durch vorher angebrachte Verschalung geschehen.

Für größere Decken, wo Doppelt-T-Träger notwendig werden, eignet sich die in Fig. 198 angegebene Konstruktion, wo das Wellenblech auf den unteren Flanschen der Eisenträger seine Stütze findet und das Füllmaterial unmittelbar auf sich aufnehmen kann; in das Füllmaterial werden dann die Fußbodenlager eingebettet, und läßt sich der betreffende Dielenboden ohne alle Umstände anbringen.

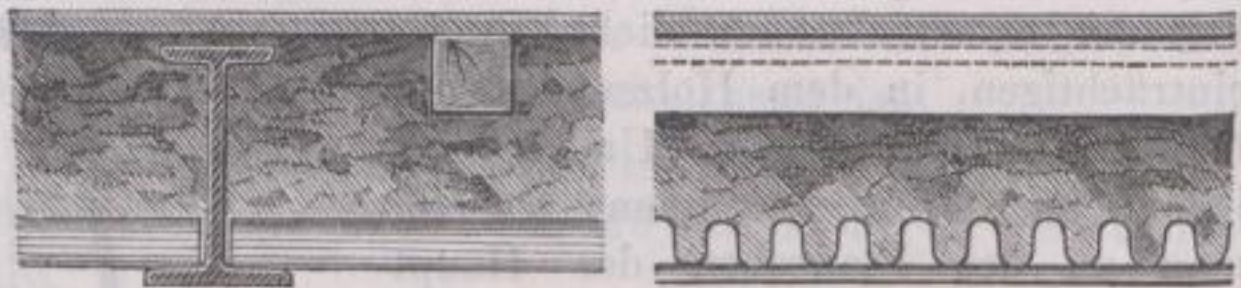


Fig. 198.

Empfehlenswerter erscheint es jedoch in bezug auf eine lebendig gegliederte und zugleich nicht so schwere Decke, nach Fig. 199, zu konstruieren. Hier werden die Wellenbleche unmittelbar von der oberen Flansche der Doppelt-T-Träger unterstützt, während die letzteren, als Unterzüge behandelt, Gelegenheit geben, eine dekorativ belebte Felderdecke zu bilden. Diese Anordnung gestattet eine zwar leichtere Decke, welche jedoch ebenso schallsicher und

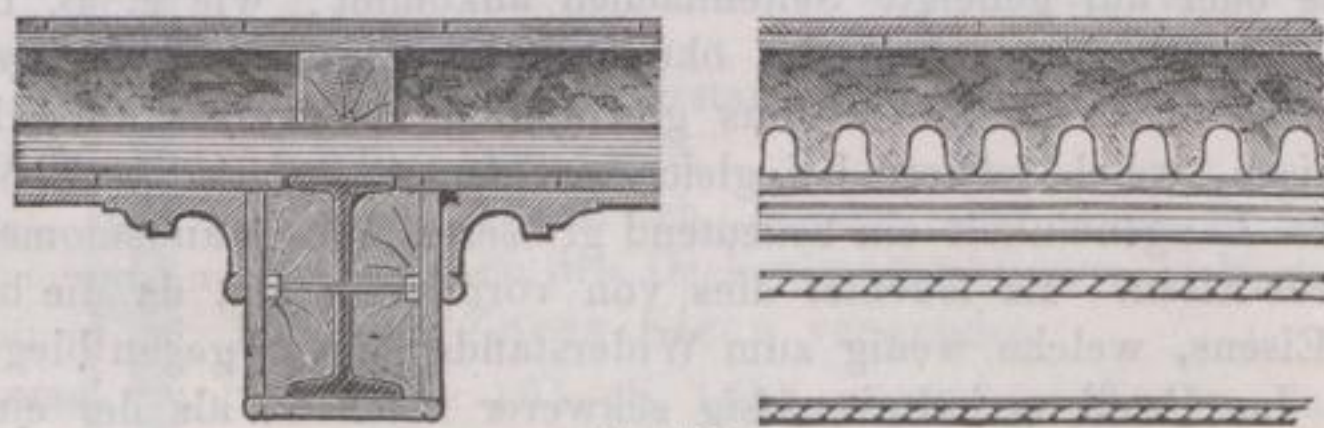


Fig. 199.

wärmezurückhaltend durch ihre Hohlräume und ihre aufgebraachte Füllmasse erscheint; um die Feuersicherheit der Decke nicht zu beeinträchtigen ist statt der Vertäfelung des Unterzuges ein Stucküberzug empfehlenswert. In bezug auf die Tragfähigkeit der Wellenbleche wird auf S. 108 verwiesen.

Deckenkonstruktionen mit vorherrschender Eisenkonstruktion mit genieteten Blech-Trägern werden im Kapitel V ihre nähere Besprechung finden.

Eine vielfache Verwendung finden die Doppelt T-Träger auch als Hilfsmaterial beim Treppenbau in Stein und Cement, wo sie sowohl zur Unterstützung der Treppenarme als auch der Podeste dienen.

Liegen beispielsweise solche Podeste sehr weit frei und besitzen eine verhältnismäßig nur geringe Dicke, so daß sie in bezug auf ihre Tragfähigkeit Bedenken erregen, so unterstützt man sie nach Fig. 200 entweder durch zwei

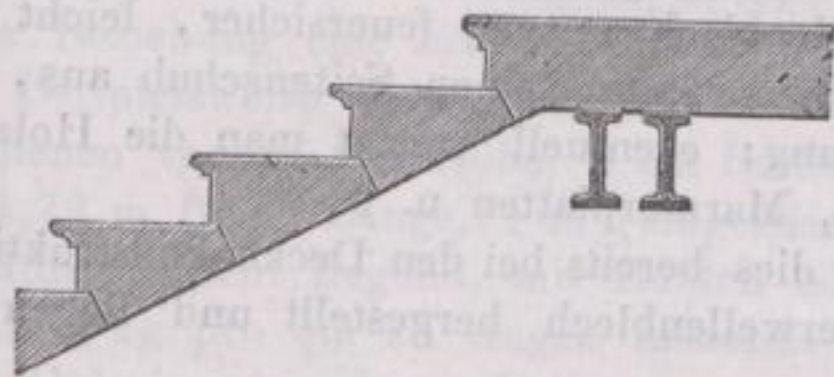


Fig. 200.

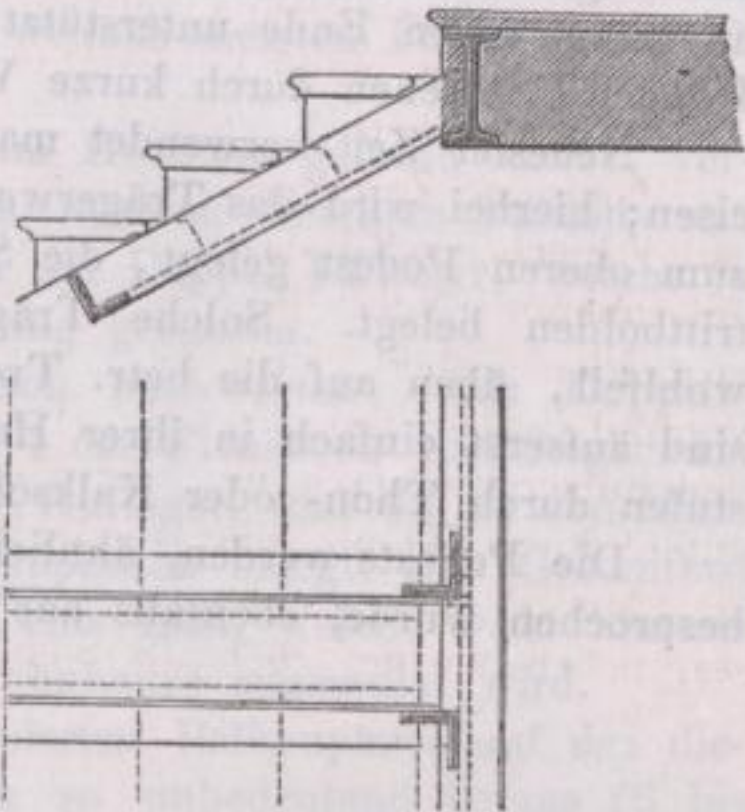


Fig. 201.

oder auch nur durch eine Doppelt T-Schiene, welche selbstverständlich ihr Auflager auf massiven Steinwänden finden.

Sollen zugleich die freitragenden Treppenarme durch Doppelt T-Schienen an ihren Enden unterstützt werden, so läßt sich dies durch eine Anordnung nach Fig. 202 erreichen; der mit *b* bezeichnete Doppelt T-Träger, welcher zur

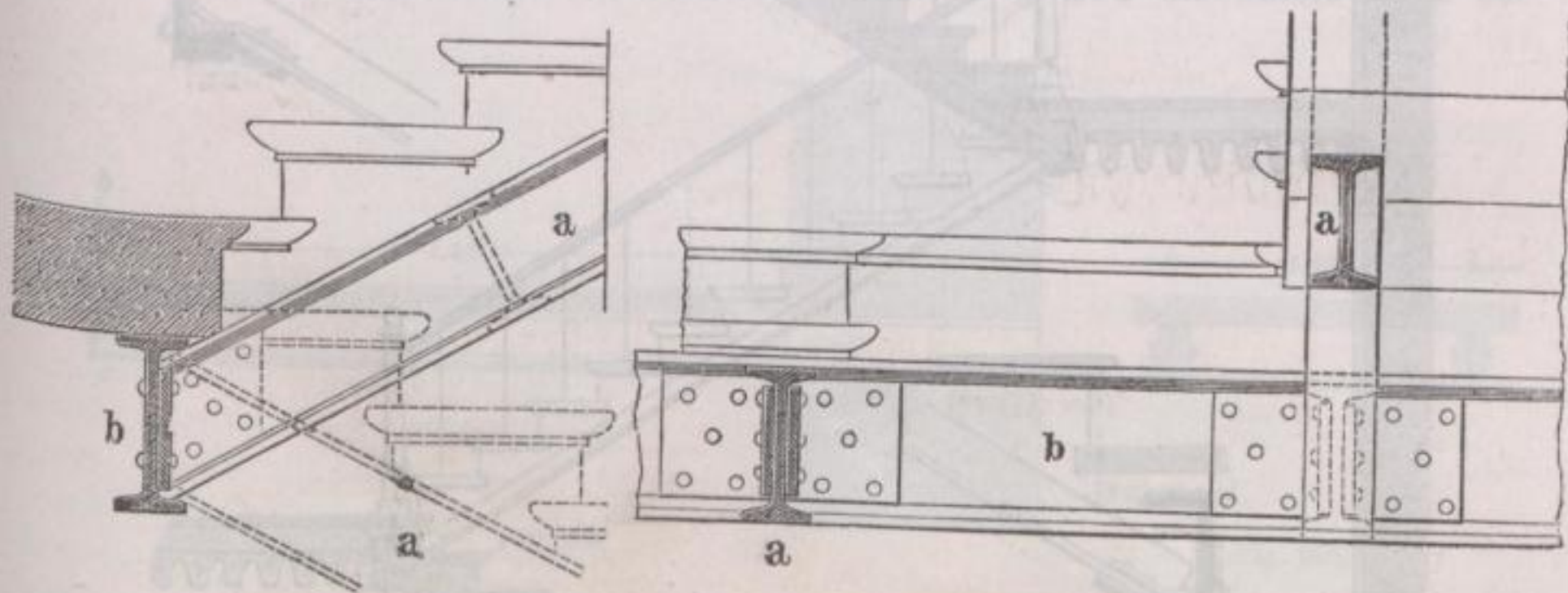


Fig. 202.

Unterstützung des Podestes dient, ist mit zwei ähnlichen Doppelt T-Eisen durch Winkel und Nieten verlascht, und dienen so die letzteren den steinernen Treppenarmen als Stütze. Um einzelnen Stufen in angemessenen Entfernungen eine durchaus unverschiebbare Lage zu geben, bringt man Dollen an, die auf der ebenen Flansche der Wangenschienen aufgenietet werden können. Beim Versetzen der Trittstufen auf die Eisenschienen verwendet man, um ein möglichst gleichmäßiges Auflager zu erhalten, dünn aufgetragenen Portlandcement-Mörtel.

Soll eine so konstruierte Treppe eine angenehm wirkende architektonische Ausbildung erhalten, so läßt sich dies durch entsprechende Verkleidungen, am einfachsten durch Zinkguß oder auch wohl durch Stuck erzielen.

Treppenstufen und Podeste von Beton sollten der Sicherheit wegen stets durch Eisen gestützt werden, sobald ihre freie Länge 1,00 m übersteigt; Fig. 201 (S. 171) deutet eine nachträglich notwendig vorgewordene Unterstützung solcher Treppe an; hierbei sind die Treppenarme durch L-Schienen an ihrem freien Ende unterstützt, welche dann mit den die Podeste tragenden Doppelt-T-Schienen durch kurze Winkeleisen verbolzt wurden.

Neuere Zeit verwendet man beim massiven Treppenbau auch das Walzeisen; hierbei wird das Trägerwellenblech in geeigneter Lage von dem unteren zum oberen Podest gelegt, die Stufen mit Ziegeln aufgemauert und mit Holztrittbohlen belegt. Solche Trägerwellenblechtreppen, feuersicher, leicht und wohlfeil, üben auf die betr. Treppenhauswände keinen Seitenschub aus, und sind äußerst einfach in ihrer Herstellung; eventuell ersetzt man die Holztrittstufen durch Thon- oder Kalkschiefer-, Marmorplatten u. s. w.

Die Podeste werden, ähnlich wie dies bereits bei den Deckenkonstruktionen besprochen wurde, ebenfalls aus Trägerwellenblech hergestellt und liegen hier

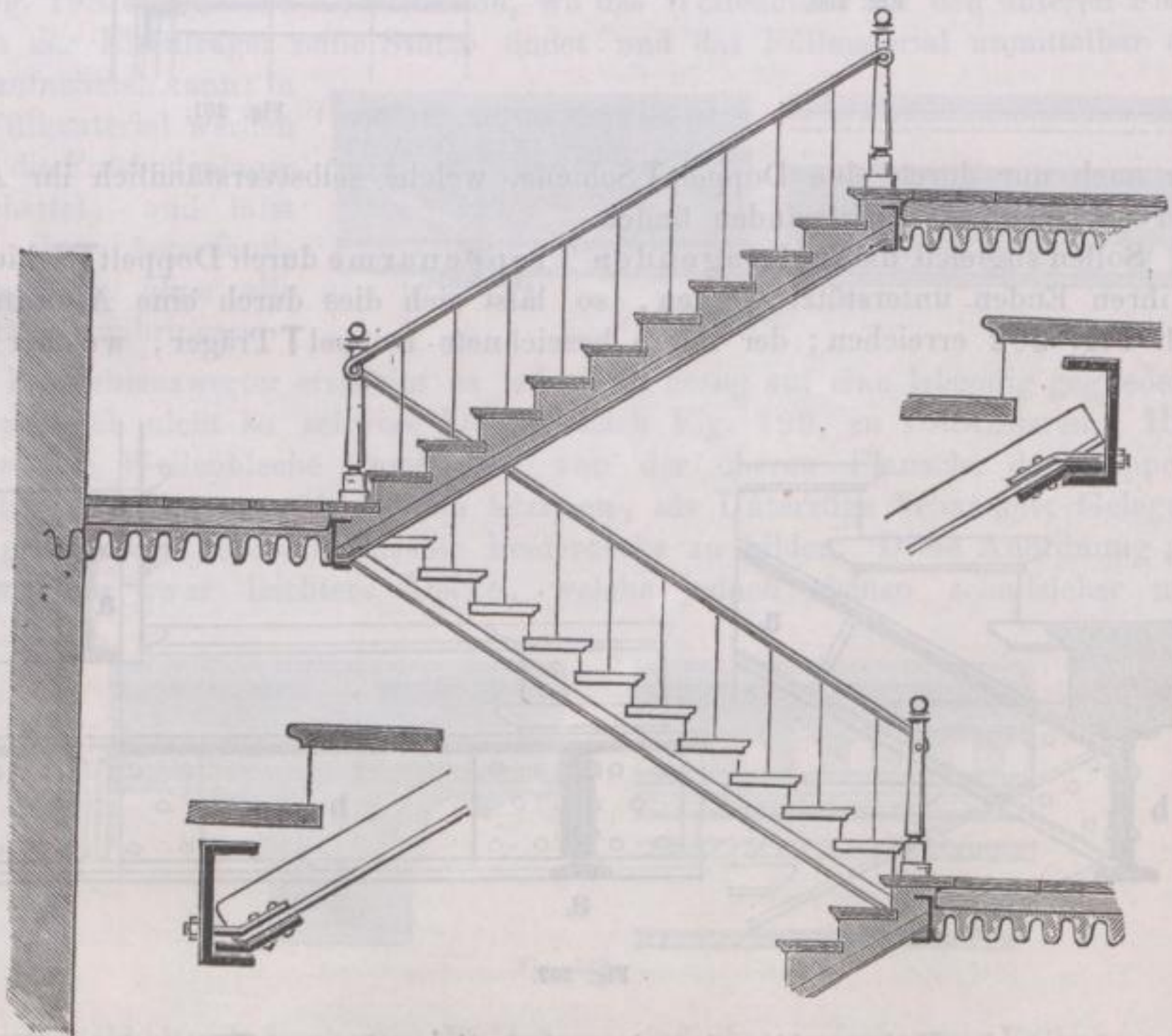


Fig. 203.

die betr. Bleche mit ihren Enden ohne jede Zwischenkonstruktion auf den Treppenhausmauern auf. Fig. 203 stellt eine solche Treppe, wie sie in neuester Zeit vielfach ausgeführt wird, in einfacher Skizze dar.

Treppen vorherrschend aus Eisen finden spätere Beprechung.

Um Balkons und Erker beim Steinbau stilgemäß zur Ausführung zu

bringen, benötigt man großer Werkstücke, welche durch ihre Größe und Schwere oft einen bedeutenden Aufwand an Material, Arbeiten und Kosten verursachen, besonders dann, wenn sie mittelst reicher Bildhauerarbeiten künstlerisch ausgestattet sind; aus diesem Grunde war man aus Sparsamkeits-Rücksichten vielfach dazu gezwungen, auf die große Annehmlichkeit von Balkons — einem wesentlichen Façadenschmuck — ganz zu verzichten, es sei denn, daß man sich damit begnügte, als Konstruktionsmaterial das Holz in Anwendung zu bringen, ein Aushilfsmittel, das in den weitaus meisten Fällen sicherlich nicht empfohlen werden kann.

Nachdem sich das Eisen immer mehr im Hochbau geltend macht, verwendet man dasselbe auch mehr und mehr zu unseren heutigen Balkon- und Erkerkonstruktionen und sind es hauptsächlich die Doppelt-T-Träger, welche in dieser Beziehung eine höchst einfache Anordnung gestatten.

Beispielsweise läßt sich leicht rechnerisch nachweisen, daß Doppelt-T-Schienen von 15 cm Höhe, 8 cm Breite und 1 cm Flanschen- und Stegstärke, bei 1,73 m freier Länge, 1 m (eingespanntem) Auflager, und 94 cm von Mitte zu Mitte entfernt liegend, mit Bohlen oder Steinplatten belegt, eine Gesamtlast von 550 kg pro qm zu tragen imstande sind, eine Last, welche wohl niemals einer Galerie oder einem Balkon an einem Wohnhause zugemutet wird.

Auch der Druck einer so primitiv konstruierten Balkonplatte auf das dieselbe einspannende Mauerwerk stellt sich als so unbedeutend heraus (6 bis 7 kg pro qcm), daß ein gutes Cement-Mauerwerk denselben mit vollster Sicherheit aufnehmen kann; immerhin wird man es jedoch vorziehen, hier ein hinreichend starkes Werkstück in Anwendung zu bringen. Um einer solchen Galerie ein Geländer zu geben, dieselbe auch in sich abzuschließen, verwendet man nach Fig. 204 meist ein □Eisen, in welches die Doppelt-T-Träger an ihren freien Enden eingreifen; die Geländerstäbe (*b*) sind in eine durchlaufende Eisen-schiene (*a*) eingesetzt, welche durch Schrauben mit dem □Eisen (*c*) befestigt sind. Durch Beilegen von Halbhölzern läßt sich nach Fig. 205 die untere Seite der

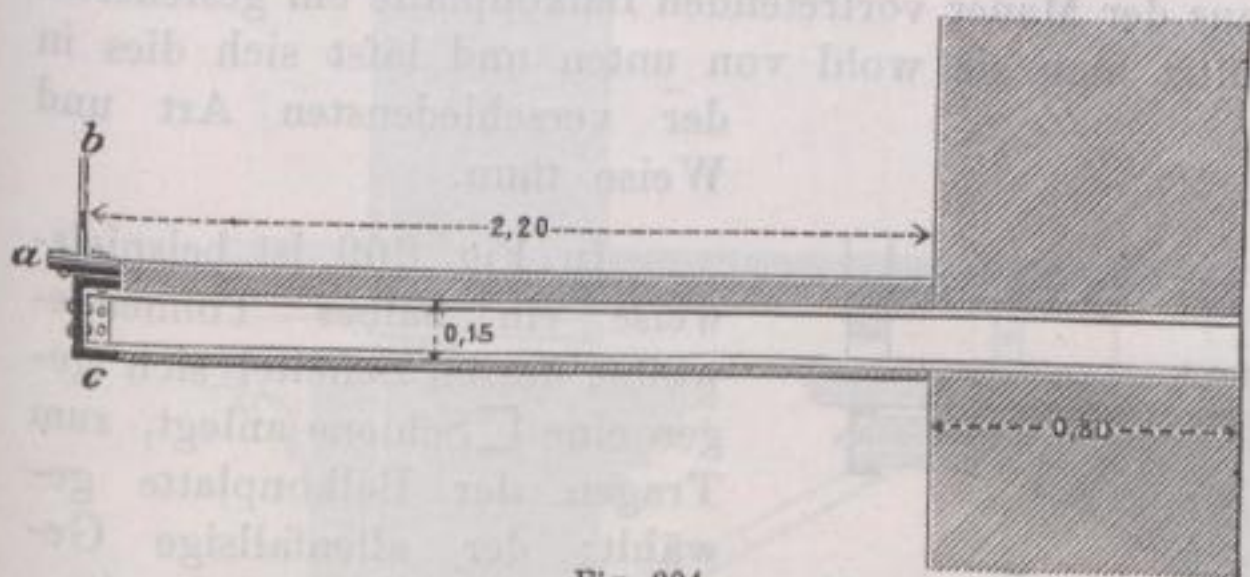


Fig. 204.

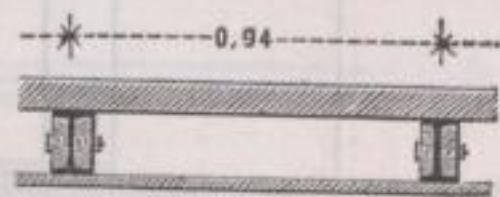


Fig. 205.



Fig. 206.

Balkonplatte entsprechend mit Holz oder Cementputz verkleiden. Zwischen den Doppelt-T-Trägern lassen sich, wie dies Fig. 206 erkenntlich macht, auch flache Gewölbe am besten aus Hohlsteinen herstellen, wobei das seitliche Ausweichen, wenn nötig sich durch eine entsprechende Verankerung erreichen läßt.

Handelt es sich darum, einen Balkon zu bilden, welcher beispielsweise

einem von drei Seiten mit Mauern umgebenen Raum nach Fig. 207 angepaßt ist, so läßt sich dies wohl am allereinfachsten durch ein Eisengeländer erreichen, welches nach dem Prinzip der Gitterträger konstruiert und durch die Fig. 208 dargestellt ist. Die Balkonbalken *aa* haben auf der einen Seite die

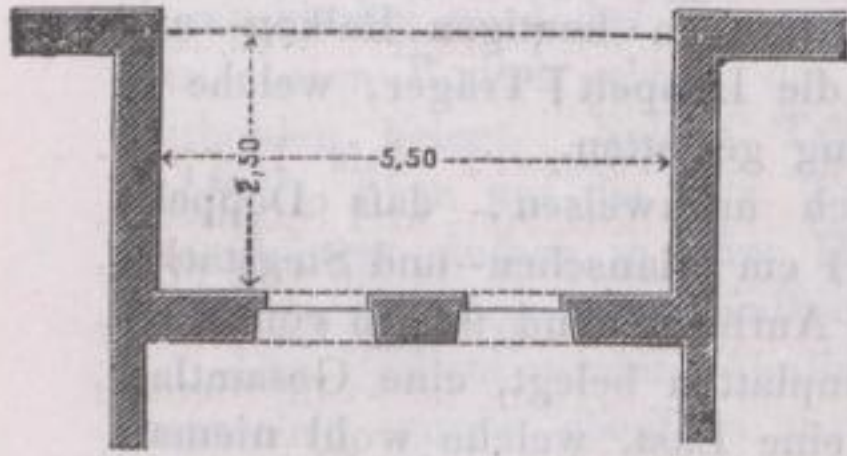


Fig. 207.

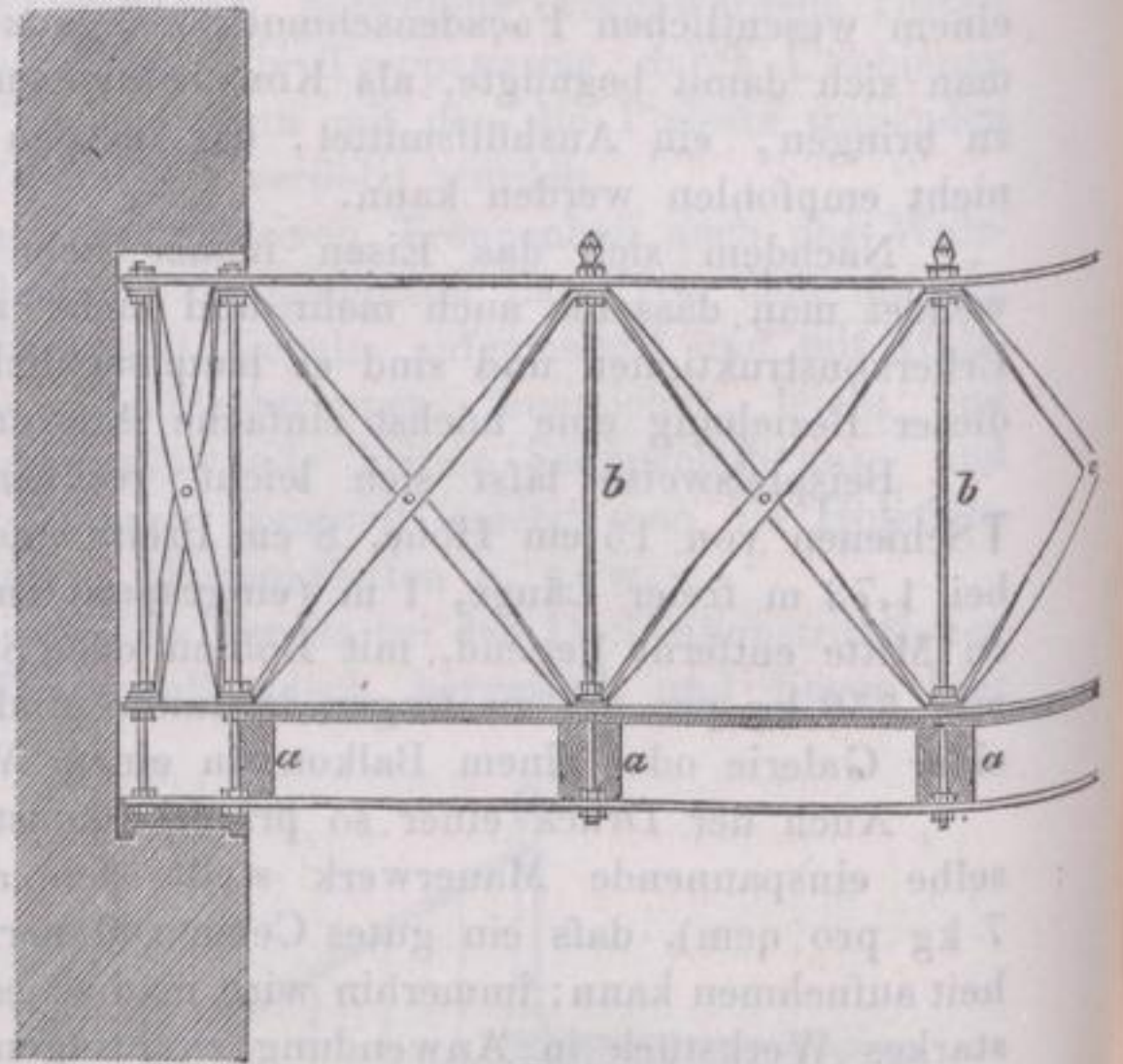


Fig. 208.

zwei Stein starke Umfassungsmauer zum Auflager und sind an ihrem freiliegenden Ende an die Tragstangen *bb* aufgehängt; in vielfachen Fällen hat der Verfasser dieses Buches solche tragenden Balkongitter mit bestem Erfolg zur Ausführung gebracht.

Um jedoch einer weit aus der Mauer vortretenden Balkonplatte ein gesichertes Ansehen zu geben, unterstützt man sie wohl von unten und läßt sich dies in der verschiedensten Art und Weise thun.

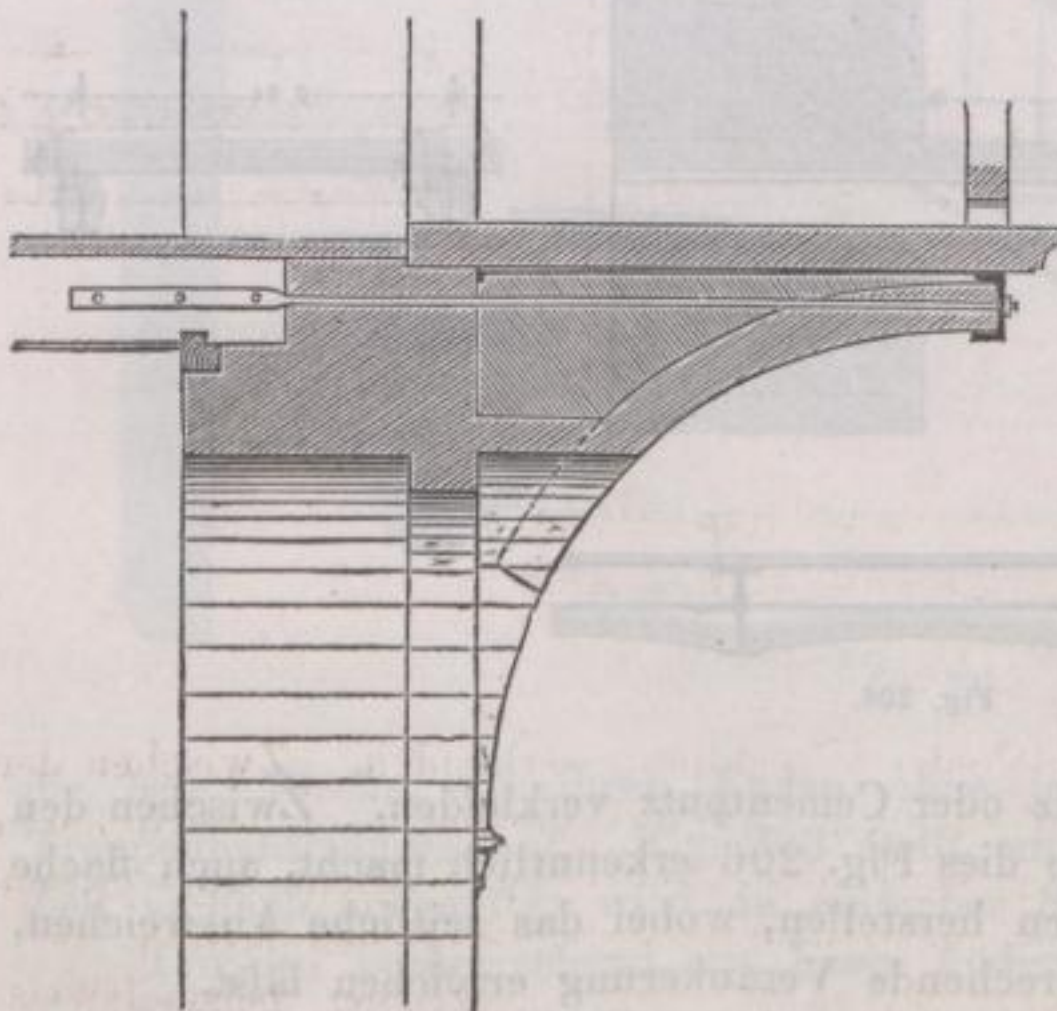


Fig. 209.

In Fig. 209 ist beispielsweise ein halbes Tonnengewölbe, dessen Scheitel sich gegen eine \square Schiene anlegt, zum Tragen der Balkonplatte gewählt; der allenfallsige Gewölbeschub läßt sich von eisernen Zugbändern auffangen, wie dies die betreffende Figur andeutet.

Zweckmäßiger unterstützt man steinerne Balkonplatten durch einfache Γ Träger, welche von doppelten Eisenschienen, in der Art von Streben, gestützt werden, wobei in

Fig. 210 zwei Schrauben zur Befestigung gewählt sind. Zur ganz sicheren Verankerung dienen zwei kurze Splintanker, welche gegen eine vertikal gestellte Eisenschiene wirken, wodurch der Zug auf ein größeres Stück Mauerwerk verteilt wird; um anderweitig das Mauerwerk gegen Kantenverletzung zu schützen, sind an den gefährdeten Stellen eiserne Platten eingelegt.

Eine andere Lösung derselben Aufgabe befindet sich in Fig. 211; hier wird der Strebenfuß von einer ins Mauerwerk eingelassenen Winkelplatte auf-

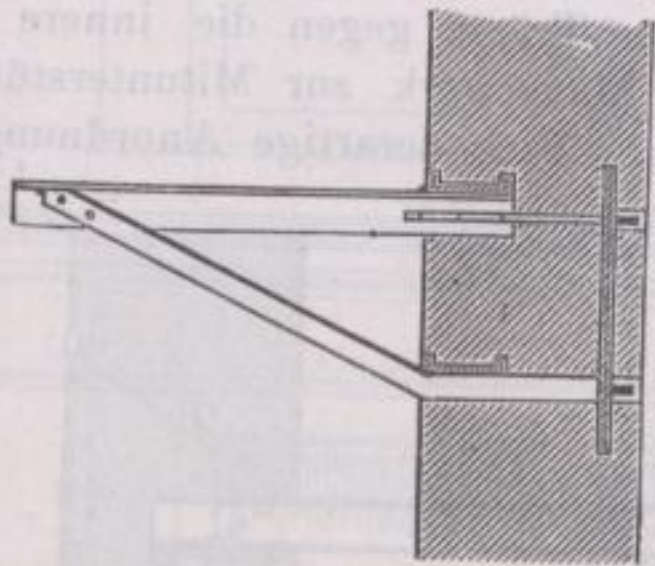


Fig. 210.

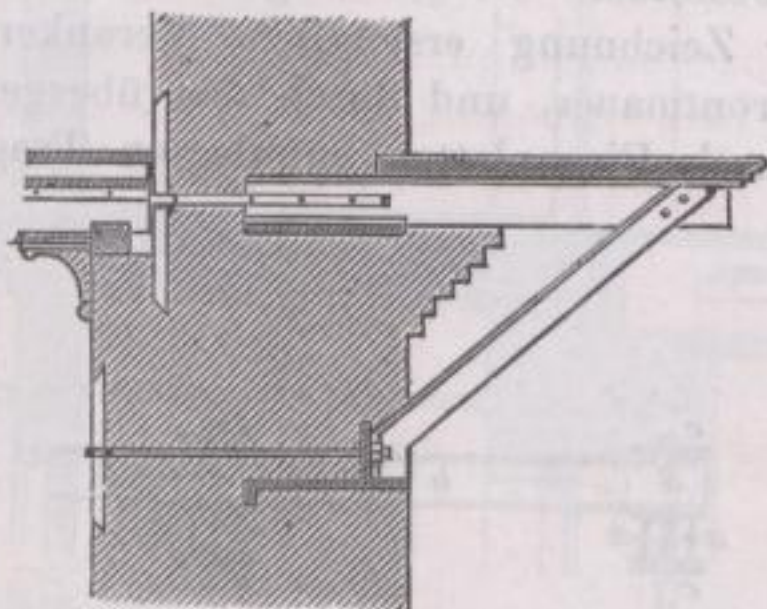


Fig. 211.

genommen, und sowohl der T-Träger als auch die Strebe gegen die innere Seite der Umfassungswand verankert; wie anderweitig die Balkonplatte auch wohl durch Uebertragung des Mauerwerkes mit gestützt werden kann, deutet dieselbe Figur an.

Zur Umhüllung solcher Balkon-Eisenkonstruktionen dienen dann wohl Konsolen aus getriebenem Blech, Zink-, Eisen-, Gips- oder Cementgufs, die selbstverständlich eine solide Befestigung erhalten müssen.

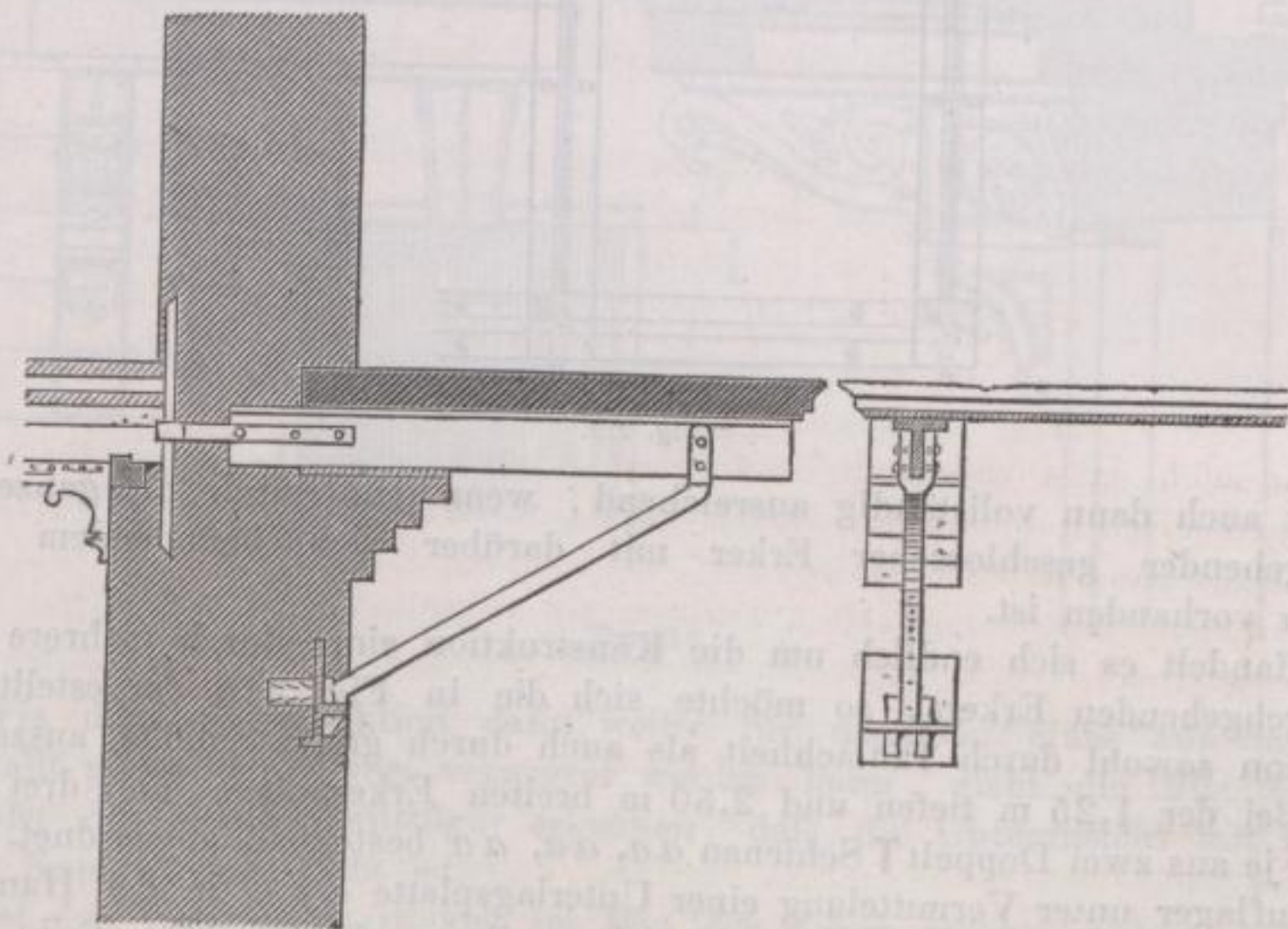


Fig. 212.

Werden zum Balkon Hausteingeländer, und zur weiteren Ausstattung von Statuen, schwere Blumenvasen etc. beliebt, die eine bedeutende Last repräsentieren, so erscheint eine Anordnung geeignet, wie sie in Fig. 212 dargestellt ist. Die

einfachen 1,25 m aus der Frontmauer hervortretenden gußeisernen Träger finden hier ebenfalls ihre Unterstützung durch schräggestellte Streben; dieselben bestehen aus Schmiedeeisen mit quadratischem Querschnitt, umfassen mit ihrem gabelförmigen Kopf die vertikale Trägerrippe und sind mit derselben verbolzt. Der Trägerfuß stützt sich auf eine ins Mauerwerk eingelegte und mit demselben vergossene Winkelplatte, welche, mit kurzen Verstärkungsrippen versehen, es verhindert, daß hier eine seitliche Verschiebung stattfinden kann. Eine ganz besondere Sicherheit gewinnt die Konstruktion noch durch die ebenfalls in der Zeichnung ersichtliche Verankerung der Träger gegen die innere Seite der Frontmauer, und durch das übergekragte Mauerwerk zur Mitunterstützung der durch Eisenplatten unterlegten Tragbalken. Eine derartige Anordnung er-

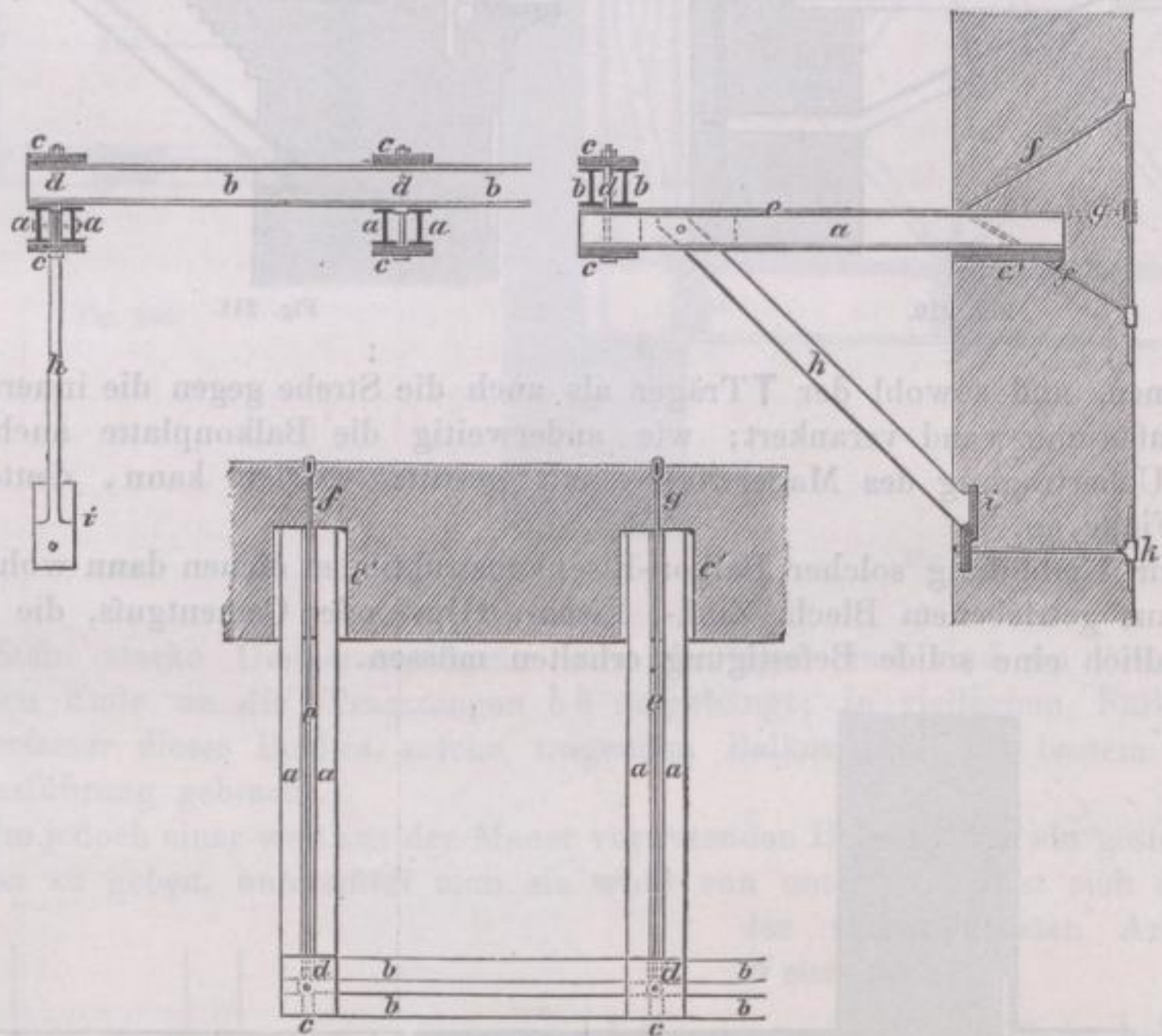


Fig. 213.

scheint auch dann vollständig ausreichend, wenn ein durch die ganze Etage durchgehender geschlossener Erker mit darüber sich befindendem offenen Balkon vorhanden ist.

Handelt es sich endlich um die Konstruktion eines durch mehrere Etagen hindurchgehenden Erkers, so möchte sich die in Fig. 213 dargestellte Konstruktion sowohl durch Einfachheit als auch durch große Solidität auszeichnen.

Bei der 1,25 m tiefen und 2,50 m breiten Erkeranlage sind drei Hauptträger je aus zwei Doppelt T-Schienen aa , aa , aa bestehend angeordnet, welche ihr Auflager unter Vermittelung einer Unterlagsplatte $c'c'c'$ in der Hauptfrontmauer finden und durch die Streben hh an ihrem freiliegenden Teile gestützt sind. Der Kopf der Streben ist mit Zuhilfenahme zweier angelegter Eisen-schienen mit den Doppelt T-Trägern verbolzt, während ihr Fußende in einer mit der Mauer eingelassenen und verbolzten Gußplatte i unverrückbar eingesetzt ist. Ueber die freiliegenden Enden der Hauptträger sind dann weitere

zwei Doppelt T-Träger bb gestreckt und an ihren Kreuzungsstellen unter Zuziehung der quadratischen Eisenplättchen $cc, cc \dots$ mit den Hauptträgern fest verbolzt; in Mitte dieser Bolzen greifen dann die Zuganker eee ein; die Splinte bei g der beiden Seitenträger haben nahezu eine Länge von 1 m, weil sie die hier angeordneten Zugbänder ff aufzunehmen haben, während der mittlere Träger wegen der hier anzuordnenden Thüröffnung an den Etagenbalken angebolzt werden kann.

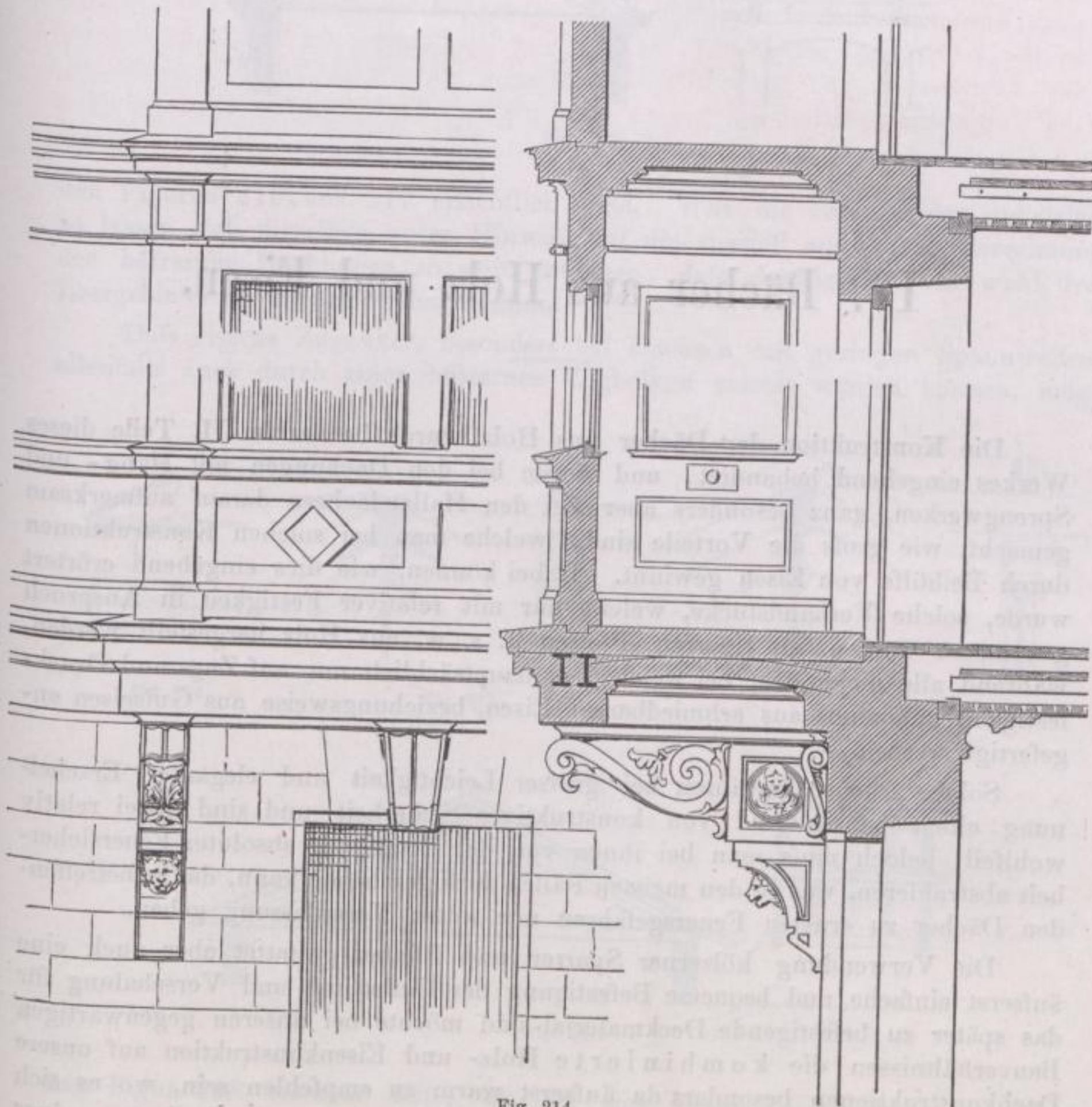


Fig. 214.

Wie diese Konstruktion dann weiter für den Bau eines aus Sandstein hergestellt gedachten Erkers verwertet werden kann, giebt die Fig. 214 an und läßt die Durchschnitfigur erkennen, daß die Unteransicht mit kleinen flachen Kappen eingewölbt ist.

Bei der Verschiedenartigkeit im Bau der Erker möchte nahezu jeder andere Fall eine andere Konstruktion erheischen, ein Grund, der es unmöglich macht, in einem Lehrbuche solche erschöpfend zu behandeln!

IV. Dächer aus Holz und Eisen.

Die Konstruktion der Dächer aus Holz wurde bereits im II. Teile dieses Werkes eingehend behandelt, und wurde bei den Dachungen mit Häng- und Sprengwerken, ganz besonders aber bei den Hallendächern darauf aufmerksam gemacht, wie groß die Vorteile sind, welche man bei solchen Konstruktionen durch Beihülfe von Eisen gewinnt. Dabei können, wie dies eingehend erörtert wurde, solche Verbandstücke, welche nur mit relativer Festigkeit in Anspruch genommen werden, als Sparren, Pfetten u. s. w. aus Holz hergestellt werden, während alle diejenigen, bei welchen es hauptsächlich nur auf Zug- und Druckfestigkeit ankommt, aus schmiedbarem Eisen, beziehungsweise aus Gufseisen angefertigt werden.

Solche Dächer gewähren bei großer Leichtigkeit und eleganter Erscheinung einen hohen Grad von konstruktiver Sicherheit und sind dabei relativ wohlfeil; jedoch muß man bei ihnen von der Bedingung absoluter Feuersicherheit abstrahieren, was in den meisten Fällen auch geschehen kann, da die betreffenden Dächer zu ernststen Feuersgefahren nur selten Veranlassung geben.

Die Verwendung hölzerner Sparren und Pfetten gestattet aber auch eine äußerst einfache und bequeme Befestigung der Einlattung und Verschalung für das später zu befestigende Deckmaterial und möchte bei unseren gegenwärtigen Bauverhältnissen die kombinierte Holz- und Eisenkonstruktion auf unsere Dachkonstruktionen besonders da äußerst warm zu empfehlen sein, wo es sich um Herstellung von Hallendächern handelt, bei welchen die Bedingung eines benutzbaren Dachraumes ausgeschlossen erscheint. *)

Figur 215 (S. 178) giebt ein Dach an von nur 7,20 m lichter Raumtiefe. Das mit Schiefer eingedeckt gedachte Dach benötigt nur eine Firstpfette und zwei am Fußende der Sparren angeordnete Fußpfetten, wenn, wie dies hier geschehen, als Sparrenprofil 12/15 cm und das Profil der Pfette 15/18 cm angenommen ist. Zur Aufhebung des Sparrenschubes und zugleich zur Verankerung der gegenüber liegenden Umfassungsmauern ist ein Zuganker an-

*) Hallendächer: II. Band, S. 226 u. s. w.

gebracht, der jedoch seiner großen Länge wegen in der Mitte von oben durch eine Zugstange gehalten wird; sowohl am Fußende, der Hängestrebende, als auch am Kopfende derselben sind gusseiserne Schuhe angeordnet, deren Details aus

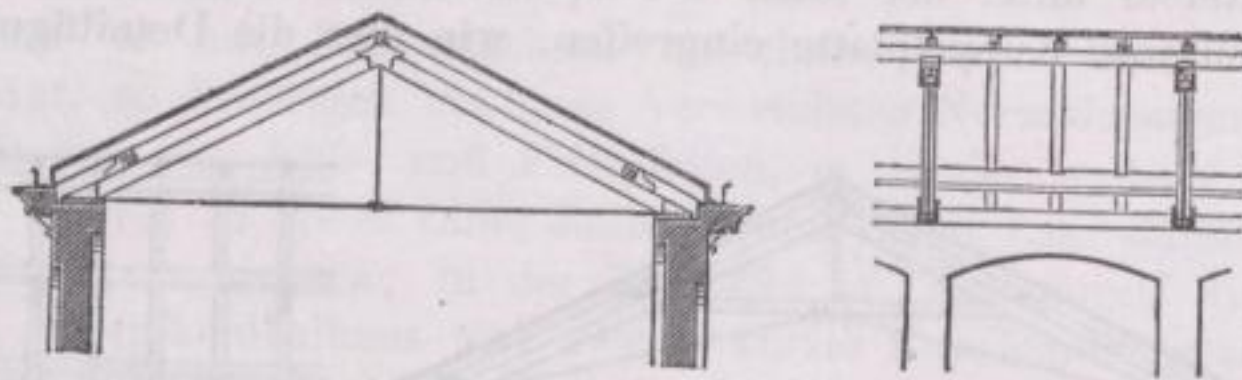


Fig. 215.

den Figuren 216 und 217 ersichtlich sind. Was die Hauptbinder anbetrifft, so lassen sich dieselben unter Hinweis auf die speziell ausgeführte Berechnung der hölzernen Dachungen so weit freilegen, daß dazwischen sehr wohl drei Leergebinde Aufnahme finden können. *)

Daß eiserne Zuganker, besonders bei Dächern mit geringen Spannweiten, allenfalls auch durch einen hölzernen Zugbalken ersetzt werden können, möge

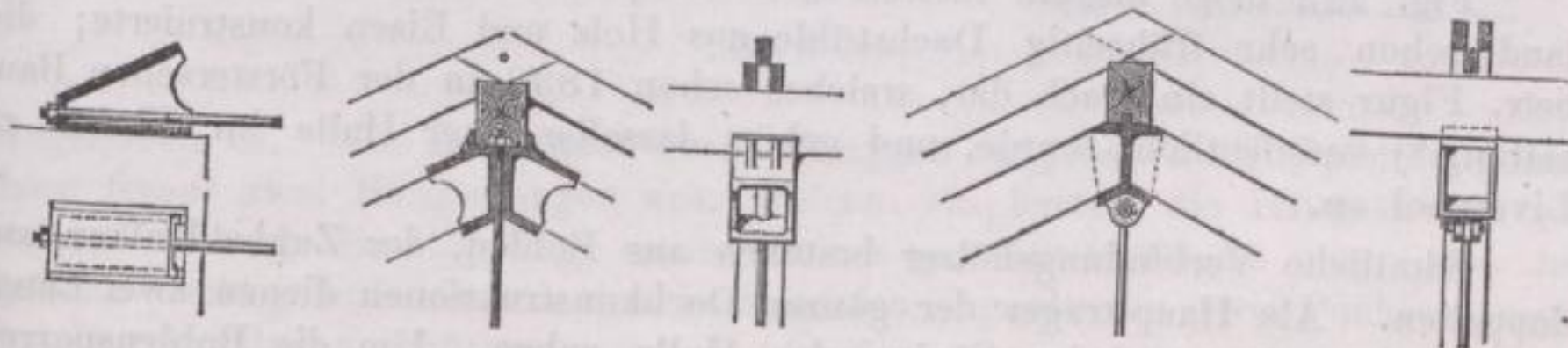


Fig. 216.

Fig. 217.

Fig. 219.

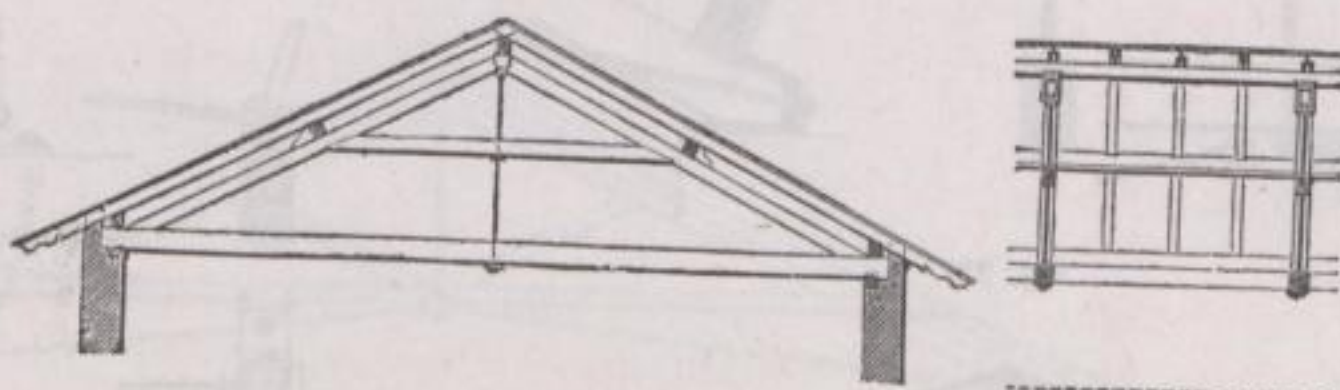


Fig. 218.

aus Figur 218 sichtbar sein, wo bei einer freien Balkenlänge von 9,5 m eine einmalige Unterstüzung in der Mitte benötigt erscheint, während die nahezu 5,50 m langen Sparren neben ihren Fuß- und Firstpfetten noch einer Mittelpfette bedürfen. Die durch einen kurzen Spann-Kehlbalken auseinander gehaltenen Sprengstreben werden im First nach Fig. 219 von einem gusseisernen Schuh aufgenommen; in diesem ist auch die Hängestange befestigt, welche, den Kehl- und Zugbalken durchsetzend, damit verschraubt ist; die auch hier gewählten Holzquerschnitte für die Sparren und Pfetten gestatten, daß zwischen den Hauptgebänden 3 bis 4 Leergebinde eingeschaltet werden.

Noch leichter gestaltet sich die Konstruktion, wenn der hölzerne Zugbalken durch eiserne Zugbänder ersetzt wird, wie dies in Fig. 220 geschehen ist; hier sind die Sparrenfüße durch schräg aufsteigende Zugstangen verbunden, welche unmittelbar unter der Mitte des Spannkehlbalkens, und diesen stützend, in eine gemeinsame Kuppelplatte eingreifen, wie dies die Detailfigur 221 näher

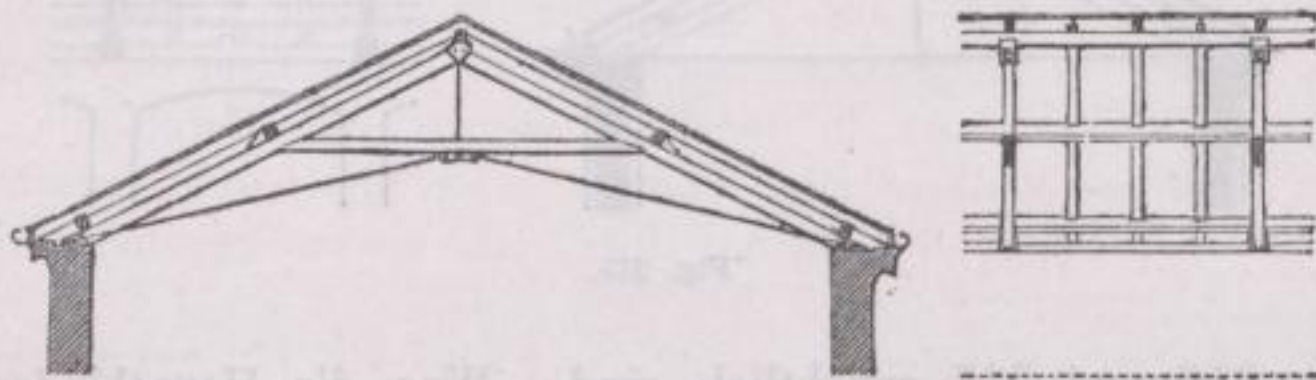


Fig. 220.

darstellt; auch die kurze Hängestange vom First ausgehend findet hier eine gesicherte Verbolzung; auch das Detail, wie die Strebe in den eisernen Schuh eingreift und die Zugstange selbst durch eine Schraubenmutter reguliert werden kann, ist näher angegeben.

Fig. 222 möge als ein interessantes Beispiel dienen, wie man in England schon sehr frühzeitig Dachstühle aus Holz und Eisen konstruierte; die betr. Figur stellt ein Dach dar, welches schon 1838 in der Försterschen Bauzeitung*) veröffentlicht wurde, und gehört dasselbe einer Halle im Hafen zu Liverpool an.

Sämtliche Verbindungshölzer bestehen aus Bohlen, der Zugkehlbalken aus doppelten. Als Hauptträger der ganzen Dachkonstruktionen dienen zwei Langschweller, welche auf den Säulen der Halle ruhen. Um die Bohlensparren

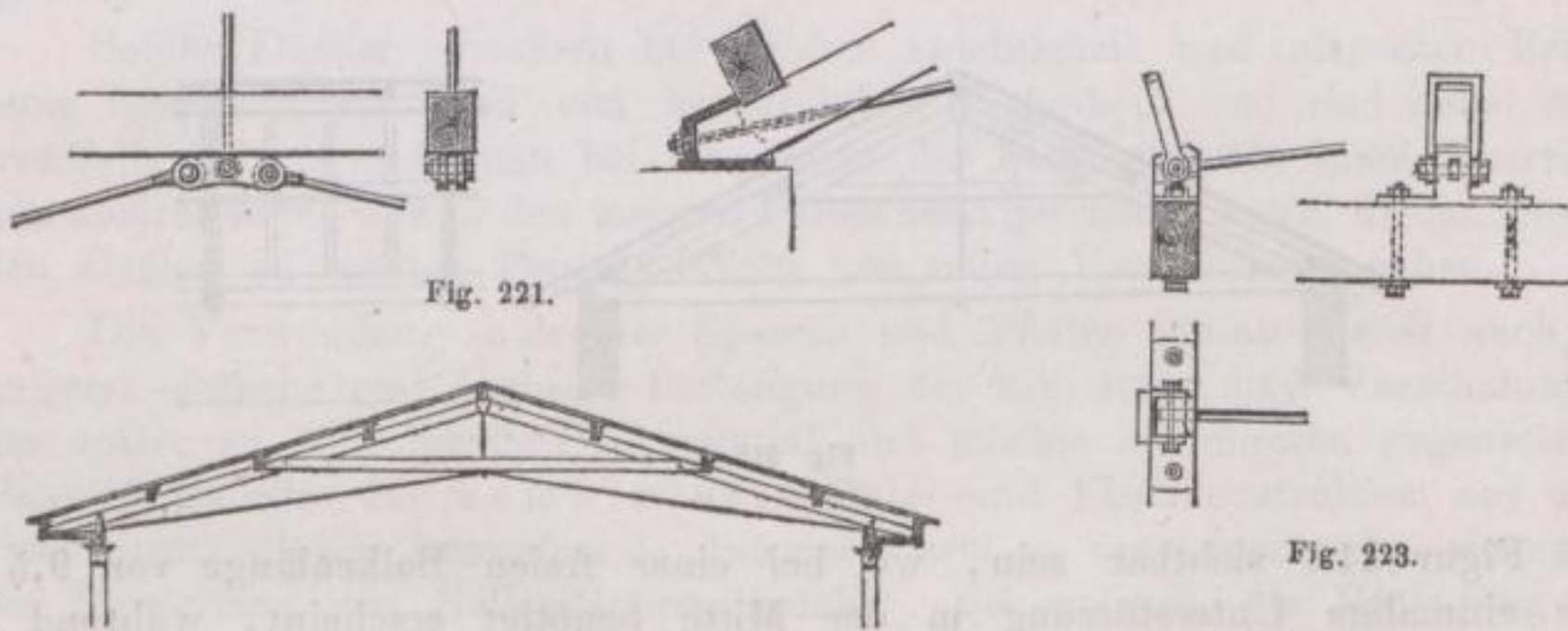


Fig. 221.

Fig. 223.

Fig. 222.

mit den Langsparren zu verbinden dient eine gusseiserne Platte mit kurzem Ansatz, welche mit der Langschwelle zweifach verbolzt und durch Fig. 223 näher im Detail erläutert ist; ein bügelartig geformtes Band umgreift den betr. Tragsparren, ist mit demselben ebenfalls verbolzt, und nimmt zugleich die Zugstangen mit in sich auf, welche schrägaufsteigend, sich mit der kurzen

Försters Bauzeitung 1838, Bl. 244, S. 412.

Hängestange vom First ausgehend, verbindet. Die ebenfalls aus Bohlen bestehenden Pfetten dienen unmittelbar dazu, die Dachschalung darauf zu befestigen. Die ganze Konstruktion zeichnet sich besonders durch große Einfachheit und Leichtigkeit aus.

Hat man es mit Hallendächern zu thun, deren lichte Tiefe nahezu 15,0 m beträgt, so benötigen die dazu verwendeten Normalsparrenhölzer aufser der Unterstützung von Fuß- und Firstpfetten, je zweier weiterer Mittelpfetten, und handelt es sich in erster Linie dann darum, deren Lage durch eine Sprengstrebe vollständig zu sichern; in der Fig. 224 ist dies durch die Anordnung eines kurzen Spannkehlbalkens und zweier kurzer Kopfbänder geschehen, während der Horizontal-Schub des Daches durch eine eiserne regulierbare Zugstange

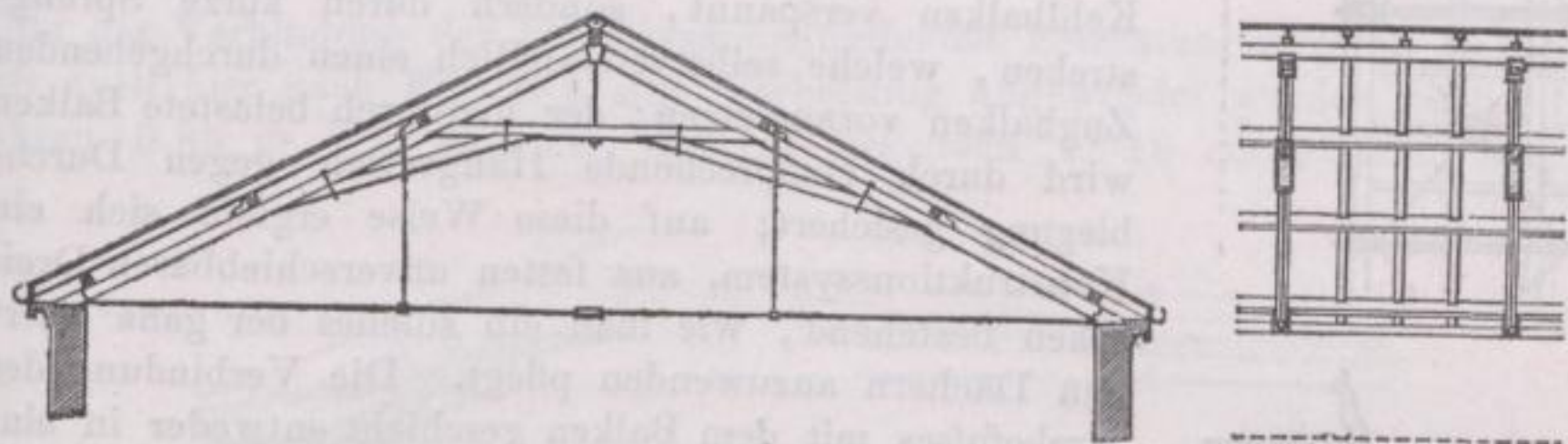


Fig. 224.

aufgehoben ist. Von den oberen durch Knaggen festgelegten Mittelpfetten gehen dann ferner zwei Hängestangen aus, welche am besten die Hängestreben sowohl, als auch die Kopfbügel mittels eines gegabelten Bügels umgreifen, im unteren Teile jedoch einfach den horizontalen Zuganker in zwei Punkten gegen das Durchschlagen schützen.

Eine andere Anordnung stellt die Fig. 225 dar; hier sind die oberen Mittelpfetten durch kurze Strebebänder, die unteren Mittelpfetten durch einen

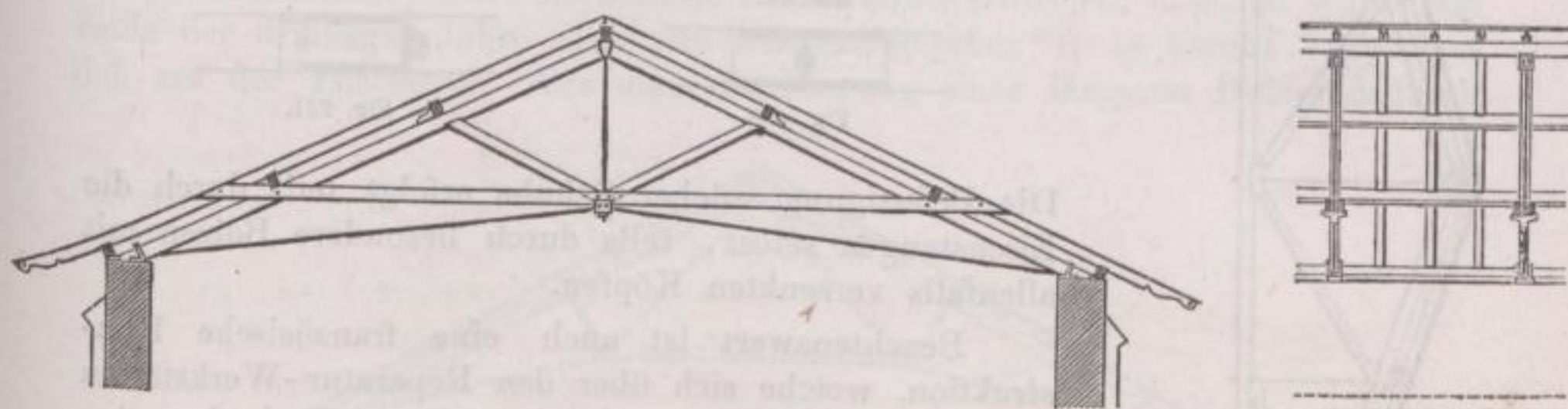


Fig. 225.

doppelten Kehlbalcken verspannt, während der Horizontal-Schub, und die zu große, freie Länge des doppelten Kehlbalckens durch die am Fusse der Strebe angebrachten Zugbänder und durch ein weiter vom First aus angeordnetes Hängeisen unwirksam gemacht sind.

Die Figuren 226, 227 und 228 (S. 182) dienen dazu, die Detailverbindungen am Fusse und First der vorstehenden Dachkonstruktionen näher kennen zu lernen.

Eine weitere Modifikation in bezug auf eine 20 m tiefe Dachkonstruktion aus Holz und Eisen stellt die Fig. 229 (S. 182) dar. Die hier von der

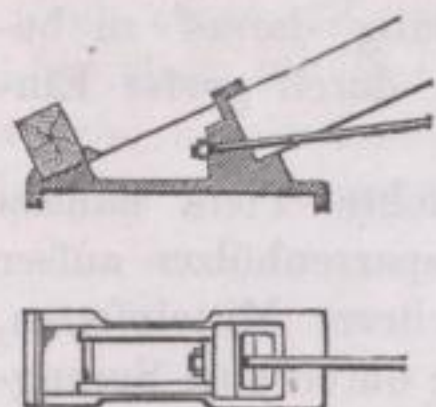


Fig. 226.

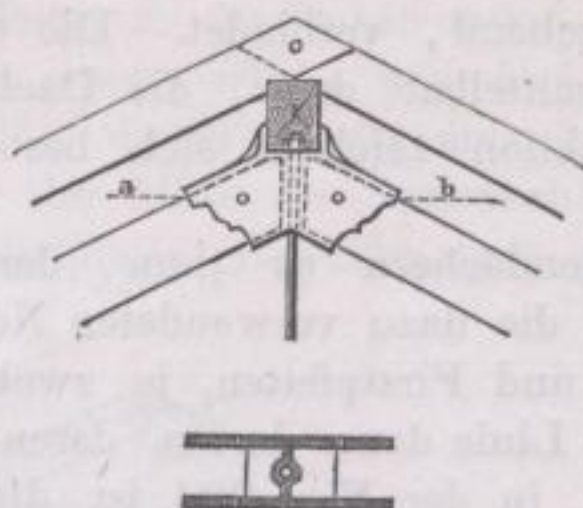


Fig. 227.

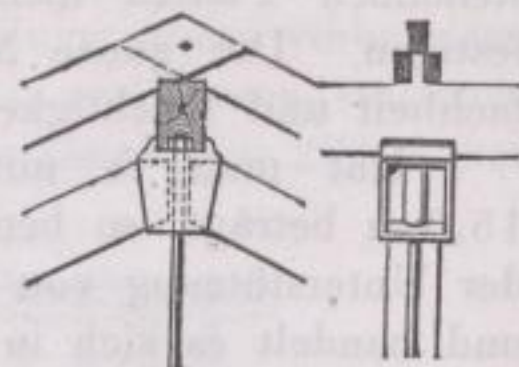


Fig. 228.

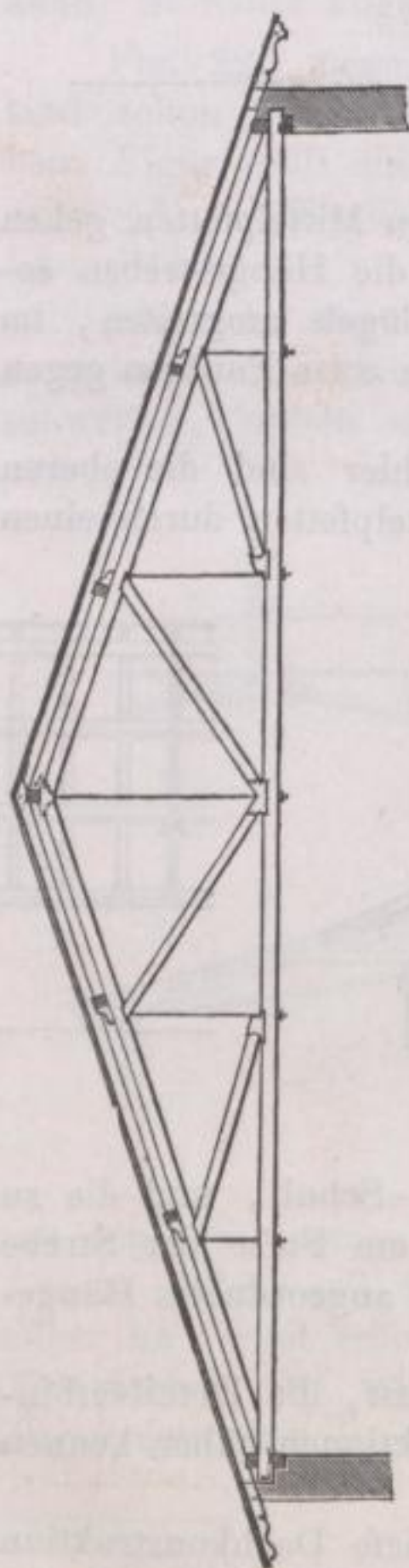
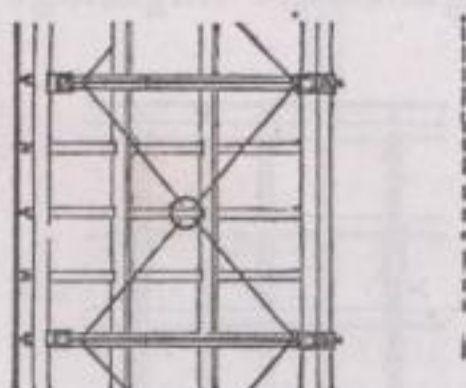


Fig. 229.

Hängestrebe getragenen Mittelpfetten sind nicht mittels Kehlbalken verspannt, sondern durch kurze Sprengstreben, welche selbstverständlich einen durchgehenden Zugbalken voraussetzen; der hierdurch belastete Balken wird durch entsprechende Hängeisen gegen Durchbiegung gesichert; auf diese Weise ergibt sich ein Konstruktionssystem, aus festen unverschiebbaren Dreiecken bestehend, wie man ein solches bei ganz eisernen Dächern anzuwenden pflegt. Die Verbindung des Strebefusses mit dem Balken geschieht entweder in einfachster Art mittels verzapfter Versatzung, oder auch mit Hilfe von gusseisernen Schuhen, welche wie aus den Figuren 230 und 231 ersichtlich, sowohl die Strebe wie auch das Hängeisen in sich aufnehmen.

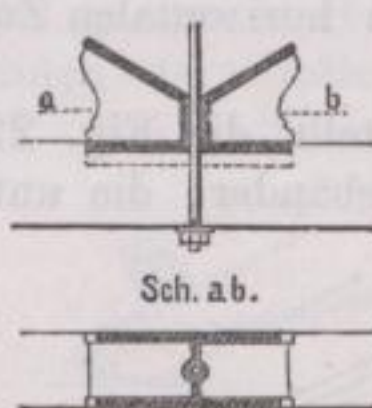


Fig. 230.

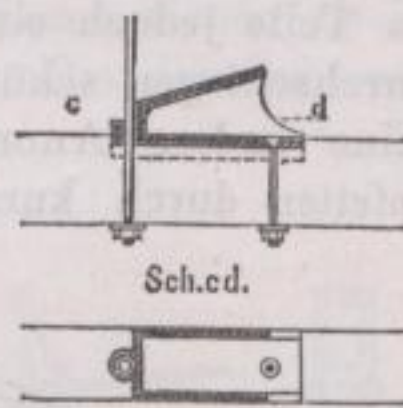


Fig. 231.

Die Befestigung solcher Schuhe erfolgt teils durch die Eisenstangen selbst, teils durch besondere Bolzen mit allenfalls versenkten Köpfen.

Beachtenswert ist auch eine französische Konstruktion, welche sich über den Reparatur-Werkstätten von Tours befindet*); das betreffende Dach hat eine lichte Spannweite von 15,00 m und besteht in seinen Hauptbindern — Fig. 232 (S. 182) — aus zwei Sprengstreben von 20 cm Querschnitt, welche mit ihren Fussenden in einem durch Fig. 233 (S. 182) erläuterten gusseisernen Schuh befestigt sind; am First greifen die Sprengstreben in einen gemeinschaftlichen Schuh ein und bilden die aufsteigenden und regulierbaren Zugstangen mit der vom First herabhängenden

*) Nouveaux Annales de la Construction 1874, Pl. 16.

Tragstange zwei unverschiebbare Dreiecke. Ein doppelter Spannkehlbalken aus 12/24 cm starken Bohlen umfaßt, nahezu in der halben Höhe des Daches unterstützt durch Verbolzung, die beiden Streben, und nimmt in seiner

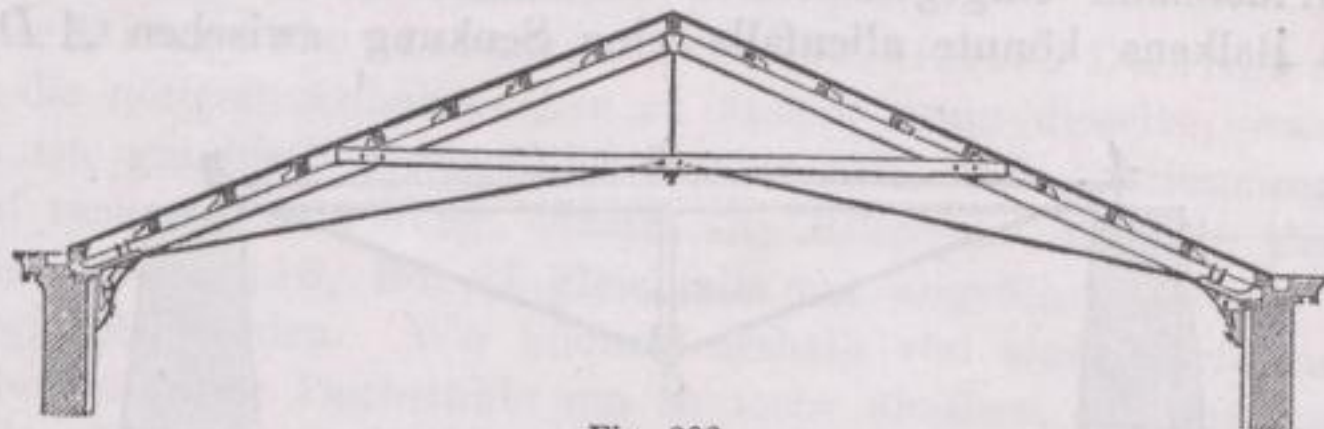


Fig. 232.

Mitte die Verbindung der hier zusammentreffenden Eisenstangen so in sich auf, daß auch hier nach Fig. 234 eine Verbolzung angewendet werden kann. Die nahezu 0,85 m von einander entfernt liegenden 12/18 cm starken Pfetten

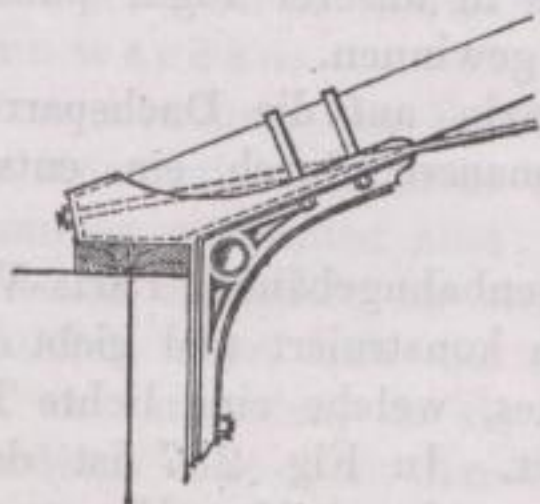


Fig. 233.

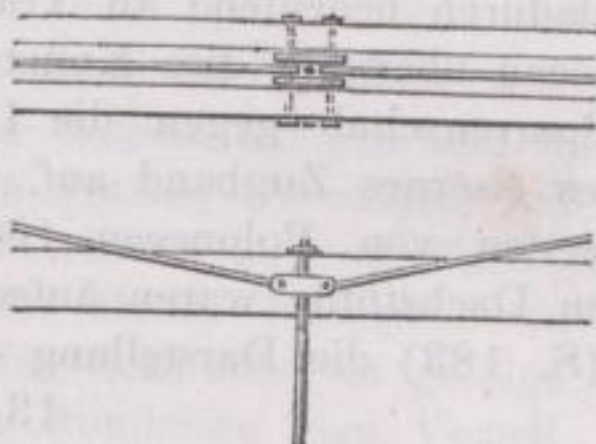


Fig. 234.

nehmen unmittelbar die Schalung für die Zinkblechleisten - Dachdeckung auf sich auf.

Eine hervorragende Stellung in der Hochbaukonstruktion hat sich das Dachkonstruktionssystem von Kamille Polonceau erworben, dasselbe wurde am Ende der dreißiger Jahre allgemein bekannt gegeben *); es beruht hauptsächlich auf der Thatsache, daß man die Biegung eines längeren Holzes dadurch

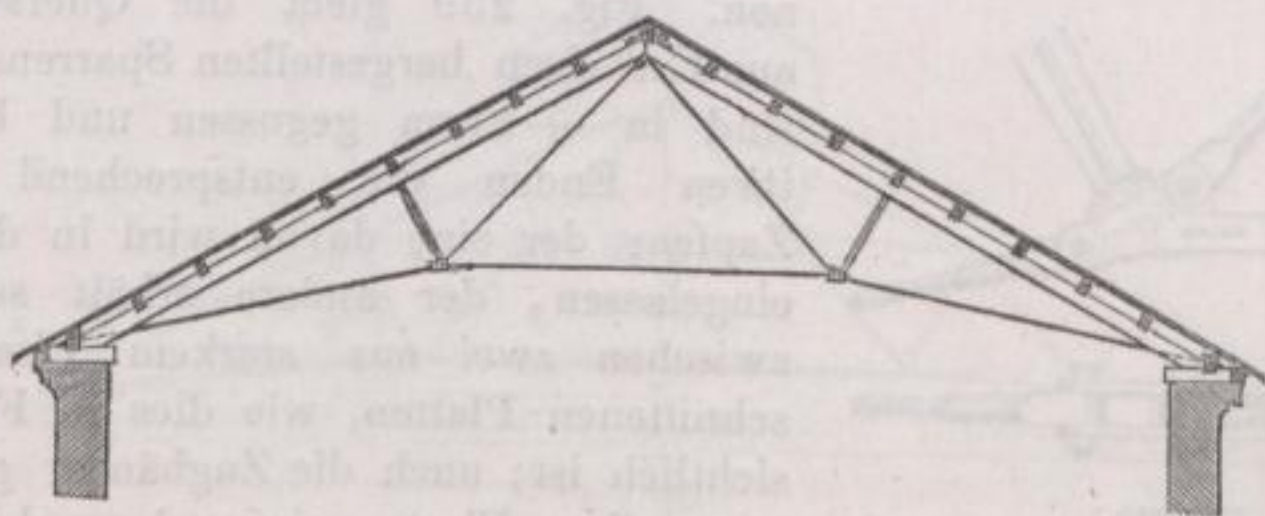


Fig. 235.

verhindern kann, daß man unter seiner Mitte eine kurze Stütze anbringt und dieselbe auf Zugbänder stützt, welche mit den Enden des Holzes fest verbunden sind. Es entsteht dadurch ein sogenannter armirter Balken, der durch Fig. 236 (S. 184) nähere Erklärung findet. Durch eine solche Anordnung

*) *Révue générale de l'Architecture* 1839.

wird in der Mitte D eines hölzernen Balkens nur dann eine Senkung eintreten können, wenn das Zugband ACB zerreißt; demgemäß ist dasselbe so stark herzustellen, daß es der entsprechenden Last mit voller Sicherheit den notwendigen Widerstand entgegenzusetzen im stande ist. Bei sehr starker Belastung des Balkens könnte allenfalls eine Senkung zwischen AD und DB

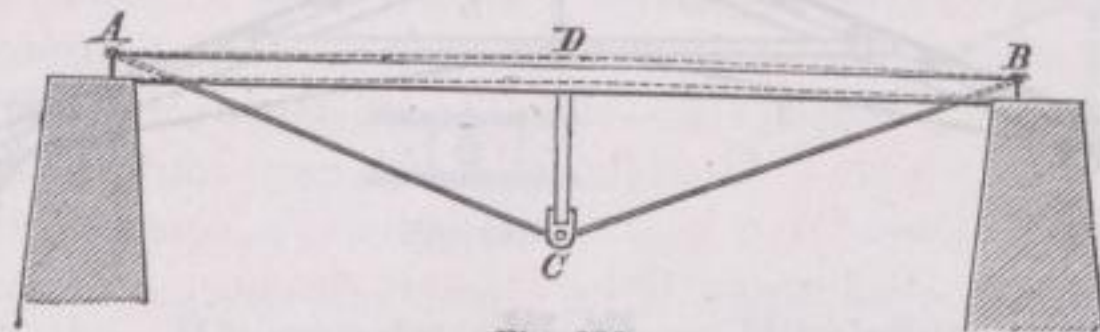


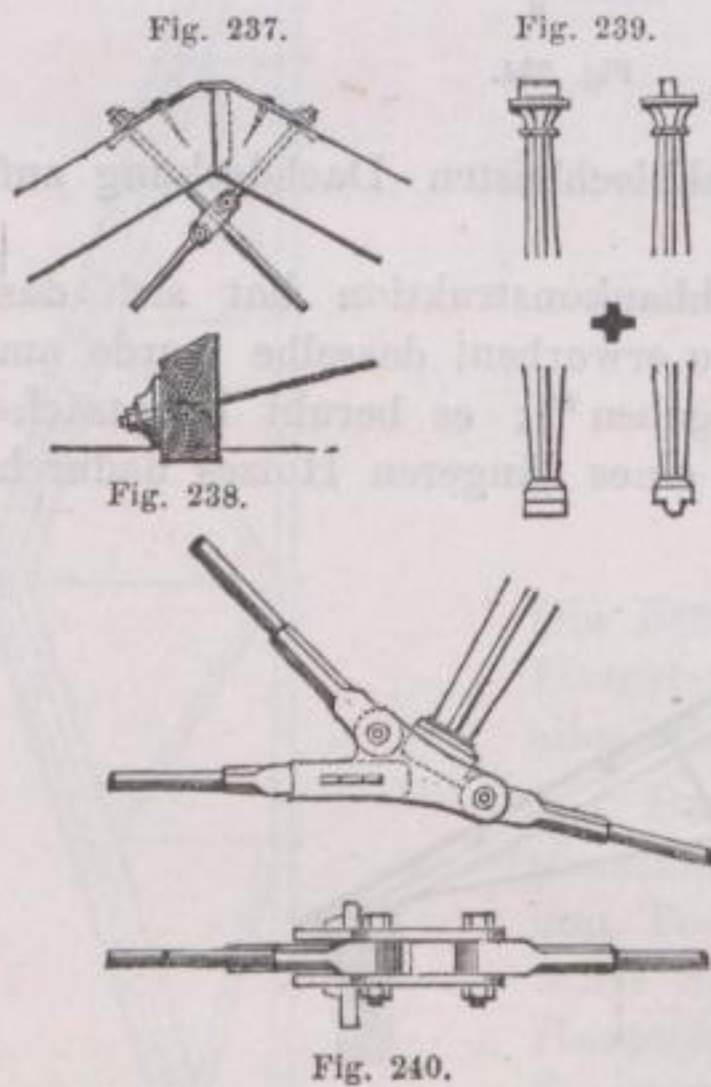
Fig. 236.

eintreten, diesem läßt sich jedoch dadurch entgegenwirken, daß man die Spannung der eisernen Bänder AC und CB so vermehrt, daß D durch die Pressung, welche die Stütze DC nach oben ausübt, höher zu liegen kommt. Hierdurch nimmt der Balken eine Krümmung an, wie sie in unserer Figur punktiert ist, und wird dadurch bedeutend an Tragfähigkeit gewinnen.

Polonceau überträgt dies Konstruktionsprinzip auf die Dachsparren, und hebt den Sparrenschub gegen die Umfassungsmauern durch ein entsprechend angebrachtes eisernes Zugband auf.

Die ersten von Polonceau (für die Eisenbahngebäude Paris-Versailles) ausgeführten Dachstühle waren äußerst einfach konstruiert und giebt davon die Fig. 235 (S. 183) die Darstellung eines Daches, welche eine lichte Tiefe von

13,5 m besitzt. In Fig. 237 ist das Detail der Verbindung der beiden Hauptsparren im Firste, und der beiden Zugstangen dargestellt; die Verbindung am Fußende, woselbst die Zugstangen nicht nur durch den Tragsparren, sondern auch noch durch die Fußpfette hindurchgreift, ist in Fig. 238 ersichtlich. Die hier angebrachten Schraubenmuttern müssen auf starken und breiten Scheiben ruhen, damit sie sich nicht ins Holz eindrücken können. Fig. 239 giebt die Querschnitte der aus Gufseisen hergestellten Sparrenstützen; sie sind in \perp -Form gegossen und besitzen an ihren Enden die entsprechend geformten Zapfen; der eine davon wird in den Sparren eingelassen, der andere erhält seinen Platz zwischen zwei aus starkem Eisenblech geschnittenen Platten, wie dies in Fig. 240 ersichtlich ist; auch die Zugbänder greifen zwischen diese Platten ein und werden die, welche den Sparren zu laufen, mit Bolzen, das



Spannband jedoch mit eingetriebenen Keilen befestigt. Durch diese Anordnung läßt sich die Spannung der Zugbänder beim Abbinden beliebig regulieren.

Die Haupttragsparren nehmen in unserer Fig. 235 (S. 183) unmittelbar die verkämmten Pfetten in der Art auf, daß weitere Leersparren nicht benötigt sind, um die Dachschalung befestigen zu können.

Das Polonceausche Dach ist im Laufe der Zeit wesentlich ausgebildet

worden, und bildet noch heute die Grundidee zu vielen unseren gegenwärtigen Dachkonstruktionen, häufig unter vollständigem Ausschluss des Holzes. Wir werden dem entsprechend auf dieses Dach bei den Konstruktionen, welche nur aus Eisen bestehen, zurück kommen.

Für die Dimensionierung der kombinierten Dachgerüste sind in Bd. II die nötigen Anhaltspunkte zu finden, wenn dieselbe, was immer am einfachsten ist, graphisch durchgeführt werden soll. Die Bestimmung der Spannungen auf rechnerischem Weg, durch die Rittersche Methode der statischen Momente ist auf S. 118, Bd. II gleichfalls mit angeführt, wenn auch nicht weiter entwickelt worden. Wir können deshalb von einer Vorführung der Berechnung holz-eiserner Dachstühle um so mehr absehen, als auch noch in dem nachfolgenden Kapitel über die eisernen Dachgerüste die nötigen Anhaltspunkte für die Berechnung der betr. Konstruktionen und ihrer Detailverbindungen gegeben sind.

In neuester Zeit hat man bei eisernen Dachstühlen die Anwendung von Rund- und Stangeneisen nahezu gänzlich ausgeschlossen, indem die Dachbinder entweder aus Flach- oder aus Winkeleisen konstruiert werden.

Die Anwendung von Rundeisen, in der bisher üblichen Art, wobei die einzelnen Konstruktionsteile in Gabeln oder Augen endigen und durch Bolzen unter einander verbunden sind, bringt den großen Uebelstand mit sich, daß Schweifsstellen innerhalb der einzelnen Teile nahezu unvermeidlich sind. Solche Schweifsstellen aber sind bei auf Zug oder Druck beanspruchten Eisenteilen möglichst zu vermeiden, da sie offenbar eine Schwäche im gefolge haben.

Allerdings bietet die Anwendung von Rundeisen den Vorteil, daß kein Materialverlust durch Nietschwächungen entsteht, ein Vorteil, der jedoch wieder durch die billigere Herstellung des Flach- und Winkeleisens aufgehoben wird.

Eine beachtenswerte Dachkonstruktion aus vernietetem Flach- und Winkeleisen wurde im Jahre 1879 durch die Ingenieure Dr. Pröll und Scharowsky in Dresden für das Ofenhaus der Gasanstalt ausgeführt, deren Darstellung, Besprechung und Berechnung hier Platz finden möge.

Die betreffende Dachkonstruktion hat eine geometrische Form, welche die

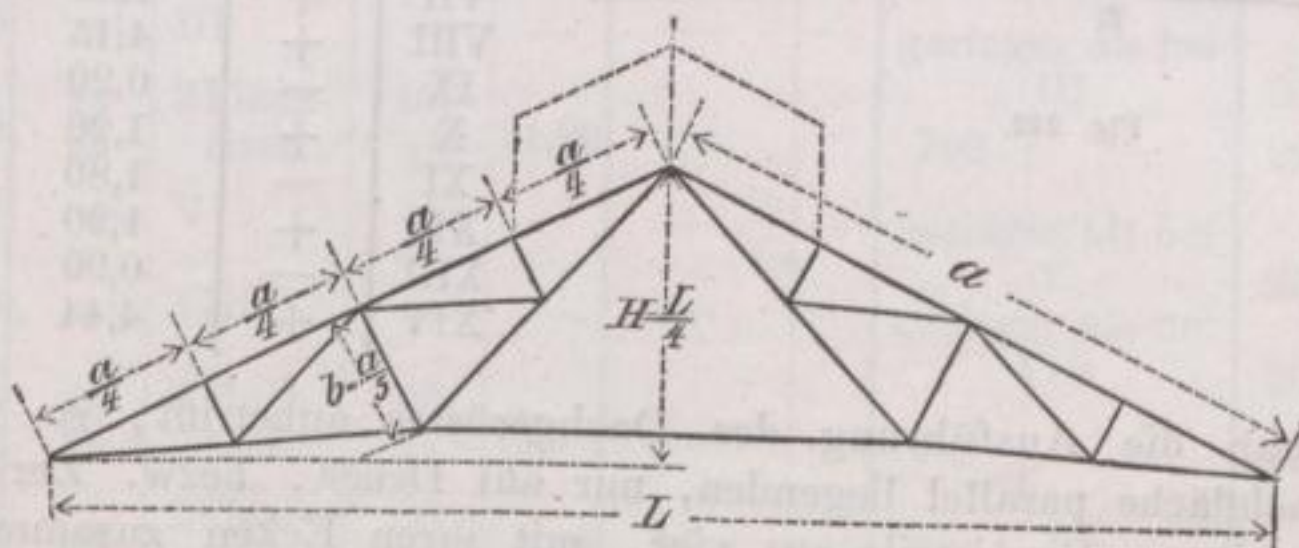


Fig. 241.

Skizze Fig. 241 darstellt; die lichte Weite von L beträgt 22,3 m, die Binderentfernung 3,933 m; im First befindet sich in der ganzen Länge des Daches eine Laterne, deren Form durch die punktierten Linien angedeutet ist.

Da die Spannungen der einzelnen Binderteile bei geometrisch ähnlichen Bindern direkt proportional den Knotenpunktlasten sind, so lassen sich die Spannungen für einen Binder, dessen Stützweite $L = 4$, die Höhe H also $= 1$ und dessen Knotenpunktlast $= 1$ ist, leicht berechnen, indem die hierdurch

erhaltenen Spannungszahlen mit den rechnermäßigen Knotenpunktlasten der beiden Binder multipliziert wurden, woraus sich dann die zur Dimensionierung der Binderteile erforderlichen Spannungszahlen ergaben.

Zur Berechnung der Knotenpunktlasten wurden folgende Annahmen gemacht:

- Winddruck für den qm Dachfläche in vertikaler Richtung 30 kg
- Schneelast 70 „
- Schieferdeckung mit Schalung, Sparren und Pfetten . . . 75 „
- eine Maximallast für den qm Dachfläche ohne das Eigengewicht der Binder 175 kg, oder etwa 195 kg für den qm der Horizontal-Projektion.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion für jeden Binder wurde schätzungsweise auf 3000 kg, d. h. auf 32 kg für den qm der Horizontal-Projektion angenommen, woraus sich eine Maximalbelastung von 227 kg für den qm oder von 2,6 t für den Knotenpunkt des Binders ergibt.

Die Berechnung der Spannungszahlen wurde nach der Ritterschen Momenten-Methode ausgeführt, und wurden die Spannungszahlen in bezug auf Fig. 242 in der beigegebenen Tabelle I zusammengestellt:

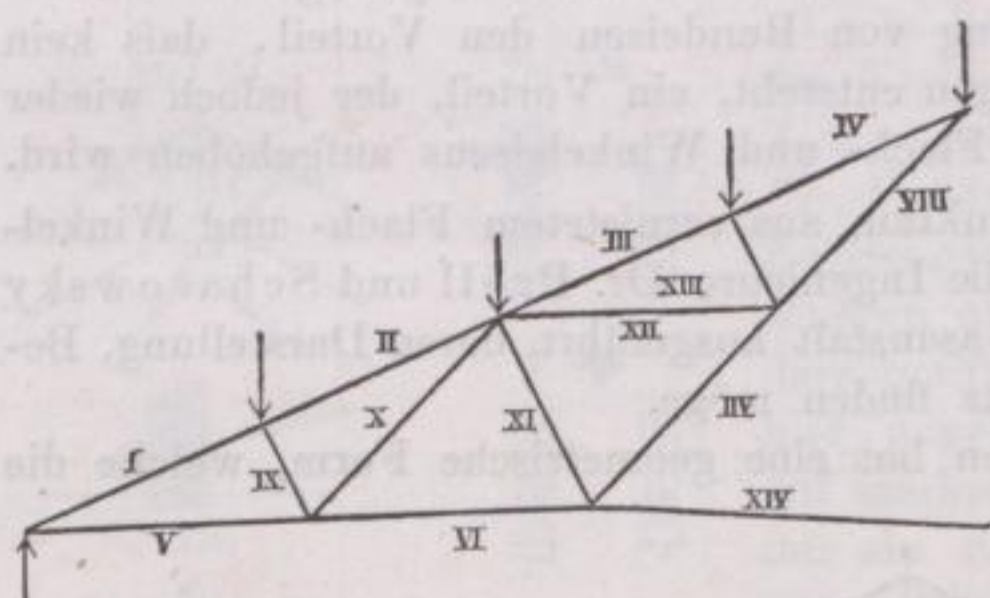


Fig. 242.

Tabelle I.

Bezeichnung der Binderteile	Richtung der Spannungen	Spannungen in Tonnen bei einer Knotenpunktlast von	
		1 t	2,6 t
I	—	9,39	24,414
II	—	8,94	23,244
III	—	8,49	22,074
IV	—	8,05	20,930
V	+	8,43	21,918
VI	+	7,23	18,798
VII	+	2,95	7,670
VIII	+	4,15	10,790
IX	—	0,90	2,340
X	+	1,20	3,120
XI	—	1,80	4,680
XII	+	1,20	3,120
XIII	—	0,90	2,340
XIV	+	4,44	11,544

Was nun die Ausführung des Dachgerüsts anbelangt, so wurden die mit der Dachfläche parallel liegenden, nur auf Druck, bzw. Zerknicken beanspruchten oberen Binderteile aus vier, mit ihren Ecken zusammenliegenden Winkeleisen gebildet, wodurch diesen Binderteilen eine nach allen Querschnitts-Richtungen annähernd gleiche Festigkeit gegen Zerknicken gegeben ist. Die beiden unteren Glieder I und II dieser Binderteile werden stärker auf Zerknicken beansprucht, als die beiden oberen Glieder.

Um nun durchgehends gleiche Winkeleisen zu erhalten, ohne Material zu verschwenden, wurde im mittleren Teile der beiden unteren Glieder noch ein vertikales Flacheisen zwischen die Winkeleisen eingienietet.

Den hölzernen Pfetten des Daches ist durch die Eisenkonstruktion eine

horizontale Lagerung geboten, was sich, wie aus der Fig. 243 (S. 188) ersichtlich ist, bei der gewählten Form der Binderteile bequem ausführen läßt. Durch die horizontale Lagerung der Pfetten werden dieselben viel günstiger beansprucht und bieten den Sparren ein vorteilhafteres Auflager, als wenn die ersteren geneigt — in der Richtung der Dachfläche — gelagert sind. Bei der Querschnittsbestimmung wurde die Bedingung erfüllt, daß die Maximal-Inanspruchnahme der Binderteile 750 kg für den qm nicht übersteigen darf.

In der beigegebenen Tabelle II sind die Angaben über die Dimensionierung der einzelnen Binderteile enthalten.

Tabelle II.

Bezeichnung der Binderteile	Spannungszahl	Querschnitt			Trägheitsmoment J		Inanspruchnahme in kg für den qm	Anschlusniete				
		Form	Material	Fläche F	der Teile, welche auf Zerknicken beansprucht werden			k auf Zug oder Druck	$k_1 = \frac{Fl^2}{J}$ $k \cdot (1 + 0,00008 \frac{Fl^2}{J})$ auf Zerknicken	Durchmesser	Erforderliche Anzahl	Vorhandene Anzahl
					mm	qcm						
I	-24,414		4Winkel-eisen	$\frac{80 \cdot 80}{11}$	56,76	—	—	430	—	20	10	20
			4Winkel-eisen	$\frac{80 \cdot 80}{11}$								
			1 Flach-eisen	$\frac{160}{12}$	71,16	893	326	343	575	—	—	—
II	-23,244	wie I	I	—	—	—	—	geringer als bei I	—	20	10	14
III	-22,074		4Winkel-eisen	$\frac{80 \cdot 80}{11}$	56,76	582	326	389	711	20	10	14
IV	-20,930	wie III	III	—	—	—	—	geringer als bei III	—	20	9	16
V	+21,918		2Flach-eisen	$\frac{150}{12}$	31,20	—	—	702	—	20	10	14
VI	+18,798	wie V	V	—	—	—	—	geringer als bei V	—	20	8	16
VII	+ 7,670	wie VIII	VIII	—	—	—	—	geringer als bei VIII	—	20	4	6
VIII	+10,790		2Flach-eisen	$\frac{90}{11}$	15,4	—	—	700	—	20	5	8
IX	- 2,340		2Flach-eisen	$\frac{50}{11}$	7,92	11,3	130	296	576	14	3	4
X	+ 3,120		2Flach-eisen	$\frac{50}{9}$	6,48	—	—	481	—	14	3	4
XI	- 4,680		2Winkel-eisen	$\frac{65 \cdot 65}{8}$	14,72	—	—	320	449	20	2	4
XII	+ 3,120	wie X	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—
XIII	- 2,340	wie IX	IX	—	—	—	—	—	—	—	—	—
XIV	+11,544		1 Flach-eisen	$\frac{150}{12}$	15,6	—	—	740	—	20	5	8

Das ganze Ofenhaus enthält 24 Binder nach dem Profil Fig. 243; der Längenverband zwischen den einzelnen Bindern ist so gebildet, daß dieselben durch einen Diagonalverband paarweise mit einander verbunden sind; zum besseren Verständnis des ganzen Konstruktionssystems sind noch die Details in den Figuren 244, 245 und 246 beigegeben.

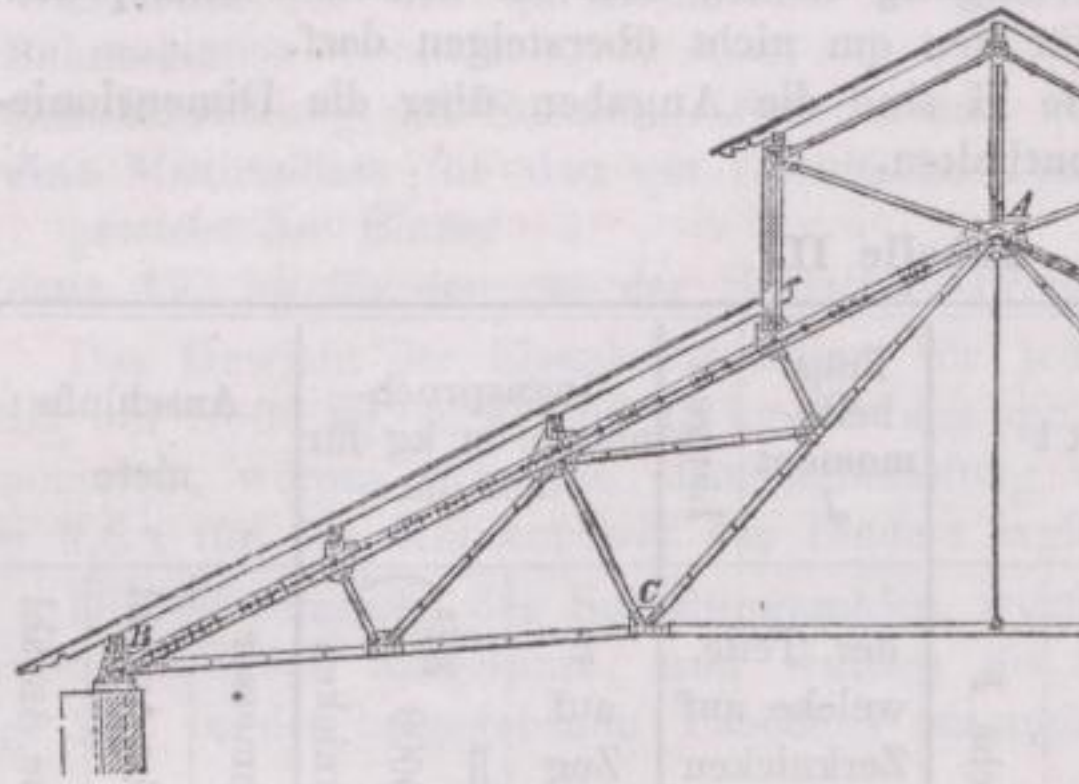


Fig. 243.

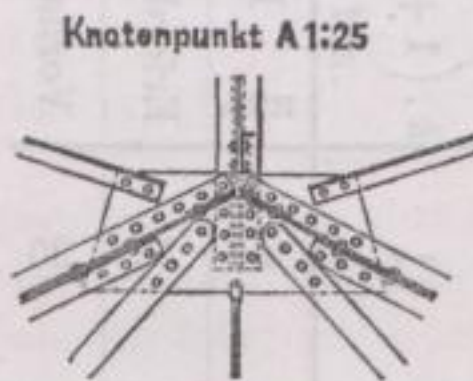


Fig. 244.

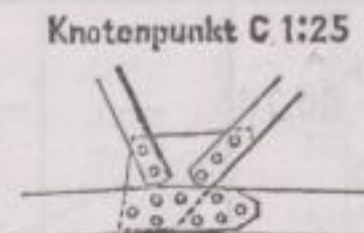


Fig. 246.

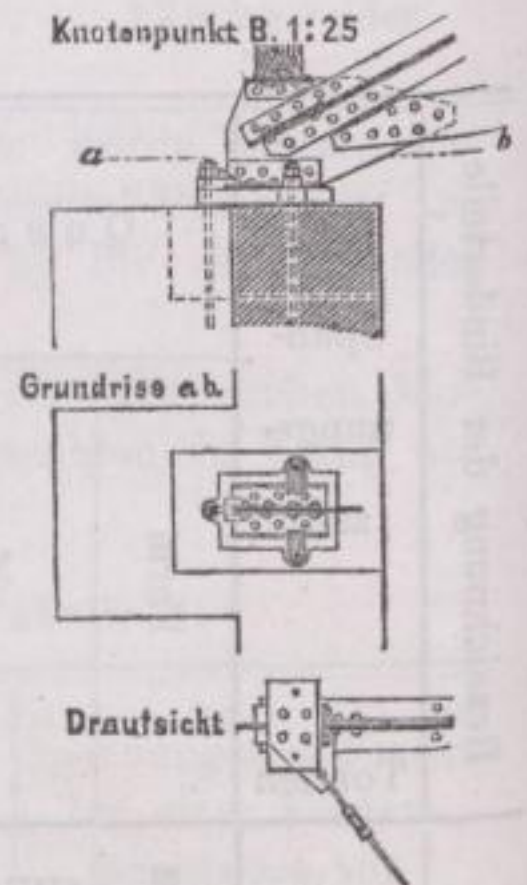


Fig. 245.

Bei der grossen Wichtigkeit der Dachkonstruktionen aus Holz und Eisen sind die hier besprochenen Dachbinder in den Tafeln IV und V des Atlas genauer im Stich dargestellt und mögen als sehr empfehlenswerte Uebungsbeispiele gelten.

In wiefern sich aber auch den Dachkonstruktionen aus Holz und Eisen eine ästhetische Ausstattung geben läßt, möge durch die Tafel VI eine weitere Erläuterung finden.

Der hier mitgeteilte Dachstuhl über der Einsteighalle des früheren Ostbahnhofes zu München wurde seiner Zeit durch den Baurat Hügel entworfen und ausgeführt.

Nach dem System Polonceau hat das Dach eine Spannweite von 24,45 m und sind sowohl seine Haupttragsparren, als auch seine Pfetten, sowie der überhöhte und durchgehende Dachreiter zum Dampfzug mit vortretenden sichtbaren Sparrenköpfen aus Holz hergestellt; sämtliche äussere Dachflächen sind auf einer sehr sorgfältig hergestellten Schalung nach dem Leistensystem in Zink gedeckt; im Innern ist diese Schalung sichtbar und durch einfache Fafsmalerei dekoriert.

Fig. 1 stellt einen Querschnitt durch die ganze Halle dar, und läßt derselbe erkennen, daß ausser für Seitenlicht auch für Oberlicht gesorgt wurde. In Fig. 2 ist im grösseren Detail der obere Teil der vorderen Giebelansicht mit dem Dampfzugs-Aufbau dargestellt; die zwischen den Sparren sich er-

gebenden Felder sind hier von innen verschalt und von außen durch Zinkgufs, unter Beihülfe von Oelanstrichen dekorativ ausgestattet. Fig. 3 giebt das Detail am Fusse des Hauptdach-Gebindes. Der in einem Eisenschuh stehende Haupttragsparren ist hier mit einem kurzen, von einer Konsole gestützten Stiele, und einer Strebe zu einem unverschiebbarem Dreieck aufs innigste derart verbunden, dass das in Dreiecksform gegossene Ornament durch vielfach sich wiederholende Bolzen mit den betreffenden Konstruktionshölzern zu einem unverrückbaren Ganzen zusammen gehalten wird. Die reichgegliederte Rosette inmitten der Gufsplatte nimmt die gegabelte Zugstange auf, wie dies in Fig. 3a im Schnitte nach ab ersichtlich ist, während die weiteren Schnitte nach cd , ef , gh und ik die Profile und den weiteren Zusammenhang aller einzelnen Teile erkennen lassen.

Fig. 3b detailliert den eisernen Schuh, in welchem der Holzstiel aufgenommen ist, sowie die gegossene Konsole in Vorder- und Seitenansicht.

Ebenso wie am Fusse des Haupttragsparrens ein unverrückbares Dreieck durch verbolzte Gufsplatten mit dem Holzwerk gebildet ist, ebenso ist dies der Fall bei der Verbindung der Haupttragsparren am Dachfirste, wie dies die Fig. 4 des Näheren darstellt. In Fig. 4a, und zwar in dem Schnitte nach der Linie lm , ist erkennbar, wie hier die ebenfalls gegabelten Zugstangen mittelst verbolzten, gusseisernen Platten an die Haupttragsparren befestigt sind; bei HH , Fig. 4b, greift die einfache Zugstange in die gabelförmige Verbindung ein, während in Fig. 4c das nach oben hin reich ornamentierte Hängeisen mit allen seinen Details Erläuterung gefunden hat; in dieser Figur ist auch die Verbindung der horizontalen Zugstange mit den Hängeeisen ersichtlich.

In Fig. 5 ist der mittlere verzierte Träger des Hauptdachbinders mit seiner Oberlichtkonstruktion dargestellt, und dienen die weiteren Details, namentlich Fig. 5a, dazu, den speziellen Zusammenhang aller anderen Konstruktionsteile zu erklären; der Schnitt qp im Detail EF zeigt, wie der Haupttragsparren zwischen die gegossene Akroterie aufgenommen wird und wie hier eine Längsverbindung im Dache geschaffen ist. Fig. 5b, mit dem Schnitte nach KI , detailliert den Knotenpunkt GG der Fig. 5 und zeigt, wie die verschiedenen Zugbänder mit der Eisenstütze des Haupttragsparren verbunden sind, während in Fig. 5c mit ihren Schnitten nach rs und no die formale Seite näher detailliert erscheint.

Endlich sind in der Fig. 7 die verschiedenen Details für die Diagonal-Verspannung des Daches mitgeteilt. Die hier vorgeführte Dachkonstruktion war in allen ihren sichtbaren Holzteilen sorgsamst gehobelt, und färbig gefasst, so dass sie eine unbestritten elegante Wirkung besafs; durch den Bau des neuen Central Bahnhofs in München mußte auch der ältere Ostbahnhof weichen, und so möge auch zu dessen Erinnerung das hier beigegebene Blatt dienen.

Neben den Hallendächern sind es aber auch die Sheddächer, welche vielfach aus Holz und Eisen konstruiert werden, und möge hier, im Anschluß an das bei den Sheddächern aus Holz gesagte*), eine Dachkonstruktion Besprechung finden, die für 9,50 m Spannweite nötig wird.

Für diese Aufgabe läfst sich äußerst vorteilhaft die Polonceausche Konstruktion verwenden und haben wir es hier gleichsam mit einem Polonceau-Pulldach zu thun.

Nach Fig. 247 (S. 190) besteht der Haupttragsparren abd mit seinen Pfetten, Sparren und Verschalung aus Holz, und wird von der eisernen Gegen-

*) II. Band, Holzkonstruktionen S. 297 u. s. w.

strebe bc unterstützt, wobei der Horizontalschub durch die Zugstangen ac und ce , so wie durch die Zugstange cd aufgehoben wird.

Die zweite Hauptstrebe de , welche nur in den Hauptbindern sich wiederholt, ist zu je zwei durch drei horizontal angeordnete Ringelhölzer efd in zwei Felder geteilt, welche rahmenartig die Lichtdachseite bilden.

Zwischen den einzelnen Bindern ist die Längsverbinding durch die eisernen Dachrinnen bei a und e und den darunter liegenden Hauptsparrenschuhen vermittelt. Diese liegen bei gg' (Fig. 248, S. 191) auf gusseisernen Säulen auf, welche das ganze Dach tragen und auf breiten Steinfundamenten sich erheben.

Der Kopf der Säule ist mit einer entsprechend geformten, angegossenen Platte versehen, um die beiden Fußenden der hölzernen Hauptstreben auf sich aufzunehmen; die beigegebenen Figuren machen dies hinreichend klar.

Am Schluss dieses Kapitels möge noch eine Dachkonstruktion hier Besprechung finden, welche seiner Zeit großes Aufsehen erregte und war es der

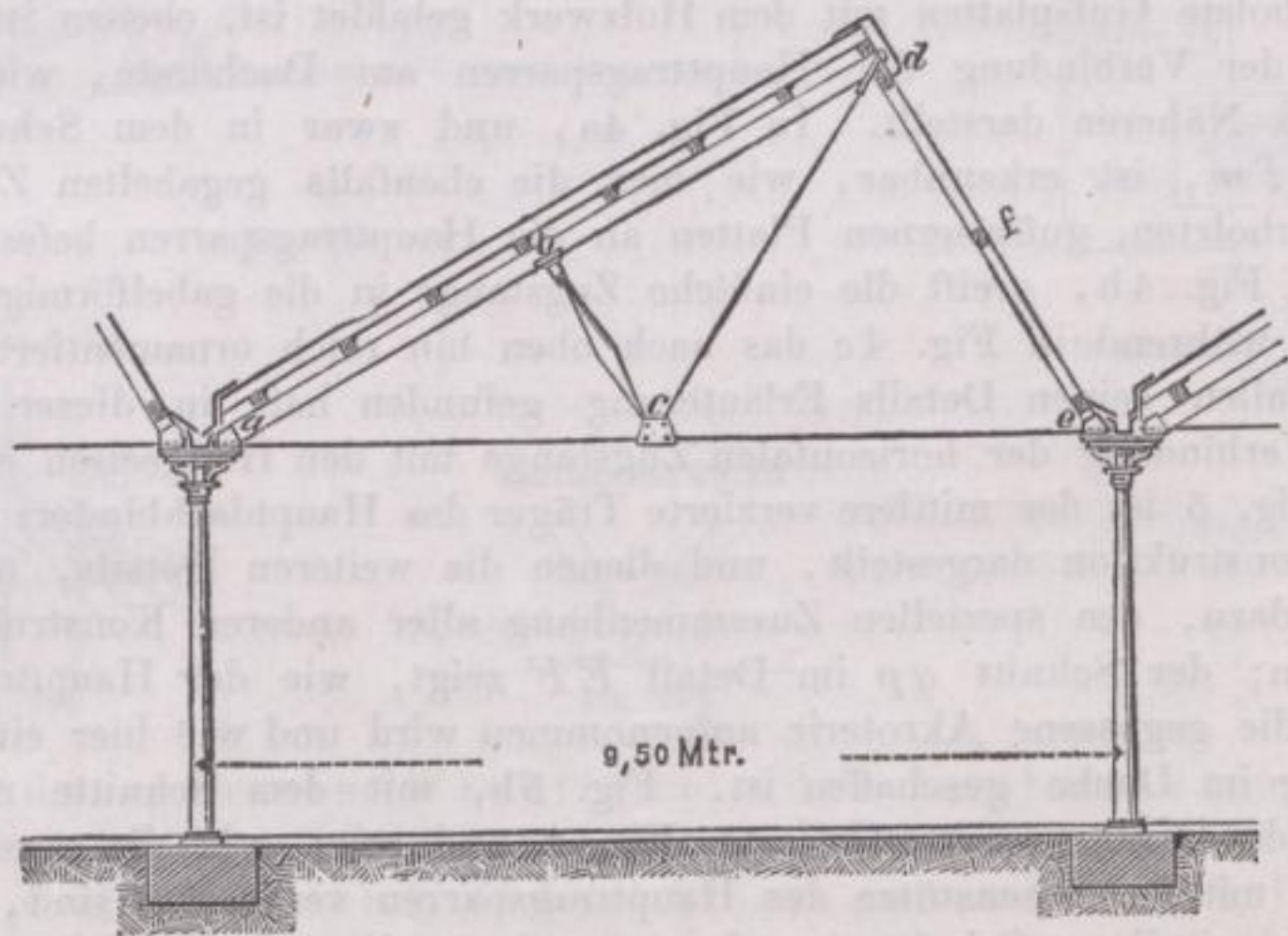


Fig. 247.

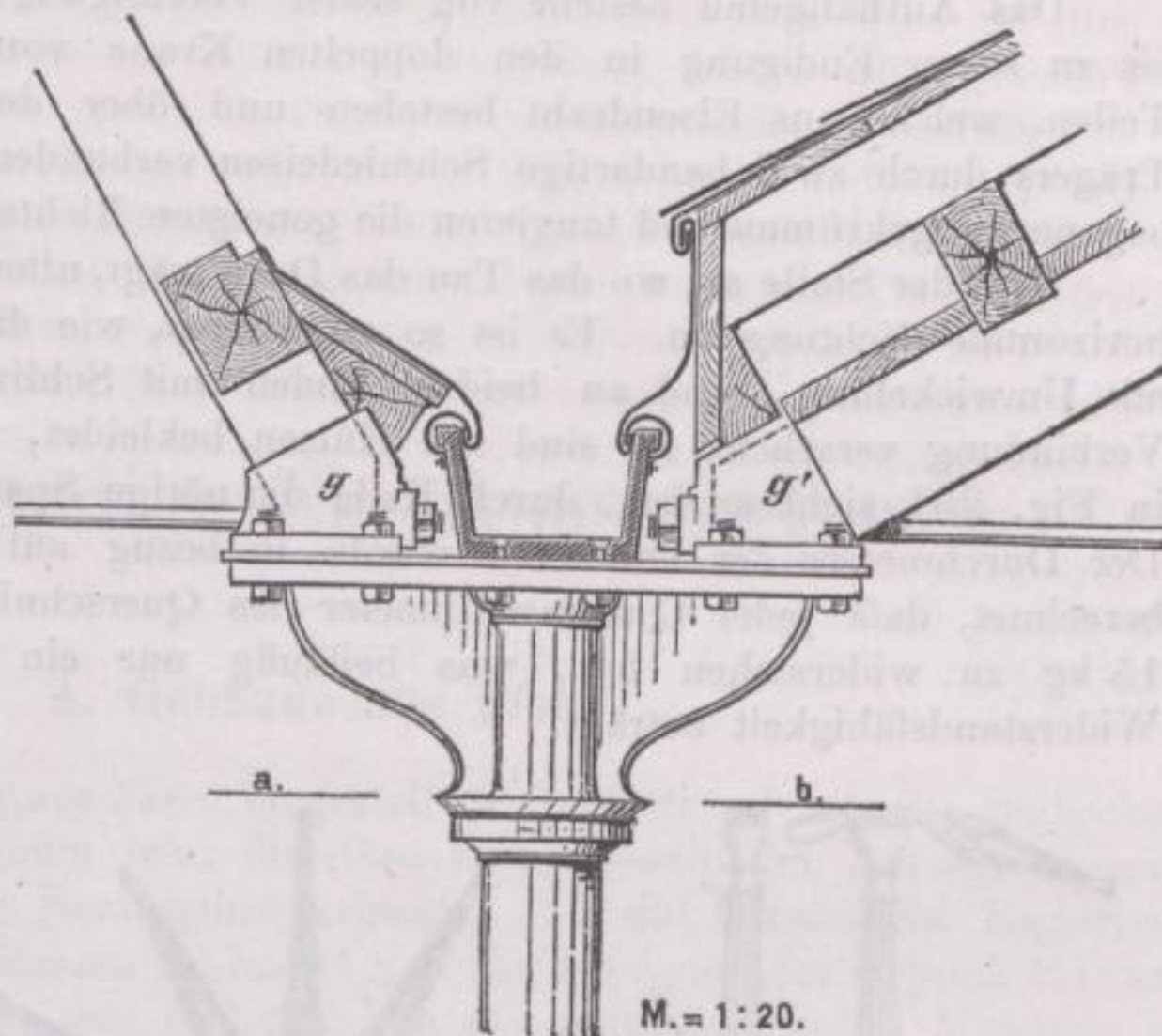
berühmte Architekt Hittorf, welcher beim Bau des Panoramas der Champs-Élisées zu Paris es unternahm, das betreffende Dach (nach dem System der Drahtseil-Brücken) an Eisendraht-Tauen aufzuhängen.

Die Rotunde, in Fig. 249 (S. 191) im Querschnitt dargestellt, hat einen Durchmesser von 39,00 m und war die Bedingung gestellt, 1, keine vom Fußboden ausgehende Stützen anzubringen und 2, zu verhindern, daß durch das etwa 3,00 m von der Dachtraufe entfernte Oberlicht, von allenfalls unter demselben sich befindenden Konstruktionsteilen Schatten auf das Rundgemälde fallen könnten. Aus diesen Bedingungen ergaben sich dann die folgenden Anordnungen.

Das kegelförmige Dach bedeckt in einer Höhe von 15,0 m über dem Fußboden einen kreisrunden Raum, welcher im Lichten 39,00 m Durchmesser besitzt. Eine 0,51 m starke Ringmauer, die mit 12 an ihrem Umfange gleichverteilten Strebepfeilern versehen ist, bildet mit diesen die Gesamt-Unterstützung des Daches. Das Mauerwerk ist, mit Ausnahme des um die Hauptmauer laufenden Kranzgesimses und der an den Vorsprüngen der Strebepfeiler befindlichen Pilaster von Bruchsteinen ausgeführt.

In der Mitte jedes Strebepfeilers steigt, wie dies die beigegebene Gesamtkonstruktion erkennen läßt, eine aus Schmiedeeisen gefertigte Stange empor, welche von dem Quadersteinmauerwerk des äußeren Pilasters umgeben ist; ihr unteres Ende wird durch horizontale Anker mit der Mauer verknüpft, indem zwei Reihen horizontaler Schließsen zugleich in verschiedenen Höhen die äußere Fläche der Strebepfeiler mit der Hauptmauer verbinden.

Die Widerhaltstange, sowie auch die Strebepfeiler sind nahezu 3,00 m über das Kranzgesims erhöht; die Eisenstange *ee* biegt sich nach einwärts und beschreibt einen Bogen von sehr kleinem Halbmesser, an welchem es mit dem Ende des Drahtseiles verbunden ist. Die Vereinigung des Taus mit der Stange findet über einem beweglichen Stützpunkt statt; der aus Gufseisen bestehende oscillierbare Träger *f* ruht auf einer entsprechend geformten gusseisernen Platte, welche wiederum durch ein System von Quadern in aufsteigender Widerlagerform gestützt erscheint. Ferner wurde auf die innere Seite des



untere Ansicht d. Platte
von a. b.

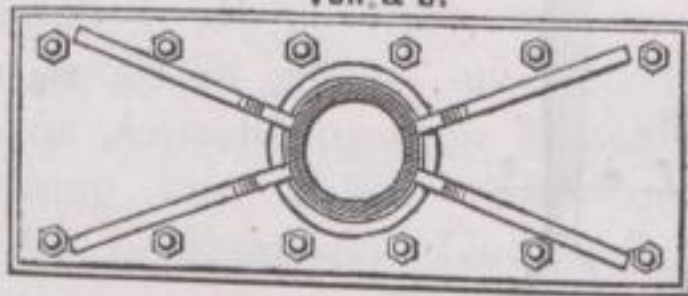


Fig. 248.

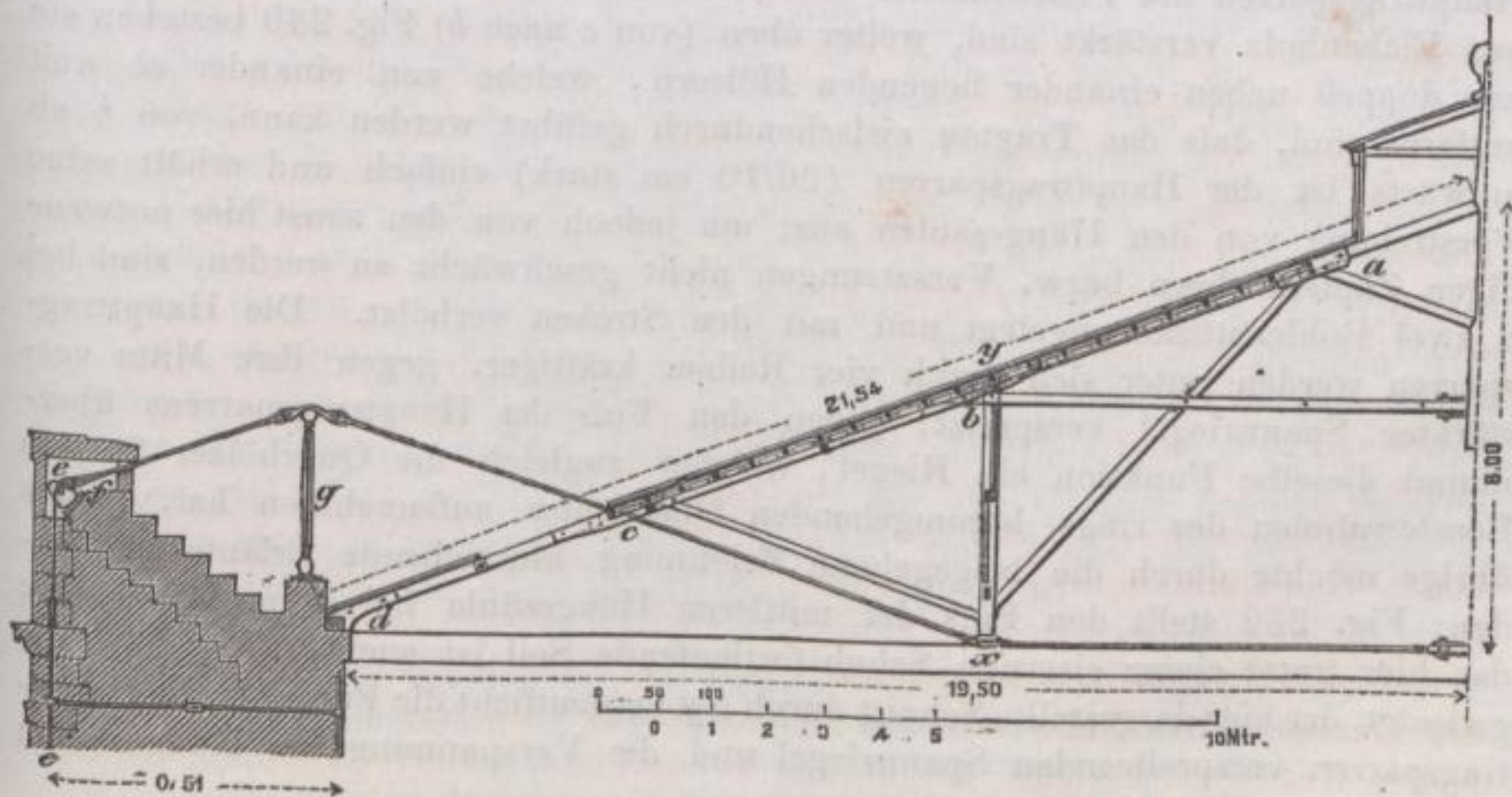


Fig. 249.

Strebepfeilers ein gußeiserner, nahezu 3 m hoher, auf einer Unterlagsplatte beweglicher Träger *g* angebracht, auf dessen Kopf das Tau liegt und hierbei jederzeit mit der Senkrechten einen gleichen Winkel bildet; Fig. 250 stellt dies im Detail dar.

Das Aufhängetau besteht von seiner Vereinigung an mit der Hängestange bis zu seiner Endigung in den doppelten Kranz von Schmiedeisen aus zwei Teilen, welche aus Eisendraht bestehen und über dem Kopfe des vertikalen Trägers durch zwei bandartige Schmiedeisen verbunden sind; die letzteren sind bogenartig gekrümmt und tangieren die geneigten Richtungen der beiden Tauteile.

Von der Stelle an, wo das Tau das Dach trägt, nimmt es bei *x* (Fig. 249) eine horizontale Richtung an. Es ist so angefertigt, wie die Taue bei Hängebrücken mit Umwicklung, und an beiden Enden mit Schlingen behufs gegenseitiger Verbindung versehen; sie sind mit Hülsen bekleidet, um dem Taue, wie dies in Fig. 251 sichtbar ist, durch Keile die nötige Spannung geben zu können. Der Durchmesser der Drahtseile wurde in bezug auf die zu tragende Last so berechnet, daß jeder Quadratmillimeter des Querschnittes nur einen Zug von 15 kg zu widerstehen hat, was beiläufig nur ein Drittel seiner absoluten Widerstandsfähigkeit beträgt.

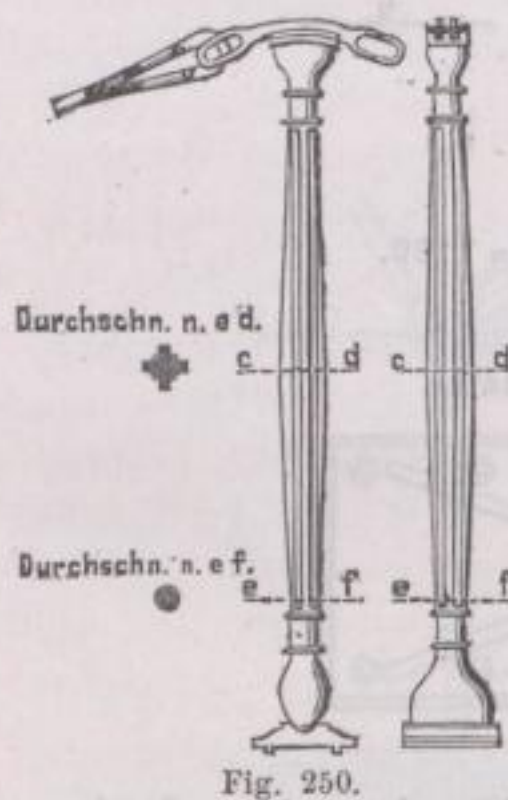


Fig. 250.

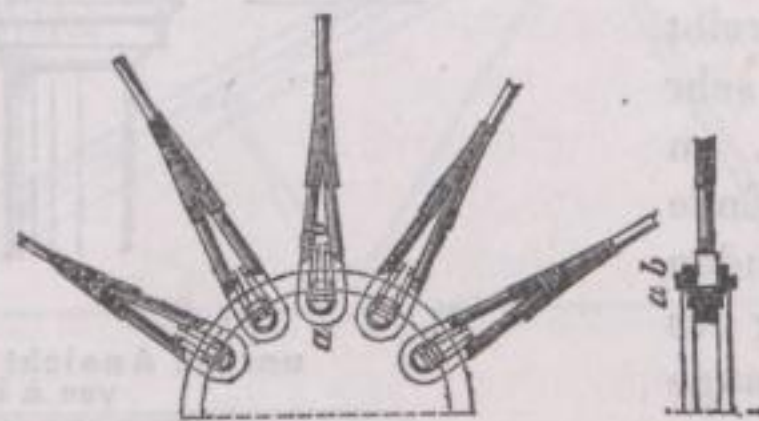


Fig. 251.

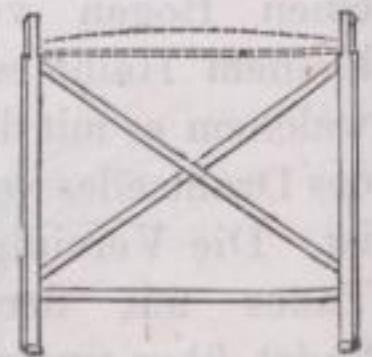


Fig. 253.



Fig. 252.

Was die Holzkonstruktion anbetrifft, so sei hier nur erwähnt, daß die Haupttragsparren des Pfettendaches am Fusse durch zwei beigelegte Bohlenstücke aus Eichenholz verstärkt sind, weiter oben (von *c* nach *b*) Fig. 249 bestehen sie aus doppelt neben einander liegenden Hölzern, welche von einander so weit entfernt sind, daß das Tragtau zwischendurch geführt werden kann, von *b* ab aufwärts ist der Haupttragsparren (20/10 cm stark) einfach und erhält seine Verstrebung von den Hängesäulen aus; um jedoch von den sonst hier notwendigen Zapfenlöchern bzw. Versatzungen nicht geschwächt zu werden, sind bei *a* zwei Bohlenstücke angelegt und mit den Streben verbolzt. Die Haupttragsparren werden unter sich durch vier Reihen kräftiger, gegen ihre Mitte verstärkter Spannriegel verspreizt; gegen den Fuß des Haupttragsparrens übernimmt dieselbe Funktion ein Riegel, welcher zugleich die Querhölzer für die Fensterrahmen des rings herumgehenden Oberlichtes aufzunehmen hat. Alles übrige möchte durch die beigegebene Zeichnung hinreichende Erläuterung finden; Fig. 252 stellt den Fuß der mittleren Hängesäule bei *x* im Detail dar; das hier unter einem eisernen Schuh fortlaufende Seil ist auch in Fig. 253 angedeutet, der hier dargestellte Schnitt durch *xy* verdeutlicht die Form der die Haupttragsparren verspreizenden Spannriegel und die Verspannung der Hängesäulen unter einander.

V. Selbständige Eisenkonstruktionen.

A. Gebäude aus Eisen.

Als die ersten ganz aus Eisen hergestellten Gebäude möchten die englischen Treibhäuser zu betrachten sein; dieselben hatten bereits im Anfange unseres Jahrhunderts eine solche Berühmtheit erlangt, daß die französische Regierung im Jahre 1833 den Architekten Rohault und den Professor der Botanik Mirbel nach England entsendete, um für den Bau des naturhistorischen Museums in Paris Studien zu machen, speziell um die daselbst mit großer Vollkommenheit und Zweckmäßigkeit ausgeführten Treibhausanlagen kennen zu lernen.

In diesen Studien wird besonders hervorgehoben, wie zweckmäßig es sei, den Glaswänden eine gekrümmte Gestalt zu geben, und erreichte man solche Krümmungen der Eisensprossen ohne Anwendung von Maschinen.

In der Försterschen Bauzeitung vom Jahre 1837 sind die Resultate der Reisetudien Rohaults über die berühmtesten Gewächshäuser von Lodiges, Cottam, Lee, Kenedy u. s. w. in ausführlichster Weise mitgeteilt und müssen wir uns darauf beschränken, auf diese interessanten Mitteilungen hinzuweisen, wie wir dies auch thun in bezug auf die Treibhäuser und Gallerieen, welche seiner Zeit als Erweiterung des naturhistorischen Museums in Paris, und zwar infolge der eben erwähnten Studien erbaut wurden*).

Die zwei großen Pavillons für die Palmen haben im Grundriß eine Frontlänge von 20,0 m, eine Tiefe von 12,5 m und eine Höhe von 15,0 m, sie bestehen in ihrem Hauptgerüst aus Säulen von Gußeisen, welche sich in den Umfassungswänden in Entfernungen von 4,00 m von Mitte zu Mitte wiederholen; auch im Innern befinden sich in gleich-weiter Anordnung 8 freistehende Säulen, welche einerseits zur sicheren Unterstützung des Glasdaches dienen, andererseits einen aus der Mitte des Daches hinausreichenden Aufbau gestatten. Die äußeren Säulen tragen eine auf Konsolen vorgekragte gußeiserne Dachrinne, welche dem Treibhause als Hauptgesims dient, zugleich aber so viel Platz gewährt, um als Gang für die Gärtner benutzt zu werden. Zwischen den gußeisernen Säulen befinden sich Felder aus gewalztem Falzeisen, in welchen das Glas unmittelbar eingekittet ist.

*) Der große Pavillon für die Palmen und tropischen Pflanzen mit den damit verbundenen Treibhäusern ist abgebildet und beschrieben in Försters Bauzeitung 1837, S. 271, Blatt 146. Vollständige Darstellung der Einrichtung des Museums mit allen Details findet man in dem Prachtwerke von Rohault bei K. F. Köhler in Leipzig.

Die Palmenhäuser lehnen sich mit ihrer hinteren Frontseite an einen kräftigen Massivbau an, welcher die Heizung und die Wohnung für die Gärtner u. s. w. enthält. In der mittleren Höhe dieses Baues befindet sich der ganzen Länge des Palmenhauses entsprechend ein Balkon, um das Studium zu erleichtern, indem hierdurch die Gipfel der größeren Pflanzen dem Auge des Beschauers näher gebracht werden.

Die in Paris sich sehr bewährt habenden, aus Eisen hergestellten Treibhausanlagen haben in späterer Zeit vielfache und weitere Ausbildung erhalten und möchte dies besonders von den in den Jahren 1860 bis 1865 erbauten Gewächshäusern im botanischen Garten Münchens behauptet werden können.

Das auf Tafel X dargestellte Palmenhaus schließt oben mit einem Kuppelbau von nahezu 14,75 m Durchmesser, unter welchem die 12,0 m hohe Palme (*Livistona australis*) mit ihrem kugelförmigen Gipfel sich erhebt. Die möglichste Annäherung der Glasdachung an die Kronen der Pflanzen wird zum Gedeihen derselben erforderlich erachtet, da dieselben zugleich eine Raumersparung gestatten, wobei keine überflüssige Luftmenge geheizt und die möglich kleinste Glasfläche unterhalten werden braucht.

Die Säulen, sowie die Gesims- und Gallerieträger, ferner die Horizontalgurtungen im Äußeren sind aus Gußeisen, alle übrigen Konstruktionsteile aus schmiedbarem Eisen hergestellt.

Die Hauptsparren der Kuppel sind, wie dies in der Taf. XII Fig. 1 auch im Detail dargestellt ist, nach dem System der Gitterträger konstruiert und stützen sich auf die obere Gallerie, deren Geländer deshalb gleichfalls die Aufgabe von Gitterträgern übernehmen mußte; in gleicher Weise wird die östliche und westliche Wand des Quadrats von dem Geländer der unteren Gallerieen getragen. Beide Gallerieen sind aus Rücksicht für den Dienst notwendig, ihre Böden bestehen aus durchbrochenen, gußeisernen Platten.

Das im Grundriss in Mitte liegende Quadrat bildet mit seinen angrenzenden Viertelkreisen, den zwischenliegenden Rechtecken und dem vortretenden Hauptportal einen einzigen ungetrennten Raum und gestattet so die vorteilhafteste Aufstellung und Gruppierung der Pflanzen.

Um die Ausgleichung der inneren und äußeren Temperatur durch die guten Wärmeleiter von Eisen und dünnen Glasscheiben zu vermindern, sind alle Außenwände des Palmenhauses doppelt konstruiert und zwar in solcher Weise, daß die Konstruktionsteile der äußeren und der inneren Wand vollständig getrennt sind und sich nur an wenigen Verbindungsstellen berühren. Solche Verbindungen, welche der Höhe nach sich nahezu alle 1,75 m wiederholen und in Fig. 2, Taf. XII im Detail dargestellt sind, haben zugleich den Zweck, eine durchgehende Horizontal-Wand von Glas zu ermöglichen, welche die Cirkulation der zwischen beiden Wänden befindlichen Luftschicht und somit die Ausgleichung der Temperatur verhindert.

Der Abstand der äußeren von der inneren Wand beträgt nahezu 12 cm; bei geringerer Entfernung wird die Wärme zu schnell abgeleitet, bei größerer ist eine Cirkulation der zwischenliegenden Luftschicht zu befürchten. Um das Abtropfen des Kondensationswassers für die Pflanzen unschädlich zu machen, hatte man bis dahin unter die vorstehenden Konstruktionsteile wohl Blechrinnen gelegt und die Horizontalverbindungen mittels Bügel von den vertikalen so isoliert, daß das Kondensationswasser von jenen ungehindert an diesen ablaufen und in die Rinnen eintreten konnte. Dadurch sind jedoch andere Nachteile erwachsen, abgesehen davon, daß die Eisenkonstruktionen und Rinnen in manchen Fällen hindernd sind, und zur Schönheit der Häuser sicherlich

nichts beitragen. Daher suchte man sämtliche Horizontalverbindungen und soviel wie möglich auch jeden vertikalen Vorsprung aus der Abkühlungsfläche der Dachwände zu vermeiden und verlegte dementsprechend alle tragenden Eisenteile in die Außenwandungen.

Die inneren Wandflächen werden somit durch keinen Konstruktionsteil unterbrochen und sind nur durch die Sprossen von T-förmigem Querschnitt und die dazwischen liegenden Glastafeln gebildet, welche letzteren aus dem gleichen Grunde, damit nämlich der angesetzte Tropfen nicht im Abfließen gehindert werde, sich nicht überdecken, sondern stumpf aneinander stoßen. Die Glastafeln der Außenwände haben nach unten einen konvexen, nach oben einen konkaven Bogenschnitt erhalten, damit das ablaufende Regenwasser immer nach der Mitte geführt wird, und überdecken sich gegenseitig ohne Vermittlung von Kitt oder sonstiger Zwischenlage auf eine Breite von 1,45 cm. Jede

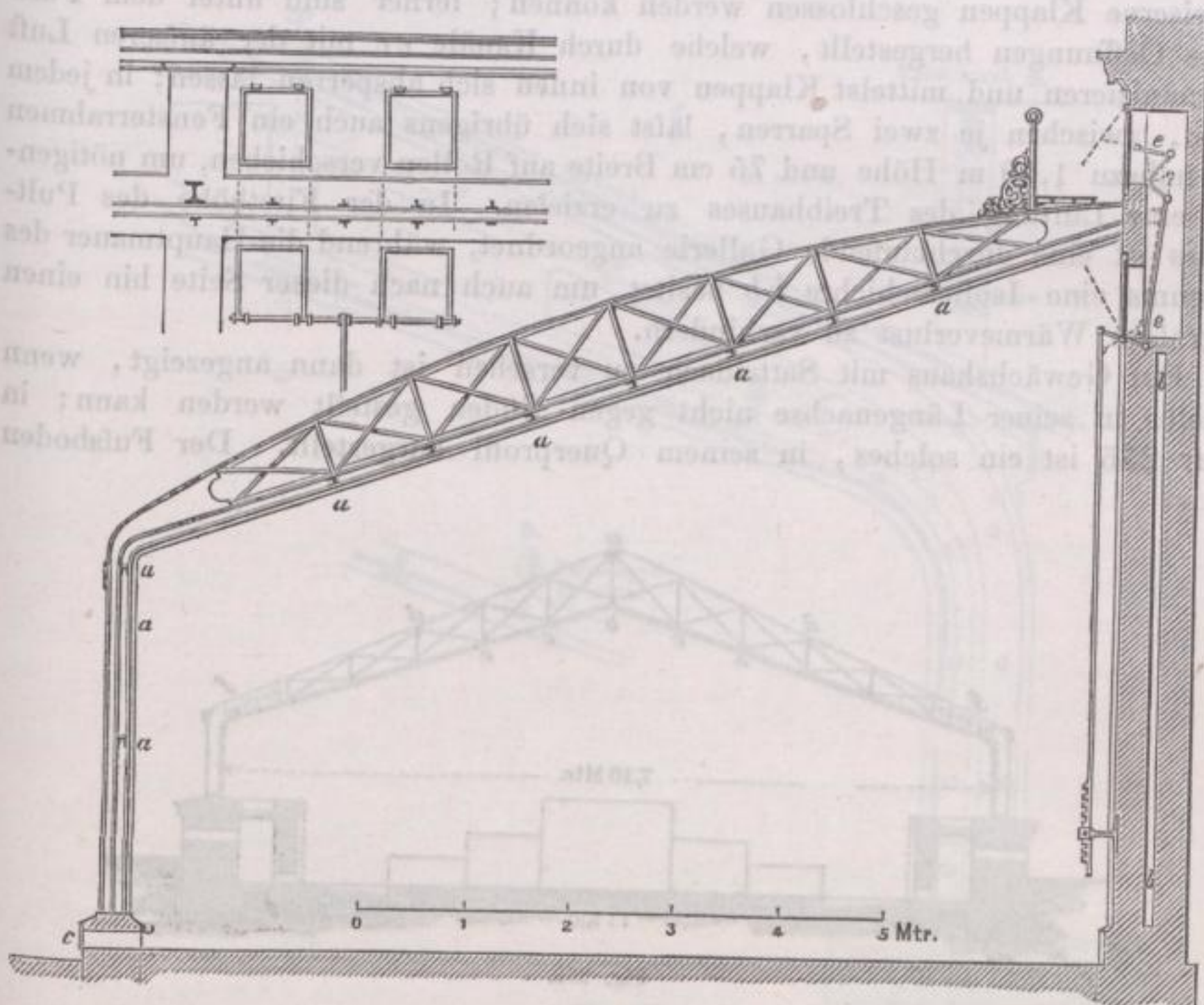


Fig. 254.

obere Glastafel ist an die untere mit Blechstreifchen angehängt, mit Heftstiften an die Sprossen festgedrückt und der Falz mit Oelkitt ausgestrichen.

Um die Glasdachung gegen Hagelschlag zu sichern, ist sie mit Gittern aus geflochtenem Draht belegt.

An das Palmenhaus legen sich zu beiden Seiten Warmhäuser an, wie dies in Tafel X ersichtlich ist.

Nach dem beigegebenen Holzschnitt Fig. 254 sind diese Treibhäuser 9,45 m tief und sind, da sie sich an den Massivbau des botanischen Museums anlehnen, mit einem Pultdach versehen; auch hier sind die Dachungen in bezug

auf die Hauptsparren als Gitterträger konstruiert, welche sich einerseits auf gußeisernen Ständern von doppelt T förmigem Querschnitte stützen, andererseits auf der Mauer auf Gufsplatten aufliegen. Das Pultdach ist unter einem Winkel von 18 Grad gegen den Horizont geneigt und geht ohne Brechung nach einem Kreisbogen von 29 cm Radius in die vertikale Wand über.

Dieser Uebergang wird bei der Verglasung durch eine nach dieser Kurve gebogenen Glastafel vermittelt.

Auch bei diesen Warmhäusern ist eine doppelte Verglasung angeordnet, und sind die Außen- und Innenwände durch die horizontalen Abschlüsse bei *aaa...* mit einander verbunden, deren Detailbildung wir bei der Besprechung des Palmenhauses (Fig. 2, Tafel XII) kennen gelernt haben.

Die in allen Treibhäusern so wichtige Erneuerung der Luft wird hier dadurch vermittelt, daß bei *c* (Fig. 254) in Entfernungen von 3,00 m im massiven Sockel 0,29 m breite und 0,15 m hohe Oeffnungen angebracht sind, welche durch gußeiserne Klappen geschlossen werden können; ferner sind unter dem Pultdache Oeffnungen hergestellt, welche durch Kanäle *ee* mit der äußeren Luft kommunizieren und mittelst Klappen von innen sich absperren lassen; in jedem Felde, zwischen je zwei Sparren, läßt sich übrigens auch ein Fensterrahmen von nahezu 1,00 m Höhe und 75 cm Breite auf Rollen verschieben, um nötigenfalls eine Lüftung des Treibhauses zu erzielen. In der Firsthöhe des Pultdaches ist eine durchlaufende Gallerie angeordnet, während die Hauptmauer des Museums eine Isolierschicht *bb* besitzt, um auch nach dieser Seite hin einen zu großen Wärmeverlust zu verhindern.

Ein Gewächshaus mit Satteldach zu versehen ist dann angezeigt, wenn dasselbe in seiner Längsachse nicht gegen Süden gestellt werden kann; in Figur 255 ist ein solches, in seinem Querprofil dargestellt. Der Fußboden

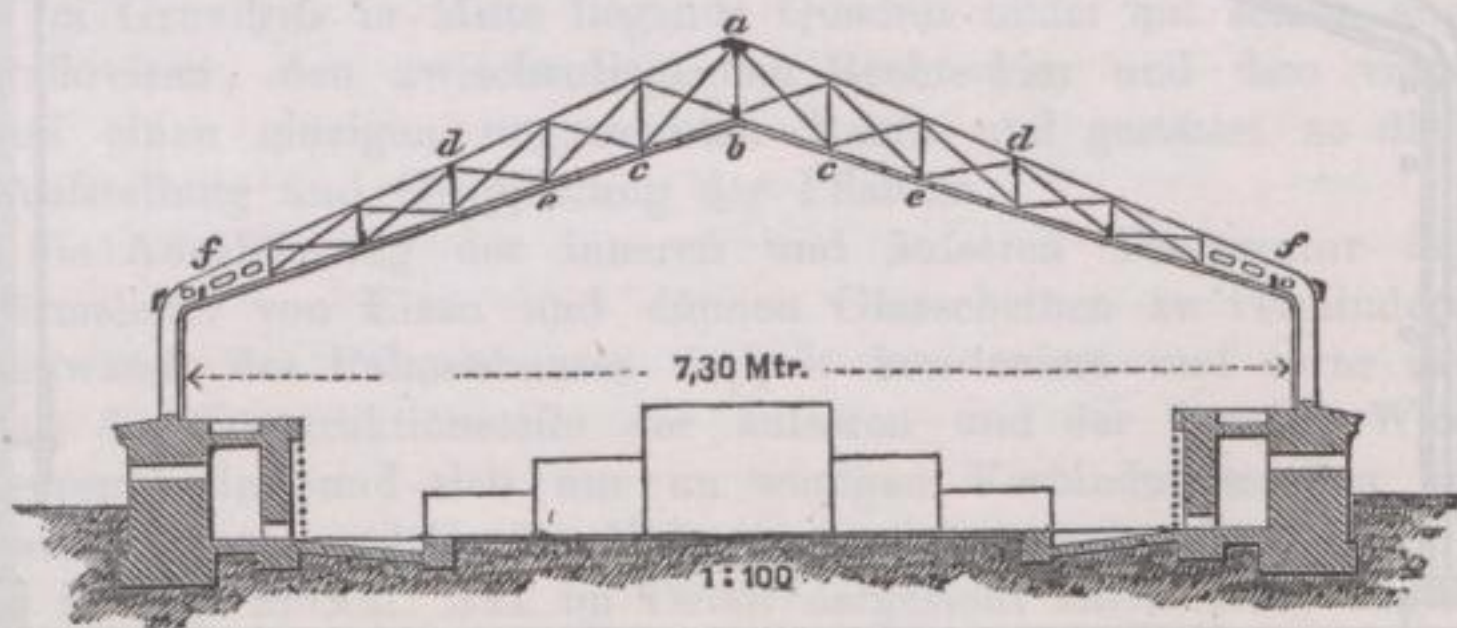


Fig. 255.

ist hier zur Konservierung der inneren Temperatur um nahezu 45 cm tiefer gelegt, als das äußere Terrain und wurde, um Platz zum Aufstellen von Pflanzen zunächst der Glaswand nach der ganzen Länge des aus Backsteinen gemauerten Sockels zu gewinnen, eine Beilagemauer hergestellt, welche gleich dem Sockel mit Cementplatten abgedeckt ist.

Wände und Dachung sind ganz aus Schmiedeeisen konstruiert und einfach verglast; im Winter werden die äußeren Flächen mit einer zweiten Ueberdeckung aus Glas und Holz gegen Frost geschützt.

Sämtliche Konstruktionsteile wurden auch hier und zwar die Hauptsparren in Form von Gitterträgern, sowie die Horizontal-Verbindungen nach außen verlegt. Die Dachflächen sind unter einem Winkel von 20 Grad gegen den

Horizont geneigt und schliessen mittelst eines Kreisbogens von 29 cm Radius, welcher durch gekrümmte Glastafeln gebildet wird, an die Vertikal-Wand an. Die Art der Einglasung ist die gleiche, wie bei den grossen Gewächshäusern.

Im Frühjahr oder Herbst kann das Haus durch Zudeckläden, beziehungsweise durch Strohmatte gegen Frost geschützt werden, während zur Beschattung oder gegen Hagelschlag das Dach im Sommer mit Holzgittern in festen Rahmen bedeckt wird.

Zum näheren Verständnis der sonst ziemlich einfachen Konstruktionen dienen die hier beigegebenen Details.

Als Hauptkonstruktionsmaterial dienen die 5 cm hohen einfachen T-Träger, aus welchen die gegen den First bedeutend breiter werdenden Gitterträger zusammengesetzt sind; am Fussende sich sehr nahe tretend, finden sie ihren festen Stand an einer Unterlagsschiene und sind mit derselben und zugleich mit dem Steinsockel verbolzt. Am Fussende sind, wie dies der Schnitt durch $\alpha\alpha$ in Fig. 256

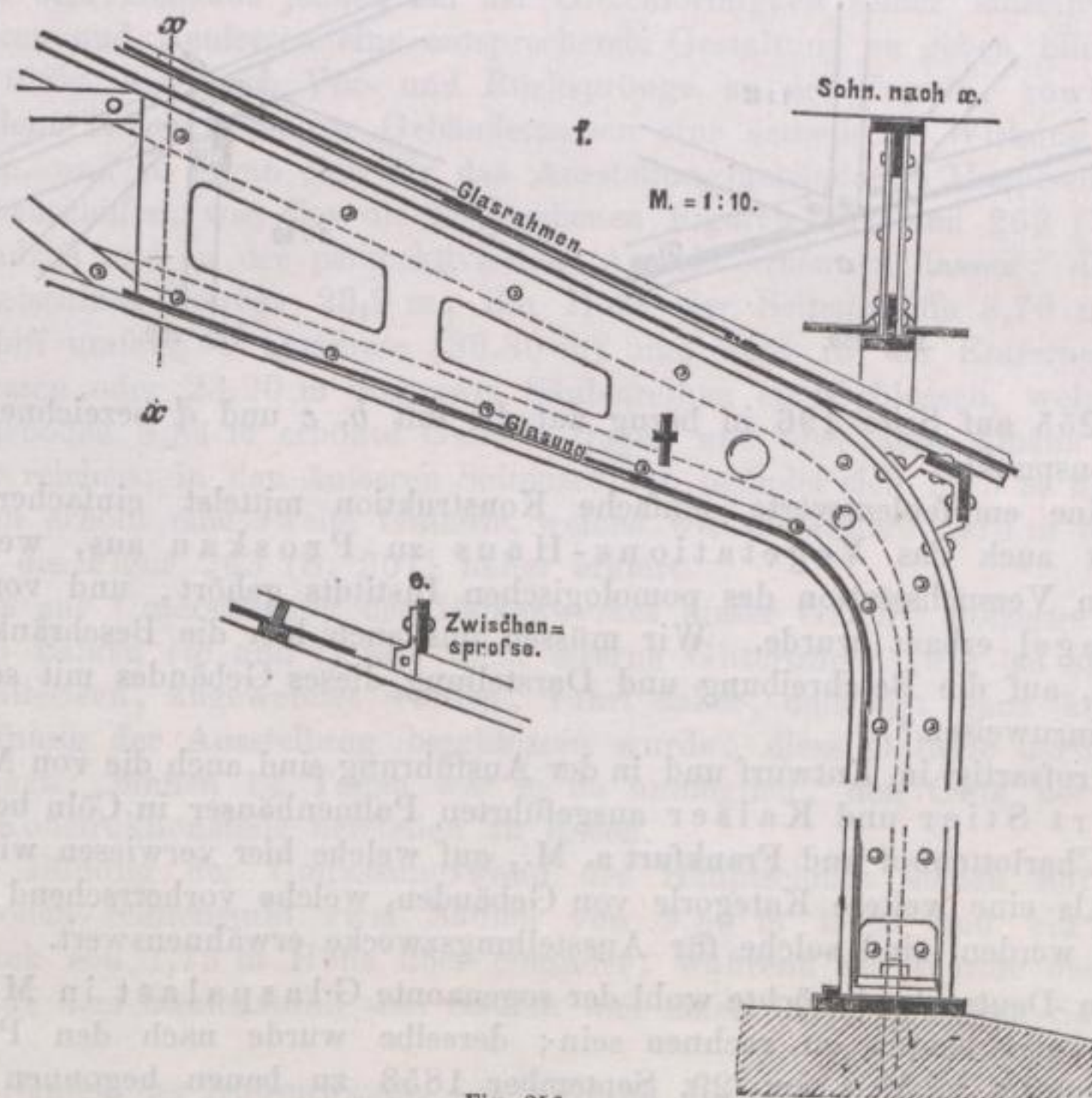


Fig. 256.

erkennen läßt, zu beiden Seiten starke Eisenbleche an die T-Eisen angenietet; da, wo die letzteren eine grössere Breite annehmen, sind sie durchbrochen. Zu den Verstrebungen der Gitterträger dient dann weiters 3 cm breites Bandeisen, zur Querverspannung solches von 5 cm Breite. In den Details im Firste bei a und b in den Figg. 257 u. 258 (S. 198) sind die T-Sparren sowohl als auch das eine Streband einfach gebogen. Die Verglasung ist überall eingezeichnet und ebenso die allenfalls zum weiteren Schutze gegen die brennenden Sonnenstrahlen angeordneten, abhebbaren Glasrahmen. Bei ee (Fig. 255, S. 196) sind die Zwischensprossen so angeordnet, daß die Verglasung dadurch nicht unterbrochen wird. Zur Ventilation des Gewächshauses tritt durch angedeutete

Sockelöffnungen die Luft ein und wird durch mehrere bewegliche Fensterrahmen in der Dachung wieder abgeleitet.

Alles Uebrige möchte durch die beigegebenen Zeichnungen hinreichend erklärt erscheinen; die Figuren 258, 259 und 260 erläutern die Details der

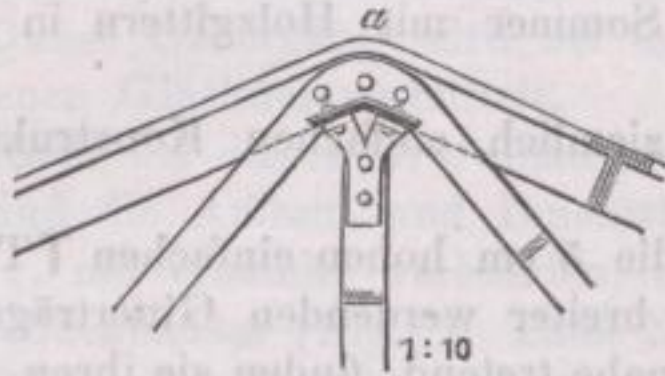


Fig. 257.

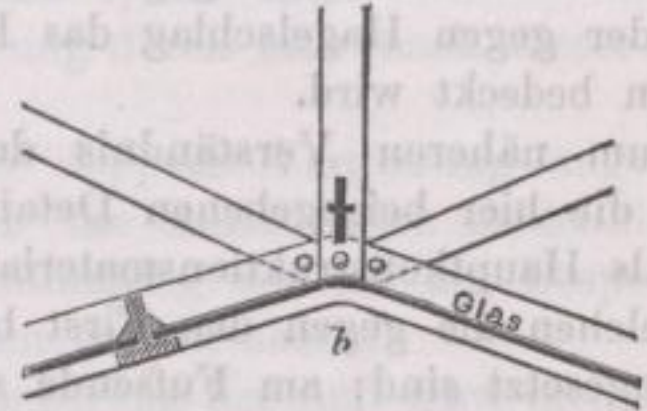


Fig. 258.

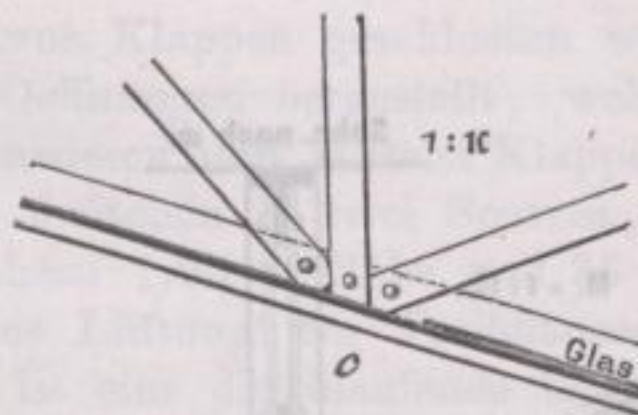


Fig. 259.

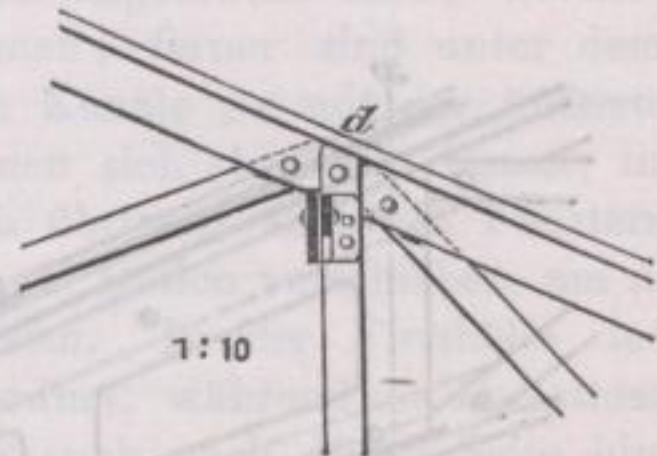


Fig. 260.

Figur 255 auf Seite 196 in bezug auf die mit *b*, *c* und *d* bezeichneten Konstruktionspunkte.

Eine empfehlenswerte einfache Konstruktion mittelst einfacher **T**Eisen zeichnet auch das Vegetations-Haus zu Proskau aus, welches zur dortigen Versuchstation des pomologischen Instituts gehört, und vom Baurat Fr. Engel erbaut wurde. Wir müssen uns auch hier die Beschränkung auferlegen, auf die Beschreibung und Darstellung dieses Gebäudes mit seinen Details hinzuweisen *).

Großartig im Entwurf und in der Ausführung sind auch die von Märtenz, Hubert Stier und Kaiser ausgeführten Palmenhäuser in Cöln beziehungsweise Charlottenhof und Frankfurt a. M., auf welche hier verwiesen wird.

Als eine weitere Kategorie von Gebäuden, welche vorherrschend aus Eisen gebaut werden, sind solche für Ausstellungszwecke erwähnenswert.

In Deutschland möchte wohl der sogenannte Glaspalast in München zu den ersterbauten zu rechnen sein; derselbe wurde nach den Plänen des Oberbaurates v. Voit am 29. September 1853 zu bauen begonnen und vertragmäßig am 7. Juni 1854, also in nicht ganz 9 Monaten, fertig hergestellt!

Diese äußerst kurze Bauzeit bedingte, beim Bau dieses Ausstellungsgebäudes nur solche Konstruktionen zu wählen, welche ohne Schwierigkeit herzustellen waren, überhaupt das Gebäude in Formen zu gestalten, welche dergleichen Konstruktionen möglich machen und oftmalige Wiederholung einer Konstruktionsweise, sowie möglichst vieler einzelner Teile von gleichen Dimensionen gestatten.

Aus diesen Gründen wurde der ganze Gebäuderaum mit seiner 21149 qm

*) Zeitschrift für Bauwesen 1874, S. 291; Blatt 50, 51 und 52.

Gesamt-Ausstellungsfläche, in 336 Quadrate geteilt, welche nahezu 6 m nach jeder Seite betragen; ferner wurde zur Vermeidung großer Lasten und schwieriger Verbindungen, sowie großer Kosten es vermieden, hohe Dächer herzustellen, so daß unter dieser Berücksichtigung die Tiefe des Gebäudes eine bestimmte Breite nicht überschreiten durfte.

Aus den gleichen Gründen war es geboten, keine großen Kurven in Anwendung zu bringen, sondern vielmehr ein geradliniges Konstruktions-System durchzuführen. Ueberhaupt schien es am ratsamsten, die Konstruktionen des Londoner Industrie-Ausstellungs-Gebäudes zum Muster zu nehmen und insbesondere die in Beziehung auf Dimensionen der eisernen Konstruktionsteile gemachten Erfahrungen zu benützen; hierbei wurde jedoch keineswegs unbedingt kopiert, sondern die Aufgabe im Auge behalten, Vereinfachungen und Ermäßigungen in der Dimensionierung sämtlicher Teile nach Möglichkeit eintreten zu lassen.

Um dem Gebäude jedoch bei der Gleichförmigkeit seiner einzelnen Teile im Inneren und Aeußeren eine entsprechende Gestaltung zu geben, blieb nichts anderes übrig, als durch Vor- und Rücksprünge an der Façade, sowie durch verschiedene Höhen einzelner Gebäudemassen eine ästhetische Wirkung hervorzubringen, und so ergab sich für das Ausstellungsgebäude ein Hauptschiff nebst vier Nebenschiffen, wie dies die beigegebenen Figuren 261 und 262 (S. 200) im Grundrifs und in der perspektivischen Ansicht erkennen lassen; die Höhe des Mittelschiffes beträgt 23,2 m, die Höhe der Seitenschiffe 8,70 m. Das Hauptschiff umfaßt 6 Quadrate (36,80 m) und wird in der Entfernung von 4 Quadraten oder 23,20 m von zwei Säulenreihen eingeschlossen, welche eine vom Fußboden 8,84 m erhöhte Gallerie tragen und über diese hinaus bis zur Dachung reichen; in den äußeren Seitenschiffen befindet sich 5,15 m über dem Fußboden erhöht eine zweite Gallerie, welche wie die erstere 5,80 m breit ist, wie dies die Figur 263 (S. 201) näher erklärt.

Daß zur Unterstützung des Balkenwerkes dieser Gallerie hölzerne Durchzüge und Balken (*w* und *t*) und nicht eiserne Gitterträger, wie bei allen anderen Gallerieen, angewendet wurden, rührt daher, daß erst ganz kurz vor der Eröffnung der Ausstellung beschlossen wurde, diese Gallerie nachträglich einzubringen; binnen 14 Tagen war es da unmöglich, den Guß der hierzu nötigen Konstruktionsteile herstellen zu lassen.

Zur Bildung der Umfassungswand des Hauptschiffes stehen auf einem 1,6 m hohen Säulenstuhl zwei Säulen von 9,50 m Höhe und ein viertes Säulenstück von 1,75 m Höhe über einander, während die Wände des Querschiffes aus dem Säulenstuhl, drei Säulen und einem 1,75 m hohen Säulenteil bestehen.

Die Säulen der Außenwände, sowie die im Innern des Baues freistehenden haben quadratischen Querschnitt; die ersteren sind in der Höhe der Kapitelle mit hölzernen, durch eiserne Platten umschlossene Riegel mit einander verbunden.

Zur Verbindung der Säulen unter einander dienen 1,15 m hohe Gitterträger, welche von den an die Säulen angegossenen Konsolen bei *e* und *f* gestützt erscheinen; diese Gitterträger haben auch die Funktion, die Gallerieen der Nebenschiffe zu unterstützen, und wurde ihre Tragkraft durch eine Belastung von 17 800 kg geprüft.

Die Dachungen des Münchener Glaspalastes wurden zur Vermeidung schwieriger und kostspieliger Konstruktionen möglichst niedrig und zur Erzielung der schnellen Herstellung gleich hoch und breit für alle Gebäudeteile

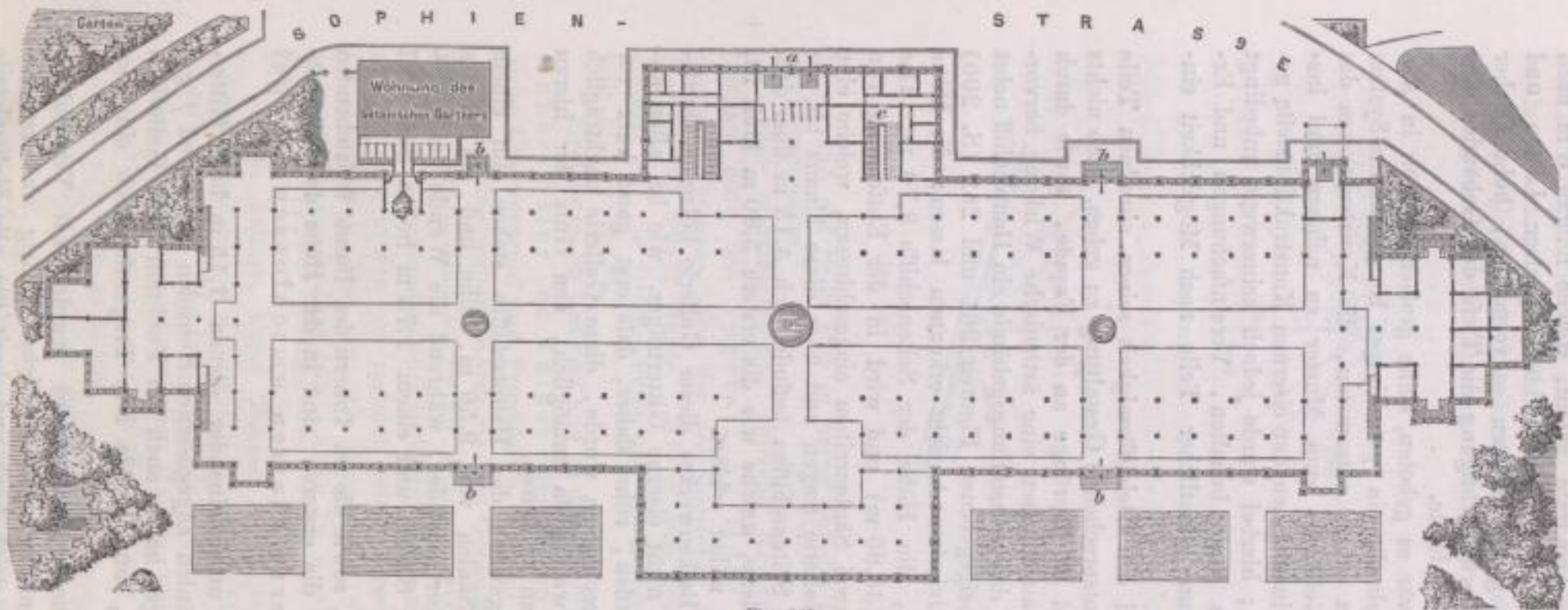


Fig. 261.

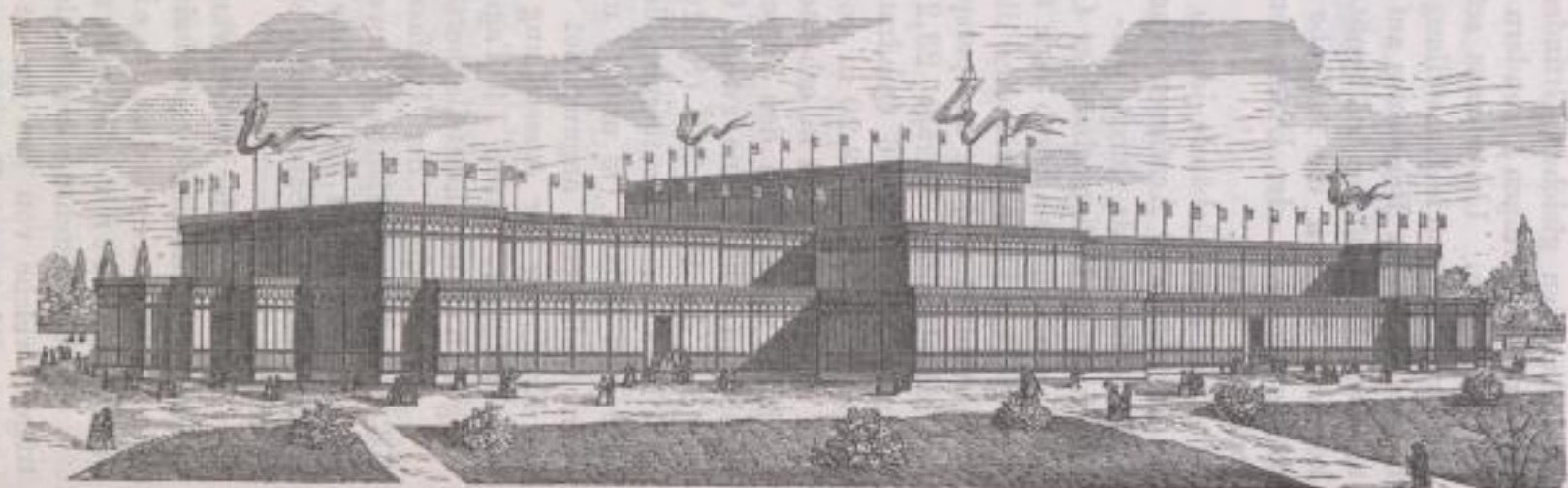


Fig. 262.

gemacht; hierdurch konnte ein rascher Regenwasserabfluß erzielt werden, während heftigen Windströmungen sich nur sehr geringe Dachflächen darboten.

Einer nachteiligen Wirkung der Stürme auf die vertikalen Wände wird durch den inneren Zusammenhang der Säulen unter einander, welche die Spanngitter gewähren, begegnet, denn diese verbinden nicht allein die unteren, sondern auch die oberen Säulenreihen mit den Säulen der Außenwand zu einem festen, widerstandsfähigen Ganzen.

Um aber ganz sicher zu gehen wurden durch horizontale Diagonaldrahtstränge von nahezu 0,5 cm Durchmesser die Säulen und Sprengwerke des Mittelschiffes zusammenverbunden; solche Kreuzverbindung erschien hauptsächlich unter den aus hölzernen Sparren hergestellten Dächern des Hauptschiffes von Wichtigkeit, um hier allenfallsige Verschiebungen und Schwankungen durch heftige Windstöße zu verhindern.

Sämtliche Drahtstränge werden durch Schraubenhülsen straff gehalten und erscheinen in ihrer Anordnung für das Auge in keiner Weise störend, wie dies so häufig bei vertikal sich kreuzenden Eisenstangen der Fall ist.

Was den Schluß sämtlicher Außenwände betrifft, so wurde derselbe aus hölzernem Rahmenwerk, beziehungsweise aus Vertäfelung hergestellt, da eine andere Konstruktion sich bei der nur neunmonatlichen Bauzeit als unmöglich herausstellte. Auf diese Weise konnten die betreffenden Holzarbeiten während des Winters angefertigt, einglast und grundiert werden.

Zwischen je zwei Säulen der Umfassungswände stehen auf 1,45 m hohen steinernen Sockeln in gleichen Entfernungen von einander drei Eichenholzständer, welche

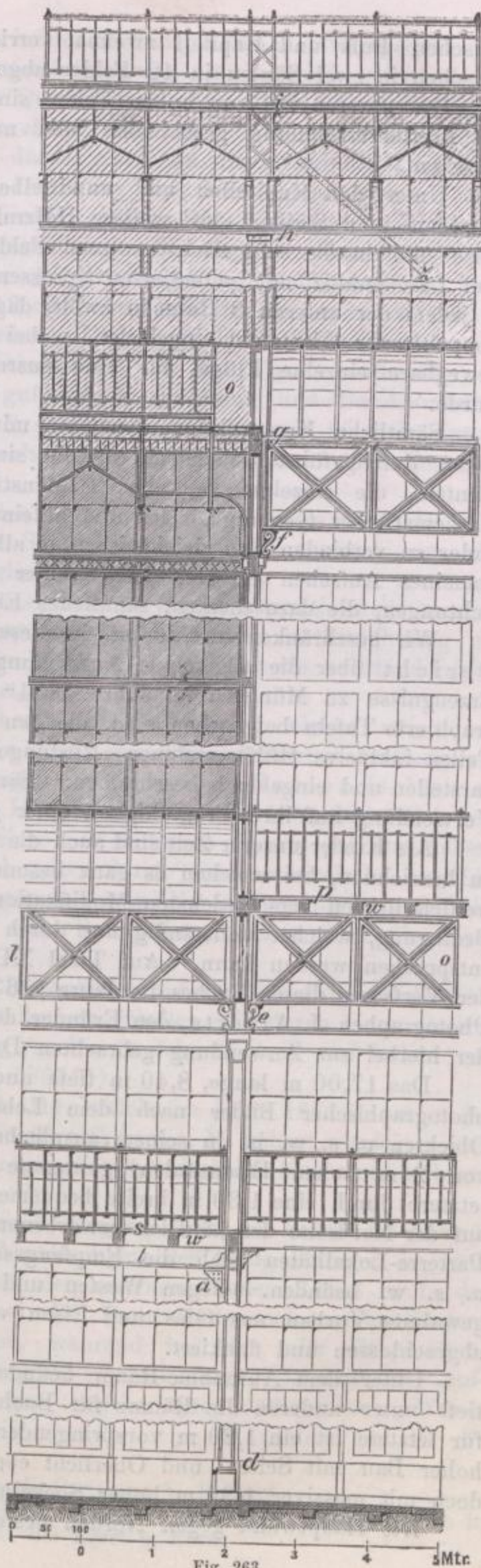


Fig. 263.

zwischen Fufs und Kapitell zweimal verriegelt sind, sodafs die Aussenwand zwischen je zwei Säulen in 12 Felder abgeteilt ist.

Die unteren 2,17 m hohen Felder sind im Innern des ganzen Gebäudes mit Bretterschalung geschlossen und nach aussen mit gusseisernen Gittern versehen.

Unter den Kapitellen und unmittelbar unter der Dachung befinden sich zwischen je 2 Säulen vier weitere Holzrahmen-Felder von 1,35 m Höhe; in diese und in die acht nächst unteren Felder sind Fensterrahmen von Eichen- und Lärchenholz mit patentierten Sprossen von Eisenblech eingeschraubt und in jedem der unteren 8 Rahmen zwölf, dagegen an jedem der vier oberen sechs doppelstarke Glastafeln eingekittet, wobei selbstverständlich durch mechanisch bewegbare einzelne Flügel für eine ausreichende Ventilation Sorge getragen wurde.

Sämtliche Konstruktionen wurden mit äusserst grosser Umsicht und Präzision durchgeführt, nachdem oft die sinnreichsten Hilfsapparate mit dazu dienten, die einzelnen Bauteile, Säulenstühle, Säulen u. s. w. mit nahezu mathematischer Genauigkeit in- und aufeinander zu stellen, sie sicher mit einander zu verbinden und gleichheitlich in allen ihren Höhen einzunivellieren; ungewohntes Aufsehen erregten auch seiner Zeit die Rüstungen und Hebevorrichtungen, die dazu dienten, sämtliches Eisenwerk zusammenzustellen.

Wir beschränken uns darauf, in dieser Beziehung auf den „Amtlichen Bericht über die allgemeine Ausstellung deutscher Industrie- und Gewerbe-Erzeugnisse zu München im Jahre 1854“ hinzuweisen, dem 16 grosse lithographierte Tafeln beigegeben sind, die den Bau des Glaspalastes in allen seinen Teilen inklusive Hilfsmaschinen, Rüstungen, Wasserleitung, Fontainen u. s. w. darstellen und eingehend beschreiben. Sämtliche Eisenteile wurden vor ihrer Verwendung auf ihre Tragfähigkeit einer genauen Prüfung unterworfen.

Als Kinder unserer Zeit sind auch die photographischen Ateliers zu bezeichnen, bei welchen es ganz besonders darauf ankommt das Tageslicht, freilich in den verschiedensten Modifikationen, sich dienstbar zu machen, einer Bedingung, welcher vollständig nur durch die Verwendung von Glas und Eisen entsprochen werden kann. Auf Tafel XIII wird ein Plan mitgeteilt, welchen der Verfasser dieses Buches im Jahre 1863 für den rühmlichst bekannten Hof-Photographen J. Alberts, den Erfinder der Heliographie und ersten Begründer der hierbei zur Anwendung gebrachten Druckereien, gebaut hat.

Das 17,00 m lange, 8,40 m tiefe und 4,80 m hohe Atelier zur Aufnahme photographischer Bilder nach dem Leben, nach Bildern und plastischen Objekten u. s. w. ist in seinem ausnützbaren Raum durch eine 3,00 m breite, von 2 m hohen Eisensäulen getragene Gallerie noch erweitert und wird letztere durch eine 1,30 m breite bequeme Treppe betreten. Das Atelier wurde auf der Nordseite des käuflich erworbenen Palais Palavicini angebaut, in dessen Parterre-Lokalitäten sich die Empfangssalons, Toilettenzimmer, die Büreaus u. s. w. befinden. Gegen Westen und Osten ist der ganze im Dache abgewalmte Vorbau aus Glas und Eisen von zwei $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern abgeschlossen und flankiert.

Unter dem Aufnahme-Raum befinden sich dann 0,85 m im Boden vertieft unter anderen die Räume für Buchbinder, Koloristen und Retoucheure; für letztere ist ein 1,20 m vorspringender, 12,00 m langer und 2,65 im Mittel hoher Bau mit Seiten- und Oberlicht ebenfalls ganz aus Glas und Eisen, jedoch mit massiver 1,30 m hoher Sockelmauer, hergestellt.

Die Hauptwand gegen Norden besteht aus dreiviertel Säulen, welche un-

mittelbar, nach Fig. 4, an einen hohlen T förmigen Ständer angegossen sind und sich von Mitte zu Mitte in Entfernungen von 1,50 m wiederholen. Unter Vermittelung eines hohlgegossenen Querstückes befindet sich über jeder Säule ein 19 cm hoher Doppelt T Träger, welcher nach der Dachfläche aufsteigt, dann die horizontale Lage annehmend, durch einen an die Mauer des Palais angebrachten Konsol getragen wird. Der obere Teil des so gewonnenen Daches ist unter Anordnung von 4 verschieden großen Pfettenhölzern in Zinkblech abgedeckt, wie dies in Fig. 5 dargestellt ist. Zwischen den Haupttragsparren und auf denselben sind 5 cm hohe \perp Sprosseneisen zur Aufnahme der Verglasung angeordnet, welche durch 12 cm hohe Flacheisen-Schienen, wie dies in Fig. 6 ersichtlich ist, getragen werden. Die abgewalmten Seiten-Dächer sind auf Holzverschalung mit Zinkblech eingedeckt, wie dies Fig. 7 andeutet.

Fig. 8 stellt das Detail der gusseisernen Hohlsäule und die Anordnung der Dachrinnen dar, während Fig. 9 den vorspringenden und teilweise durchbrochenen Hauptsparren des Vordaches und dessen Stützen über dem Retoucheur-Raum versinnlichen.

Die Zwischendecke, welche den Fußboden des Ateliers mitbildet, ist durch Doppelt I Träger und eiserne Säulen aufs sicherste gestützt, um alle Schwankungen dieses Bodens unmöglich zu machen.

Bei der Bestimmung der Dimensionen der Dachkonstruktionsteile wurden die üblichen Belastungen mit Ausnahme von Winddruck in Berechnung gezogen, da durch die Lage des ganzen Ateliers ein solcher als vollständig ausgeschlossen betrachtet werden konnte.

Unter den ganz aus Eisen hergestellten Gebäuden nimmt schon seit langer Zeit der Bau der Markthallen eine ganz besondere Stellung ein und möchten zu den größten Anlagen die Central-Hallen in Paris zu zählen sein, welche unter Napoleon III. in der Zeit von 1851 bis 1854 hergestellt wurden. Diese Hallen, welche 60 Millionen Francs gekostet haben, liegen im Mittelpunkte der Stadt und stehen durch eine unterirdische ungefähr 4800 m lange Eisenbahn mit dem Chemin de fer de l'Est in Verbindung, sodafs die Lebensmittel in großen Massen von allen Bahnhöfen direkt in die Kellerräume der Hallen geschafft werden können.

Wir verweisen in betreff dieses Riesenbaues auf die diesbezügliche Litteratur*). Weitere sehr lehrreiche Mitteilungen erhalten wir durch einen Bericht über Markthallen in Deutschland, Belgien, Frankreich, England und Italien von Theodor Risch, Stadtrath in Berlin, 1867**).

Ohne Zweifel gehört die Markthalle, welche im Jahre 1877/78 unter der Leitung des Bauinspektor A. Koch in Frankfurt a. M. gebaut wurde, zu den hervorragenderen Eisenbauten und möge dieselbe deshalb hier einer näheren Betrachtung unterworfen werden.

Auf Tafel XI in der Fig. 1 bis 5 dargestellt, ist ein Stück des Grundrisses mit Fig. 1 bezeichnet; die Abmessungen der Halle betragen im Erdgeschoße zwischen den Außenkanten der eisernen Säulen 116,8 m in der Länge und 34 m in der Breite, wobei die Frontwände und inneren Säulenstellungen aus Eisen hergestellt sind, während bei den vier Eckpavillons die Anwendung von Stein zweckentsprechender erschien, da diese zur Aufnahme der Treppen und Aborte dienen, welche einen vollkommenen Wandabschluss wünschenswert machen.

*) Monographie de halles centrales de Paris par V. Balland.

***) Die Berliner Markthalle, von Hitzig und Lent ausgeführt, befindet sich in der Zeitschrift für Bauwesen 1867, S. 230, bei Ernst u. Korn.

Diese Eckbauten haben, den Galleriebreiten entsprechend, eine äußere Breite von 6,1 m; die Axenweite der Säulen und Dachbinder beträgt 4,2 m, ein Maß, welches es ermöglichte, daß die Gallerie durch einfache Kappengewölbe zwischen den Bindern getragen werden kann.

Die Eckbauten haben im Erdgeschofs Werkstein-Verblendung und sind im oberen Geschofs ganz aus Haustein ausgeführt; die Brüstungen des Erdgeschosses sind 1,6 m hoch in Backsteinmauerwerk mit Werksteingesimsen hergestellt und mit Cementmörtel außen und innen sorgfältig verputzt.

Die Frontsäulen sind im Erdgeschosse mit rechteckigem Querschnitt von 20/22 cm Seite hergestellt und bis auf Brüstungshöhe mit angegossenen Rippen versehen, zwischen welche das Backsteinmauerwerk der Brüstungen eingreift. Im Galleriegeschosse haben die Frontsäulen nach außen einen etwas mehr wie halbkreisförmigen Querschnitt von 15 cm Durchmesser und sind nach innen pilasterförmig gestaltet, sodafs die ganze Tiefe der Säulen 20,5 cm beträgt. Die inneren Bindersäulen sind im Erdgeschofs behufs Aufnahmen der Stand-Einteilungen, der Gewölbe-Bekleidungen und der Blechträger achtseitig mit 20 cm Durchmesser; im Galleriegeschosse sind sie jedoch rund und besitzen 16 cm oberen und 17 cm unteren Durchmesser. Die über den Kapitellen der Galleriesäulen 4,2 m hohen Aufsatzstücke bestehen aus Schmiedeeisen, um gegen ihre Biegungsbeanspruchung bessere Dienste zu leisten.

Die Bekleidung der äußeren Fronten zwischen den Bindersäulen, mit alleiniger Ausnahme der Erdgeschofsbrüstung, ist aus Eisen, Zink und Glas hergestellt, und sind sämtliche Fensterrahmen aus Schmiedeeisen konstruiert.

Außerdem ist die ganze Markthalle mittelst einen Stein starker Klappengewölbe auf eisernen Säulen von 16 cm Durchmesser unterkellert.

Die Eindeckung des Hauptdaches ist aus verzinktem Patentwellenblech, die der Pultdächer über der Gallerie aus Rautenblech auf Holzschalung erfolgt.

Die oberen Knotenpunkte der sichelförmigen Binder des Hauptdaches liegen in einer Parabel von $\frac{1}{5}$ Pfeilhöhe, die unteren Knotenpunkte in einer Parabel von $\frac{1}{10}$ Pfeilhöhe und sind die Binder, der Axenteilung der Säulen entsprechend, im Abstände von 4,2 m angeordnet.

Die Feldereinteilung der Hauptbinder entspricht der Säulenstellung der Giebelfronten und ergeben sich darnach fünf Felder, von welchen das mittlere 5,4 m, die übrigen 4,2 m weit sind. Die obere Dachfläche ist nach einem Kreisbogen gekrümmt, und bedingt sich hieraus eine linsenförmige Gestaltung des Druckgurtes, welcher ebenso wie der Zuggurt aus Winkeleisen konstruiert ist. Die Pultdächer über der Gallerie haben eine Neigung von nahezu $\frac{1}{4}$ der Spannweite und sind durch vier Vertikalen in fünf Felder zerlegt; die Binderweite entspricht derjenigen des Hauptdaches.

Sämtliche Dächer sind abgewalmt. Die Lage und Konstruktion der Pultdächer, sowie der die Galleriegewölbe tragenden Blechträger tritt einer seitlichen Verschiebung des ganzen Systems wirksam entgegen und sind zur weiteren Aussteifung unter den Hauptbindern konsolenartige, aus Winkeleisen hergestellte Eckausfüllungen angeordnet, welche sich mit den schmiedeeisernen prismatischen Ständern der Hallenwand verbinden. Zu gleichem Zweck sind unter den Pultdachträgern und zu beiden Seiten der Bindersäulen im Obergeschofs gufseiserne Konsolen angebracht, auch sind zu größerer Sicherheit die vertikalen Scheidewände der Galleriestände, welche den Bindersäulen entsprechen, aus Gufseisen konstruiert und mit den Blechträgern der Galleriegewölbe sowie mit den Säulen im Erd- und Obergeschofs solide verbunden.

Als Längsverband des Hallenbaues dient eine leichte, gitterartige Kon-

struktion von der Höhe der Pultdächer im Anfallspunkte an die Hallenwand, welche in ihrer oberen Gurtung zugleich für die Seitenlichter der Hallenwand das Auflager bietet; außerdem ist in der oberen Gurtung des Hauptdaches und der Pultdächer ein Windverband angeordnet, welcher je zwei Binder alternierend verbindet, sodafs das zwischenliegende Feld ohne solchen Verband verbleibt.

Das Satteldach über dem Firstaufbau (mit 0,8 m Höhe und 5,4 m Breite) ist im oberen Teile mit Glas, im unteren Teile mit Zinkwellenblech eingedeckt.

Für die Möglichkeit einer Ausdehnung der Eisenkonstruktionsteile infolge Temperaturwechsels ist durch Anbringung ovaler Bolzenlöcher gesorgt. Zur Ableitung des Regenwassers, welches von den oberen Dachflächen durch entsprechend angebrachte Rinnen auf die Pultdächer heruntergeführt wird, dienen 12 Abfallrohre, welche neben den Eingängen der Längsfronten vor die Binder Säulen gestellt sind und außerdem vier andere Abfallrohre, welche in den Pilastern der Giebelportale Platz gefunden haben.

Behufs der nötigen Lüftung der Markthalle ist das Seitenlicht des obersten Dachaufbaues auf allen Seiten und das Seitenlicht in der Hallenwand auf der Südseite aus feststehenden offenen Glasjalousieen gebildet; sämtliche übrige Fenster sind mit geschlossener Verglasung versehen, doch befindet sich in jeder Binderseite im Erdgeschofs, im Galleriegeschofs und im Seitenlicht der Hallenwand je eine grofse Scheibe mit beweglicher Glasjalousie, deren Handhabung vom Erdgeschofs- und Galleriefufsboden durch Stangenhebel und für die Seitenlichter der Hallenwand von den Pultdächern aus vermittelt eines Handgriffes bewirkt werden kann.

Alles Uebrige möchte aus den Zeichnungen auf der Tafel XI und den entsprechenden Details auf Tafel XII Fig. 1—5 deutlich zu entnehmen sein; nur sei noch die Mitteilung erlaubt, dafs die architektonische Ausbildung der Frankfurter Markthalle vom Architekten Professor L. Ende herrührt*).

Unter gewissen Umständen und in vereinzelt Fällen erscheint es aber auch angezeigt, als Konstruktionsmaterial für Gebäude das Eisen zu wählen, wie dies beispielsweise bei einem Schuppen geschehen ist, welcher im Jahre 1865 von Professor J. W. Schwedler für den 500 Centner schweren Dampfhammer des Bochumer Vereins für Bergbau und Gufsstahlfabrikation gebaut wurde. Die grofsen Erschütterungen des Dampfhammers, welcher von sechs Oefen umgeben ist, die von einem im Kreise drehbaren Dampfkrahn bestrichen werden, machte es wünschenswert, das Gebäude aus schmiedeeisernen Rippen mit Holzverkleidung zu konstruieren, besonders da der für das Gebäude benötigte Raum eine Breite von 37,56 m und eine Länge von 48,20 m notwendig machte, ein Raum, der dem mit in Rechnung zu bringenden Winddrucke ungemein grofse Flächen darbot. Die Bekleidung des Gebäudes wurde aus einer auf Riegelwerk benagelten Verschalung aus Tannenbrettern und Asphalt-pappe hergestellt.

Der Bochumer Schuppen erhielt 10 Hauptgebände, welche in 4,38 m Entfernung von Mitte zu Mitte angeordnet sind, und besteht jedes aus zwei festen Konstruktionssystemen in Fachwerk, welche in der Art der Bogenbrücken mit drei Charnieren sich gegen einander stützend, den Raum freigeben. Fig. 264 (S. 206) zeigt die Anordnung dieser Konstruktionssysteme, und

*) Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1880, S. 14, Tafel 17 bis 20.

gleichzeitig die Konstruktion der dahinter erscheinenden Giebelwand; Fig. 265 dagegen stellt einen Teil des Längendurchschnittes dar, und die Verbindung der einzelnen Hauptgebände unter einander.

Die beiden Konstruktionssysteme der Hauptgebäude bestehen aus einer äußeren und einer inneren Gurtung mit verbindenden Normalen und Diagonalen, im Querschnitt mit T , S , N und D bezeichnet. Im Punkte o im Scheitel stoßen beide Systeme in einem Charnierbogen zusammen, in dem Punkte 11 stehen sie mit abgerundeten Enden in ausgehöhlten gusseisernen Schuhen auf dem Fundamentmauerwerk auf.

Die Diagonalen werden nur auf Zug in Anspruch genommen, die Normalen auf Druck, mit Ausnahme der Endfelder, in welchen Doppeldiagonalen erforderlich sind.

Beide bilden die Aussteifung der Gurtungen in der Ebene des Systems.

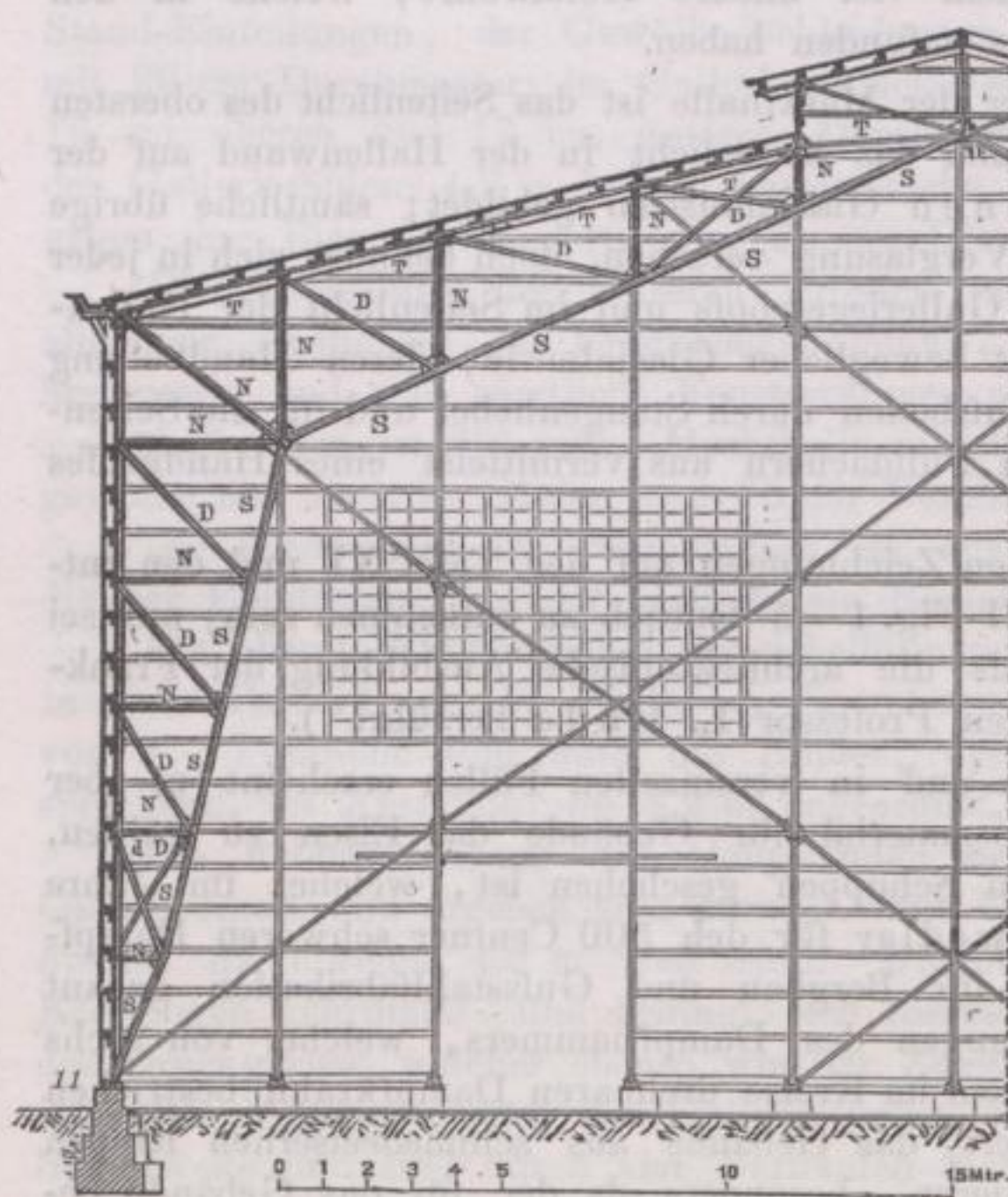


Fig. 264.

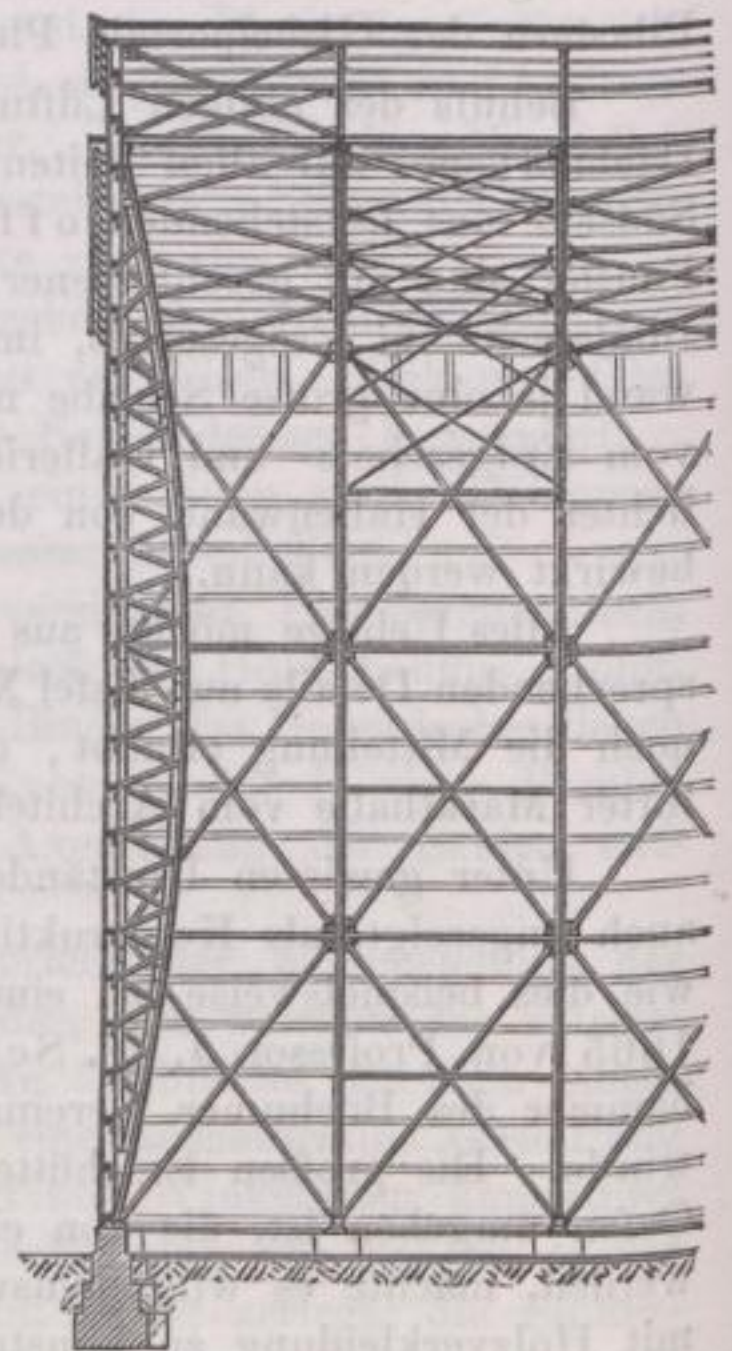


Fig. 265.

Die äußeren Gurtungen der Systeme einer Seite sind in den Front- und Dachflächen durch Querverbindungen und Kreuzbänder unter einander und mit den Ecksäulen der Giebel zu einem festen System verbunden, welches dem Winddruck auf die Giebelwände Widerstand leisten kann und gleichzeitig zur seitlichen Aussteifung der äußeren Gurtungen dient. Außerdem sind diese Gurtungen seitlich durch das hölzerne Riegelwerk und die Verschalung aussteift, in der Ebene der Systeme aber durch Blechplatten, welche, als Konstruktionssystem zweiter Ordnung wirkend, Last und Winddruck auf die Knotenpunkte des Hauptsystems übertragen.

Die inneren Gurtungen, die zumeist gedrückt sind, liegen wie gewöhnlich

bei dergleichen Bogenkonstruktionen frei im Raum; nur ihre seitliche Aussteifung bietet einige Schwierigkeiten.

Sie sind hier zu je zwei resp. drei in allen Knotenpunkten durch Winkel-eisen verbunden. In den Vierecken zwischen den Normalen der Systeme, diesen Winkeleisen und den Frontwänden liegen Diagonalen aus 1,5 cm starkem Rundeisen, welche mittelst Schraubenmuttern angespannt werden können. Diese Diagonalen liegen unter der Dachfläche in vertikalen Ebenen.

Die Giebel bestehen aus zwei Ecksäulen und neun Zwischensäulen; erstere sind durch die Querverbindungen in den Front- und Giebelflächen genügend ausgesteift. Die Zwischensäulen haben die Form von parabolischen Balken erhalten und übertragen so den Winddruck auf die Fundamente und die Querverbindungen der Dachfläche. Die äußeren Gurtungen dieser Säulen sind in der Wandfläche gelegen und dort gegen Seitenausbiegung genügend gehalten. Die inneren Gurtungen derselben werden nur auf Zug in Anspruch genommen und bedürfen daher nur einer geringen Befestigung gegen Seitenschwankungen. Sie sind in je 5,53 m Entfernung durch ein schwaches Bandeisen unter einander und mit den Ecken verbunden, wodurch die Lage festgelegt ist.

Bei der statischen Berechnung wurde für Schneelast 100 kg pro Quadratmeter zu Grunde gelegt, für Winddruck (gegen die vertikalen Flächen in horizontaler Richtung) 127 kg, für die Eisenkonstruktion 25,5 kg und für Holz- und Steinpappe-Bekleidung 35,5 kg*).

Für einen reinen Utilitätsbau kann man die eben mitgeteilte Konstruktion allenfalls gelten lassen, obwohl sie für das Auge doch etwas höchst Auffälliges bietet, an das man sich erst gewöhnen muß; andererseits möchte es doch nur zu den seltensten Fällen gehören, einen immerhin mit Kosten verknüpften Bau im Äußeren aus Holzverschalung und Theerpappe herzustellen!

Fabrikgebäude unter Anwendung von Eisen zu bauen, und denselben ein möglichst vorteilhaftes ästhetisches Äußere zu geben, hat man unseres Wissens nach zuerst in Frankreich unternommen, wobei man sich vorherrschend den Holzfachwerksbau zum Muster nahm.

Wir verdanken dem französischen Architekten Saulnier über den Eisenfachwerksbau äußerst beachtenswerte Mitteilungen, welche in der Encyclopädie der Architektur im Jahrgange 1874 veröffentlicht sind, und möge das Hauptsächlichste hier Platz finden:

Ein aus drei Stockwerken und Dachboden bestehendes Fabrikgebäude ist auf vier Stropfteilern der Marne errichtet, zwischen welchen in drei Gerinnen die in Verwendung stehenden Turbinen derart gebaut sind, daß eine direkte Kraftübertragung in das darüber befindliche Gebäude stattfinden kann.

Das Gebäude hat 58,00 m Länge, 28,00 m Tiefe und vom Kopf der Stropfteiler bis zum First 25,00 m Höhe.

Die der Konstruktion des Eisenfachwerkes zu Grunde liegende Idee geht darauf hinaus, auf den nahezu 4,00 m breiten Stropfteilern ein Gebäude zu errichten, das nach Art der Brückenfachwerksträger konstruiert ist, um so eine durchaus gesicherte Stabilität zu erhalten.

Dementsprechend wurden zunächst auf die Stropfteiler vier mit *a* bezeichnete 0,72 m hohe Kastenträger aus Eisenblech zu einem geschlossenen Rahmen verbunden (vergleiche Fig. 266, S. 208), welcher in seinen Längendimensionen den Umfassungswänden entspricht, und letztere auf sich aufzunehmen hat. Zwei weitere gleich dimensionierte Kastenträger dienen zur Unterstützung

*) Das Nähere siehe Zeitschrift für Bauwesen 1869, S. 517, Blatt 61 und 62.

von Säulenreihen, welche das Fabrikgebäude der Länge nach in drei Schiffe teilen.

Zur Herstellung des Fußbodens im Erdgeschosse sind zwischen den Längsträgern Doppelt-T-Träger *bbb...* eingelegt, welche 11 cm starke Kappengewölbe, aus Backsteinen hergestellt, in sich aufnehmen, wie dies die beigegebene

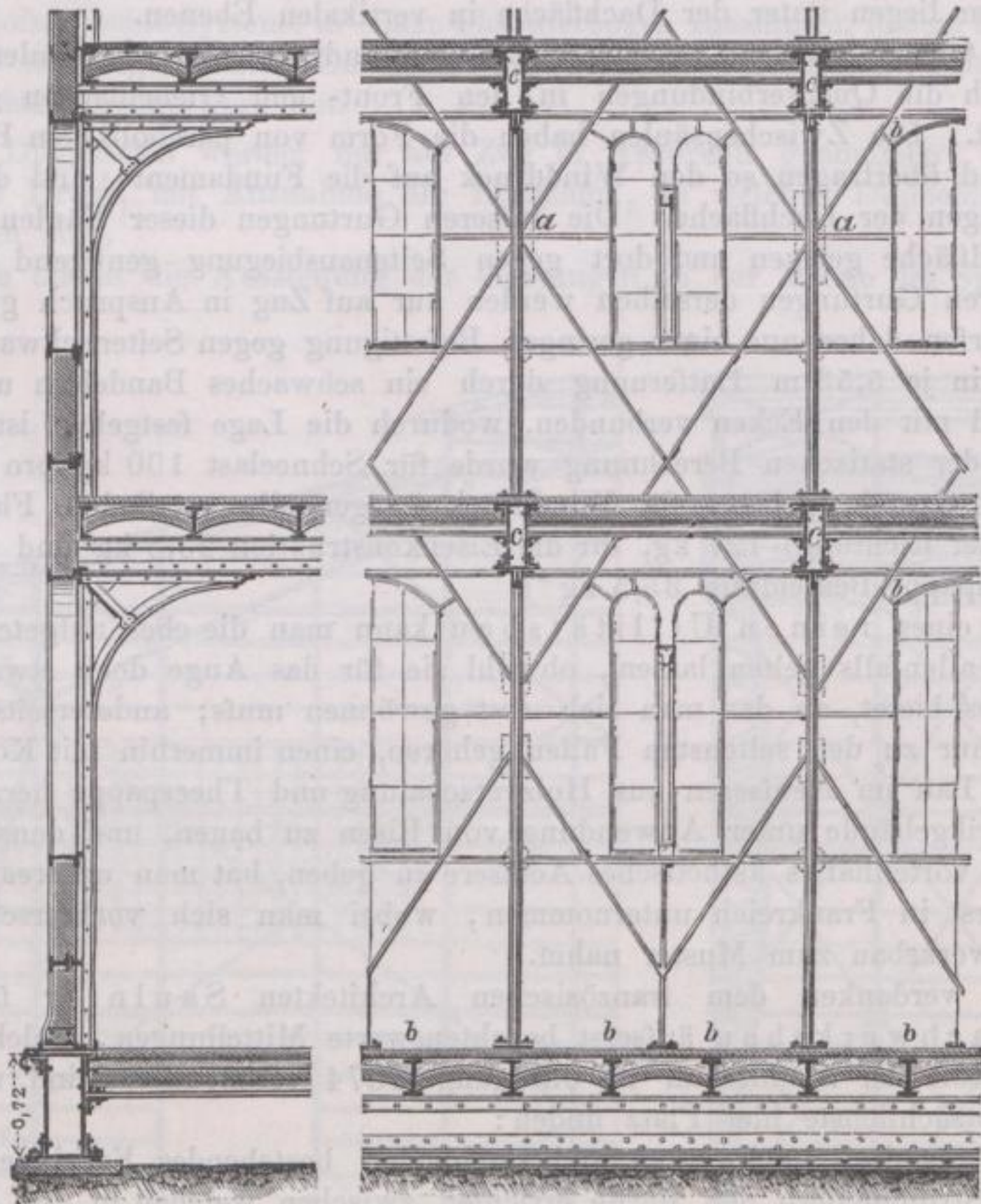


Fig. 266.

Figur darstellt. Die anderen Zwischendecken bei *cc* erklärt das Detail von Fig. 267 (S. 209).

Zur Bildung sämtlicher Umfassungswände ist eine Art Eisenfachwerk hergestellt, dessen Netzwerkstäbe aus Doppelt-T-Eisen und zwar von 14 cm Höhe und ungleicher (8 und bzw. 4 cm) Flanschenbreite, von welcher die schmalere nach außen gekehrt in der äußeren Facade sichtbar ist.

Gegen die nach der Innenseite gekehrte 8 cm breite Flansche sind die horizontalen und vertikalen anderweitigen Fachwerkstäbe, welche auch zur Bildung der Fensterumrahmungen dienen, angenietet; den horizontalen Stäben und zwar denjenigen, welche die Fensterstürze bilden, fehlt die nach außen sichtbar werdende kleine Flansche, während die das untere Rahmstück bildenden horizontalen Stäbe die L-Form besitzen.

Gegen die durch die ganze Höhe des Gebäudes hindurchgehenden vertikalen

Doppelt T-Träger sind und zwar an die breite nach innen liegende Flansche, einfache T-Eisen so angenietet, daß deren Stege im Innern des Gebäudes sichtbar werden, und 6 cm weit aus der 18 cm starken Mauer hervortreten. Fig. 268 läßt diese Anordnung erkennen.

Diejenigen Vertikalstäbe jedoch, welche der inneren Säulenstellung entsprechen, und sich auch schon in der äußeren Façade durch größere Breite

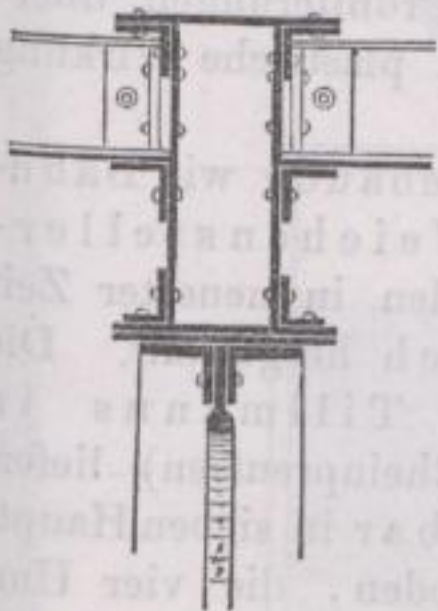


Fig. 267.

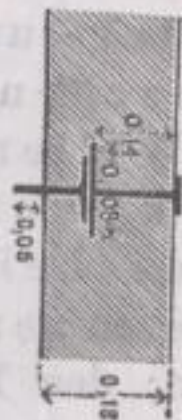


Fig. 268.

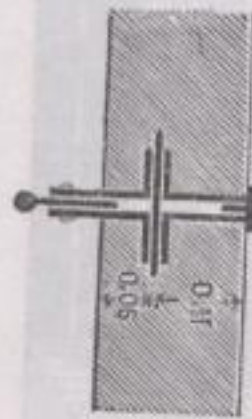


Fig. 269.

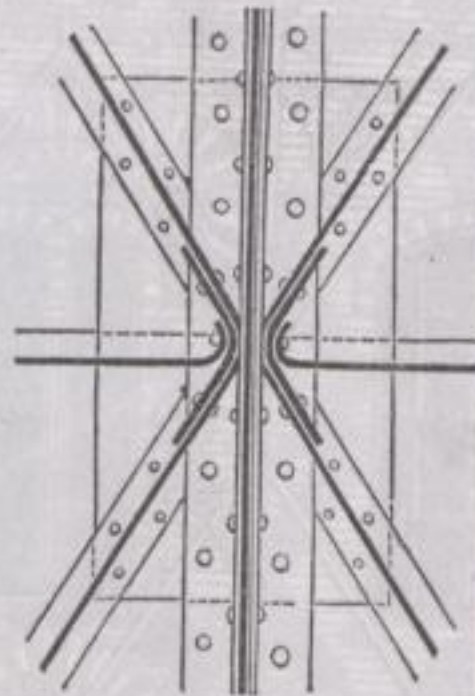
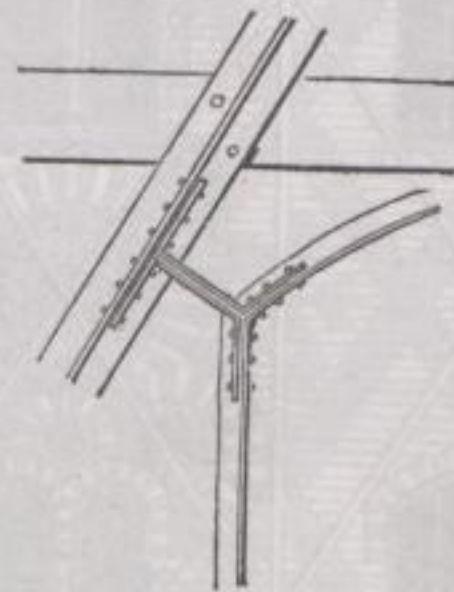


Fig. 270.

charakterisieren, sind aus vier ungleichen L-Eisen zusammengesetzt, zwischen deren längeren Schenkel nach der Außenseite hin ein Einfach T-Eisen, nach der Innenseite hin ein Flacheisen gelegt ist, welches in einen Rundstab ausläuft, wie dies Fig. 269 verdeutlicht.

Fig. 271.

Außer den Flanschen der vertikalen Fachwerks-Eisenstäbe tritt nur noch das diagonale Netzwerk in der Façade zur Erscheinung und ist dasselbe in Fig. 270 näher detailliert.



Die in das Innere hereintretenden Schenkel der beiden Winkeleisen mit der in sich aufgenommenen und mit einem Rundstabe endigenden Eisenschiene dienen dazu, für die Unterzüge der oberen Deckenkonstruktionen eine konsolartige Unterstützung zu gewinnen, wie dies in Fig. 266 (S. 208) leicht erkennbar ist.

Die Figuren 271 und 272 dienen dazu, zu zeigen, wie die Fensterumrahmungen mit dem Fachwerks-Netzwerk verbunden sind.

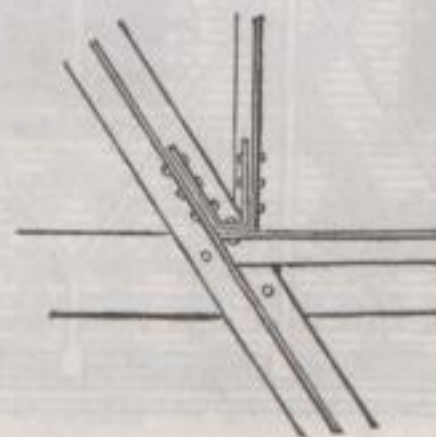


Fig. 272.

Die Ausmauerung der durch alle drei Stockwerke hindurch nur 18 cm starken Umfassungswände ist in 11 cm starker Verblendung und 6 cm starker Hintermauerung ausgeführt. Die Verblendsteine sind flach gelegt, die Hintermauerungssteine hochkantig gestellt und abwechselnd durch Bindersteine mit einander verbunden. Als solche Bindersteine dienen graugefärbte

Ziegel, welche in der Facade die den eisernen Diagonalen entsprechenden rhombischen Muster bilden, und mit dazu beitragen, die sonstige polykrome Wirkung des Gebäudes zu erhöhen.

Sämtliche Verblendsteine sind Hohlsteine; der Grundton der Facade ist

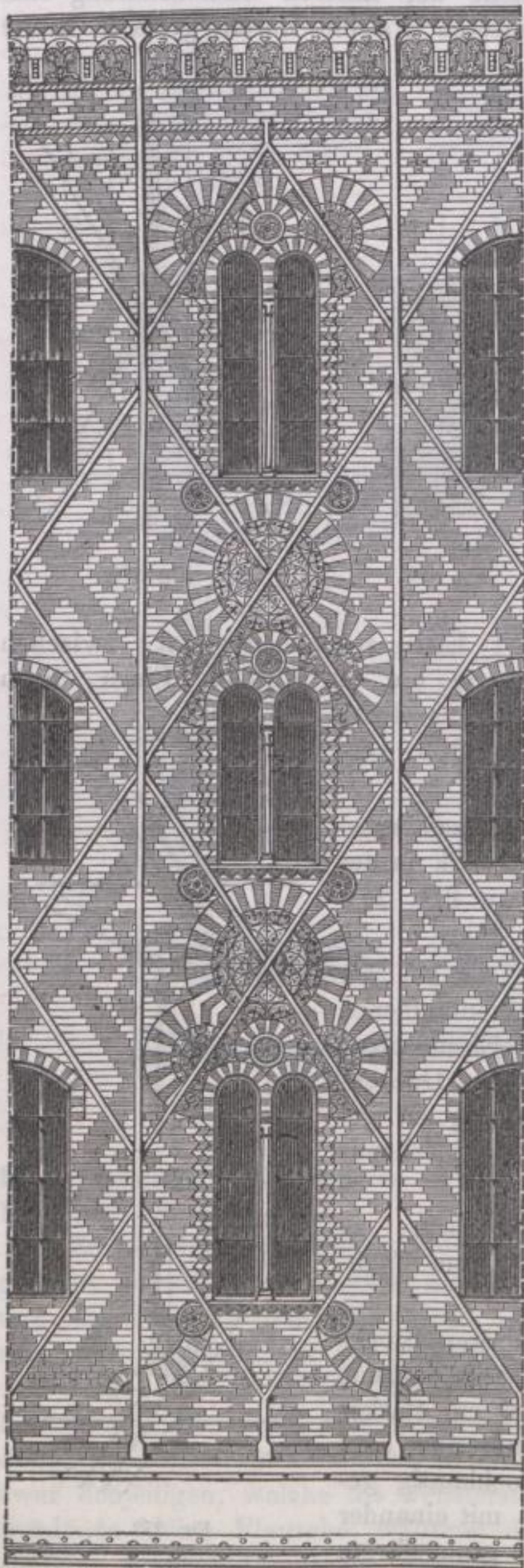


Fig. 273.

hellgelb, während schwarze, hochrote und dunkelgelbe Verblender dazu dienen, die in Figur 273 dargestellte Facade möglichst zu beleben, da man auf anderweitige Effekte, wie Risalitbildungen, starke Profilierungen, überhaupt auf kräftige, plastische Wirkung verzichten mußte.

Kleinere Gebäude wie Bahnwärter- und Weichensteller-Häuschen werden in neuester Zeit aus Wellenblech hergestellt. Die Fabrik von W. Tillmanns in Remscheid (Rheinpreußen) liefert dieselben zerlegbar in sieben Hauptteilen: den Fußboden, die vier Umfassungswände, die Decke und das Dach.

Massive Fundamente sind nicht erforderlich und genügen zur Aufstellung solcher Häuser einfache Unterlager.

Auf der inneren Seite der Wellenblechwände ist eine Brettverschalung angebracht, deren Fugen mit Leisten überdeckt sind, während die äußere Wand mit der inneren durch horizontale und vertikale Riegel derart verbunden wird, daß zwischen beiden ein Hohlraum von 20 bis 25 mm entsteht.

In der Figur 274 (S. 211) ist ein solches Bahnwärterhäuschen im halben Grundriß und Aufriß dargestellt; der nutzbare Raum ist 2,60 m lang, 1,80 m tief und 2,50 m hoch; als Ausrüstungsgegenstände dienen ein Klapptisch, eine Kastenpritsche und ein kleiner eiserner Ofen.

Die Thür besteht außen aus Wellenblech, innen aus einer Holzbekleidung, die sich nach innen öffnenden Fenster sind aus Eisen gefertigt.

Durch kleine Oeffnungen in den äußeren Umwandungen kann die äußere Luft unmittelbar über der Sohle in die

Hohlräume der Wände eindringen und durchstreicht diese von unten nach oben, wo sie mit der verbrauchten Luft im Innern der Bude durch einen Dunstsauger abgeführt wird. Vermittelt der in den Wänden angebrachten

Ventilations-Rosetten läßt sich dem inneren Raume stets frische Luft zuführen. Diese Einrichtung ermöglicht es, das Innere solcher Häuschen im Sommer ziemlich kühl, im Winter dagegen mit geringer Heizung warm zu erhalten.

In Fig. 275 ist ein Detail des Wellenblechhäuschens beige-

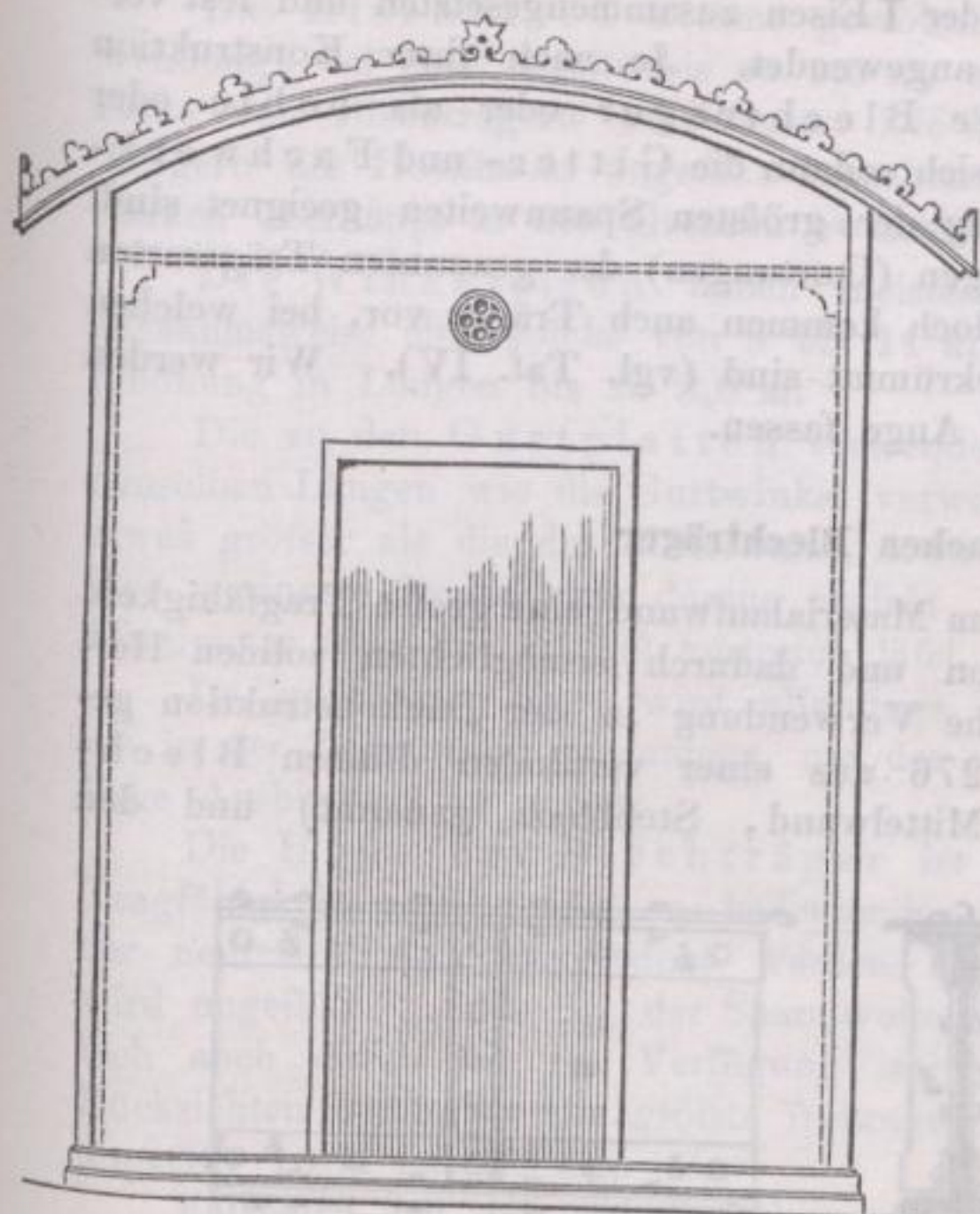


Fig. 274.

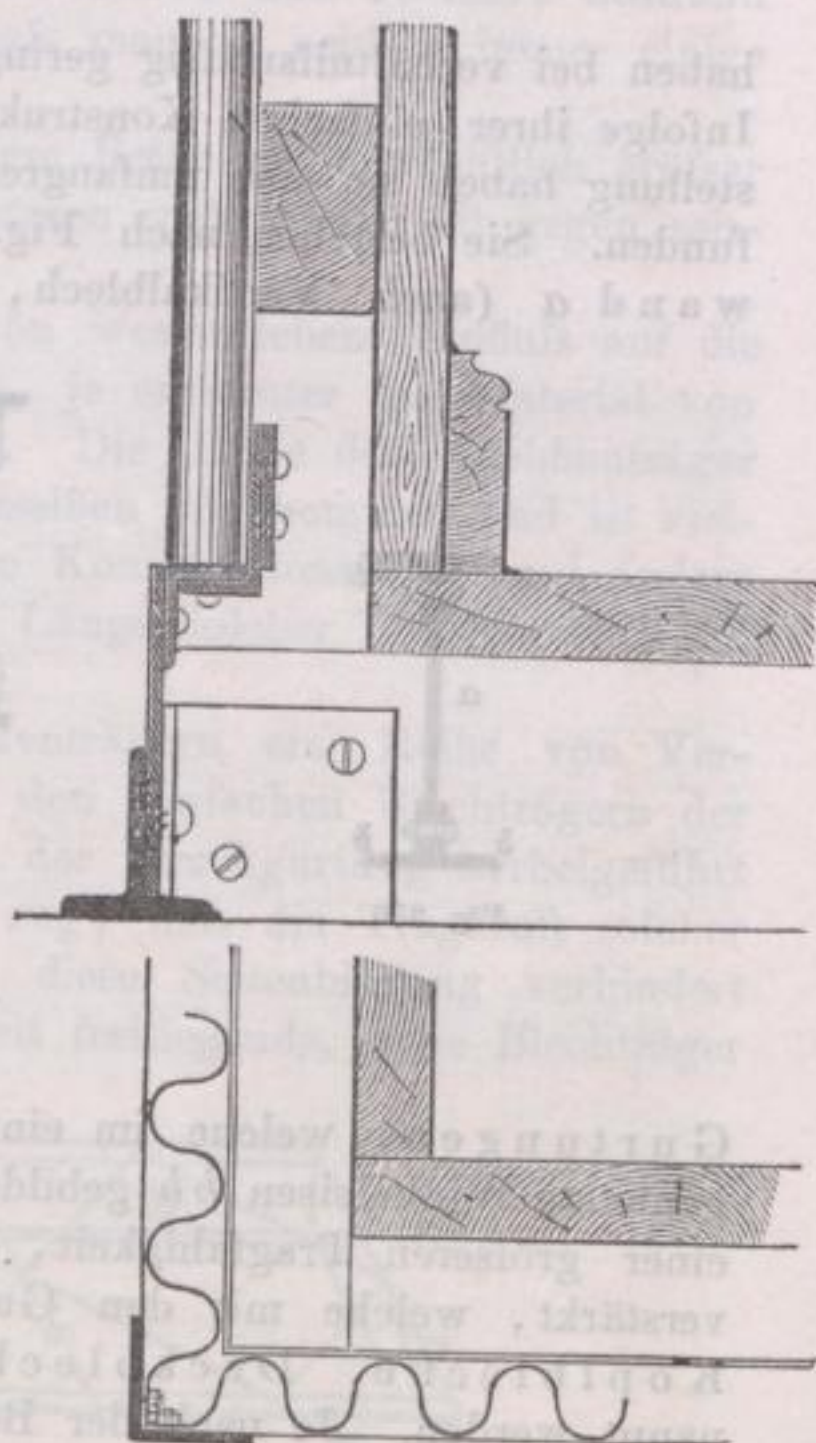
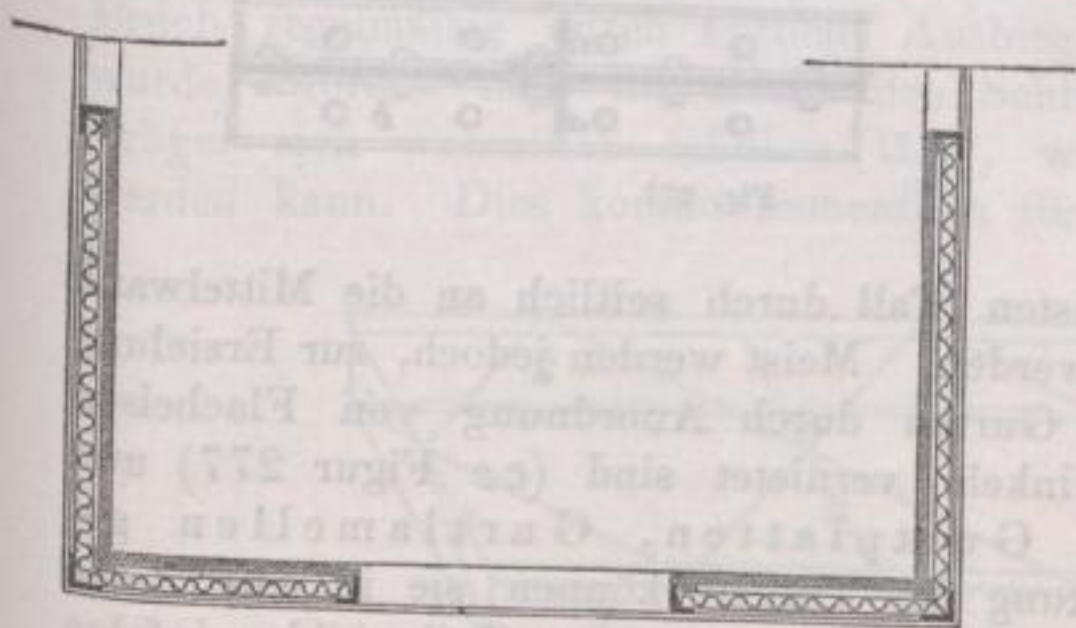


Fig. 275.

geben, welches die Konstruktion des Sockels nebst Fußboden und Verkleidung des Innenraumes darstellt und einer weiteren Erklärung nicht bedarf.

B. Deckenkonstruktionen.

1. Konstruktion der Blechbalkenträger (Träger mit vollen Wandungen).

Bei größeren Spannweiten und starken Belastungen sind die einfachen gewalzten Träger einesteils oft nicht mehr ausreichend, sodann aber auch unvorteilhaft zu verwenden, da ihre Höhe mit Rücksicht auf ihre Herstellung

eine beschränkte ist und der verhältnismäßig starke Steg das Gewicht derselben bedeutend erhöht, ohne zum Widerstandsmoment viel beizutragen. Deshalb werden für weitfreitragende Ueberdeckungskonstruktionen neuerdings die aus Blechen, Flacheisen und Winkeln oder T-Eisen zusammengesetzten und fest vernieteten Blechbalkenträger angewendet. Je nach ihrer Konstruktion bezeichnet man sie als einfache Blechträger oder als hohle oder Kastenträger. Hieran reihen sich sodann die Gitter- und Fachwerkträger, welche zur Ueberdeckung der größten Spannweiten geeignet sind. Die oberen und unteren Begrenzungen (Gurtungen) der genannten Trägerarten sind meistens gerade und parallel, doch kommen auch Träger vor, bei welchen eine Gurtung oder beide Gurten gekrümmt sind (vgl. Taf. IV). Wir werden vorzugsweise den ersteren Fall ins Auge fassen.

Die einfachen Blechträger

haben bei verhältnismäßig geringem Materialaufwand eine große Tragfähigkeit. Infolge ihrer einfachen Konstruktion und dadurch ermöglichten soliden Herstellung haben sie eine umfangreiche Verwendung in der Baukonstruktion gefunden. Sie bestehen nach Fig. 276 aus einer vertikalen dünnen Blechwand a (auch Vertikalblech, Mittelwand, Stehblech genannt) und den



Fig. 276.

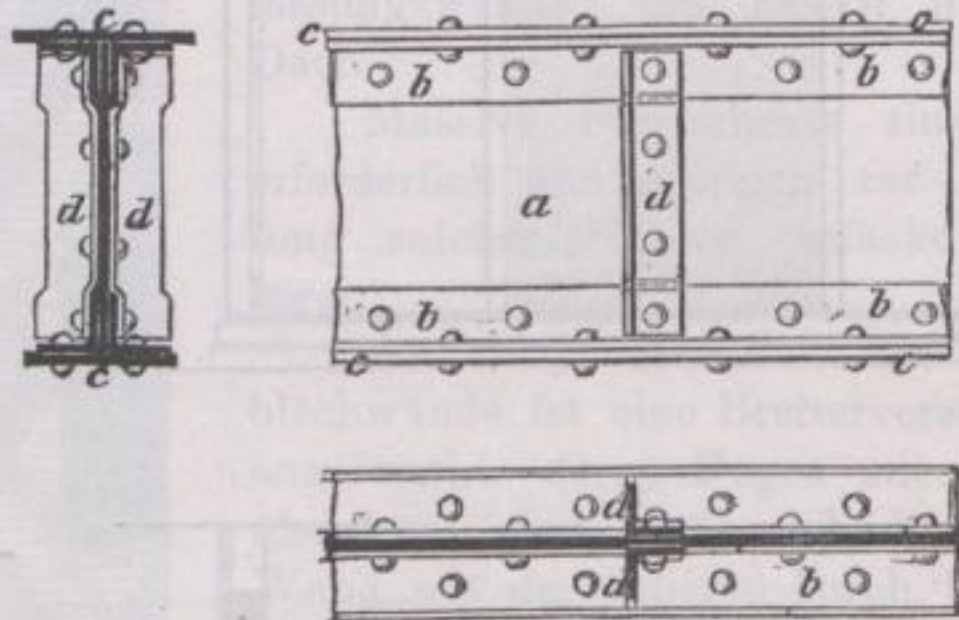


Fig. 277.

Gurtungen, welche im einfachsten Fall durch seitlich an die Mittelwand genietete Winkeleisen bb gebildet werden. Meist werden jedoch, zur Erzielung einer größeren Tragfähigkeit, die Gurten durch Anordnung von Flacheisen verstärkt, welche mit den Gurtwinkeln vernietet sind (cc Figur 277) und Kopfbleche, Deckbleche, Gurtplatten, Gurtlamellen genannt werden. Je nach der Belastung des Trägers können sie in einer Lage oder in mehreren Lagen vorhanden sein. Diese einzelnen Teile bilden infolge ihrer festen Verbindung einen Träger von I-förmiger Gestalt, und es ist bei den gewöhnlichen Trägeranordnungen die obere Gurtung stets gedrückt (Druckgurtung), die untere stets gezogen (Zuggurtung), während die Blechwand die in allen Richtungen thätigen Schub- und Normalspannungen aufzunehmen hat. Wegen der letzteren müssen die dünnen Wände in geeigneten Abständen durch Pfosten dd , welche die Druckkräfte aufnehmen können, abgesteift werden. Figur 277 stellt die gewöhnliche Anordnung eines einfachen Blechträgers in Ansicht, Querschnitt und Horizontalschnitt dar.

Ueberschreiten die Längen der einzelnen Bestandteile die größten Dimensionen, in welchen die Profileisen ohne Preiszuschlag für gewöhnlich ausgewalzt werden, so wird es nötig, sie aus mehreren Stücken zusammensetzen, zu stoßen.

Um diese Stofsverbindungen möglichst zu reduzieren, werden die Konstruktions-
teile in thunlichst großer Länge verwendet. Was die üblichen Dimensionen
und Stärken der letzteren betrifft, so gelten hierfür ungefähr folgende Daten:

Das Eisenblech kommt gewöhnlich in Längen bis zu 4 m in Ver-
wendung, bei einer Breite bis zu 1,5 m, welch' letztere Ziffer also die größte
Höhe von Blechträgern bezeichnet. Die Stärke der Bleche variiert bei den
Trägern des Hochbaues ungefähr zwischen 8 und 12 mm, während die Blech-
stärken überhaupt in den Grenzen zwischen 5 und 25 mm liegen.

Die Winkelleisen haben meistens eine Länge von 6 bis 7 m,
ausnahmsweise eine solche von 9 bis 11 m; ausgewalzt werden sie ohne Preis-
erhöhung in Längen bis zu 8,0 m.

Die zu den Gurtplatten verwendeten Flacheisen werden ungefähr in
denselben Längen wie die Gurtwinkel verwendet; ihre Stärke nimmt man wohl
etwas größer als die der Mittelwand, etwa zwischen 8 und 15 mm, während
ihre geringste Breite sich daraus ergibt, daß man sie seitlich immer einige
Centimeter über die Winkel vortreten läßt.

Im gedrückten Gurt wird allerdings diese Breite oft beträchtlich größer
als in der Zuggurtung genommen, um der ersteren mehr Steifigkeit gegen seit-
liche Ausbiegung zu geben.

Die Höhe der Blechträger ist von wesentlichem Einfluß auf die
Tragfähigkeit, welche um so bedeutender ist, je entfernter das Material von
der neutralen Axe angeordnet werden kann. Die Höhe der Hochbauträger
wird ungefähr $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{20}$ der Spannweite derselben angenommen und ist viel-
fach auch durch die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe und andere
Rücksichten bedingt. Die größte freitragende Länge solcher Träger dürfte auf
ungefähr 15 m anzunehmen sein.

Fairbairn hat mit schmiedeeisernen Balkenträgern eine Reihe von Ver-
suchen angestellt, welche zeigten, daß bei den einfachen Blechträgern der
Bruch regelmäÙig durch seitliche Ausbiegung der Druckgurtung herbeigeführt
wurde, woraus man mit Recht den Schluß zog, daß die Tragkraft solcher
Träger sich wesentlich erhöhen läßt, wenn diese Seitenbiegung verhindert
werden kann. Dies kommt namentlich für weit freiliegende, hohe Blechträger

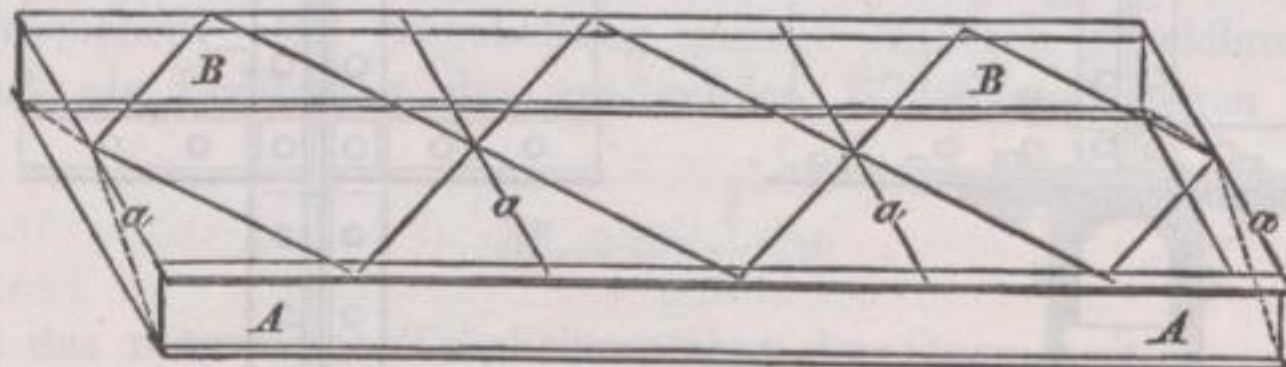


Fig. 278.

in betracht, bei welchen deshalb vorteilhaft eine Verspannung der Druckgurten
angeordnet werden kann. Am einfachsten geschieht solches in der Art, daß
man bei mehreren nebeneinanderliegenden Trägern *AA*, *BB* Fig. 278 zwischen
den oberen Gurten Steifen *aa* in Form von Winkel- oder Doppelt-Eisen
anbringt, welche durch Diagonalen zu unverschieblichen Dreiecken verbunden
werden. Die Wirkungsweise einer solchen Seitenabsteifung ist die eines hori-
zontal zwischen den Gurten liegenden „Fachwerkes“, durch welches die Träger
in einer Anzahl von Punkten festgehalten werden, sodafs sie keine seitliche Be-
wegung machen können. Ohne auf die Konstruktion dieser horizontalen Ver-

steifungen näher einzugehen, sei nur noch bemerkt, daß es genügt, die obere Gurtung zu verspannen, da die untere gezogene Gurtung keine Tendenz zu seitlicher Ausweichung hat.

Die Auflagerung der Träger auf das stützende Mauerwerk erfolgt unter Anwendung 12 bis 16 mm starker schmiedeeiserner Platten oder Flach-eisen, welche zuweilen durch Niete mit unten versenkten Köpfen mit dem Untergurt verbunden werden, (Fig. 279) oder unter Verwendung gusseiserner Platten, wie solche auf Taf. XIV und XV dargestellt sind. Die gusseisernen Platten sind oft (wie die der Südd. Brückenbau-Anstalt) nach oben schwach gewölbt, um einen einseitigen Kantendruck zu vermeiden und den eigentlichen Auflagerpunkt des Trägers bestimmter zu fixieren. Bei Trägern mit fehlenden unteren Gurtplatten werden an die Enden besondere Lagerflacheisen ange-nietet, welche dann entweder direkt auf den Auf-lagerquadern ruhen, oder auf besondere schmiede-eiserne Lagerplatten zu liegen kommen. Die Größe der Lagerplatten richtet sich nach der Druckfestig-keit des Mauerwerks; auch auf eine event. Ver-schiebung der Trägerenden infolge der Temperatur-änderungen hat man Rücksicht zu nehmen. (Vergl. hierüber Fig. 5 und 6 Taf. XIV).

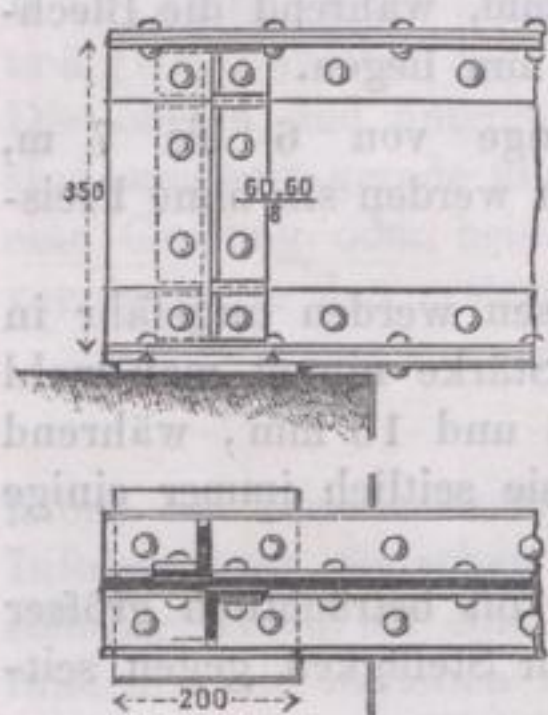


Fig. 279.

Bei weit freiliegenden oder stark belasteten Trägern lassen sich zu große Abmessungen der letzteren vermeiden, wenn man zwischen den Endauflagern weitere Unterstützungen einschaltet, welche durch guß- oder schmiedeeiserne Säulen bzw. Pfeiler gebildet werden können. Je nachdem der Träger über diesen Stützpunkten diskontinuierlich oder kontinuierlich angeordnet wird, erhält man ein System einfacher Träger oder einen kontinuierlichen Träger mit mehreren Stützpunkten. Ueber eine Modifikation der letzteren,

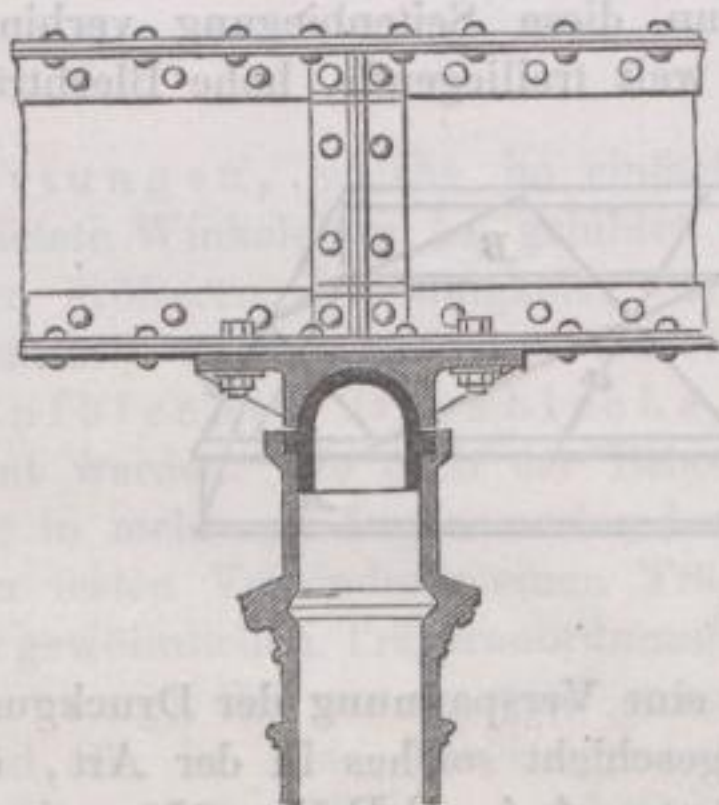


Fig. 280.

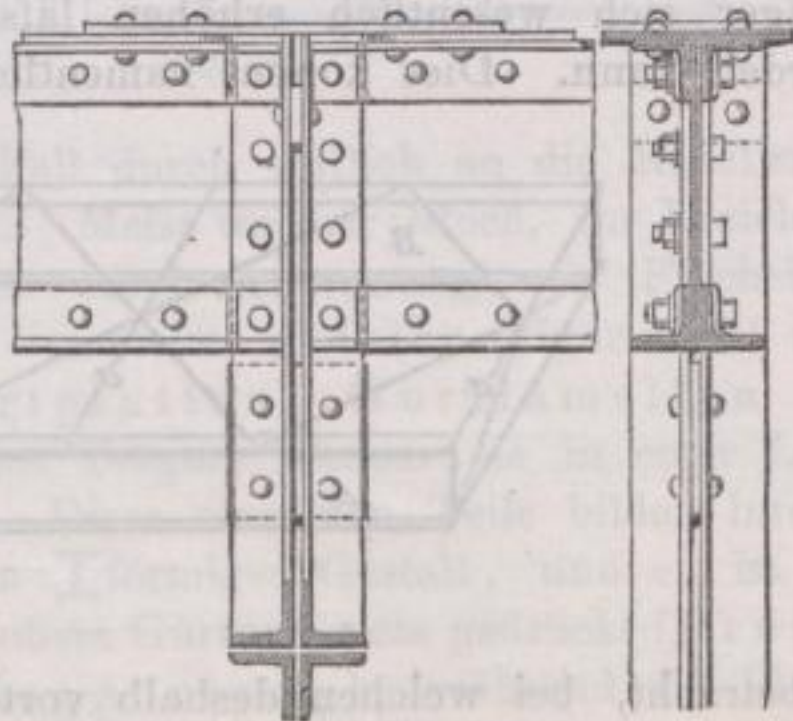


Fig. 281.

die kontinuierlichen Gelenkträger, wird später noch näheres angegeben werden. Kontinuierliche Träger haben vor den abgesetzten den Vorteil vor-aus, daß sie eine größere Steifigkeit gegen seitliche Ausbiegung besitzen; diese läßt sich indes auch bei den letzteren herbeiführen, wenn am Stofs ein Flach-eisen auf die obere Gurtung genietet wird, welches dann zugleich zur Ver-

laschung der gestoßenen Trägerenden dienen kann (Fig. 281). Bei der Konstruktion der Auflager hat man darauf zu achten, daß jeder excentrische Druck auf die Zwischenstützen vermieden wird, um nicht unnötig große Dimensionen der letzteren notwendig zu machen. Es ist deshalb empfehlenswert, bei gußeisernen Säulen die Träger nicht auf den Konsolen am Kapitäl aufzulagern, sondern möglichst centrisch über der Säulenachse. Die Figuren 280 und 281 geben Beispiele solcher Auflagerungen bei gußeisernen Säulen und bezw. schmiedeeisernen Pfeilern, welche letztere den erstgenannten Stützen, was Sicherheit in der Verwendung betrifft, vorzuziehen sind.

Vielfach kommt es vor, daß Träger an den Enden mit andern Trägern verbunden werden, auf andern Trägern (Hauptträgern) aufgelagert werden müssen. Die Verbindungen hierbei können verschiedenartig angeordnet werden, notwendig ist aber, daß die Hauptträger an den Stellen, wo sich die zu stützenden Querträger ansetzen, abgesteift werden. Bestehen diese Absteifungen wie gewöhnlich aus Winkeleisen, so können diese zugleich dazu benutzt werden, die Mittelwand der Querträger aufzunehmen, im anderen Falle sind besonders Winkeleisen anzuordnen. Die Figuren 282 und 283 geben über hier auftretende Konstruktionen Aufschluß.

Die Berechnung der einfachen Blechträger hat mit Rücksicht auf die größten am Träger vorkommenden Biegemomente und Scherkräfte zu geschehen. Mit Beibehaltung unserer früheren Bezeichnung erhalten wir zunächst als Bedingung des genügenden Widerstands gegen Biegung die Gleichung:

$$M_{\max} = \frac{t}{a} \cdot s$$

und hieraus das notwendige Trägheitsmoment des Querschnittes

$$t = \frac{M_{\max} \cdot a}{s},$$

welches im Maximalmomenten-Querschnitt nach Abzug aller Verschwächungen durch Nietlöcher u. s. w. vorhanden sein muß.

Mit Rücksicht darauf, daß die Festigkeit der Blechträger wesentlich von der mehr oder weniger exakten Ausführung der Vernietungen abhängt, kann hier von der genauen Berechnungsweise abgesehen und ein approximatives, abgekürztes Verfahren angewendet werden, wobei man das Vertikalblech bei der Bestimmung des Widerstandsmomentes außer Acht läßt und annimmt, daß der Biegezugwiderstand von den Gurten allein zu leisten

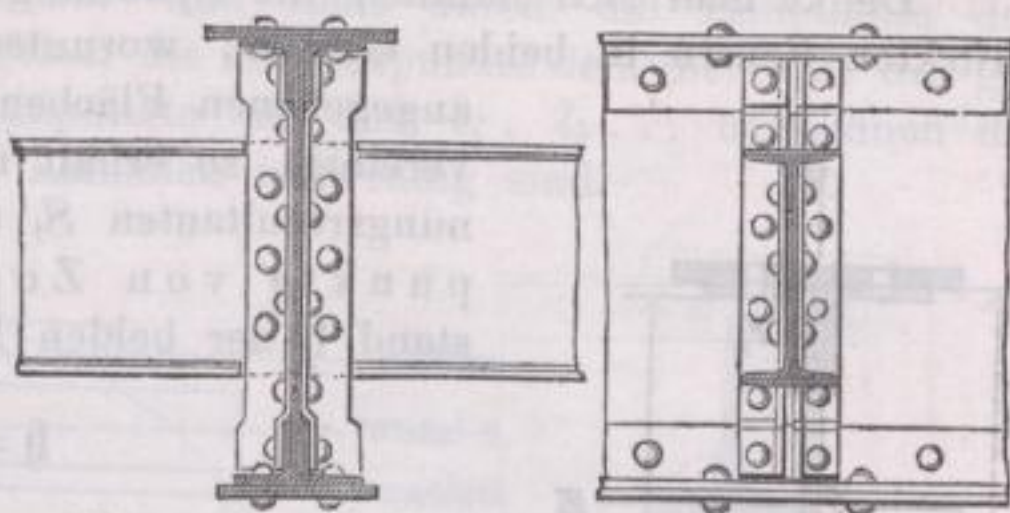


Fig. 282.

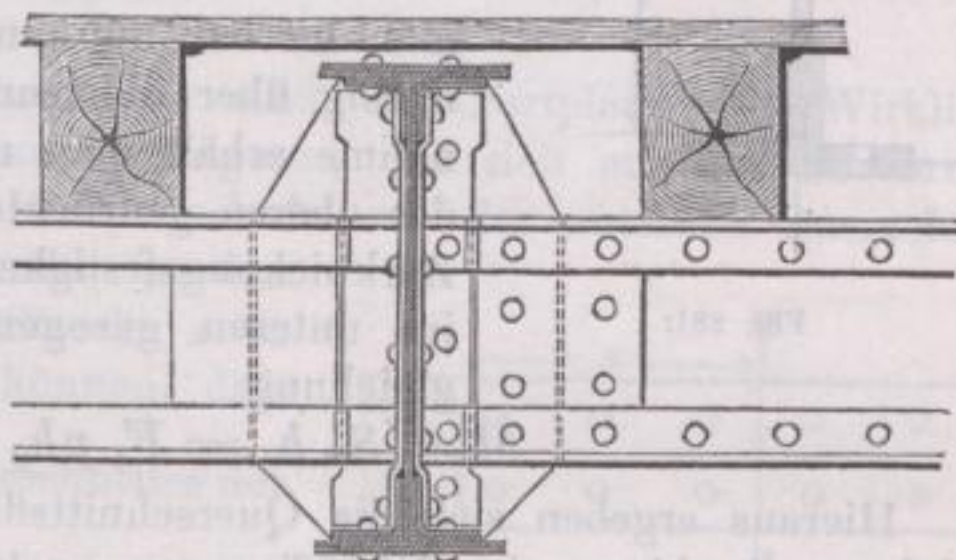


Fig. 283.

sei. Die Stärke des Vertikalbleches wird alsdann lediglich mit Rücksicht auf die Scherkräfte bestimmt.

Denkt man sich nämlich die Spannungen aller gezogenen und aller gedrückten Fasern in beiden Gurten, worunter wir die in Fig. 284 schraffiert angegebenen Flächen verstehen, je zu einer Mittelkraft vereinigt, so erhält man zwei an GröÙe gleiche Spannungsresultanten S , deren Angriffspunkte die Mittelpunkte von Zug und Druck sind. Der Abstand h der beiden Punkte ist ausgedrückt durch

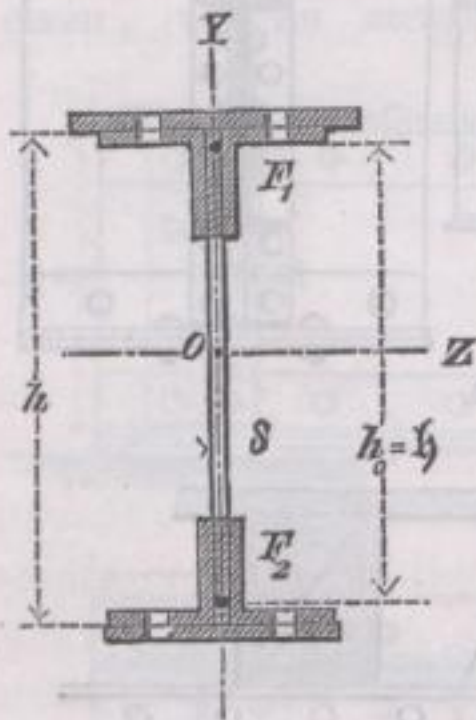


Fig. 284.

$$h = \frac{\sum_0^a yz \, dy}{t}$$

und kann ungefähr gleich dem Abstände h_0 (Fig. 284) der beiden Gurtschwerpunkte gesetzt werden, indem man hierbei annimmt, die Spannungen seien gleichmäßig über die Gurtflächen verteilt. Unter dieser Annahme erhält man nun, wenn p die zulässige Pressung des oberen gedrückten Gurtes (mit Rücksicht auf dessen Zerknickungsfestigkeit) und s die zulässige Spannung im unteren gezogenen Gurt bedeutet, die Momentengleichung

$$M = S \cdot h_0 = F_1 p h_0 = F_2 s \cdot h_0 .$$

Hieraus ergeben sich die Querschnittsflächen F_1 bzw. F_2 der Gurtungen, welche nach Abzug der Nietöffnungen noch vorhanden sein müssen, zu

$$F_1 = \frac{M}{p h_0} ; \quad F_2 = \frac{M}{s h_0} .$$

Die Druckgurtung F_1 ist, wie schon bemerkt, mit dem Koeffizienten der Zerknickungsfestigkeit zu berechnen. Sind die Träger durch besondere Vorkehrungen nicht versteift, so hat man die ganze Gurtlänge als Knickungslänge einzusetzen, bei besonders angebrachten Versteifungen aber hierfür die Länge des Gurtes zwischen zweien derselben in Ansatz zu bringen. Die notwendige Vergrößerung des Obergurtes wegen der Einknickung, kann vorteilhaft durch Verbreiterung der oberen Winkeleisenschkel und Deckplatten gewonnen werden, da durch solche Vorkehrungen ein seitliches Ausknicken der Druckgurtung wesentlich hintangehalten wird.

Die obigen Formeln zeigen, daß die Gurtflächen um so kleiner zu sein brauchen, je höher der Träger ist. Hohe Träger sind daher rationeller als niedere; dies hat indes seine Grenze darin, daß mit der Trägerhöhe auch die Anstrengungen wachsen, welche behufs der Absteifung der Blechwand zu machen sind.

Die Träger mit kleiner Spannweite und geringer Belastung werden mit konstantem Querschnitt ausgeführt, als welcher natürlich der größt notwendige zu wählen ist. Bei größeren, stark belasteten Trägern dagegen empfiehlt es sich, den Querschnitt, der GröÙe der Angriffsmomente entsprechend, variieren zu lassen und diese Veränderung des Querschnittes durch die Anzahl, oder durch die Breite der Gurtplatten zu erzielen. Vertikalwand und Winkeleisen gehen immer in der einmal angenommenen Stärke durch den ganzen Träger hindurch. Soll die Zahl der Gurtplatten veränderlich sein, so läßt sich die Endigung der einzelnen Lagen auf sehr einfache Weise graphisch bestimmen. Trägt man nämlich an verschiedenen Stellen der Spannweite l , Figur 285 S. 217, die theoretisch nötigen Querschnitte der Gurten als Ordinaten auf, so

wird hiedurch eine der Momentenlinie entsprechende Kurve (für gleichmäßig verteilte Last eine Parabel) erhalten; trägt man hierauf ebenso die nutzbaren Querschnitte der Gurtbestandteile auf und zieht durch die Endpunkte der Ordinaten Parallele zu AB , so geben die Schnittpunkte derselben mit der genannten Kurve die gesuchten Endpunkte an und $l_1, l_2 \dots$ bezeichnen die Längen, in welchen die einzelnen Lamellen notwendig sind.

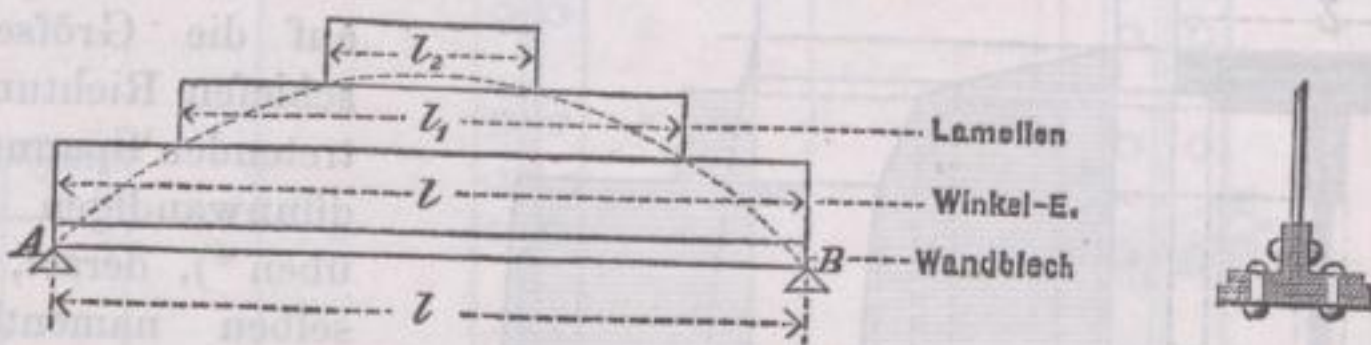


Fig. 285.

Ueber diese so bestimmten Endpunkte sind die Gurtplatten in Wirklichkeit um ein Stück z (Fig. 286) zu verlängern, das sich aus der Forderung bestimmt, daß im theoretischen Endquerschnitt ab der nutzbare Querschnitt der Lamelle schon voll beansprucht werden darf. Es müssen also auf der Strecke z so viel Nieten untergebracht werden können, daß deren Gesamtscherfläche $\frac{5}{4}$ des Querschnittes der Lamelle beträgt.

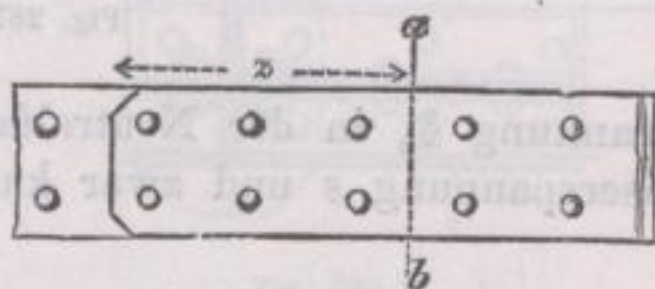


Fig. 286.

Die geringste Stärke der Mittelwand ergibt sich mit Rücksicht auf ihre Schubbeanspruchung in folgender Weise: Es sei für einen Querschnitt des Trägers bezeichnet mit

V die Vertikalkraft,

\mathfrak{S}_0 die maximale horizontale und vertikale Schubkraft pro Längeneinheit in der neutralen Axe,

\mathfrak{s}_0 die Schubspannung pro Quadrateinheit daselbst,

$h = \frac{t}{\sum_0^a yz dy}$ die Distanz der Mittelpunkte von Zug und Druck,

δ die Dicke der Mittelrippe,

so ist nach Bd. II, Seite 69:

$$\mathfrak{S}_0 = \frac{V}{t} \int_0^a yz dy = \frac{V}{h}, \text{ und}$$

$$\mathfrak{s}_0 = \frac{\mathfrak{S}_0}{\delta} = \frac{V}{h\delta}.$$

Die horizontale und bezw. vertikale Schubspannung ist daher um so größer, je dünner die Mittelrippe ist. Nach den Profilrändern hin nimmt sie, ähnlich wie die Schubkraft, bis zu Null ab. Für aus Rechtecken zusammengesetzte Querschnitte kann die Verteilung der in Rede stehenden Schubkräfte und Schubspannungen durch die Ordinaten von Parabellinien, wie dies Fig. 287 (S. 218) zeigt, versinnlicht werden.

Das Gesetz, nach welchem sich die vertikalen Schubkräfte über den Querschnitt verteilen, kommt in betracht, wenn es sich darum handelt, die Verbindung zwischen zwei sich rechtwinklig schneidenden Trägern herzustellen, (Fig. 282, S. 215), wobei die Mittelwände beider durch Winkeleisen mit ein-

ander verbunden werden. Die graphische Darstellung Fig. 287 zeigt, daß die vertikalen Schubkräfte mit genügender Annäherung als gleichmäßig verteilt über die Mittelwand angenommen und demgemäß auch die Verbindungsrieten in ziemlich gleichem vertikalen Abstand angeordnet werden können (vergl. S. 223).

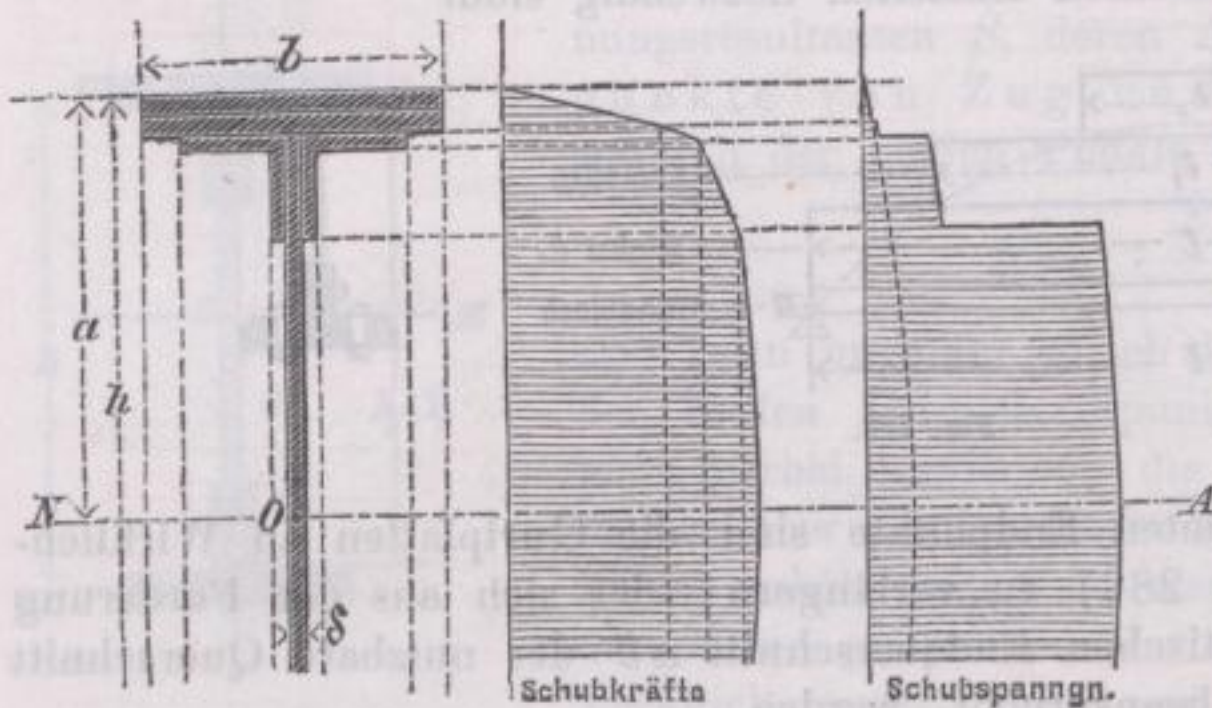


Fig. 287.

Wegen des Einflusses, den die Schubspannungen auf die Größe der in schiefer Richtung auftretenden Spannungen bei dünnwandigen Trägern üben*), derart, daß dieselben namentlich bei konzentriert belasteten Trägern in der Nähe der Gurtungen unter Umständen größer werden können, als die Spannungen der äußersten Fasern, soll die Schubspannung ξ_0 in der Neutralfaser bedeutend kleiner sein, als die größte Längsfaserspannung s und zwar kann nach Laiflsle und Schübler gesetzt werden:

$$\xi_0 \leq 0,6 s .$$

Unter dieser Bedingung wird nun:

$$\frac{V}{h\delta} = \xi_0 = 0,6 s$$

und berechnet sich hieraus die Minimalstegdicke δ zu

$$\delta = \frac{V}{0,6 s \cdot h} = 1,66 \frac{V}{s \cdot h} .$$

Für h kann wieder der Abstand h_0 der Gurtschwerpunkte substituiert werden. Ist die Mittelwand in Entfernungen h' durch Niete von der Dicke d verschwächt, so muß eine Vermehrung der Dicke δ (zu δ') eintreten, derart, daß

$$h' \cdot \delta = (h' - d) \delta'$$

wird.

Die Wandstärken δ werden in Wirklichkeit immer größer gehalten, als die Berechnung sie ergibt, und zwar mit Rücksicht auf die Verschwächung durch Rost und auf den Widerstand gegen die Druckkräfte. Es dürften für Hochbauträger 6 mm starke Wände als minimale und Wandstärken von 8 bis 10 mm als normale zu betrachten sein. Gegen Scherkräfte ist die Wand also immer überschüssig stark, dagegen erfordern die Druckbelastungen besondere Vorkehrungen, um ein Einknicken des Vertikalbleches zu verhüten, welche in den Absteifungen bestehen. Dies sind mit der Wand vernietete Flach-, Winkel- oder T-Eisen, welche über die Gurtwinkel abgekröpft und damit ebenfalls vernietet werden. Die Figuren 288 und 289 (S. 219) stellen gebräuchliche Anordnungen derselben dar. Die Entfernungen der Steifen richten sich hauptsächlich nach der Höhe der Träger und variieren bei den Hochbauträgern zwischen ungefähr 1,5 bis 3,5 m. Wo

*) Vergl. die Formeln auf S. 70 u. 71, Bd. II.

Querträger an die Mittelwand befestigt werden, konzentrierte Lasten angreifen u. s. w., sind in der Regel Absteifungen anzubringen, außerdem empfiehlt es sich, dieselben, der Gröfse der Vertikalkräfte entsprechend, in der Nähe der

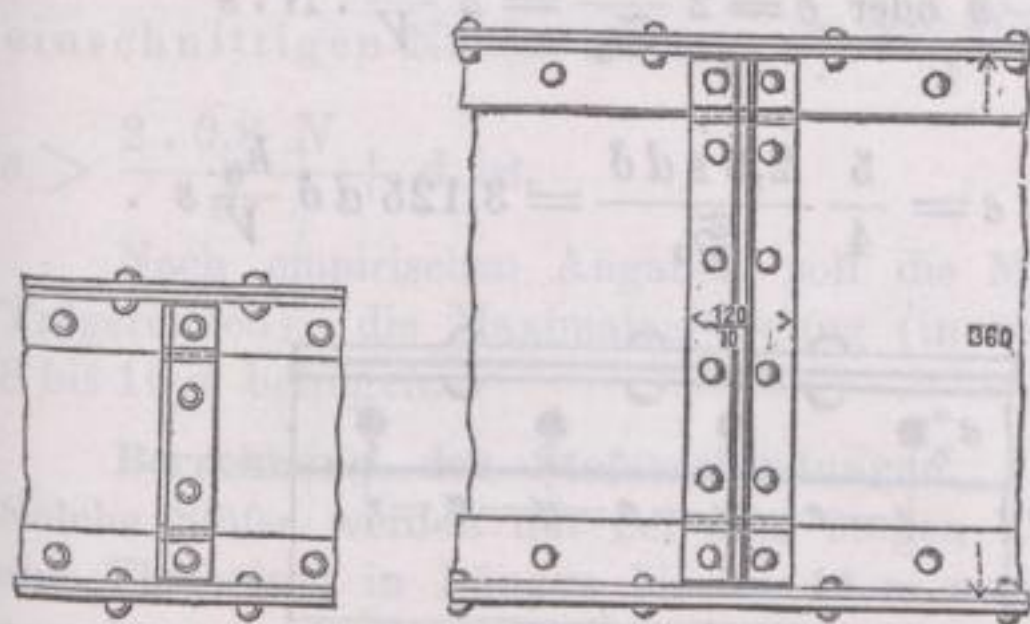


Fig. 288.

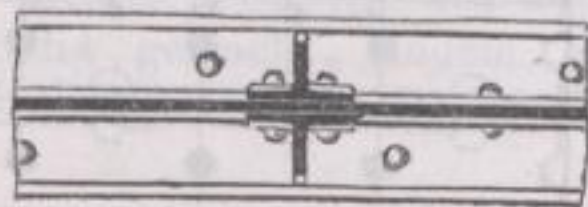


Fig. 289.

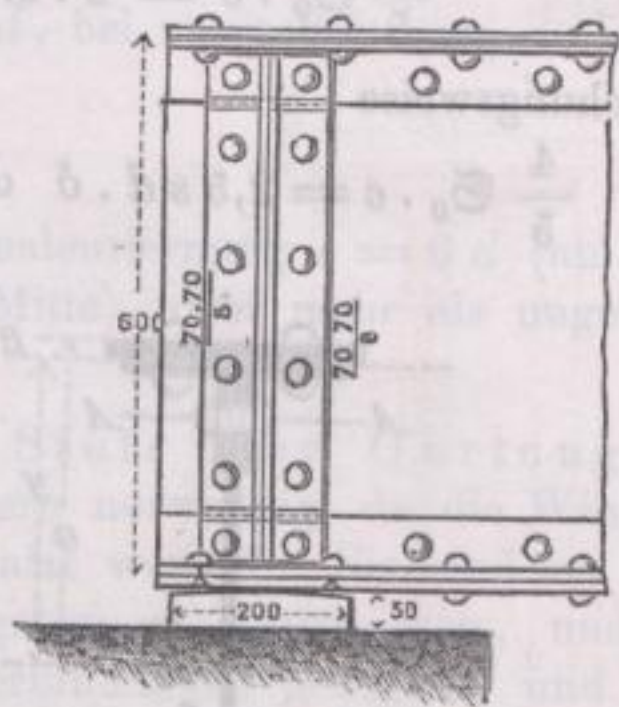


Fig. 290.

Auflager in geringeren Entfernungen anzuordnen, als in der Trägermitte. Ihre Stärke bestimmt sich aus der Gröfse der Transversalkräfte, welchen sie mit ihrer Knickungsfestigkeit entgegenwirken. Bei kleineren Trägern werden alle Absteifungen in gleicher Stärke herzustellen sein und kommen hiefür meist Winkeleisen mit 60 bis 80 mm Schenkellänge und 8 bis 10 mm Stärke in Verwendung. Bei stark belasteten Trägern werden zur Aufnahme des Stützendruckes die Auflagerpfosten entweder etwas stärker konstruiert, oder es werden verdoppelte Winkel angewendet (Fig. 290); auch findet man schräge, strebenartig vom Stützpunkt gegen die Gurtung laufende Absteifungen, nach Fig. 1, Taf. XV, welche den Zweck haben, die schiefen Wandspannungen mit Sicherheit auf die Stützen des Trägers überzuführen.

Die Nietung der Steifen an das Wandblech erfolgt mit ca. 2 cm starken Nieten, deren Entfernung das 4- bis 8fache der Nietdicke betragen kann. Durch Rechnung läfst sich dieselbe in ähnlicher Weise, wie bei der Vernietung der Mittelwand gezeigt werden wird, bestimmen.

Verbindung der Mittelwand mit der Gurtung. Die Nieten, welche zur Verbindung der Mittelwand mit den Gurtwinkeln und zur Verbindung der einzelnen Gurtbestandteile unter sich dienen, haben eine mittlere Stärke von 2 cm, während sich ihr Abstand e , die Nietteilung (Fig. 291 S. 220), aus der Gröfse der horizontalen Schubkräfte bestimmen läfst. Die Nieten in AA sind doppelschnittig und für ihren Widerstand ist die Abscherungsfestigkeit des Nietquerschnittes (N) und der Druck in der Lochleibung maßgebend; letzterer darf nach Gerbers Versuchen 2,5 mal so groß als die gewöhnliche Beanspruchung der Stäbe sein, sodafs $2,5 \cdot d \cdot \delta$ die zulässige Gröfse der Beanspruchung in letzterer Beziehung ist.

Die Schubkraft pro Längeneinheit in AA kann gleich $\frac{4}{5} \mathfrak{S}_0$ gesetzt werden, somit erhalten wir die Bedingung:

$$\frac{4}{5} \mathfrak{S}_0 \cdot e = 2 \cdot N \cdot \frac{4}{5} s \text{ oder } e = 2 \frac{Ns}{\mathfrak{S}_0} = 2 \frac{h_0}{V} \cdot N \cdot s$$

beziehungsweise

$$\frac{4}{5} \mathfrak{S}_0 \cdot e = 2,5 s d \cdot \delta \text{ oder } e = \frac{5}{4} \frac{2,5 s d \delta}{\mathfrak{S}_0} = 3,125 d \delta \frac{h_0}{V} s .$$

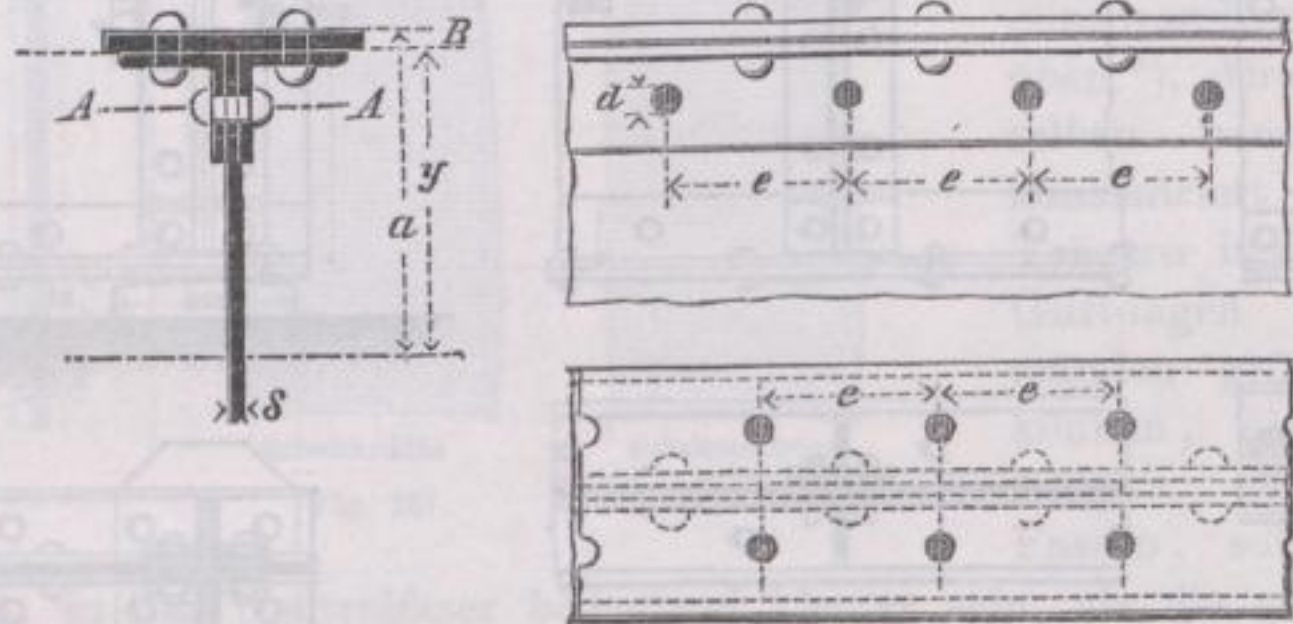


Fig. 291.

Der kleinere aus diesen Formeln resultierende Wert ist zu benutzen; sie liefern gleiche Werte für e , wenn

$$2N = 3,125 d \cdot \delta \text{ oder } d = \text{rund } 2,0 \delta$$

ist. Lediglich mit Rücksicht auf die Abscherungsfestigkeit kann e so lange bestimmt werden, als $\frac{d}{\delta} \geq 2,0$ ist.

Die Niete zur Verbindung der Gurtungsteile unter sich (BB Fig. 291) bekommen bei gleicher Stärke in der Regel auch denselben Abstand, wie in AA . Die Niete sind einschnittig, aber es müssen bei der Anordnung nach Fig. 291 auf die Entfernung e zwei Querschnitte abgesichert werden; somit ist die Verbindung vollständig sicher, da die Schubkraft in BB

$$\mathfrak{S} = V \cdot \frac{\int_0^y zy dy}{t}$$

kleiner als die in AA wirkende ist. Werden die Niete BB in Zickzack gestellt, Fig. 292, so ergibt sich bei gegebener Nietteilung e ihre Dicke aus der Beziehung:

$$e \cdot \mathfrak{S} = N' \cdot \frac{4}{5} s \leq d \cdot \delta' \cdot 2,5 s ,$$

wenn N' die Querschnittsfläche dieser Niete und δ' die kleinste Dicke der zu vernietenden Platten ist.



Fig. 292.

In Wirklichkeit wird oft die Nietteilung im Interesse einer innigen Berührung der zu verbindenden Teile und da man keine Garantie hat, daß sich die Schubkräfte in der vorausgesetzten Weise verteilen, geringer gehalten als oben berechnet. Die geringste Entfernung der Niete unter sich und von den

Blechrändern ergibt sich mit Rücksicht auf das Aufschlitzen der Nietlöcher. In dieser Beziehung ist genügende Sicherheit vorhanden, wenn die zwischen 2 Nieten oder zwischen der äußersten Niete und dem Blechrand vorhandene Schnittfläche gleich der Scherfläche der Niete ist; d. h. bei einschnittigen Nieten, so lange $e > \frac{0,8 N}{\delta} + d$, bei zweischnittigen, so lange

$$e > \frac{2 \cdot 0,8 N}{\delta} + d \text{ ist.}$$

Nach empirischen Angaben soll die Minimalentfernung $e = 6 d$ (an den Trägerenden), die Maximalentfernung (in der Mitte) nicht mehr als ungefähr 8 bis 10 d betragen.

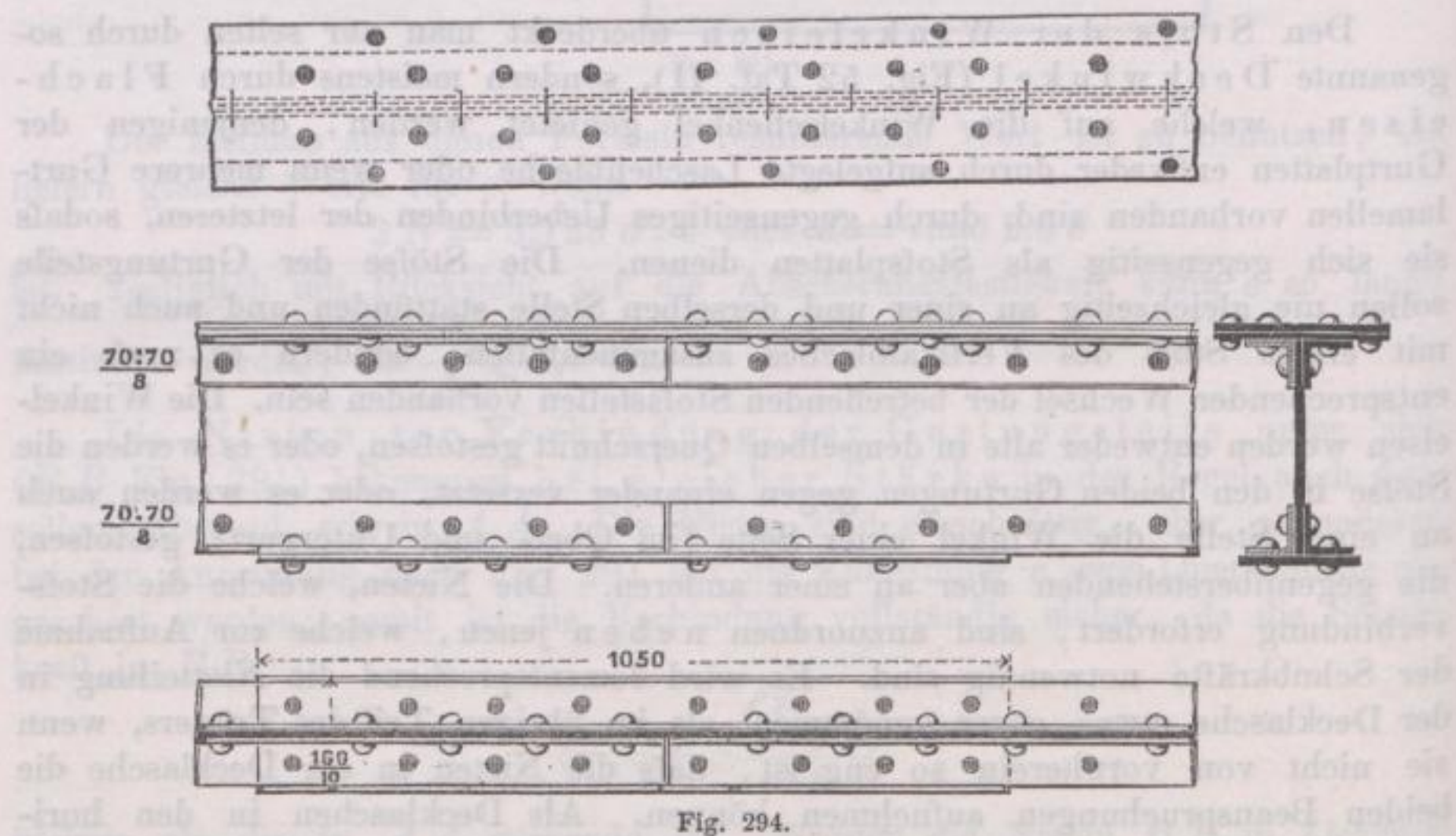
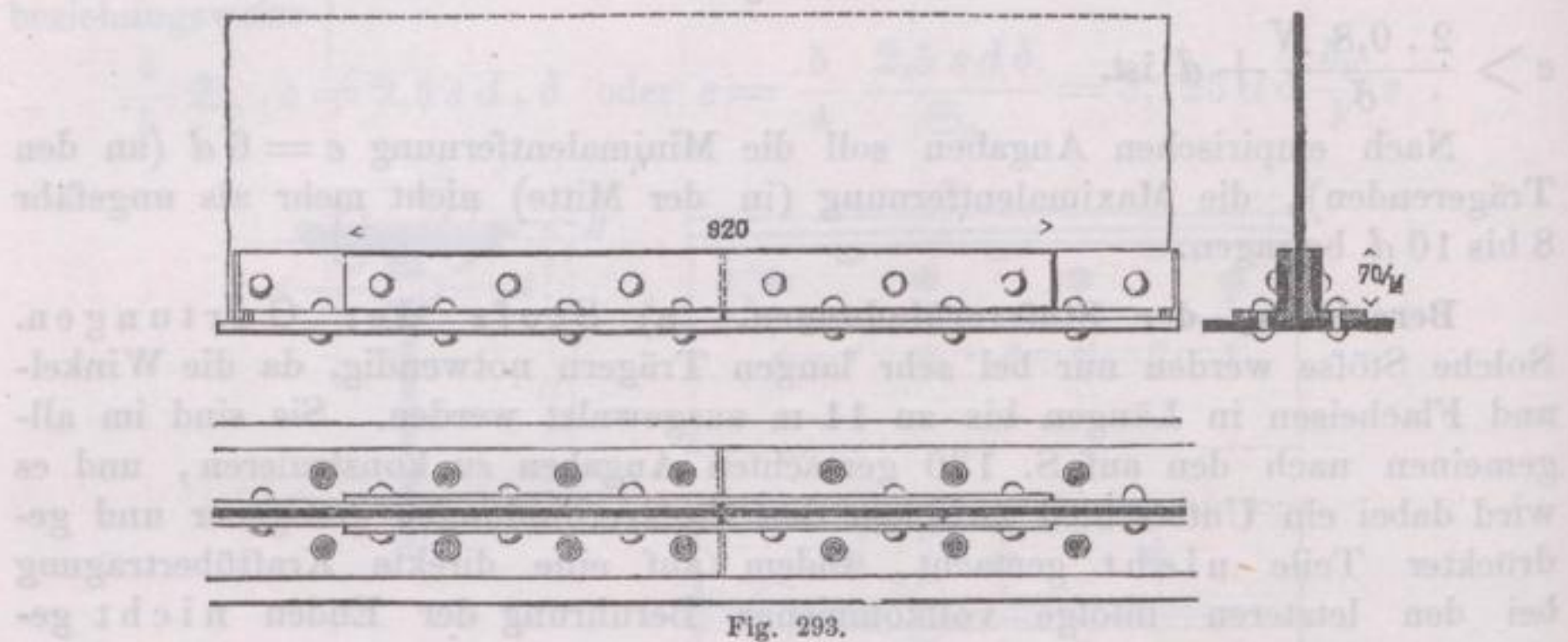
Berechnung der Stofsverbindungen. a) Stofs der Gurtungen. Solche Stöße werden nur bei sehr langen Trägern notwendig, da die Winkel- und Flacheisen in Längen bis zu 11 m ausgewalzt werden. Sie sind im allgemeinen nach den auf S. 130 gemachten Angaben zu konstruieren, und es wird dabei ein Unterschied zwischen den Stofsverbindungen gezogener und gedrückter Teile nicht gemacht, indem auf eine direkte Kraftübertragung bei den letzteren infolge vollkommener Berührung der Enden nicht gerechnet wird.

Den Stofs der Winkelleisen überdeckt man nur selten durch sogenannte Deckwinkel (Fig. 52 Taf. II), sondern meistens durch Flacheisen, welche auf die Winkelschenkel genietet werden, denjenigen der Gurtplatten entweder durch aufgelegte Laschenbleche oder wenn mehrere Gurtlamellen vorhanden sind, durch gegenseitiges Ueberbinden der letzteren, sodafs sie sich gegenseitig als Stofsplatten dienen. Die Stöße der Gurtungsteile sollen nie gleichzeitig an einer und derselben Stelle stattfinden und auch nicht mit einem Stofs des Vertikalbleches zusammenfallen, sondern es mufs ein entsprechender Wechsel der betreffenden Stofsstellen vorhanden sein. Die Winkelleisen werden entweder alle in demselben Querschnitt gestofsen, oder es werden die Stöße in den beiden Gurtungen gegen einander versetzt, oder es werden auch an einer Stelle die Winkel einer Seite (im Ober- und Untergurt) gestofsen, die gegenüberstehenden aber an einer anderen. Die Nieten, welche die Stofsverbindung erfordert, sind anzuordnen neben jenen, welche zur Aufnahme der Schubkräfte notwendig sind. Es wird dementsprechend die Nietteilung in der Decklasche etwas enger genommen, als im übrigen Teil des Trägers, wenn sie nicht von vornherein so eng ist, dafs die Nieten in der Decklasche die beiden Beanspruchungen aufnehmen können. Als Decklaschen in den horizontalen Winkelschenkeln können manchmal auch die Gurtplatten verwendet werden, wenn ihr Querschnitt entsprechend gröfser als der absolut notwendige ist, oder wenn die Winkelstöße in die Nähe eines Absatzes der Gurtlamellen verlegt und die abzusetzende Gurtplatte um die Länge der Stofsplatte verlängert wird. In ähnlicher Weise läfst sich auch das Vertikalblech benutzen. Zur näheren Erläuterung mögen noch die Figuren 293 und 294 (S. 222) und Fig. 11 Tafel XV dienen.

Die Stärke der Stofsplatten und die Zahl der Nieten mufs der Gröfse der zu übertragenden Kraft beziehungsweise dem Querschnitt der zu stofsenden Winkel entsprechend gewählt werden. Aus der Zahl und Verteilung der Nieten ergibt sich sodann auch die Länge der Laschen. Kann die Stofsplatte nicht direkt neben den zu stofsenden Stab gelegt werden, sondern laufen ungestofsene Stäbe zwischen beiden hindurch, so entsteht der sogen. verdeckte Stofs,

welcher besonders zu behandeln ist. Ohne hierauf einzugehen, sei diesbezüglich auf die betreffende Litteratur verwiesen*). Die vorstehenden Bemerkungen gelten mit entsprechender Modifikation auch für den

b) Stofs der Gurtungsplatten, wie solchen die Fig. 295 (S. 223) darstellt. Die Konstruktion der Stofsdeckung ist immer eine sehr einfache und



man hat nur darauf zu sehen, daß durch die neu einzusetzenden Niete keine grössere Verschwächung der Gurtplatten eintritt, als in dem übrigen Teil der Gurtung. Hierzu ist erforderlich, daß in der äussersten Nietreihe der Stofsplatte keine grössere als die gewöhnliche Zahl von Niete angeordnet wird und daß sie in den folgenden Querschnitten um nicht mehr zunimmt, als die erste Reihe Niete enthält. Die Vernietung ist hier meist eine einschnittige, da sich doppelte Laschen selten anwenden lassen, ohne daß ein verdeckter Stofs und damit ein Mehraufwand an Niete und Laschen notwendig wird**).

*) Schwedler, Ueber Nietverbindungen. Deutsche Bauzeitung 1867. — Ruttkowski, desgl., ebenda, Jahrgang 1868. — Ludewig, Ueber Vernietungen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1869 u. 1872 u. s. w.

***) Eingehendere Besprechung der Gurtungsnetungen befindet sich in der

c) Der Stofs der Vertikalplatte (Fig. 296) wird in der Regel unter Verwendung doppelter Stofsplatten, also zweischnittiger Niete ausgeführt.

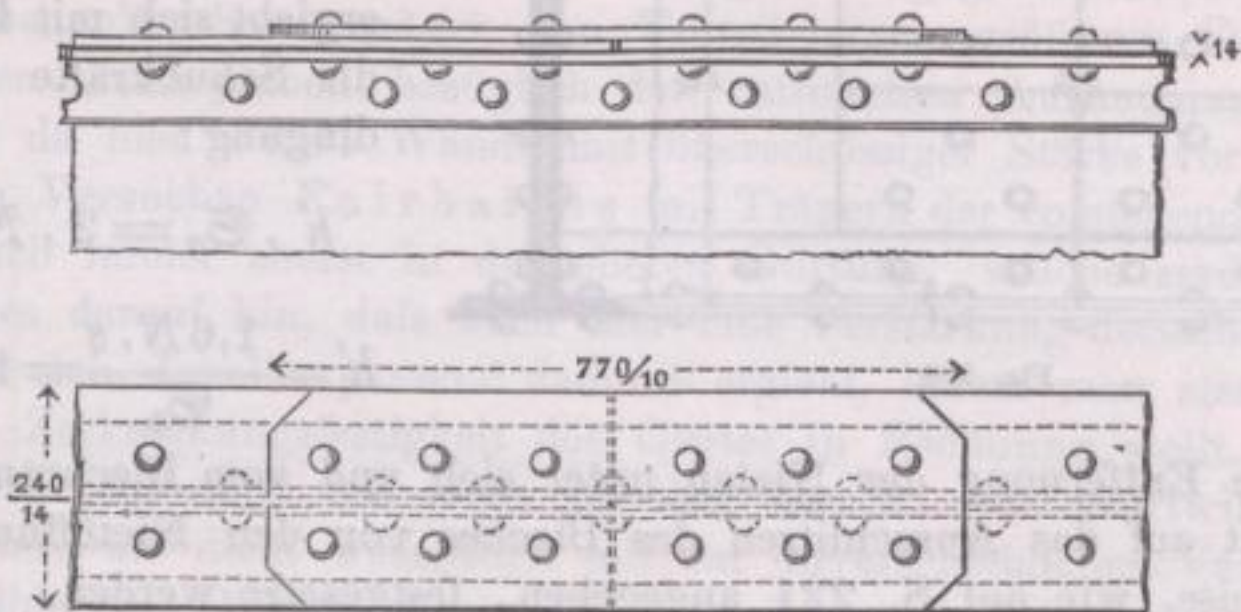


Fig. 295.

Der Querschnitt der Stofsplatten hat zusammen dem Querschnitt des Vertikalbleches ungefähr gleich zu sein, die Gesamtscherfläche der Niete ist gleich $\frac{5}{4}$ dieses Betrages zu nehmen. Da eine gleichmäßige Beanspruchung aller Niete, wie sie die Rechnung voraussetzt, schwerlich eintritt, empfiehlt es sich, etliche

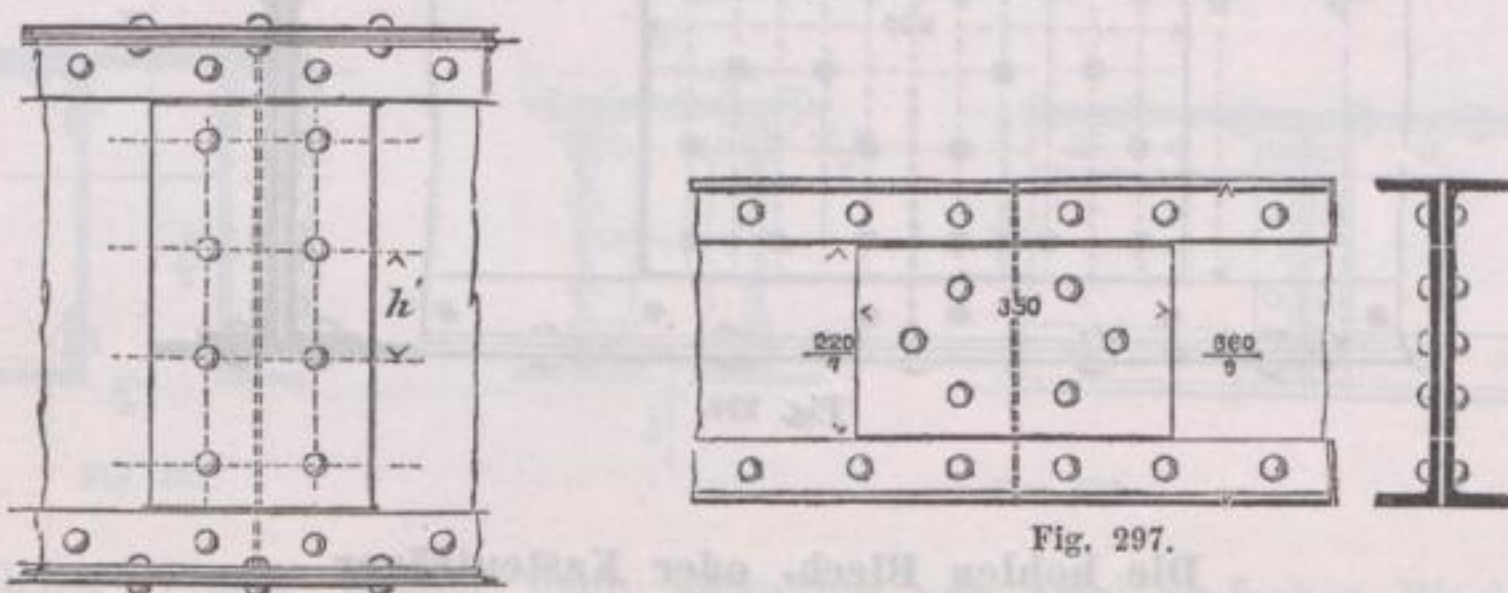


Fig. 296.

Fig. 297.

Nieten mehr als die Rechnung ergibt, anzuordnen. Diese Anzahl berechnet sich bei doppelschnittigen Niete zu

$$n = \frac{1}{2} \frac{F'}{N} \cdot \frac{5}{4} = \frac{5}{8} \frac{F'}{N},$$

$$\geq \frac{F'}{2,5 d \cdot \delta} \geq 0,4 \frac{h_1}{d},$$

wenn F' die nutzbare Querschnittsfläche und h_1 die nutzbare Höhe der Vertikalplatte bedeutet. Die Niete werden entweder in gleichen Abständen oder häufiger noch in der Nähe der neutralen Axe in größeren Abständen angeordnet, um das Blech daselbst möglichst wenig zu schwächen; in der Nähe der Gurtungen dagegen, wo auf die Niete auch die Längsspannungen der Blechwand übertragen werden, werden sie etwas enger gesetzt und manchmal auch in mehreren Reihen angeordnet, so daß sich Gruppierungen ergeben, wie sie die Figuren 297 bis 299 erkennen lassen.

Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen, von Dr. J. Weyrauch, auf welche hiemit verwiesen wird.

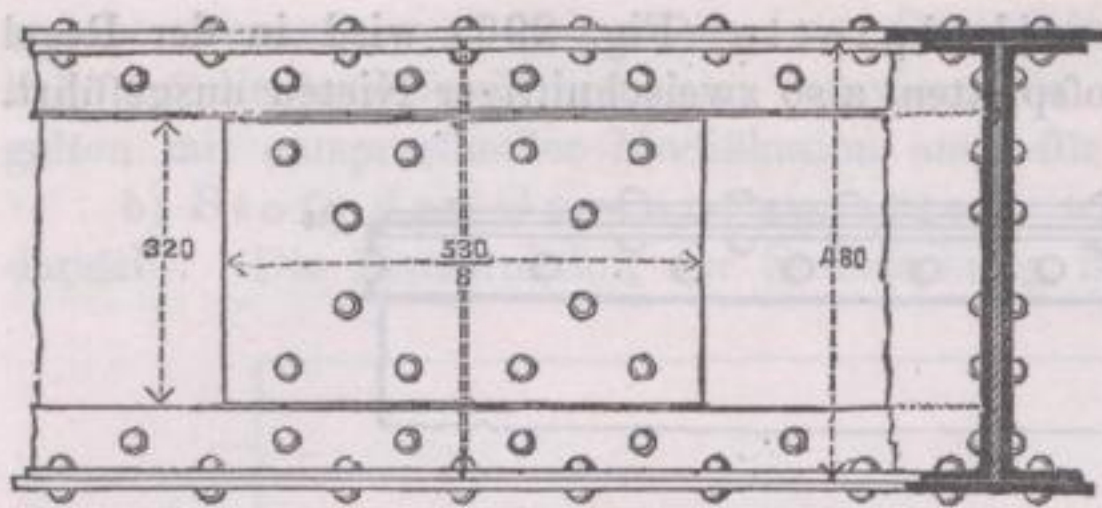


Fig. 298.

Der größte Abstand h' der Niete in der neutralen Achse (Fig. 296, S. 223) ergibt sich mit Rücksicht auf die Schubkräfte aus der Bedingung:

$$h' \cdot \mathcal{E}_0 = 2 \cdot N \cdot \frac{4}{5} s \text{ zu}$$

$$h' = \frac{1,6 N \cdot s}{\mathcal{E}_0} = 1,6 \frac{h_0}{V} N \cdot s .$$

Die geringste Entfernung der Niete unter sich und vom Blechrand aber muß mit Rücksicht auf das Ausschlitzen des Bleches von den Nietöffnungen aus in derselben Weise, wie auf S. 221 angegeben, festgesetzt werden.

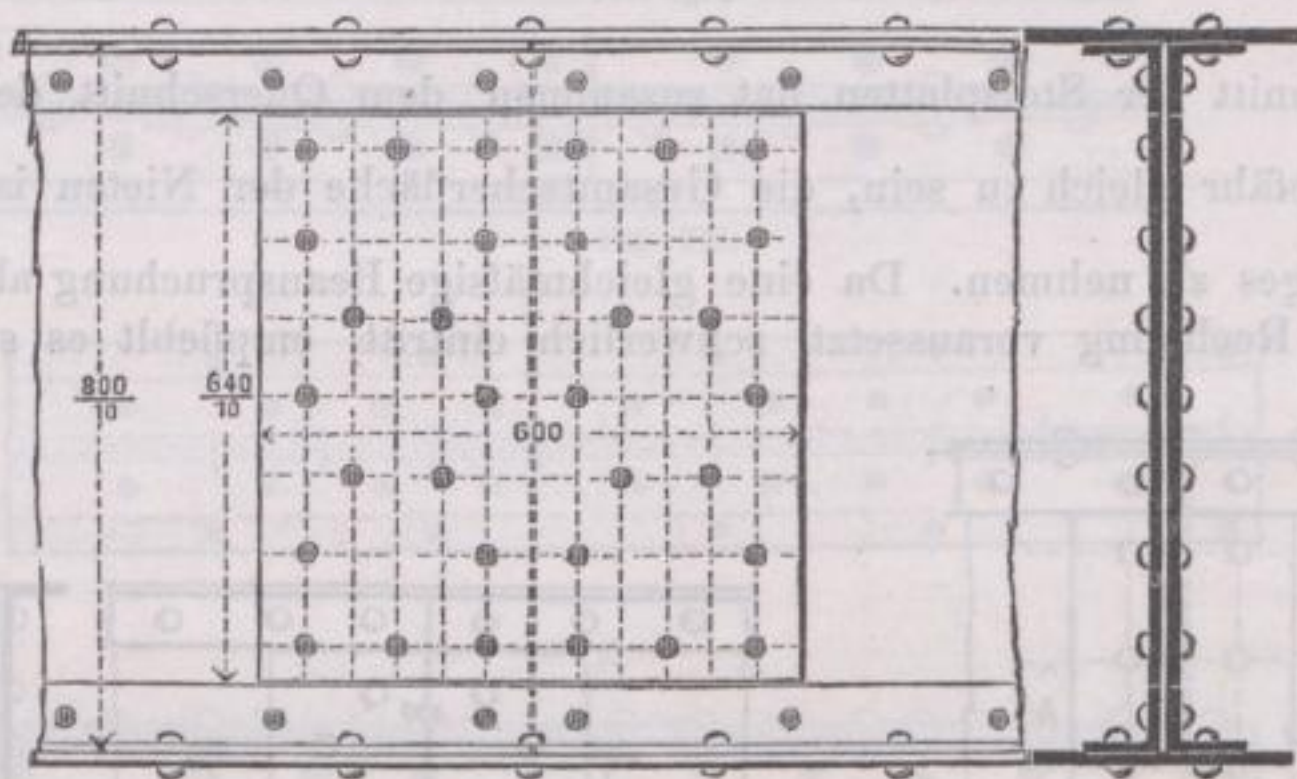


Fig. 299.

Die hohlen Blech- oder Kastenträger

bestehen nach Fig. 300 aus zwei vertikalen Wänden aa und den Gurtungen, welche, wie bei den einfachen Blechträgern, durch die Winkel-eisen bb und die Gurtplatten cc gebildet werden. Zur vertikalen und seitlichen Absteifung der dünnen Blechwände werden in Abständen von ungefähr 1,5 bis 3,0 m Querwände angeordnet, welche meistens aus Flach-

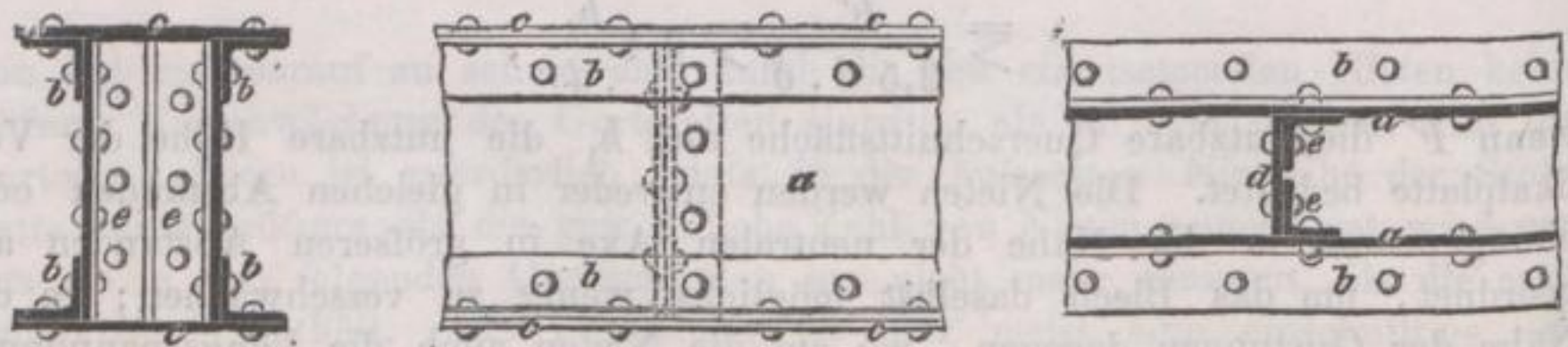


Fig. 300.

eisen d von der ungefähren Dicke der Wandbleche und aus Winkeln ee bestehen, die zur Verbindung der Quer- und Mittelwände dienen und die Druckkräfte der Wand aufnehmen. Dieselbe Funktion erfüllen manchmal, bei schmalen Trägern, \square Eisen, welche zwischen die Blechwände gebracht werden, wie dies

die Figuren 3 und 4, Tafel IV zeigen. Diese einzelnen Teile werden durch Niete zu einem Ganzen verbunden und ihre üblichen Abmessungen sind dieselben, wie sie bei den einfachen Blechträgern angegeben wurden. Vor den letzteren haben die Kastenträger den Vorteil einer größeren Seitensteifigkeit voraus, stehen ihnen jedoch bezüglich der rationellen Ausnutzung des Eisens etwas nach, da hier zwei Wände mit überschüssiger Stärke vorhanden sind.

Bei den Versuchen Fairbairns mit Trägern der vorstehenden Art zeigte sich der Bruch immer zuerst in der oberen Gurtung, welche zerdrückt wurde. Es deutet dies darauf hin, daß auch hier eine Verstärkung derselben vorteilhaft ist, und daß sich dieselbe passend dadurch ergibt, indem man statt der Druckfestigkeit die Zerknickungsfestigkeit des Gurtes in Rechnung stellt.

Die obere Gurtplatte hat nicht nur den Zweck, die Gurtwinkel zu verstärken, sondern sie dient wesentlich mit zur unverschieblichen Verbindung der beiden Wandbleche. Wegen dieser Funktion kann sie bei diesen Trägern niemals ganz entbehrt werden. Anders verhält es sich mit der unteren Gurtplatte; da die Zuggurtung infolge ihrer Spannung stets gerade bleibt, so ist die verbindende Gurtplatte entbehrlich (vorausgesetzt, daß sie nicht wegen der Gurtspannung notwendig ist) und ergibt sich so ein Querschnitt, wie ihn Fig. 301 zeigt.

Die Tragfähigkeit der hohlen Träger läßt sich bedeutend erhöhen, wenn auch an den inneren Seiten der Blechwände Gurtwinkel angebracht werden;

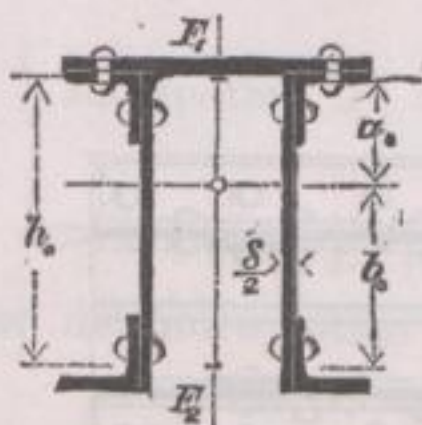


Fig. 301.

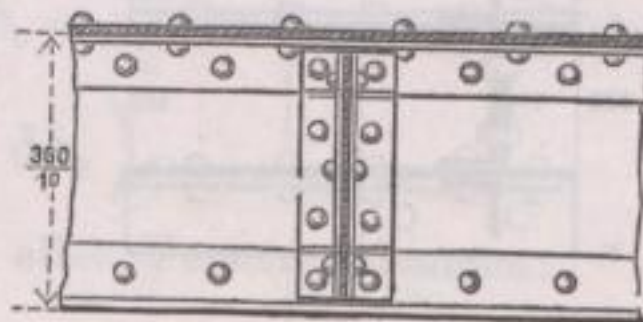
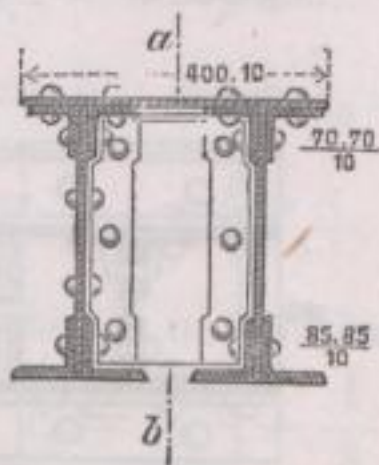


Fig. 302.

ein solcher Träger besteht dann eigentlich aus zwei einfachen Blechbalken, welche durch Querrahmen und Deckplatte zu einem einzigen Tragbalken verbunden sind. Fig. 302 zeigt hievon den Querschnitt und Längsschnitt nach der Linie *ab*. Eine weitere Modifikation zeigt

Fig. 303, einen Kastenträger einfachster Art, aus \square Eisen hergestellt; statt der \square Eisen lassen sich auch Doppelt \top Eisen verwenden, wodurch wir einen Träger (nach Fig. 304) erhalten, der den Uebergang von der Doppelt \top Träger - Kombination zu den genieteten Blechträgern bildet.

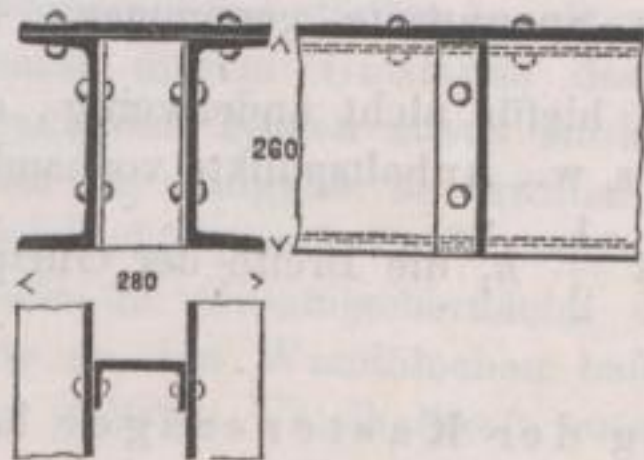


Fig. 303.

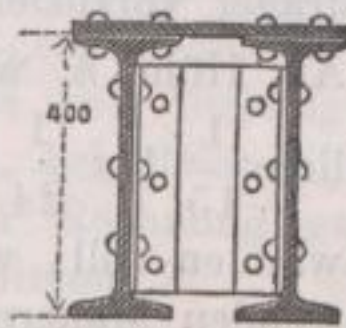


Fig. 304.

Die Querverbindungen werden in den meisten Fällen der Maximal-Transversalkraft entsprechend angeordnet und für den ganzen Träger in gleicher Stärke beibehalten,

nicht selten wird aber auch manchmal am Auflager die Absteifung in besonders kräftiger Weise vorgenommen, durch Anordnung doppelter Winkel oder schräger Pfosten, worüber die Figuren 305 und 306 Aufschluss geben mögen, welche von Gerber ausgeführten Trägerkonstruktionen im neuen Münchener Bahnhof entnommen sind.

Wegen der diesen Trägern eigenen großen Festigkeit gegen Seitenausbiegung lassen sie sich noch für grössere Spannweiten als die einfachen Blechträger verwenden. Doch dürfte 20 m das Maximum sein, für welches sie Anwendung finden, da sie bei so großen Spannweiten wegen des überflüssigen

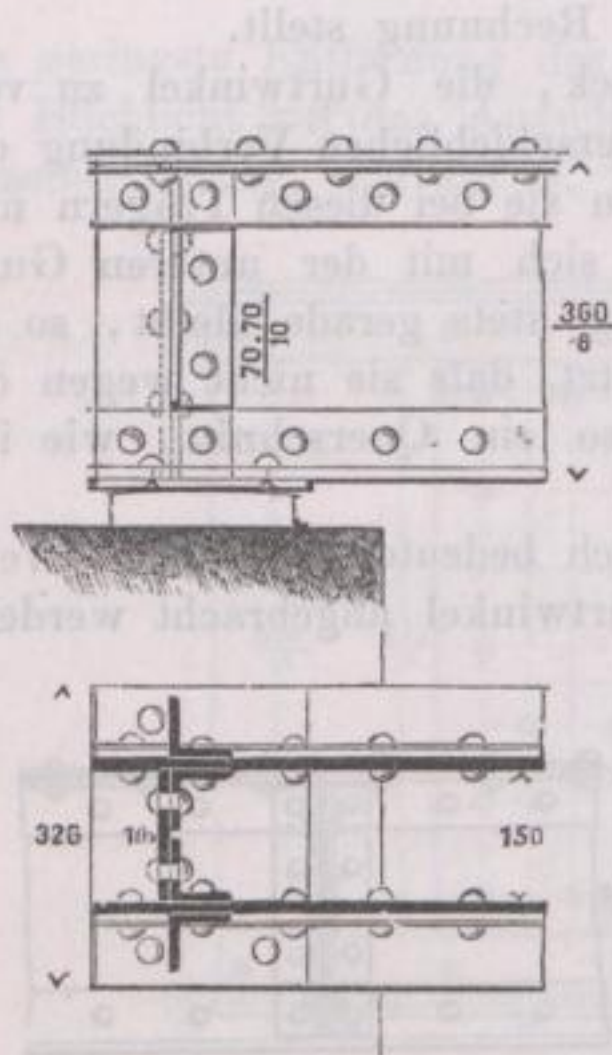


Fig. 305.

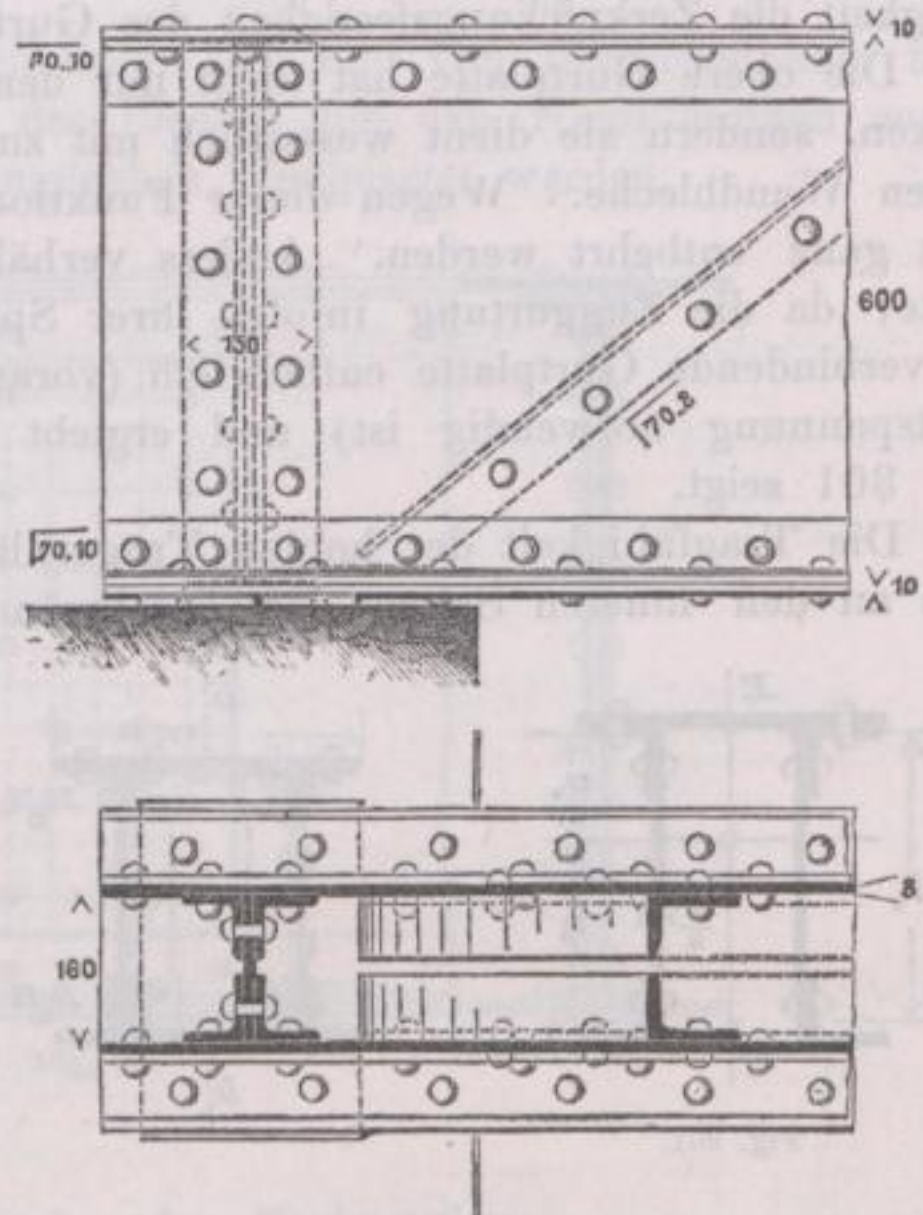


Fig. 306.

Materials in den vertikalen Wänden zu kostspielig werden, so dass dann Fachwerkträger vorzuziehen sind.

Als Höhe h , welche den Kastenträgern ungefähr zu geben ist, wird gewöhnlich $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{24}$ der Spannweite genommen; ihre Breite zwischen den Blechwänden soll, wenn hiefür nicht anderweitig, durch die Dicke der darauf zu setzenden Mauern u. s. w., Anhaltspunkte vorhanden sind, nach der gewöhnlichen Angabe $\frac{1}{3} h$ bis $\frac{1}{2} h$, die Breite der Gurtplatten $\frac{2}{3} h$ bis $\frac{3}{4} h$ betragen.

Die Berechnung der Kastenträger kann genau so vorgenommen werden, wie diejenige der einfachen Blechträger, wenn, was gewöhnlich geschieht, die dünnen Wände außer Acht gelassen werden. Um bei stärkeren Wänden den Einfluss derselben auf das Widerstandsmoment mit zu berücksichtigen, kann die Berechnung mit hinreichender Genauigkeit folgendermaßen vorgenommen werden: Wir denken uns wieder die Spannungen der Gurte in ihren Schwerpunkten vereinigt und erhalten dann das Trägheitsmoment des

ganzen Querschnitts, wenn zu den Trägheitsmomenten der Gurten, bezüglich der Schwerachse dasjenige der Vertikalwände, welche man bis zu den Gurtschwerpunkten sich erstreckend denkt, addiert wird; mit bezug auf Fig. 301, S. 225 wird also:

$$t = F_1 \cdot a_0^2 + F_2 \cdot b_0^2 + \frac{1}{3} \delta a_0^3 + \frac{1}{3} \delta b_0^3,$$

welcher Ausdruck in einfachere Form gebracht werden kann, da

$$a_0 \left(F_1 + \frac{1}{2} \delta a_0 \right) = b_0 \left(F_2 + \frac{1}{2} \delta b_0 \right) \text{ und annähernd } \frac{1}{6} \delta a_0^2 = \frac{1}{6} \delta b_0^2,$$

so daß sich ergibt:

$$t = h_0 a_0 \left(F_1 + \frac{1}{3} \delta a_0 \right) = h_0 b_0 \left(F_2 + \frac{1}{3} \delta b_0 \right).$$

In der Biegungsgleichung $M = \frac{t}{a_z} s = \frac{t}{a_d} \cdot p$ kann ferner für a_z und a_d bzw. b_0 und a_0 eingesetzt werden, wodurch wird

$$\begin{aligned} M &= h_0 \cdot p \left(F_1 + \frac{1}{3} \delta a_0 \right), \\ &= h_0 \cdot s \left(F_2 + \frac{1}{3} \delta b_0 \right). \end{aligned}$$

Ist speziell $F_1 = F_2 = F$, somit $a_0 = b_0 = \frac{h_0}{2}$ und $s = p$, so folgt:

$$M = h_0 s \left(F + \frac{1}{6} \delta h_0 \right),$$

oder der notwendige Querschnitt, nach Abzug aller Verschwächungen:

$$F = \frac{M}{h_0 \cdot s} - \frac{1}{3} \delta h_0.$$

Die geringste Stärke der Blechwände ergibt sich mit Rücksicht auf die Scherkräfte in der auf S. 217 für die einfachen Blechträger angegebenen Art; die praktisch eingehaltenen Wandstärken bewegen sich zwischen 8 und 10 mm, je nach der Anstrengung und Höhe des Trägers.

Für die Dimensionierung der Vernietungen gelten ebenfalls die bereits früher entwickelten Regeln. Bei den unsymmetrischen Trägern liegen die Nietreihen des gedrückten Gurtes näher an der Neutralachse, als diejenigen der Zuggurtung und sind dementsprechend stärker beansprucht; bei gleicher Teilung in beiden Gurtwinkeln kann diesem Umstande dadurch Rechnung getragen werden, daß man die betreffenden Niete etwas stärker nimmt.

Die Querrahmen haben die Aufgabe zu erfüllen, allenfalls einseitig wirkende Transversalkräfte gleichmäßig auf die Wandbleche des Trägers zu verteilen; ihr Querschnitt, sowie die Gesamtscherfläche der einschnittigen Niete, mit welchen die Querwände an den Wandblechen befestigt sind, soll somit der Größe der aufzunehmenden größten Vertikalkraft entsprechen.

Vorkommende Stöße von Winkeleisen und Gurtplatten werden wie bei den einfachen Blechträgern hergestellt, worüber noch die Figuren 307 bis 309 (S. 228) Aufschluß geben mögen. Die Stoßstellen der beiden Vertikalwände werden in der Regel mit einfachen Stoßblechen gedeckt und diese an den inneren Wandseiten so angeordnet, daß sie bis zu den Gurtblechen sich erstrecken und die in den vertikalen Schenkeln

der Gurtwinkel eingesetzten Verbindungsrieten mit zur Sicherung des Wandblechstoffes beigezogen werden können. Vergl. hierüber die Figuren 310 und 311.

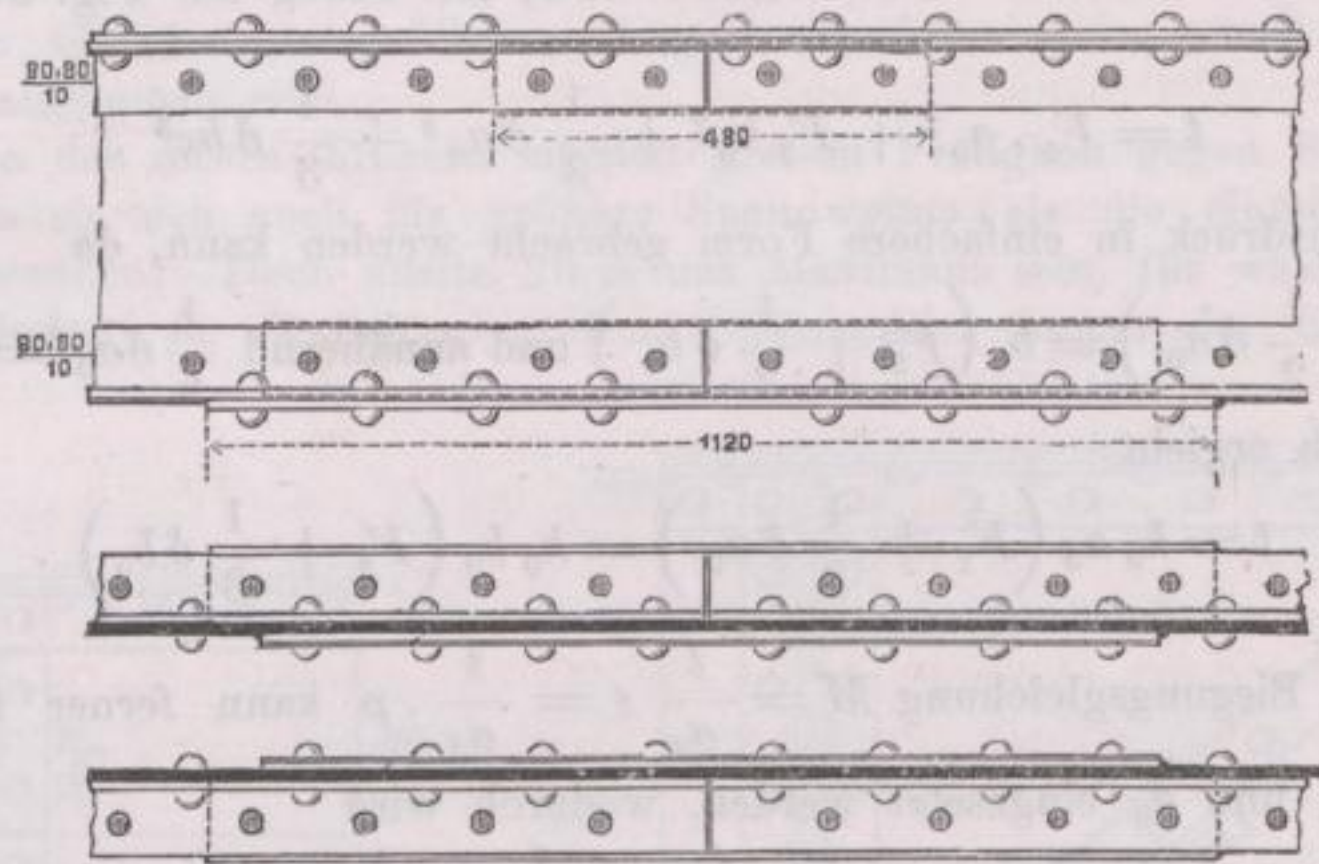


Fig. 307.

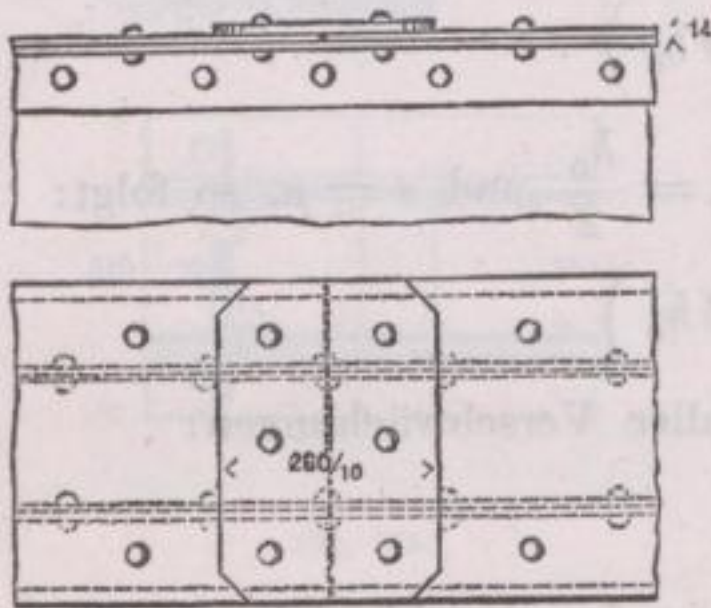


Fig. 308.

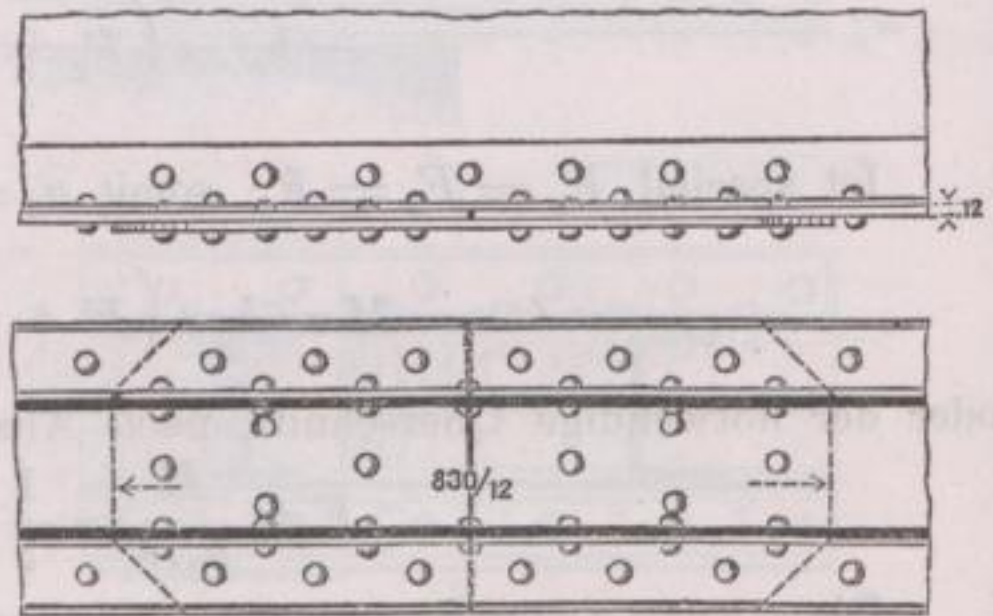


Fig. 309.

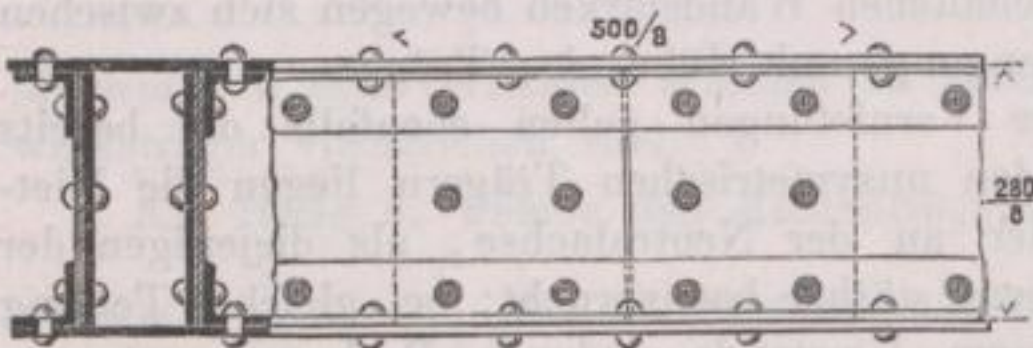


Fig. 310.

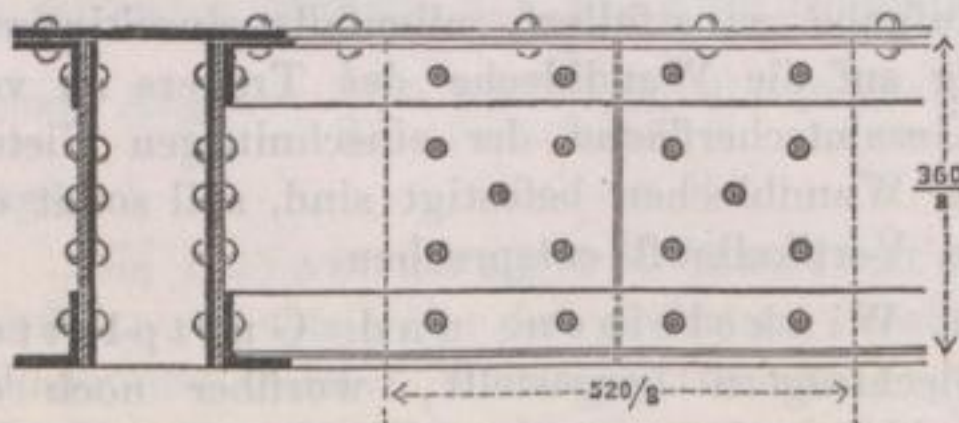


Fig. 311.

Blehbalkenträger mit nicht parallelen Gurten.

Nicht selten kommt es vor, dass eine oder die andere Gurtung eines Trägers gebogen oder polygonal gebrochen ist. Die Konstruktion solcher Träger ist ganz nach den Regeln, welche für Parallelträger entwickelt wurden, durchzuführen. Die Trägerform wird in den meisten Fällen nicht durch theoretische Gründe (Träger gleicher Festigkeit, vergl. Bd. II, S. 116) bestimmt, sondern er-

giebt sich aus der praktischen Anordnung der Träger in der Deckenkonstruktion, wofür die Tafeln IV und XV Beispiele darbieten. Die Berechnung der

Tragfähigkeit solcher Träger läßt sich in einfacher Weise, wie folgt, vornehmen: Denken wir uns den Träger in $z z$, Figur 312, durchschnitten, so können wir uns in den Schwerpunkten A und B der Gurten, tangential der Richtung der letzteren zwei Kräfte S_1 und S_2 wirkend denken, deren Gröfse bei Rücksichtnahme auf den Biegungswiderstand der Blechwand, nach S. 227 zu

$$S_1 = \left(F_1 + \frac{1}{3} \delta a_0 \right) p ,$$

$$S_2 = \left(F_2 + \frac{1}{3} \delta b_0 \right) s$$

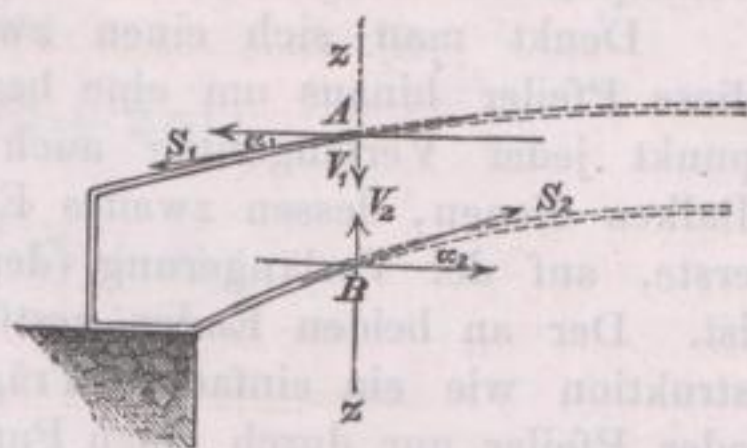


Fig. 312.

sich ergibt. Von diesen Kräften haben nur ihre horizontalen Komponenten ein Moment um die Neutrale Achse, wir erhalten daher:

$$M = S_1 \cdot \cos \alpha_1 \cdot h_0 = \left(F_1 + \frac{1}{3} \delta a_0 \right) p \cdot h_0 \cos \alpha_1 ,$$

$$= S_2 \cdot \cos \alpha_2 \cdot h_0 = \left(F_2 + \frac{1}{3} \delta b_0 \right) s \cdot h_0 \cos \alpha_2 ,$$

woraus sich ergibt:

$$F_1 = \frac{M}{p \cdot h_0 \cos \alpha_1} - \frac{1}{3} \delta a_0 ,$$

$$F_2 = \frac{M}{s \cdot h_0 \cos \alpha_2} - \frac{1}{3} \delta b_0 .$$

Die vertikalen Komponenten V_1 und V_2 der Kräfte S_1 und S_2 üben einen Einfluss auf die Gröfse der Vertikalkraft V aus, welche in $z z$ vorhanden ist. Es ergibt sich:

$$V_1 = S_1 \cdot \sin \alpha_1 = \frac{M}{h_0} \tan \alpha_1 ,$$

$$V_2 = S_2 \cdot \sin \alpha_2 = \frac{M}{h_0} \tan \alpha_2 ,$$

somit wird die wirkliche Vertikalkraft V' des Querschnittes $z z$

$$V' = V - (V_1 + V_2) ,$$

woraus die Schubspannung in der Neutralefaser und die Dicke der Blechwand in bekannter Weise zu finden sind.

Die Gröfsen der äufseren Kräfte und Momente, welche in den vorstehenden Berechnungen vorkommen, sind abhängig von der statischen Anordnung des Trägers und der Art und Weise der Belastung. In ersterer Hinsicht kommt es hauptsächlich darauf an, ob der Träger ein einfacher oder kontinuierlicher ist. In Band II haben wir die nötigen Daten zur Berechnung der Vertikalkräfte und Momente solcher Träger gegeben und wiederholen, dafs bei den kontinuierlichen Trägern eine genaue Berechnung nur von Wert ist, wenn angenommen werden darf, dafs die gegenseitige Höhenlage der Stützpunkte unverändert dieselbe bleibt, wie sie der Berechnung zu Grunde gelegt wurde.

Um die Vorteile des kontinuierlichen Trägers zu haben und doch von einer allenfalls eintretenden Veränderung der Höhenlage einzelner Stützpunkte unabhängig zu sein, hat man vielfach eiserne Träger nach dem System der

von Gerber zuerst konstruierten und ihm patentierten Träger mit freischwebenden Stützpunkten (Gelenkträger) ausgeführt. Das Princip dieser Träger ist das folgende:

Denkt man sich einen zwischen zwei Pfeilern liegenden Balken über diese Pfeiler hinaus um eine bestimmte Gröfse verlängert, so kann der Endpunkt jeder Verlängerung auch als Stützpunkt für einen weiteren (freien) Balken dienen, dessen zweites Ende entweder auf einen Pfeiler, oder, wie das erste, auf der Verlängerung (dem Stützbalken) einer dritten Oeffnung gestützt ist. Der an beiden Enden gestützte freie Balken ist in Berechnung und Konstruktion wie ein einfacher Träger zu behandeln, da er mit dem Stützbalken oder Pfeiler nur durch einen Punkt verbunden sein soll, der über seine Pfeiler verlängerte Balken hat an seinen Enden die Auflagerkräfte der freien Balken, welche aus der Belastung ohne weiteres gegeben sind, und seine eigene Belastung zu tragen, und wirken diesen Kräften nur die zwei Pfeilerreaktionen entgegen, die somit aus den Gleichgewichtsbedingungen ohne jede Beachtung der Biegung vollkommen sicher und einfach bestimmt werden können. Ebenso sind die inneren Spannungen leicht und mit derselben Sicherheit, wie die des einfachen Balkens zu berechnen.

Da nach dem eben Entwickelten die Pfeilerreaktionen durchaus nicht von der Biegung sondern nur von der Gröfse und der Verteilung der Last abhängig sind, so kann auch die Senkung eines Pfeilers keinen Einfluss auf die inneren Spannungen der Träger ausüben.

Aus der Anordnung der Träger mit freitragenden Stützpunkten ergibt sich, dafs immer auf eine Oeffnung mit freiem Balken eine solche mit durchlaufendem (steifen) Träger folgen mufs (Fig. 313).

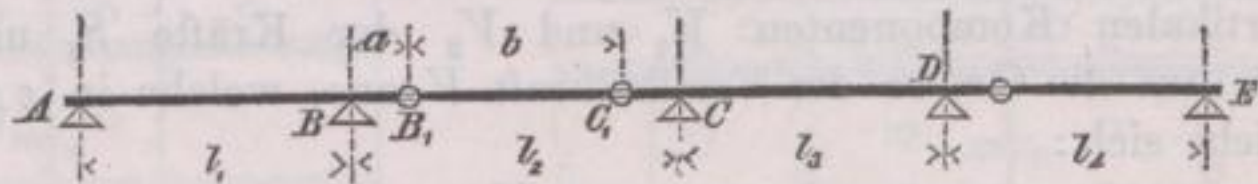


Fig. 313.

Ist g das Eigengewicht pro Längeneinheit, k die zufällige Last, somit $q = g + k$ die Gesamtbelastung eines solchen Trägers, so erhält man die Werte M und V mit Rücksicht auf die Fig. 313 in folgender Weise:

a) Oeffnungen mit freiliegenden Enden:

Träger $B_1 C_1$: Auflagerdruck B_1 oder $\max V = \frac{qb}{2}$,

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

b) Oeffnungen mit überhängendem Ende:

Trägerstück AB : Der grösste Auflagerdruck (AB belastet, BB_1 und $B_1 C_1$ unbelastet) ist: $A = \frac{ql_1}{2} - \frac{g}{2l_1}(ab + a^2)$.

Das Moment der Oeffnung AB wird beeinflusst durch das Moment über der Stütze B und wird zum positiven Maximum, wenn nur AB belastet, zum negativen, wenn nur BB_1 und $B_1 C_1$ belastet sind. Ersteres findet statt für die Abscisse

$$x_0 = \frac{A}{q} = \frac{l_1}{2} - \frac{g}{q} \frac{a}{2l_1} (b + a)$$

und beträgt:

$$M_{\max} = \frac{A^2}{2q}.$$

Trägerstück $B B_1$: Die maximalen V und M treten ein, wenn $B B_1$ und $B_1 C_1$ ganz belastet sind, während die Belastung der Oeffnung $A B$ auf dieselben ohne Einfluss ist; hierbei ist jedoch Bedingung, dass der Träger vom Stützpunkt A sich nicht abheben kann. Es ist:

$$\max V \text{ in } B := -\frac{q}{2}(b + 2a)$$

$$\max M \text{ „ „ } := -\frac{q a}{2}(b + a)$$

Auflagerdruck bei voller Belastung

$$B = \frac{q}{2}(b + 2a + l_1) \text{ u. s. w.}$$

Wenn der Träger einen konstanten Querschnitt erhalten soll, so muss derselbe nach dem größten Biegemoment bestimmt werden. Durch entsprechende Anordnung der Gelenke lassen sich die Verhältnisse der Spannweiten so regulieren, dass die Momente möglichst wenig differieren. In den meisten Fällen wird die Lage der Stützpunkte $A, B, C \dots$ durch die Gesamtanordnung des Trägers bestimmt sein, sodass nur noch die Länge b mehr oder weniger groß gewählt werden kann. Es sei M_1 das Moment über B , M' und M'' dasjenige (positive) im ersten bzw. zweiten Felde, so ist der günstigste Fall der, wenn entweder $M_1 = M'$ oder $M_1 = M''$ ist. Die letztere Bedingung giebt eine einfache Beziehung zwischen l_2 und b , nämlich

$$b = \frac{\sqrt{2}}{2} l_2 = 0,707 l_2,$$

wofür $M_1 = M'' = \frac{1}{16} q l_2^2$ wird. Die weitere Bedingung, dass sich der Träger vom Auflager A nicht abheben kann, muss unter allen Umständen erfüllt sein und ist erfüllt, so lange

$$b \geq \sqrt{4 \frac{q}{q} l_1^2 - l_2^2}$$

ist. Die konstruktive Ausbildung der Gelenkträger wird späterhin an einem Beispiel gezeigt werden, welches in dem Kapitel über die Anwendung der eisernen Träger zur Unterstützung der Mauern und Bildung von Decken folgen wird.

2. Die Gitter- und Fachwerkträger (Träger mit durchbrochenen Wandungen)

erfüllen am vollständigsten den Zweck, mit dem geringsten Materialaufwand eine möglichst große Tragfähigkeit zu erzielen. Dies wird dadurch erreicht, dass man die Gurten in möglichst großer Entfernung von der Neutralachse anordnet und die Ausfüllung zwischen den Gurten statt durch eine kontinuierliche Wand, wie bei den Blechbalken, durch Gitter- und Fachwerk herstellt. Die einzelnen Stäbe der Gurten und der Ausfüllung denkt man sich beim Fachwerk so mit einander verbunden, dass eine Beanspruchung derselben nur auf Zug oder Druck (also die beste Ausnutzung des Materials) stattfindet, was beim Gitterwerk nicht angenommen werden darf; ferner werden im Fachwerk die Stäbe nur in einer solchen Zahl angeordnet, dass die Beanspruchung jedes einzelnen mit Sicherheit auf einfachem statischen Wege bestimmt werden kann, während beim Gitterwerk dies nur annähernd auf Grund mehr oder weniger willkürlicher An-

nahmen geschehen kann. Es stellt sich somit eine principielle Verschiedenheit zwischen Gitter- und Fachwerk heraus, welche sich weiter darin zeigt, daß beim Fachwerk die Stäbe einfach zwischen den Gurtungen verlaufen, während sie beim Gitterwerk sich mehrfach kreuzen, indem sie dabei Maschen bilden und an ihren Kreuzungspunkten fest vernietet sind, sodafs die Ausbiegung eines einzelnen Stabes eine Biegung der sämtlichen, ihn kreuzenden Stäbe bedingt.

Die Fachwerk- bzw. Gitterträger finden im Hochbau bei Deckenkonstruktionen verhältnismäfsig selten — bei den gröfsten Spannweiten und für sehr bedeutende Belastungen — Anwendung, da es unrationell ist für kleinere Spannweiten Fachwerke zu wählen, deren Konstruktionsteile aus praktischen Rücksichten nicht so schwach gehalten werden können, als es theoretisch zulässig wäre. Dagegen finden solche Träger eine umfassende Verwendung bei der Konstruktion der Dächer als Dachbinder, Tragsparren, Längsträger (Pfetten) u. s. w. Wir werden deshalb diese Träger hier nur flüchtig erwähnen und bei den Dachkonstruktionen auf sie zurückkommen.

Bezeichnungen. Bezüglich der Form der Gurten unterscheidet man Träger mit geraden parallelen Gurten (Parallelträger) und Träger mit nicht parallelen, polygonalen oder gebogenen Gurten (Dreiecksträger, Trapezträger, Parabelträger, Sichelträger u. s. w.). Die Fachwerks- bzw. Gitterstäbe haben je nach ihrer Neigung und Beanspruchung verschiedene Benennungen: Geneigte Stäbe heifsen Diagonalen und je nachdem sie gezogen oder gedrückt sind auch Zugbänder oder Streben; vertikale Stäbe bezeichnet man allgemein als Vertikalen, nach ihrer Beanspruchung als Hängeisen, Pfosten oder Ständer u. s. w.

Bei den Fachwerken unterscheidet man einfache, doppelte und mehrfache, je nachdem die Stäbe desselben einfach zwischen den Knoten-

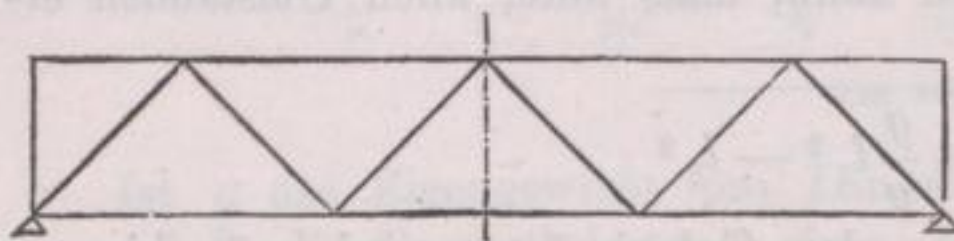


Fig. 314.

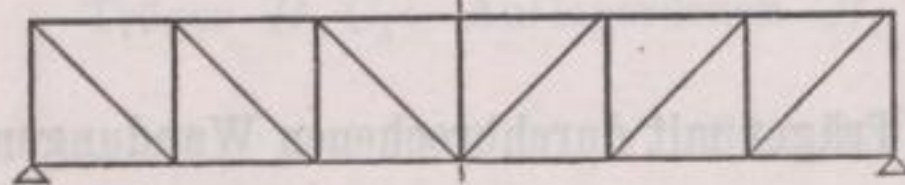


Fig. 316.

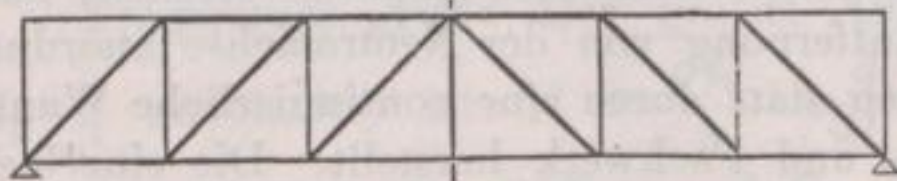


Fig. 315.

punkten verlaufen, oder durch Stäbe eingeschalteter Systeme ein- oder mehrmal gekreuzt werden. Mehrfache Systeme, welche gemeinschaftliche Knotenpunkte haben, heifsen auch kombinierte Fachwerke. Mit Rücksicht auf die Neigung der Gitterstäbe bezeichnet man wohl auch mit dem Namen symmetrisches System ein Fachwerk, dessen sämtliche Streben schiefe Richtung haben (gleiche Anzahl der nach rechts und links geneigten Streben), während das unsymmetrische System ein solches mit teilweise vertikal gerichteten Streben ist.

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Bei geraden parallelen Gurten ist das symmetrische System auch bekannt unter dem Namen: Warrenträger, Névillesches System (Fig. 314), das unsymmetrische unter den Bezeichnungen: Howe-Fachwerk (Fig. 315) und Mohniésches Fachwerk (Zugbandsystem) (Fig. 316), je nachdem seine Vertikalen gezogen oder gedrückt sind. (Vergl. Bd. II, S. 118 u. ff.)

Die Konstruktion der Gitterträger stellen die Figuren 317 bis 320 dar. Solche Träger bestehen im wesentlichen aus den Gurten und den kreuzweise übereinander gelegten und an den Kreuzungsstellen vernieteten Gitterstäben, welche bei den älteren Gitterträgern aus Flacheisen hergestellt wurden (Fig. 317).

Da das eine und zwar das gegen die Trägermitte ansteigende Stabsystem gedrückt ist, während das entgegengesetzt geneigte auf Zug beansprucht ist, Flacheisen aber gegen Druck wenig widerstandsfähig sind, so müssen solche Träger, ähnlich wie die Blechwandträger, durch Absteifungen verstärkt werden, vorzuziehen ist es jedoch, das gedrückte System aus steifen Stäben (Winkel- oder T-Eisen) herzustellen (Figur 318). Die Gurten dieser Träger bestehen aus doppelten Winkleisen oder aus solchen und einem mittleren Stehblech. Im ersten Fall umgreifen die Schenkel der Winkel die Enden der Flacheisenstäbe und stellt ein Niet die Verbindung zwischen Gurt und Ausfüllung her, im letzteren Fall können die Stäbe bequemer an der Mittelrippe befestigt werden.

An den Enden der Träger verdient eine massive Ausfüllung nach Fig. 319 Vorzug, da hiedurch die Transversalkräfte sicherer aufgenommen

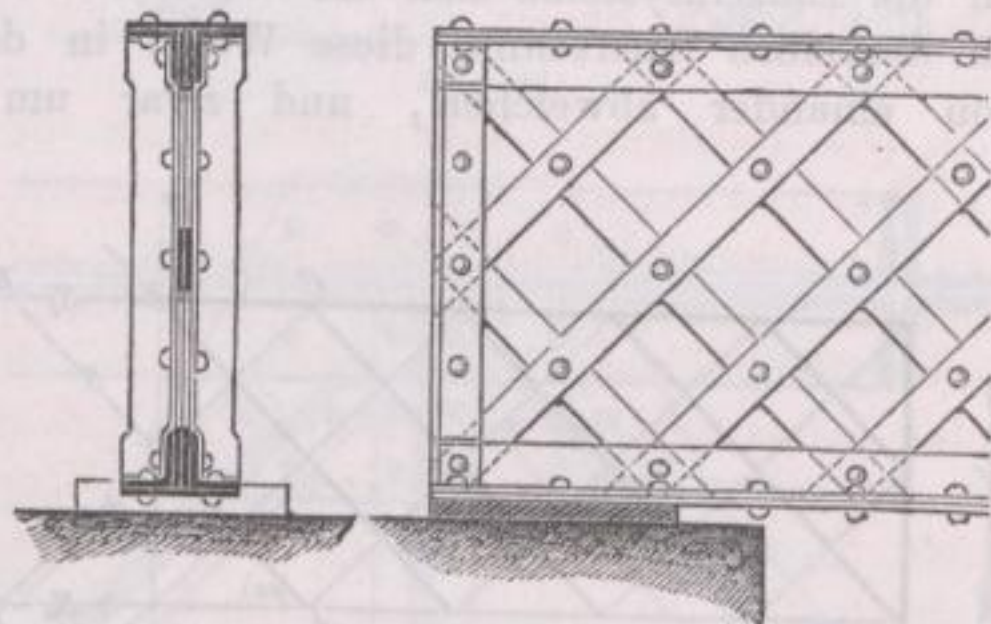


Fig. 317.

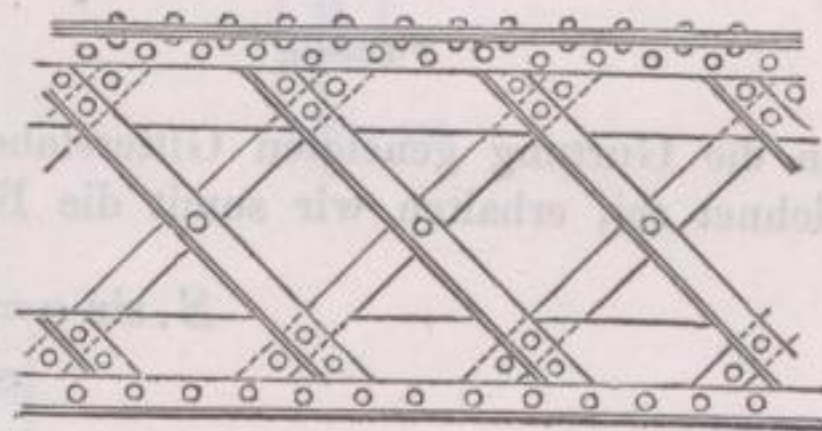


Fig. 318.

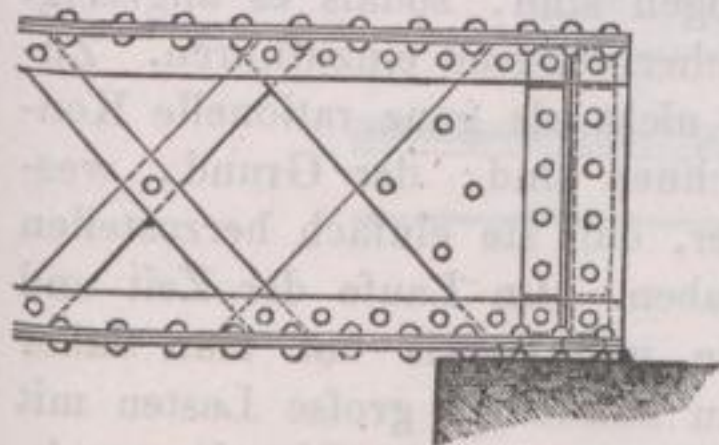


Fig. 319.

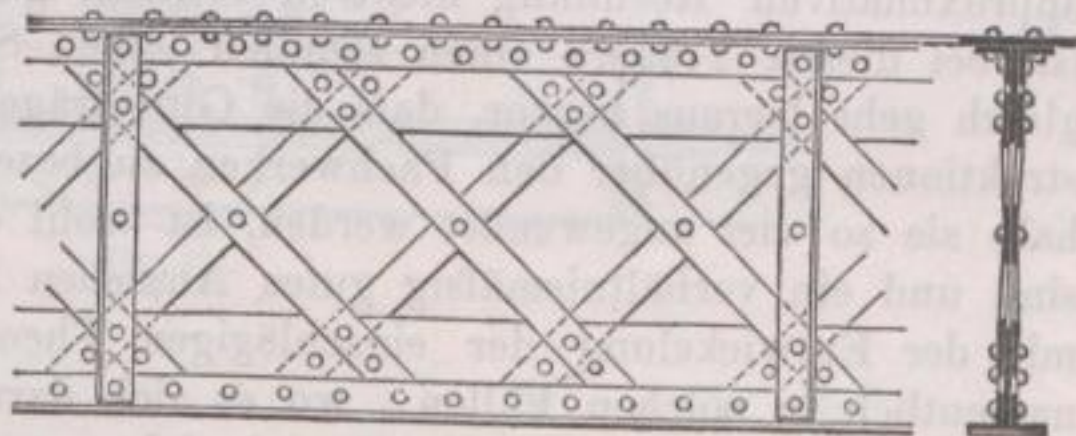


Fig. 320.

werden können. Die Vernietung der Maschen bei vorhandenem Stehblech erfolgt, indem entweder an den Kreuzungspunkten ein Futterblech eingeschoben wird, oder indem man die Stäbe seitlich gegeneinander biegt, bis sie sich berühren, nach Fig. 320.

Eine annähernde Berechnung der Tragfähigkeit bzw. des Querschnittes der Gitterträger mit geraden horizontalen Gurten kann in ähnlicher Weise, wie bei den Fachwerkträgern unter der Annahme durchgeführt werden, daß die Gurtungskräfte nach dem Biegemoment allein und die Stabkräfte nach der Vertikalkraft allein bemessen werden dürfen. Wir erhalten somit die Spannungen S_0 und S_u der oberen oder unteren Gurte, wenn M_{\max} das

größte Moment und h_0 die vertikale Entfernung der Gurtschwerpunkte ist, zu

$$S_0 = \frac{M_{\max}}{h_0} = S_u .$$

Indem man ferner die Gitterwand als ein mehrfaches Fachwerk betrachtet, und für die Einzelsysteme sich die Werte für V gefunden denkt, findet man, daß für denselben Querschnitt diese Werte in den einzelnen Systemen nur wenig von einander abweichen, und zwar um so weniger, je mehr Systeme

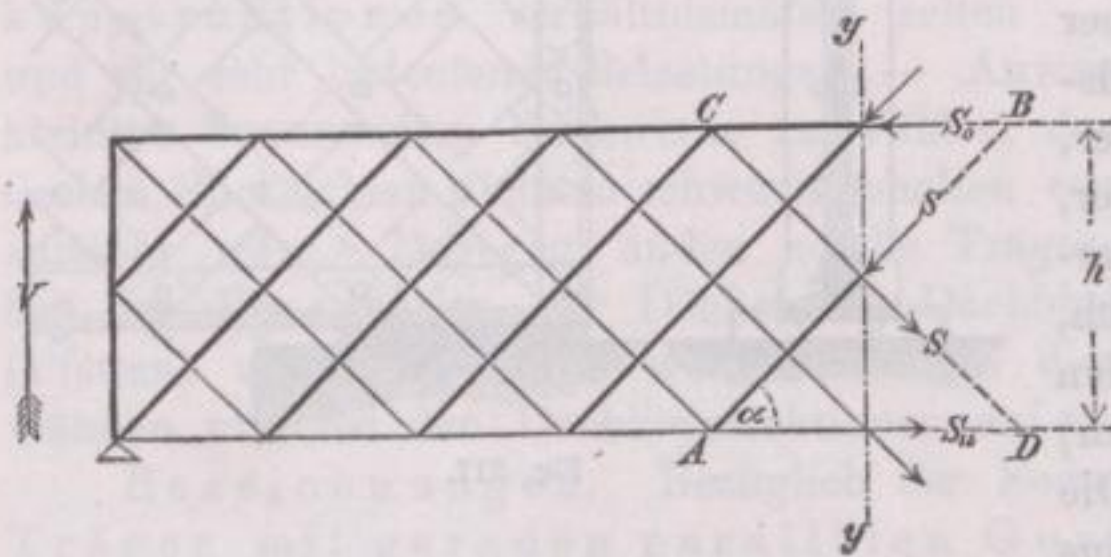


Fig. 321.

in einander geschoben erscheinen. Ist daher n die Anzahl der Teile, in welche ein Gitterstab durch die ihn kreuzenden Stäbe geteilt wird, so dürfen die fraglichen Vertikalkräfte $= \frac{1}{n}$ derjenigen des ganzen Systemes gesetzt werden. Für einen Vertikalschnitt durch die Mitte eines unter dem Winkel α

gegen die Gurtung geneigten Gitterstabes (Fig. 321), dessen Spannung mit S bezeichnet sei, erhalten wir somit die Bedingung:

$$S \cdot \sin \alpha = \frac{1}{n} V ,$$

oder

$$S = \frac{V}{n \cdot \sin \alpha} .$$

Außer den Axialkräften wirken infolge der festen Vernietung der Gitterstäbe untereinander noch Biegungen auf dieselben ein, welche bei der obigen approximativen Rechnung nicht in betracht gezogen sind, sodafs es angezeigt ist, bei diesen Trägern einen ziemlich hohen Sicherheitsgrad einzuführen. Zugleich geht hieraus hervor, daß die Gitterträger nicht als ganz rationelle Konstruktionen gegenüber den Fachwerken zu bezeichnen sind; der Grund, weshalb sie so viel angewendet werden, ist wohl der, daß sie einfach herzustellen sind und ein verhältnismäßig gutes Aussehen haben. Im Laufe der Zeit und mit der Entwicklung der einschlägigen Theorie und Praxis hat man daher namentlich in solchen Fällen, wo es sich darum handelte, große Lasten mit dem wenigsten Materialaufwand und sicher zu übertragen, die Gitterkonstruktion ganz aufgegeben und zur Konstruktion der Fachwerke gegriffen, bei welchen infolge der Klarheit in der ganzen Anordnung und Bestimmtheit der Inanspruchnahme der einzelnen Teile das Material höher belastet und somit viel vollständiger ausgenützt werden kann. In neuerer Zeit geht das Streben der Konstrukteure dahin, nur statisch vollständig bestimmte, nicht mehr als notwendig Stäbe enthaltende Systeme zu konstruieren und in der praktischen Ausführung jene Voraussetzungen zu realisieren, unter welchen eine scharfe Berechnung der Konstruktionen nur möglich ist.

Ein Fachwerkträger einfachster Art, wie er wohl für sehr geringe Belastungen in Anwendung kommt, besteht nach Fig. 322 (S. 235) aus einfachen Gurten in T- oder Winkeleisenform, an deren vertikale Schenkel die Diagonalen befestigt werden können. Bei größeren Trägern, wo die Be-

festigung dieser Stäbe mehr Niete erfordert, kann entweder ein durchlaufendes Gurtstehblech, wie in Fig. 318 (S. 233) angeordnet werden, oder was bei den Fachwerken mit weit abstehenden Knoten häufiger geschieht, die Fachwerkstäbe können an besondere, zwischen den Gurtwinkeln befestigte Blechlappen, die Knotenbleche, befestigt werden. Verbindungen dieser Art stellen die Figuren 323 bis 326 dar, welche dem ausgebildeten Fachwerkssystem angehören, um dessen Ausbildung sich neben anderen Direktor Gerber hoch verdient gemacht hat.

Die Konstruktion der Fachwerke soll es ermöglichen, daß die einzelnen Bestandteile nur auf Zug oder Druck und nicht auf

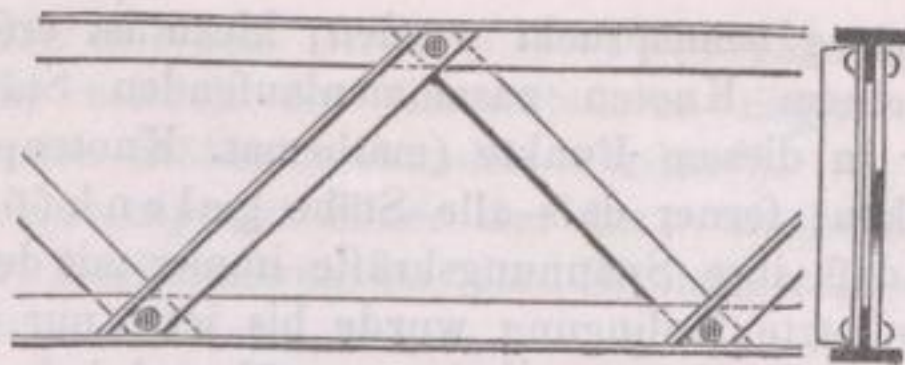


Fig. 322.

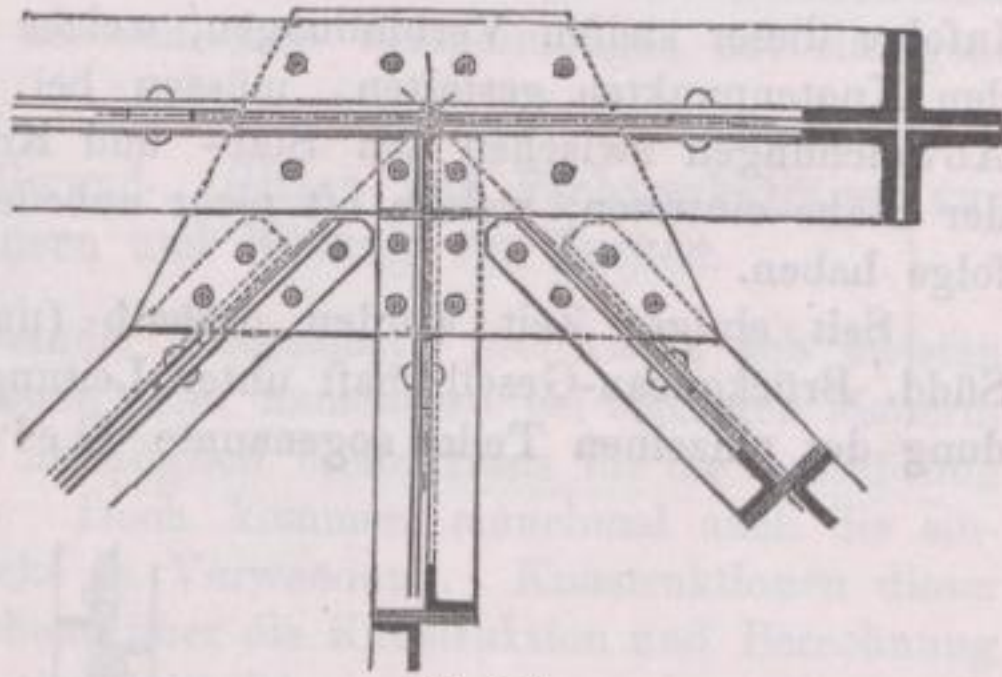


Fig. 323.

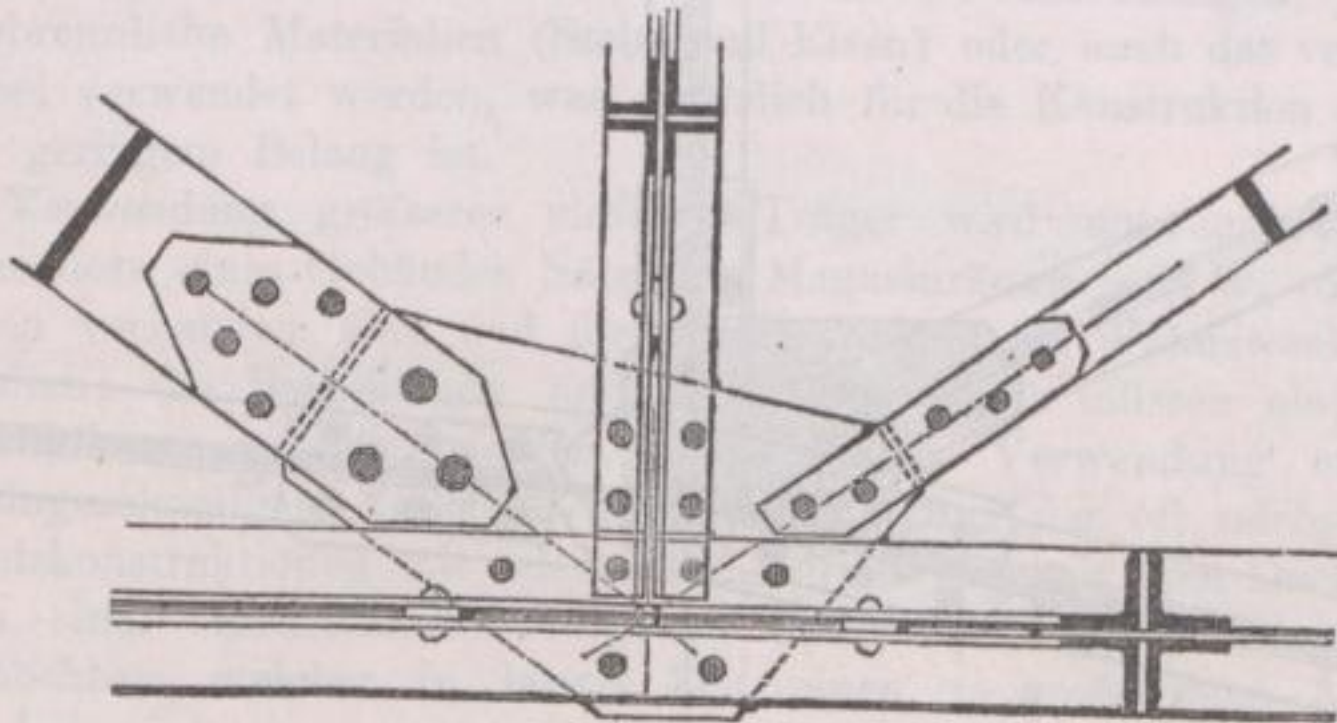


Fig. 324.

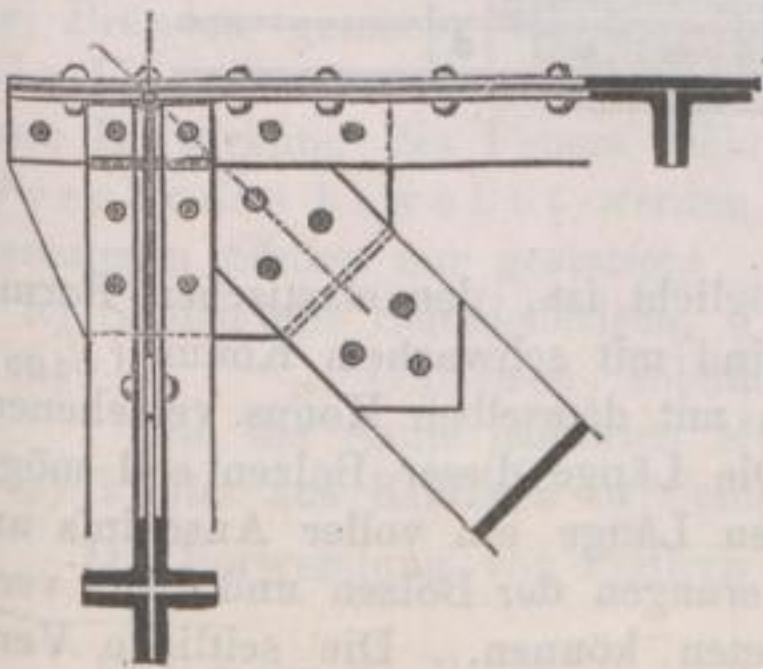


Fig. 325.

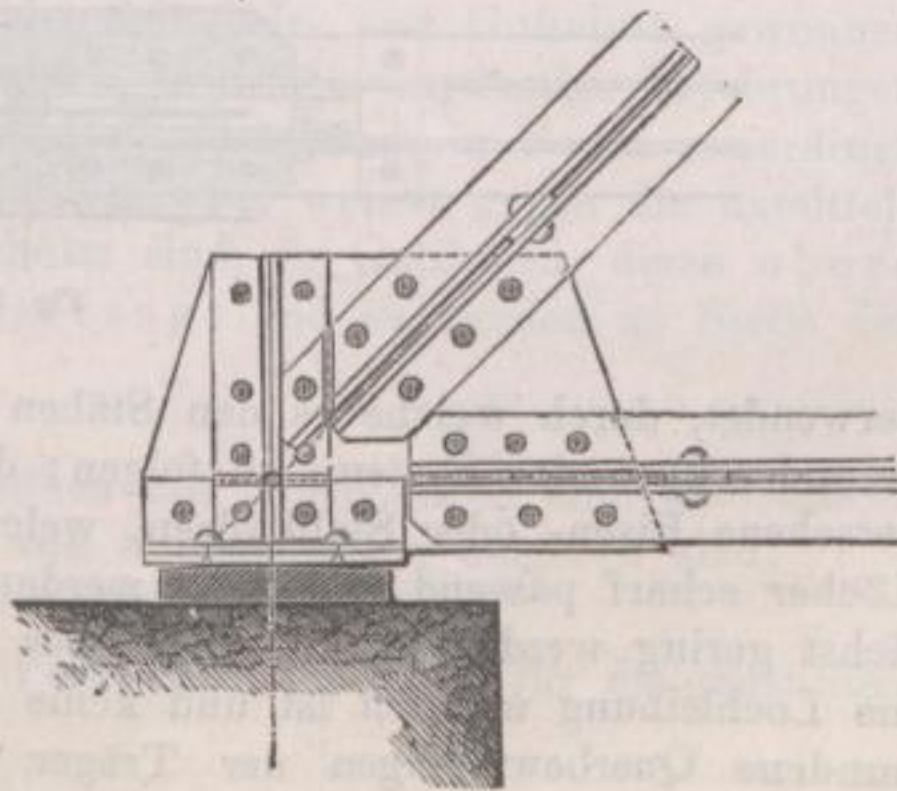


Fig. 326.

Biegung beansprucht werden; hierzu ist erforderlich, daß sich die Achsen aller in einem Knoten zusammenlaufenden Stäbe in einem Punkte schneiden und nur in diesem Punkte (mathemat. Knotenpunkt) die Belastungen des Trägers wirken; ferner daß alle Stäbe gelenkförmig mit einander verbunden sind, so daß ihre Spannkraft immer mit den Stabachsen zusammenfallen müssen. Die letzte Bedingung wurde bis jetzt nur bei den amerikanischen Fachwerkskonstruktionen eingehalten, während bei unseren Fachwerkskonstruktionen anstatt der charnierartigen steife Verbindungen (Vernietungen) ausgeführt wurden. Infolge dieser steifen Verbindungen, welche keine Veränderung der Winkel an den Knotenpunkten gestatten, müssen bei einer Deformation des Fachwerkes Abweichungen zwischen den Stab- und Kraftachsen und somit Krümmungen der Stäbe eintreten, welche oft nicht unbedeutende Sekundärspannungen im Gefolge haben.

Seit einiger Zeit werden deshalb (und zwar in den Ausführungen der Südd. Brückenbau-Gesellschaft unter Leitung des Dir. Gerber) zur Verbindung der einzelnen Teile sogenannte Gelenkbolzen (Centralbolzen)

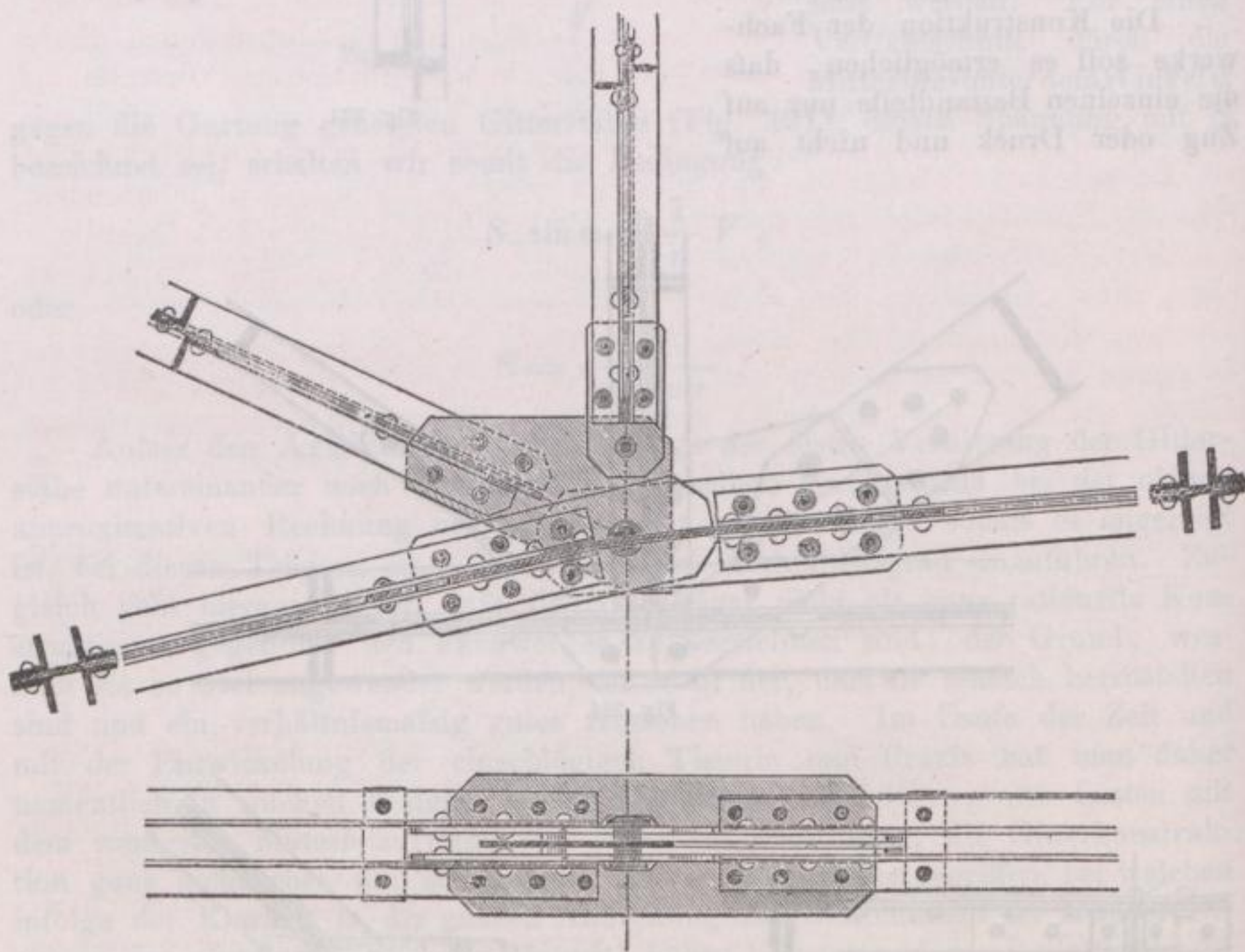


Fig. 327.

verwendet, durch welche es den Stäben ermöglicht ist, den elastischen Formveränderungen des Systems zu folgen; dies sind mit schwachem Konus ($\frac{1}{100}$) versehene Eisen- oder Stahlbolzen, welche in mit demselben Konus versehenen Löcher scharf passend eingesetzt werden. Die Länge dieser Bolzen soll möglichst gering werden, damit nach ihrer ganzen Länge ein voller Anschluss an die Lochleibung möglich ist und keine Lockerungen der Bolzen und damit verbundene Querbewegungen der Träger eintreten können. Die seitliche Versteifung dieser Gelenke, ohne Beeinträchtigung der Beweglichkeit der Verbindungen

ding in der Trägerebene, erfolgt durch eine dem Direktor Gerber patentierte Anordnung flacher Eisenstäbe, welche seitlich des Centralbolzens liegen und mit den im Knotenpunkte sich treffenden Stäben verbunden werden *).

Fig. 327 (S. 236) stellt einen Knotenpunkt dieser Art dar, welcher der von Direktor Gerber konstruierten Dachkonstruktion der Einsteigehalle des Münchener Bahnhofes entnommen ist.

Wir schliessen hiemit die Besprechung der Fachwerkträger, indem wir uns vorbehalten, bei den Dachkonstruktionen das Nähere über die Konstruktion und Berechnung der Verbindungen und der seitlichen Verspannungen nachzutragen.

3. Verwendung der eisernen Vollwand-, Gitter- und Fachwerkträger zur Unterstützung von Mauern und Bildung von Decken.

Zur Unterstützung auszuwechselnder Tragmauern werden in den meisten Fällen die Kastenträger am geeignetsten sein, namentlich bei stärkeren Mauern, weil bei ihnen am einfachsten eine hinlänglich breite Basis für die Aufführung der Wand gewonnen werden kann. Doch kommen manchmal auch die einfachen Blechträger für solche Zwecke in Verwendung. Konstruktionen dieser Art sind so einfach, dass dem vorstehend über die Konstruktion und Berechnung der Träger Angegebenen nichts hinzuzufügen ist.

Bei der Konstruktion der Decken unterscheidet man vollständig feuersichere und teilweise feuersichere Anordnungen, je nachdem nun unverbrennliche Materialien (Stein und Eisen) oder auch das verbrennliche Holz hierbei verwendet werden, was natürlich für die Konstruktion des Trägers selbst von geringem Belang ist.

Die Verwendung grösserer eiserner Träger wird notwendig, wenn im unteren Geschoss eines Gebäudes Säle oder Magazinräume u. s. w. von grösseren Dimensionen vorhanden sind und die oberen Etagen zu Wohnzwecken benutzt werden sollen; die Balkenlagen und deren Tragwände müssen alsdann durch Eisenkonstruktionen gestützt werden. Eine weitere Verwendung ergibt sich auch bei eingeschossigen Anlagen, wenn zur Stützung der oft reichgegliederten Decken Holzkonstruktionen mit oder ohne Verbindung mit dem Dachstuhl ausgeschlossen sind. Konstruktive Aufgaben dieser Art ergaben sich vielfach im Eisenbahnhochbau, welcher in letzter Zeit einen so grosartigen Aufschwung genommen hat.

Die Unterstützungen der Träger können durch gemauerte Pfeiler, Werksteinpfeiler oder Pfeiler bzw. Säulen aus Schmiede- und Gufseisen gewonnen werden. Nachdem mit gufseisernen Säulen mehrfach ungünstige Erfahrungen bei Bränden gemacht wurden, hat das Polizeipräsidium in Berlin neuerdings die Verwendung gufseiserner Säulen, welche gegen die unmittelbare Einwirkung des Feuers nicht geschützt sind, in Gebäuden, deren obere Geschosse bewohnt werden, untersagt und es werden an Stelle der genannten Säulen nur gestattet:

- a) Säulen aus Schmiedeeisen,
- b) „ „ Gufseisen, sobald dieselben mit einem durch eine Luftschicht von der Säule isolierten Mantel von Schmiedeeisen umgeben sind,
- c) Pfeiler aus Klinkern in Cementmörtel **).

Die Verwendung von Pfeilern aus Werksteinen ist somit für die genannten

*) Zeitschr. für Baukunde 1882, S. 541.

***) Deutsche Bauzeitung 1884, S. 190.

Fälle ebenfalls ausgeschlossen, während für Fabrik- und Geschäftsräume, welche in den oberen Stockwerken keine Wohnungen enthalten, eine Beschränkung dieser Art nicht existiert.

Die nachfolgende Konstruktion einer massiven gewölbten Decke bietet zugleich ein bemerkenswertes Beispiel der praktischen Ausführung

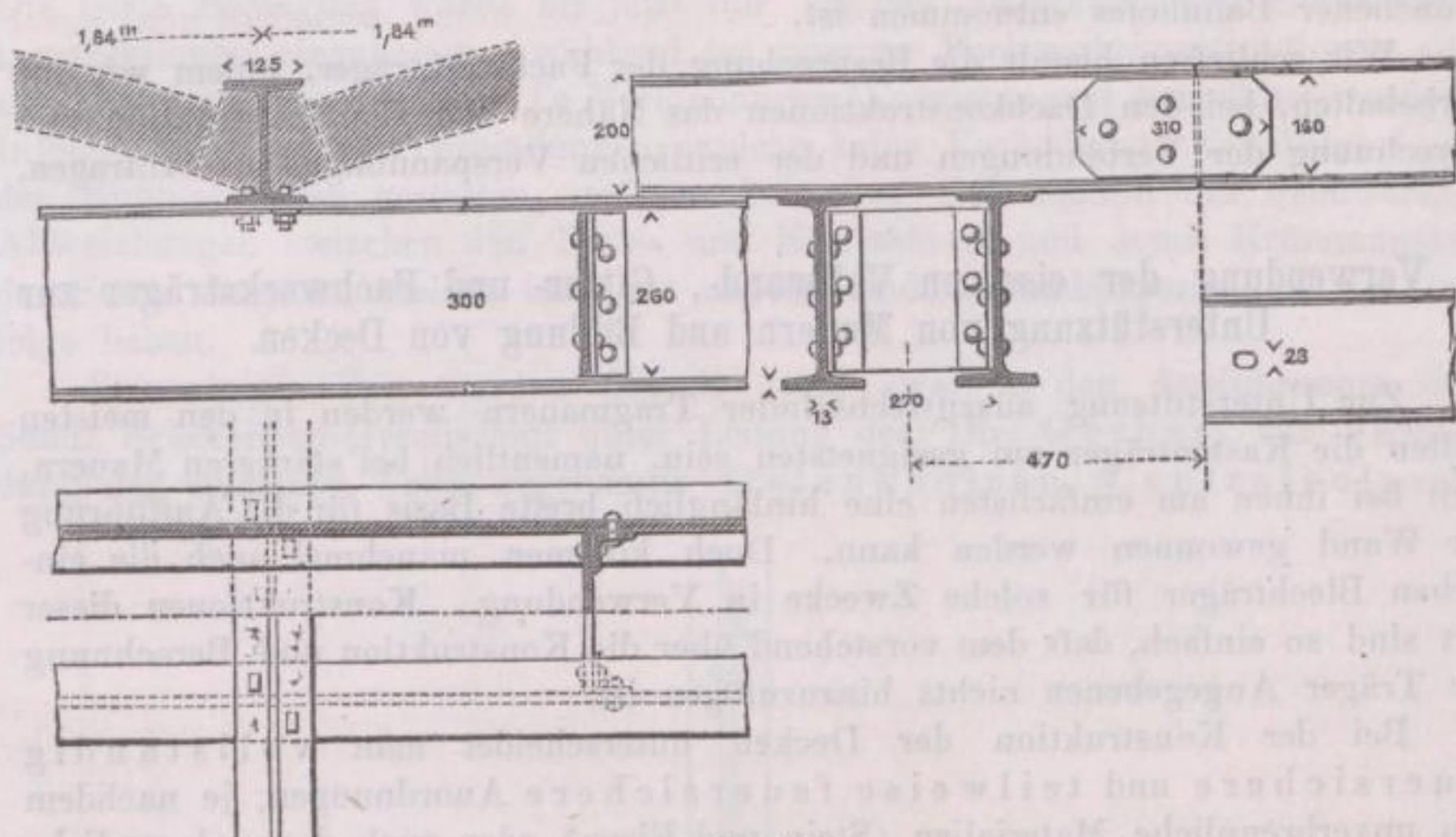


Fig. 328.

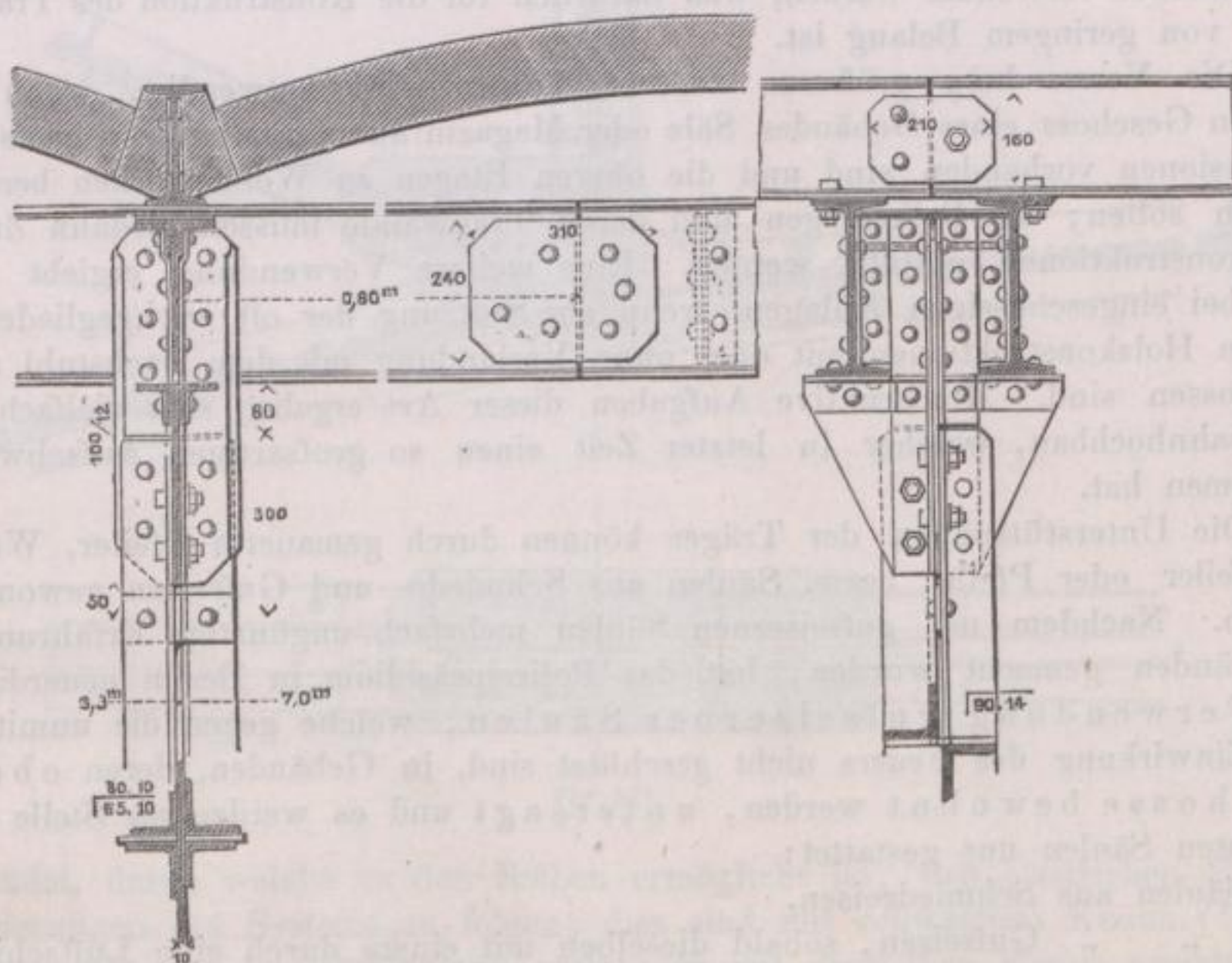


Fig. 329.

kontinuierlicher Gelenkträger dar, es ist dies die von Gerber entworfene Deckenkonstruktion einer Stallung des freiherrlich von Cramer-Klett'schen Gutsverwaltung in Hohenaschau*). Die Decke dieses, 21,7 auf

*) Ausführlich mitgeteilt in der Zeitschr. f. Baukunde 1882, S. 543, Bl. 35 u. 36.

30,7 m, somit 666 qm großen Raumes bilden flache gewölbte Kappen, welche zwischen Doppelt-Eisen eingespannt sind. Letztere in der Breite des Raumes sich erstreckende Träger (Querträger) erhalten ihre Zwischenunterstützungen durch vier als Unterzüge wirkende Hauptträger, welche außerdem auch die Stuhlsäulen der Dachkonstruktion zu tragen haben. Diese Hauptdeckenträger bestehen nach Figur 328 aus zwei in der Entfernung von 283 mm neben einander liegenden Doppelt-T-Trägern, welche durch Querrahmen mit einander verbunden und zwischen den Umfangsmauern mit fünf freischwebenden, zwischen fünf eisernen Pfeilern angeordneten Gelenken versehen sind. Die Verbindung

Fig. 331.

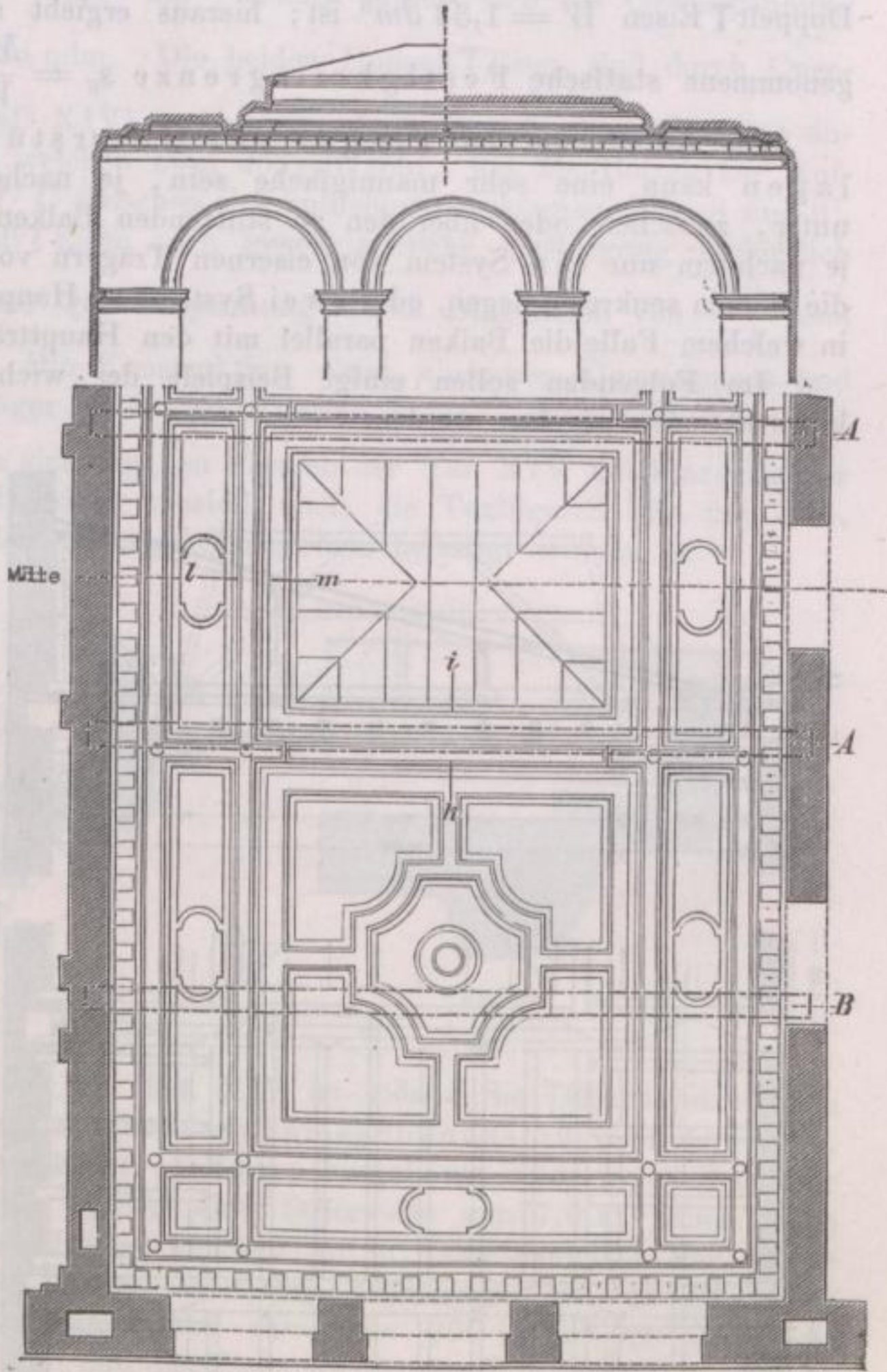


Fig. 332.

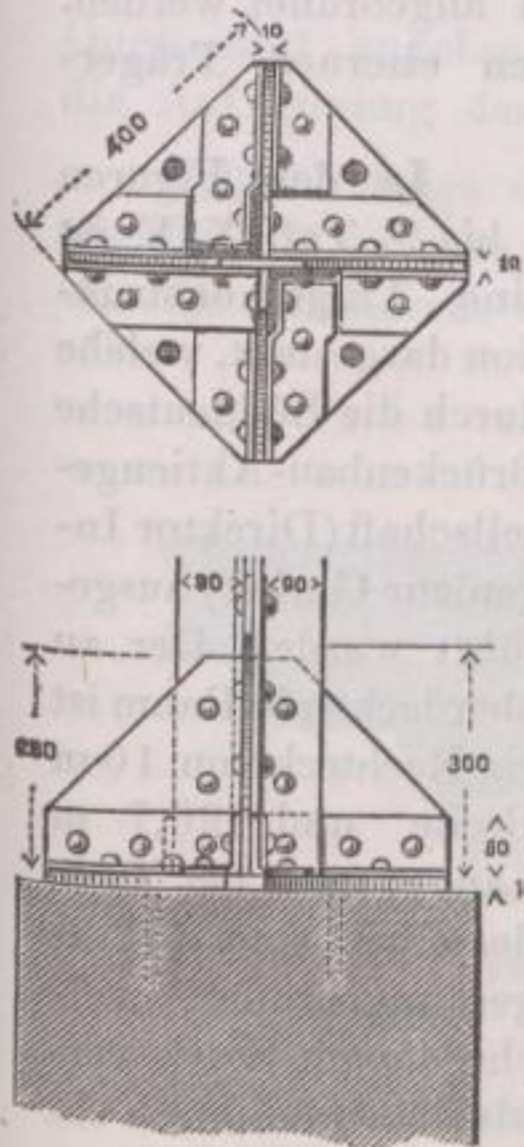


Fig. 330.

an den Stößen ist durch Laschen, welche die Vertikalrippen umfassen, und Bolzen nach Figur 329 hergestellt. Diese Figur zeigt auch die Konstruktion der aus zwei, in Kreuzform angeordneten Winkeleisen bestehenden schmiedeeisernen Pfeiler samt ihrer Verbindung mit den Unterzügen; während die Auflagerung auf den Fundamenten durch Figur 330 anschaulich gemacht

ist. Um das Vieh vor Beschädigungen durch die scharfen Winkeleisenkanten zu schützen, wurden diese Pfeiler mit leichten gußeisernen Hohlcylindern umgeben.

Die Querträger sind unter Anwendung von Laschen und Bolzen über den Hauptdeckenträgern gestosfen und mit denselben durch Verschraubung der Flanschen verbunden; in der 5,4 m weiten Mittelöffnung jedoch sind auch die Querträger als Träger mit freischwebenden Stützpunkten ausgeführt (Fig. 328, S. 238).

In der meist beanspruchten Oeffnung der Hauptträger beträgt das auf ruhende Last mit dem Koeffizienten ν des Spannungswechsels (S. 64) reduzierte Belastungsmoment $M_g = 248 t$, während das Widerstandsmoment der beiden Doppelt T Eisen $W = 1,33 dm^3$ ist; hieraus ergibt sich die als zulässig angenommene statische Festigkeitsgrenze $s_g = \frac{M_g}{W} = 187 \frac{t}{qdm}$.

Die Anordnung der Träger zur Unterstützung von Balkenlagen kann eine sehr mannigfache sein, je nachdem die eisernen Träger unter, zwischen oder über den zu stützenden Balken angeordnet werden und je nachdem nur ein System von eisernen Trägern vorhanden ist, zu welchen die Balken senkrecht liegen, oder zwei Systeme — Haupt- und Zwischenträger —, in welchem Falle die Balken parallel mit den Hauptträgern angeordnet werden.

Im Folgenden sollen einige Beispiele der wichtigsten eisernen Trägerkonstruktionen gegeben werden.

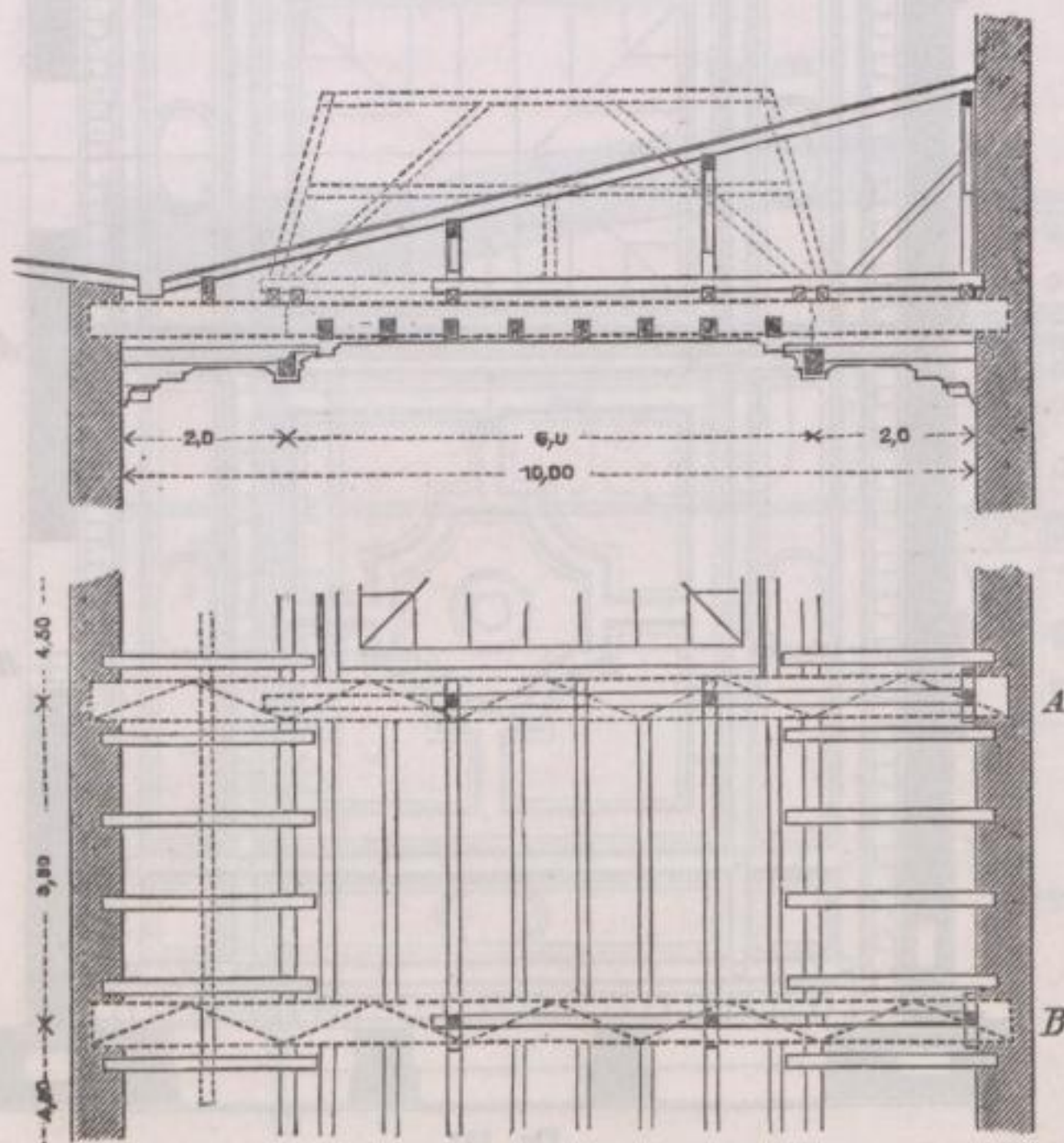


Fig. 333.

In den Figuren 1 bis 9, Taf. XIV ist eine Trägerkonstruktion dargestellt, welche durch die Süddeutsche Brückenbau-Aktiengesellschaft (Direktor Ingenieur Gerber) ausgeführt wurde. Der zu überdeckende Raum ist ein Rechteck von 10 m Breite und 20,7 m Länge; nach der Tiefe desselben sind 4 Träger angeordnet, welche die mit Stuck verkleidete und durch ein Oberlicht durchbrochene Decke tragen, für welche Fig. 332 (S. 239) den halben Grundriss und Fig. 331 (S. 239) den Querschnitt giebt. Die konstruktive Anordnung der Decke und die Belastungsweise der Träger zeigt Fig. 333. Der Plafond ist so gegliedert, daß ein breiter Rahmen den tiefer liegenden Spiegel umfaßt, wie es Fig. 333 im Querschnitt zeigt. Dementsprechend ist die Balkenlage so angeordnet, daß die Balken, welche den Spiegel bilden, zwischen den Flanschen der Doppelt T Eisen

In den Figuren 1 bis 9, Taf. XIV ist eine Trägerkonstruktion dargestellt, welche durch die Süddeutsche Brückenbau-Aktiengesellschaft (Direktor Ingenieur Gerber) ausgeführt wurde. Der zu überdeckende Raum ist ein Rechteck von 10 m Breite und 20,7 m Länge; nach der Tiefe desselben sind 4 Träger angeordnet, welche die mit Stuck verkleidete und durch ein Oberlicht durchbrochene Decke tragen, für welche Fig. 332 (S. 239) den halben Grundriss und Fig. 331 (S. 239) den Querschnitt giebt. Die konstruktive Anordnung der Decke und die Belastungsweise der Träger zeigt Fig. 333. Der Plafond ist so gegliedert, daß ein breiter Rahmen den tiefer liegenden Spiegel umfaßt, wie es Fig. 333 im Querschnitt zeigt. Dementsprechend ist die Balkenlage so angeordnet, daß die Balken, welche den Spiegel bilden, zwischen den Flanschen der Doppelt T Eisen

liegen, während der vortretende Rahmen durch Stichbalken gebildet wird, die einerseits auf der Mauer, andererseits auf Unterzügen ruhen, welche an dem Träger aufgehängt sind. Außer dem Gewicht der Decke haben sodann die Träger noch das Gewicht des Daches, bzw. der Oberlichtkonstruktion aufzunehmen, wie dies gleichfalls aus Fig. 333 (S. 240) ersichtlich ist.

Für den stärksten belasteten Träger BB beträgt das Moment der permanenten und veränderlichen Belastung, mit dem Schwingungskoeffizienten τ auf ruhende Last reduziert, $M_g = 286$ dmt. Das Trägerprofil besteht aus zwei gekuppelten Doppelt-Eisen, Nr. 40 der deutschen Norm.-Prof.-Skala; für dieselben ist $W = 2 \cdot 1,20 = 2,40$ dm³, sonach ergibt sich als Grenzspannung $s_g = \frac{286}{2,40} = 119,0$ t pro qdm. Die beiden Doppelt-Eisen sind durch Querspannen w, w , (Fig. 2, Taf. XIV) verbunden, deren Zweck oben (S. 224) angegeben wurde und von welchen zwei doppelt sind, um die Bolzen zur Aufhängung der Unterzüge UU zwischen sich aufnehmen zu können (Fig. 8 und 9). Damit die beiden Doppelt-Eisen auch gegen seitliche Ausbiegung einheitlich zusammenwirken, ist eine Querverspannung durch Diagonalen von $\frac{80}{14}$ mm Querschnitt angebracht. Die Konstruktion eines einfachen Querrahmens und die Auflagerung der Träger ist in den Figuren 5 bis 7 dargestellt.

Alles Uebrige dürfte sich aus den Figuren der Taf. XIV mit hinreichender Deutlichkeit ergeben und zeigen speziell noch die Textfiguren 334 und 335, wie die Stuckdecke an dem Konstruktionsgerüste befestigt worden ist.

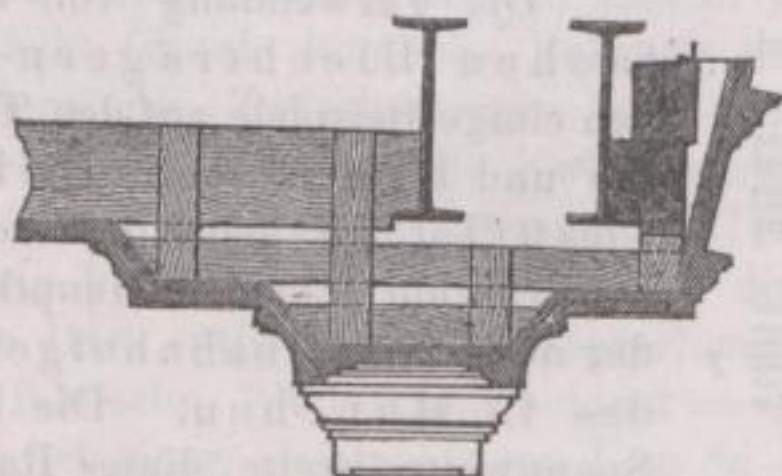


Fig. 334.

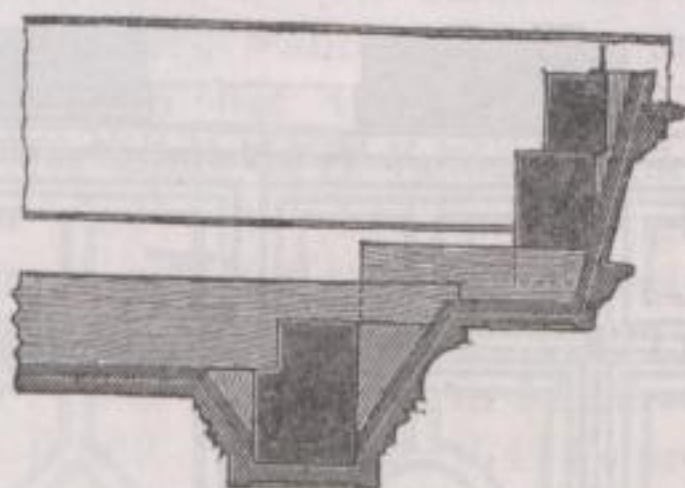


Fig. 335.

In den Figuren 10 bis 17, Taf. XIV ist sodann die Deckenkonstruktion in einem Wartesaal des Bahnhofaufnahmsgebäudes zu Hof dargestellt, wobei die Deckenbalken an Kastenträgern aufgehängt sind, welche bei einer Lichtweite des Saales von 7,18 m eine Stützweite von 7,6 m haben. Die Belastungsbreite für einen Träger beträgt 4,0 m, das Gewicht der Decke 400 kg pro qm; außerdem kommt auf jeden Tragbalken ein von der Dachkonstruktion herrührendes Gewicht von zusammen 200 kg pro qm der Horizontal-Projektion. Diese Last und das Eigengewicht des Trägers (0,02 t pro dm) geben zusammen eine gleichmäßig verteilte ständige Last von $q_0 = 0,21$ und eine desgleichen veränderliche von 0,05 t pro dm; hieraus berechnet sich das reduzierte Moment $M_g = 199$ dmt und das notwendige Widerstandsmoment W zu 1,24 dm³.

Die Dimensionen des Trägerquerschnittes, welcher für den ganzen Träger konstant ist, sind die folgenden:

Obergurt	320 . 10 mm,
Obere Winkeleisen	80 . 80 . 10 mm,
2 Wandbleche	360 . 8 mm,
Untere Winkeleisen	80 . 80 . 12 mm.

Nach Abzug aller Verschwächungen beträgt das Widerstandsmoment desselben $W = 1,34 \text{ dm}^3$. Alle Konstruktionsteile laufen ungestoßen durch den Träger, mit Ausnahme der Wandbleche, welche in der Trägermitte gestoßen und durch einseitige Laschen nach Fig. 10 verbunden sind. Die Anhängung der Deckenbalken zeigt der Querschnitt Figur 15 (Tafel XIV), das Auflager Fig. 14 und ist dieses außerdem noch in den Figuren 13 bis 17 in größerem Maßstabe dargestellt. Diese Figuren zeigen auch die bei den Gerberschen Trägerkonstruktionen angewendeten Lagerplatten, welche durch zwei Dübel mit dem Auflagerstein verbunden sind. Die sichere Auflagerung der Träger ist durch eiserne oder stählerne Dorne ermöglicht, welche mit Spielraum (um Längenausdehnungen zu gestatten) in entsprechende Löcher in den Lagerflacheisen eingreifen. Durch einen

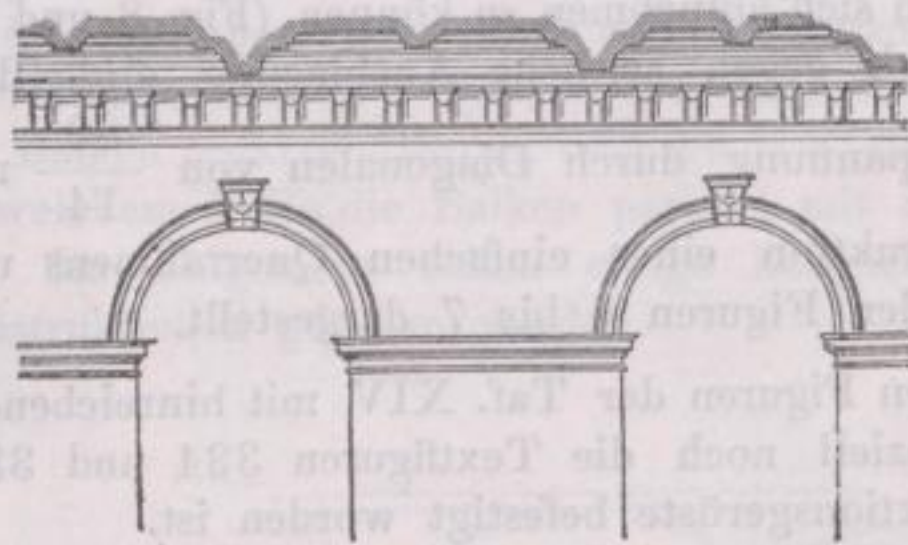


Fig. 336.

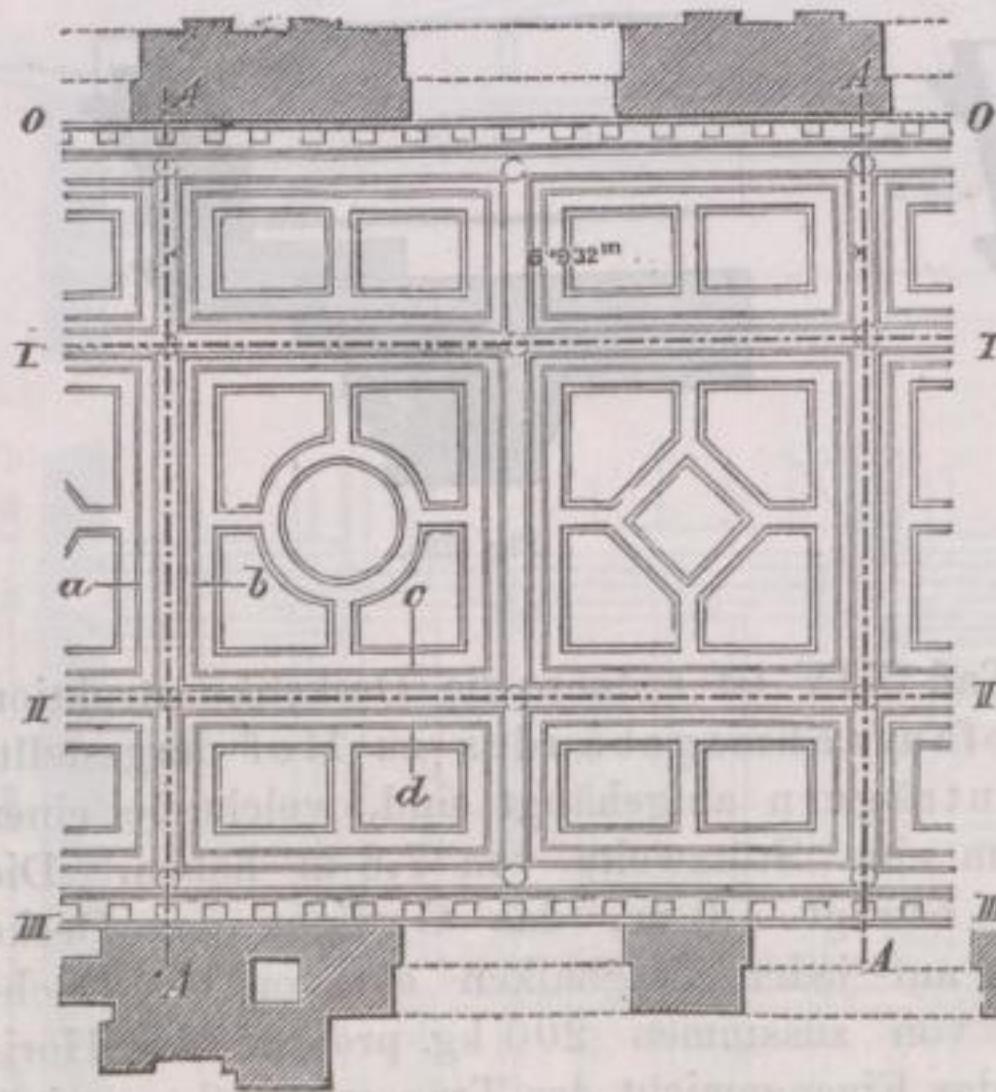


Fig. 337.

der Ansicht des Trägers beigegebenen Horizontalschnitt (Fig. 11) und eine obere Draufsicht (Fig. 12) ist die Konstruktion der Kastenträger, namentlich auch der zur Absteifung und Verbindung der Blechwände dienenden Querrahmen hinreichend deutlich gemacht.

Die Verwendung von einfachen Blechträgern mögen einige Beispiele auf den Tafeln XV und XVI erläutern. Die Figg. 1 bis 9 (Taf. XV) geben die Deckenkonstruktion über dem Hauptkorridor des Centralbahnhofgebäudes in München. Die lichte Spannweite (Breite) dieses Raumes beträgt 8,0 m. Die Unterstützung der Decke ist bewirkt durch die Träger $A A$ (Hauptträger) Fig. 336 u. 337, welche außerdem im oberen Stockwerk $\frac{1}{2}$ Stein starke Scheidewände (aus Hohlziegeln aufgeführt) zu unterstützen haben; zwischen den Hauptträgern liegen in den Linien $I I$ und $II II$ Querträger, auf welchen die Balken ruhen. Die Querträger in der Linie $II II$ tragen ferner eine 1 Stein starke Längswand im I. Stock, ebenfalls aus Hohlsteinen hergestellt und durch die Dachkonstruktion belastet, wie die Konstruktionsskizze Fig. 338 (S. 243) erkennen läßt.

Zugleich ersieht man daraus, daß die Hauptträger durch gleichmäßig verteilte Last auf der Strecke I bis III , wie auch durch konzentrierte Kräfte in

den Punkten I und II beansprucht sind. Die genannte gleichmäßige Last beträgt ${}^0P = 4,35$ t oder ${}^0q = 0,072$ per Längeneinheit; konzentriert wirken in I ständig: 25,67, veränderlich: 7,35, zusammen: 33,02 t; in II ständig: 7,03, veränderlich: 3,02, zusammen: 10,05 t. Hieraus ergibt sich das Maximalmoment, welches in I liegt, reduziert auf ruhende Belastung zu $M_g = 755,21$ dmt, somit für die Festigkeitsgrenze 160 t pro qdm das notwendige Widerstandsmoment der Hauptträger $W = 4,72$ dm³, welchem das wirkliche Widerstandsmoment mit 4,76 gegenübersteht.

Die Zwischenträger in den Linien II und III sind, den Belastungen entsprechend, verschieden stark konstruiert und an den Hauptträgern mittelst Bolzen angehängt. Um die Längenveränderungen derselben bei Temperaturwechsel auszugleichen, sind in jedem zweiten Felde die Enden beweglich gemacht (durch längliche Bohrung der Bolzenlöcher), während in den übrigen Feldern die Zwischenträger mit den Hauptträgern fest vernietet sind. Auf Tafel XV sind nur die Zwischenträger in der Linie III in den Figuren 5 bis 9 zur Darstellung gekommen. Dieselben sind mit 0,144 t pro dm gleichmäßig belastet, wovon 0,101 auf die konstante und 0,043 auf die veränderliche Last entfallen; dementsprechend ist $M_g = 97,42$ dmt, $W = 0,609$ dm³; das faktische Widerstandsmoment = 0,72 dm³. Für die Träger in II berechnet sich bei einer gleichmäßigen Last ${}^0p + {}^v p = 0,369 + 0,105 = 0,474$ t pro dm das notwendige Widerstandsmoment zu $W = 1,95$ dm³, welchem ein Querschnitt entspricht, der folgendermaßen kotiert ist: Obere Gurtplatte: 360 . 12 mm, Obere Winkel: 70.70.10; Wandblech: 560 . 10; Untere Winkel: 80 . 80 . 10.

Die Hauptträger A sind in den Figuren 1 bis 3 in Ansicht, Horizontalschnitt und Draufsicht dargestellt; sie sind außer mit den Steifen am Ansatz der Querträger noch mit schrägen Steifen, von den Auflagern ausgehend versehen. Die Mittelwand ist zweimal gestoßen, während die Gurten ohne Stoß hergestellt sind, sie bestehen aus Winkeln und 2 Lamellen, von denen jedoch nur eine durch die ganze Trägerlänge beibehalten ist, während die zweite in einer Entfernung von 1,415 m vom Trägerende abgesetzt ist. Die Verbindung zwischen Haupt- und Querträgern zeigen die Figuren 7 bis 9, das Auflager der Hauptträger mit den oben besprochenen Auflagerplatten, Fig. 4, während Fig. 10 das Profil des Hauptträgers in größerem Maßstabe darstellt.

Die architektonische Gliederung der Decke zeigen die Figuren 336 u. 337 (S. 242) im Grundriss und Längsschnitt; wie man sieht, sind die Haupt- und Querträger als Unterzüge mit dazwischen vertieften Kassettenfeldern ausgebildet und ist außerdem zwischen je zwei Hauptträgern, parallel zu diesen, ein

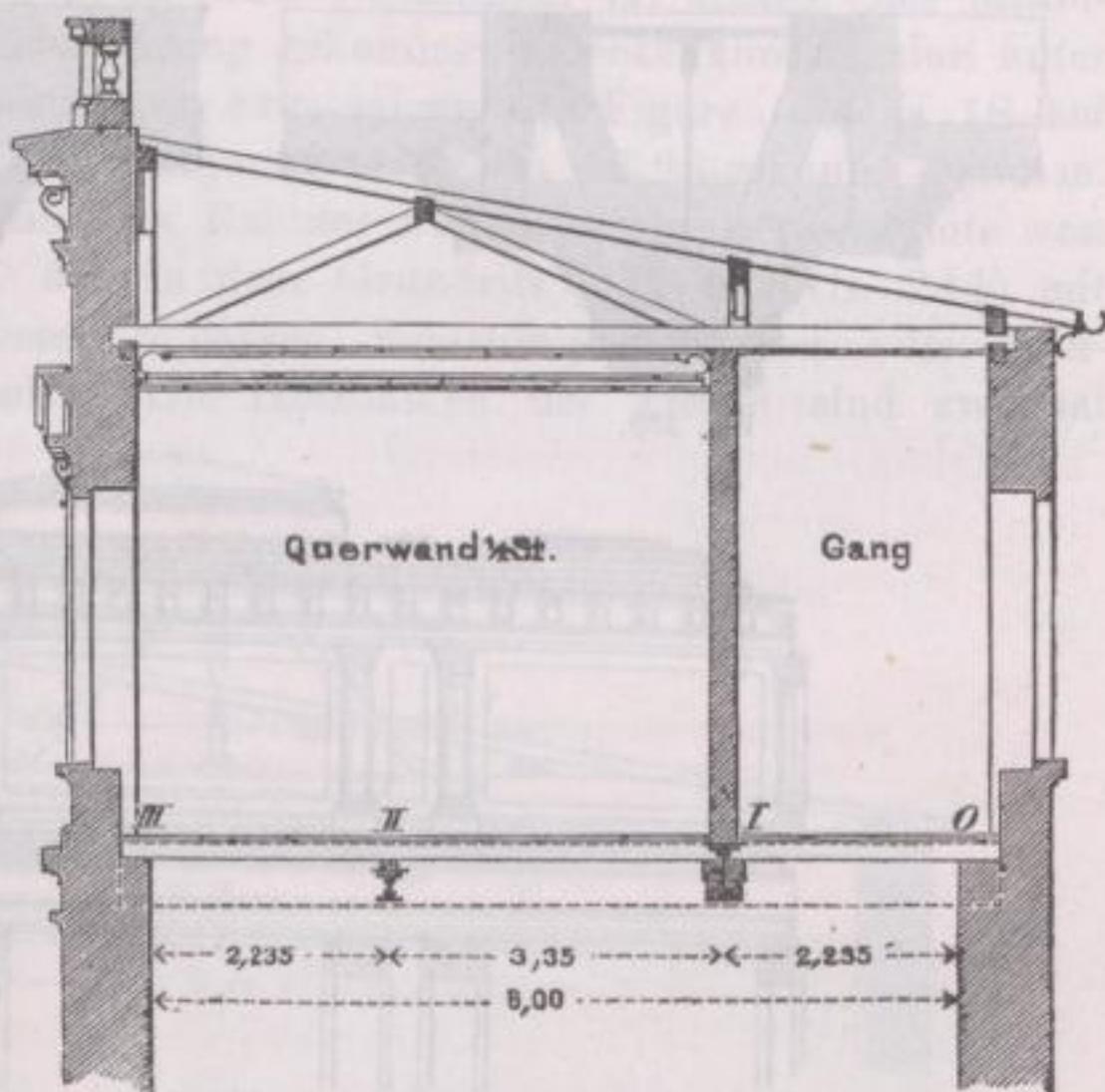


Fig. 338.

„blinder“ Unterzug aus formalen Gründen eingesetzt. Die Figuren 339 und 340 geben Details der Deckenverkleidung und lassen, wie auch die Figuren 334 und 335 (S. 241), das Bestreben erkennen, alle zur Aufnahme der Schalung

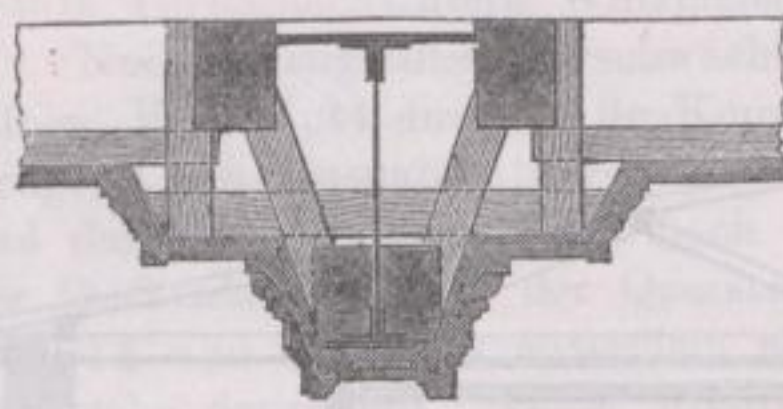


Fig. 339.

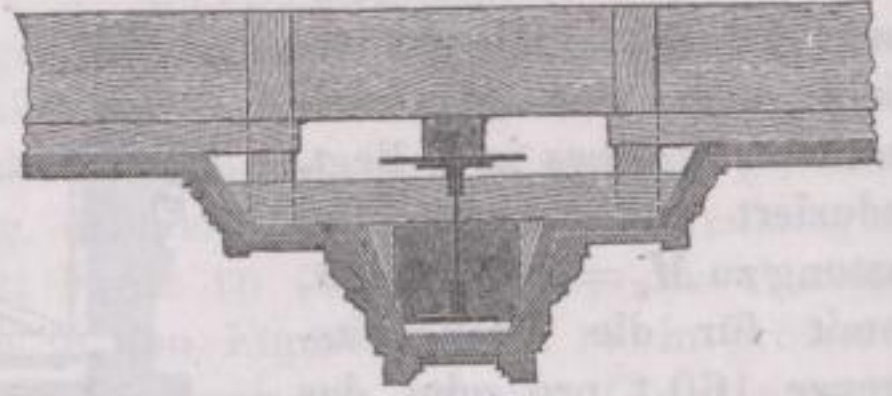


Fig. 340.

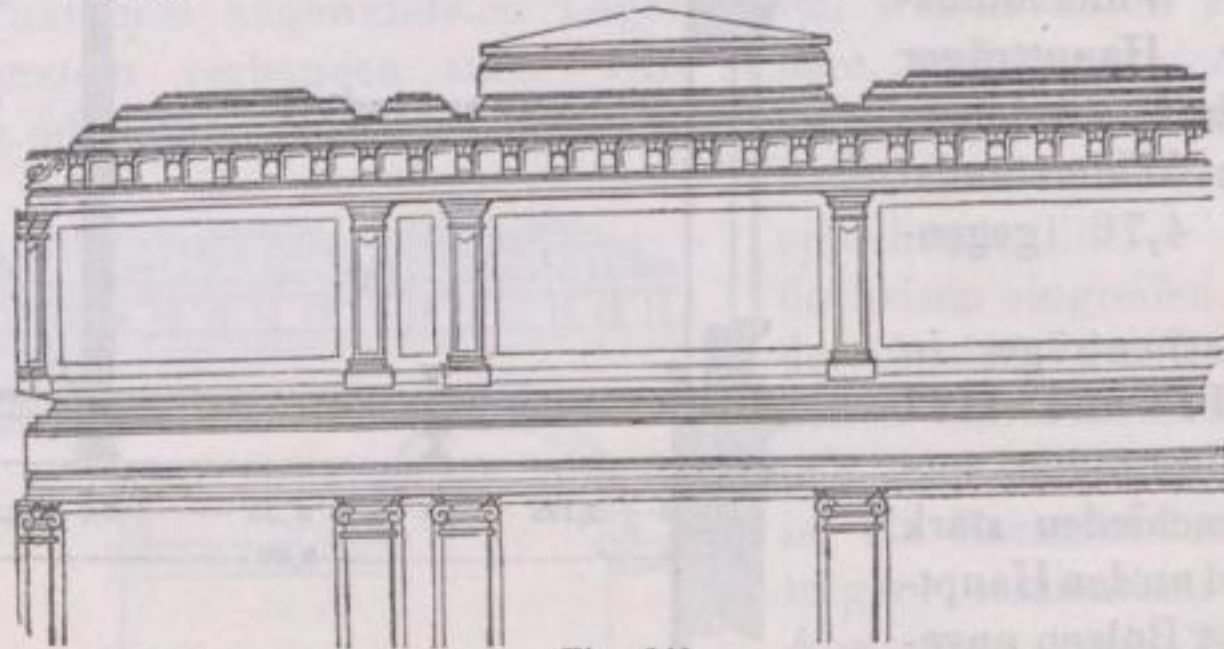


Fig. 341.

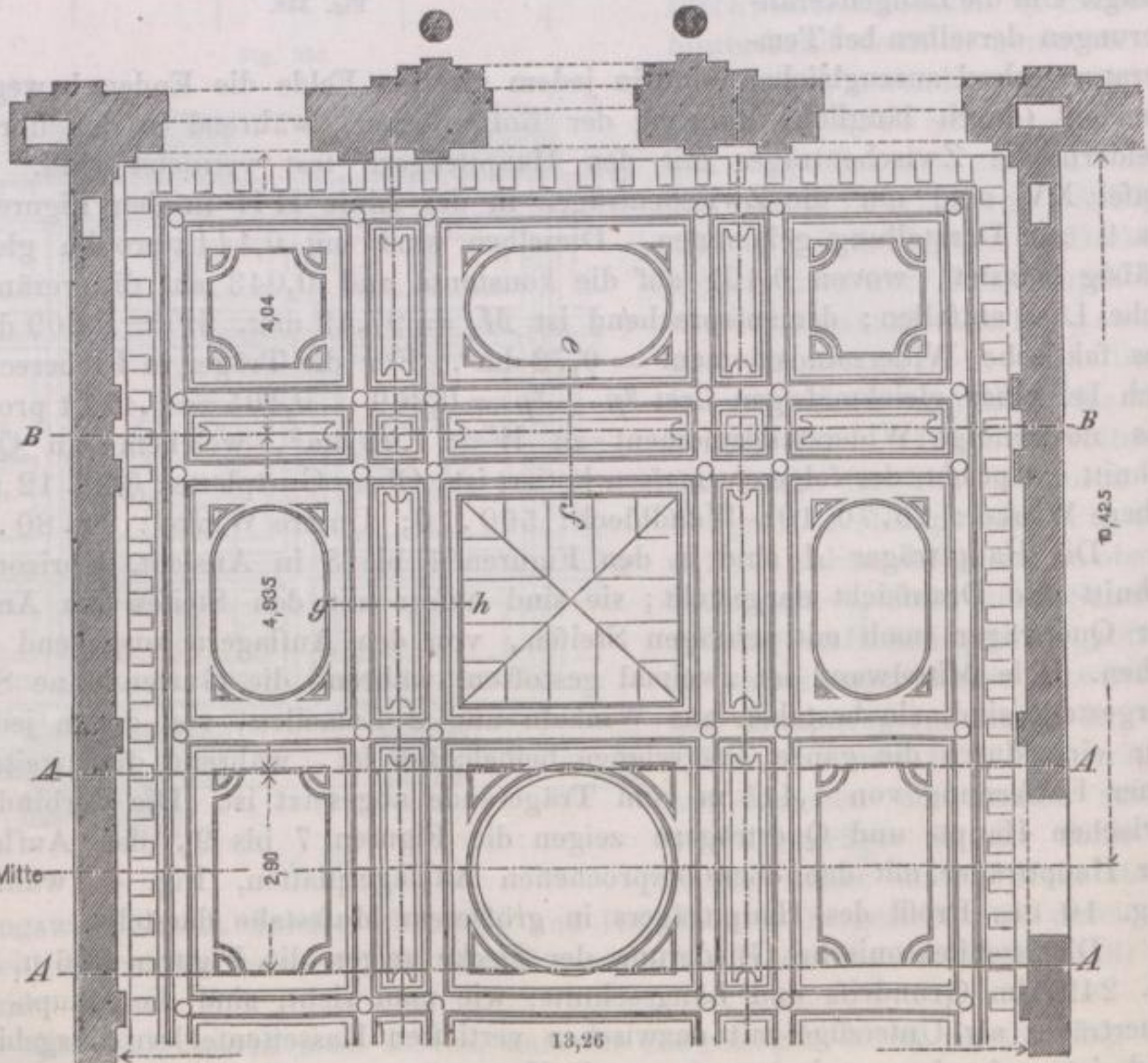


Fig. 342.

dienenden Hölzer so zu befestigen, daß nirgends die Nägel auf Ausziehen, sondern auf Abscheren angegriffen werden, was im Interesse der Haltbarkeit solcher Stukkaturen von Wichtigkeit ist.

Eine weitere im Bahnhof München (Wartesaal II. Klasse des Mittelbaues) durch Dir. Gerber zur Ausführung gekommene Deckenkonstruktion unter Verwendung von Blechbalkenträgern zeigen die Figuren 11 bis 18 auf Tafel XV. Die Abmessungen des Raumes betragen 13,26 m auf 20,85 m, die Träger liegen nach der Breite des Raumes und haben eine Stützweite von 13,86 m. Auf Tafel XV ist der in dem Grundriß Fig. 342 (S. 244) mit *AA* bezeichnete Träger dargestellt, dessen Belastungsverhältnisse die Konstruktionsskizze Fig. 343 darstellt. Die Holzbalken der Decke sind zweimal

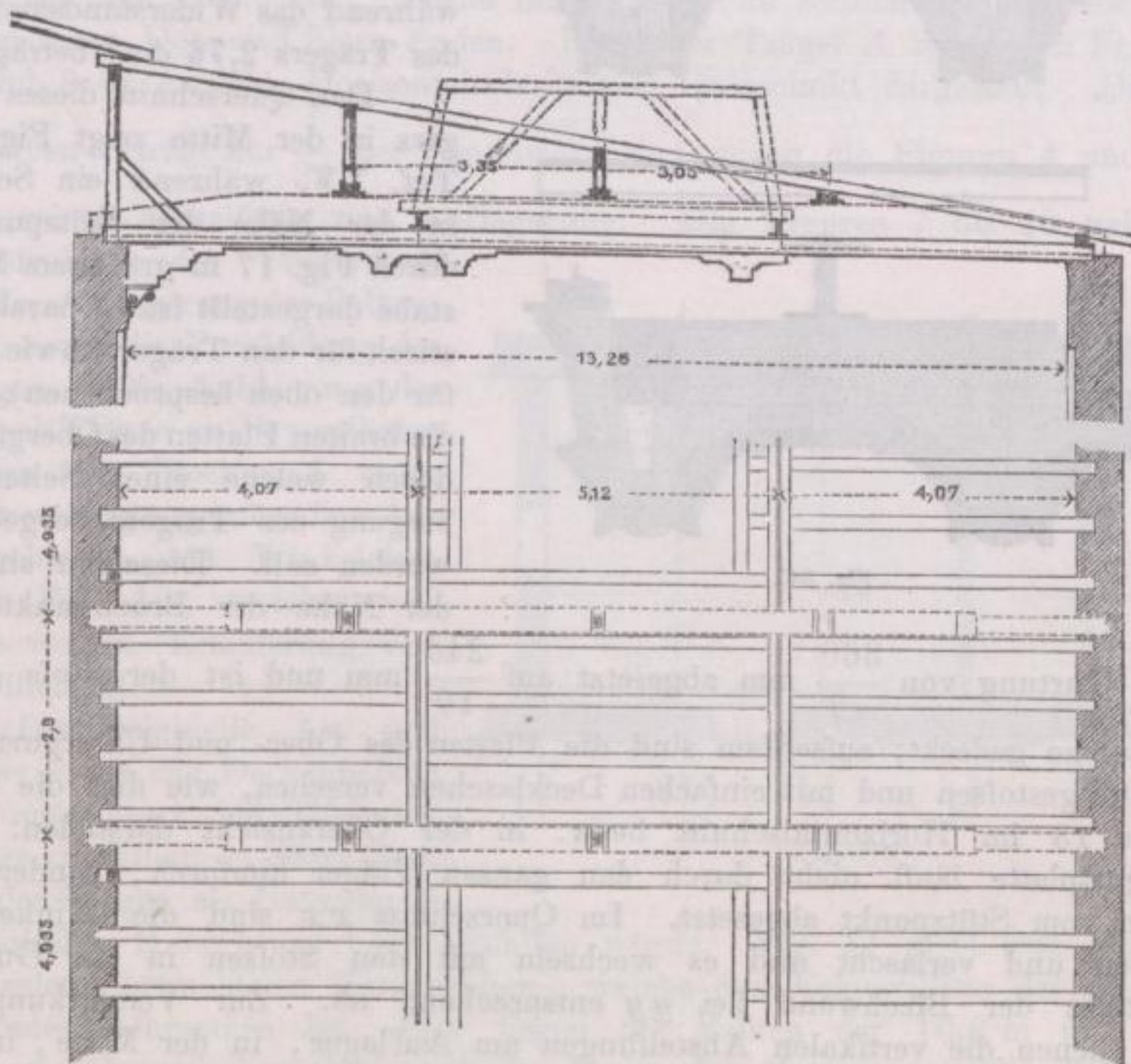


Fig. 343.

an Zwischenträgern aufgehängt, welche ihrerseits wieder durch die Hauptträger, bzw. die Umfassungswände des Wartesaales gestützt sind. Die reich gegliederte Stuckdecke, welche durch zwei große Oberlichten durchbrochen ist, zeigt Fig. 342 (S. 244) in der Unteransicht, Fig. 341 (S. 244) im Längenschnitt; Details derselben geben die Figuren 344 und 345 (S. 246), wobei bezüglich der Befestigung des Schalgerüsts dasselbe zu bemerken ist, wie vorhin.

Mit Rücksicht auf die geringe an der Dachtraufe vorhandene Konstruktionshöhe, wurde von der gewöhnlichen Trägerform insofern abgewichen, als der Obergurt nicht gerade, sondern in gebrochener Linie, polygonal, angeordnet wurde, so daß die Höhe des Trägers an den Enden geringer als in der Mitte ist.

Was die Belastung eines der Träger AA (Fig. 342, S. 244) betrifft, so werden demselben neben dem als gleichmäßig verteilt anzusehenden Eigen- und Deckengewicht noch konzentrierte Lasten durch die Stuhlsäulen des Daches

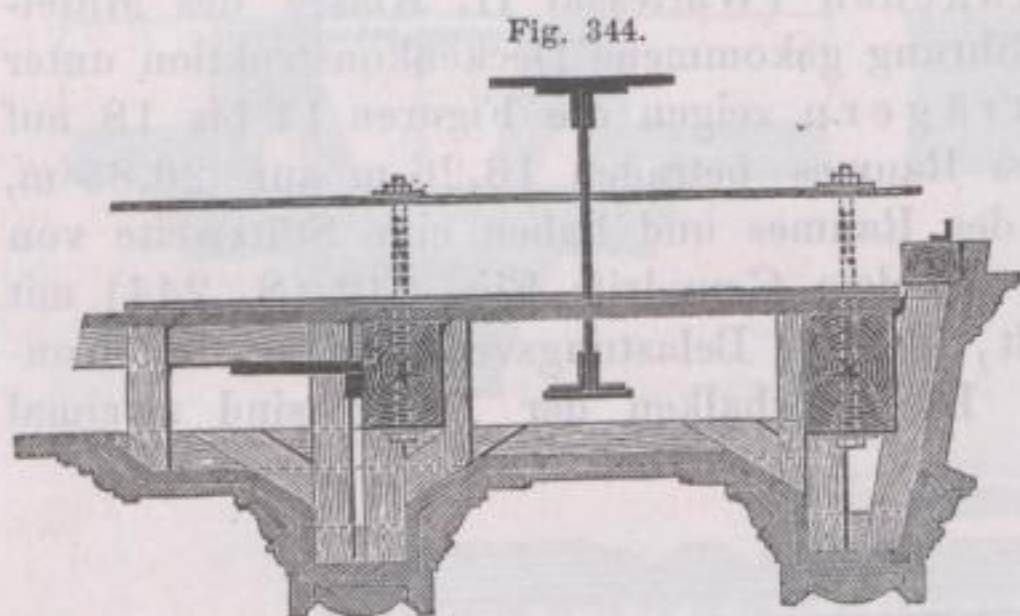


Fig. 344.

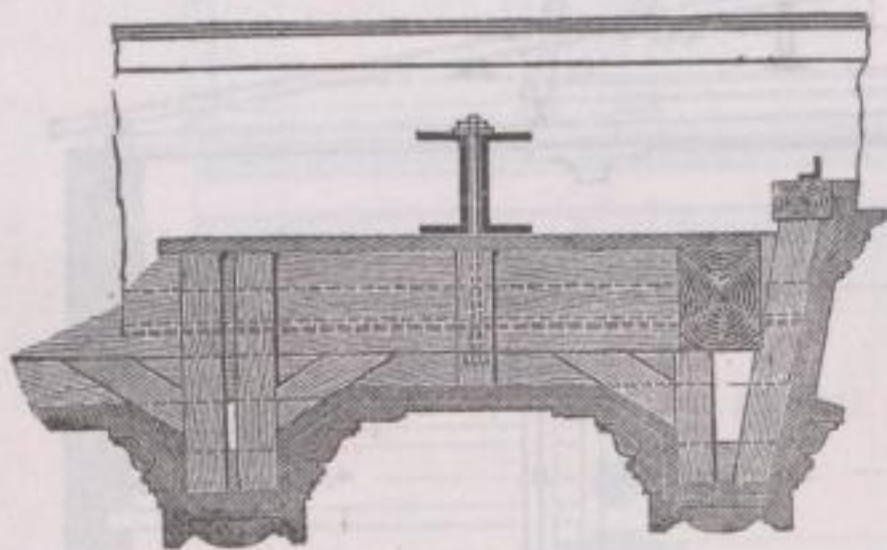


Fig. 345.

zugeführt, welche unter Verwendung kurzer Schwellenstücke und Winkeleisen auf dem Obergurt der eisernen Hauptträger ihre Stützpunkte finden (Fig. 343, S. 245). Durch diese Lasten entsteht in der Trägermitte ein Maximalmoment $M_g = 448 \text{ tdm}$, woraus sich ergibt $W = 2,80 \text{ dm}^3$, während das Widerstandsmoment des Trägers $2,76 \text{ dm}^3$ beträgt.

Den Querschnitt dieses Trägers in der Mitte zeigt Fig. 14 Taf. XV, während ein Schnitt in der Nähe des Stützpunktes durch Fig. 17 in größerem Maßstabe dargestellt ist. Charakteristisch für den Träger (sowie auch für den oben besprochenen), sind die breiten Platten des Obergurtes, durch welche einer Seitenausbiegung des Trägers vorgebeugt werden soll. Dieselben sind in der Nähe der Bruchpunkte der

oberen Gurtung von $\frac{360}{10}$ mm abgesetzt auf $\frac{240}{10}$ mm und ist der Stoß durch eine Lasche gedeckt; außerdem sind die Platten des Ober- und Untergurtes in der Mitte gestoßen und mit einfachen Decklaschen versehen, wie dies die Figg. 12 und 13 im Horizontalschnitt bzw. in der Oberansicht darstellen. Die Untergurtplatte läuft nicht durch den ganzen Träger hindurch, sondern ist 1,55 m vom Stützpunkt abgesetzt. Im Querschnitt xx sind die Winkeleisen gestoßen und verlascht und es wechseln mit den Stößen in der Gurtung die Stöße der Blechwand bei yy entsprechend ab. Zur Verstärkung der Wand dienen die vertikalen Absteifungen am Auflager, in der Mitte, in den Querschnitten II und IV, wo die Zwischenträger angebolzt sind, sowie in der Nähe der Wandblechstöße; weiter ist die Blechwand nächst den Stützpunkten durch seitlich angenietete Flacheisen $\left(\frac{160}{8} \text{ mm}\right)$ verstärkt und sind, um den Druck der Stuhlsäulen des Daches in I auf die Gurten zu vermitteln, die schrägen, als Streben wirkenden Steifen S angebracht worden.

Die Zwischenträger bestehen nach Fig. 16 aus zwei \square Eisen, welche von Zeit zu Zeit durch dazwischengelegte Flacheisen und Verbolzung gegenseitig verbunden werden und die Schraubenbolzen zur Befestigung der Deckenhölzer zwischen sich aufnehmen. Ihre Befestigung an den Hauptträgern mittelst dreieckig gestalteter Anhängebleche und zweier, für sich an die \square Eisen zu befestigender Futterstücke zeigt Fig. 14 mit hinreichender Deutlichkeit.

Die auf Tafel XVI dargestellten Trägerkonstruktionen sind dem durch

Oberbaudirektor v. Neureuther hergestellten Neubau der Akademie der bildenden Künste in München entnommen und stützen die Balkenlagen der großen Modellersäle im I. Stockwerk. Die Träger *A A* Fig. 346, welche die Stelle von Unterzügen einnehmen, indem sie die Balken, welche senkrecht dazu angeordnet sind, direkt auf sich nehmen, haben bei einer Lichtweite von 8,85 m eine Stützweite von 9,30 m und sind im stande, bei gewöhnlich vorausgesetzter Sicherheit eine Gesamtlast (gleichmäfsig verteilt gedacht) von 500 kg pro qm zu tragen. Der Träger *B* dagegen hat auferdem noch das Gewicht einer im folgenden Stockwerk aufgeführten ein Stein starken Zwischenmauer aufzunehmen und ist dementsprechend stärker und höher konstruiert. Um die Höhendifferenz der Träger *A, A* und *B* auszugleichen, ist die Balkenlage so angeordnet, wie sie Fig. 6 im Längenschnitt zeigt; die Träger *B* liegen in ihrem oberen Teil zwischen den Holzbalken, welche ihr Auflager an seitlich an die Blechträger angebolzten Doppelt-Eisen finden. Einer der Träger *A* ist in den Figuren 1, 2 und 3 in Ansicht, Horizontalschnitt und Querschnitt dargestellt. Die Höhe desselben beträgt nur $\frac{1}{22}$ der Spannweite und zeigen die Figuren 4 und 5 Details seiner Absteifung und Auflagerung. Die Figuren 7 bis 10 zeigen die

Konstruktion des Trägers *B* mit der Auflagerung der Balkenlage, sowie die Verkleidung des Trägers. Die Anhängung der Doppelt-Eisen an die vertikalen Steifen der Blechwand unter Verwendung trapezförmiger Anhängbleche und Winkeleisen giebt Fig. 10, welche wohl ohne weitere Erläuterung verständlich ist.

Die originelle Art und Weise, wie die Deckenbalken hier aufgelagert sind, läfst sich immer vorteilhaft da anwenden, wo der Träger als Unterzug in

ästhetischer Hinsicht zu hoch ausfallen würde. Fig. 11 giebt eine Variante der zuletzt betrachteten Konstruktion, welche den Eckpavillons des Akademiegebäudes entnommen ist. Hier liegen die Balken der 10,6 m auf 13,0 m großen Säle zwischen zwei nach der Breite des Raumes gelegten Trägern der gedachten Art, welche trotz ihrer großen Höhe nach unten doch nur als normale Unterzüge in die Erscheinung treten. Fig. 11 zeigt auch, wie die Verkleidung durch Stuck und der Fußboden des oberen Saales mit der Tragkonstruktion in Verbindung gebracht werden kann.

Was die Verwendung der Gitter- und Fachwerksträger betrifft, so kommen dieselben manchmal bei den schwer belasteten Decken von Wasserreservoirgebäuden, Glockenstuben u. s. w. vor und es werden Beispiele dieser Art späterhin bei den Dachkonstruktionen gegeben werden; hier sehen wir davon ab, näher auf derartige Konstruktionen einzugehen, welche gegenüber dem bisher über die Konstruktion der Träger und Anordnung der Decken Gesagten nichts wesentlich Neues bieten.

Am Schlusse der Besprechung über die eisernen Deckenkonstruktionen möge hier noch auf zwei, der neuesten Zeit angehörende Ausführungen hin-

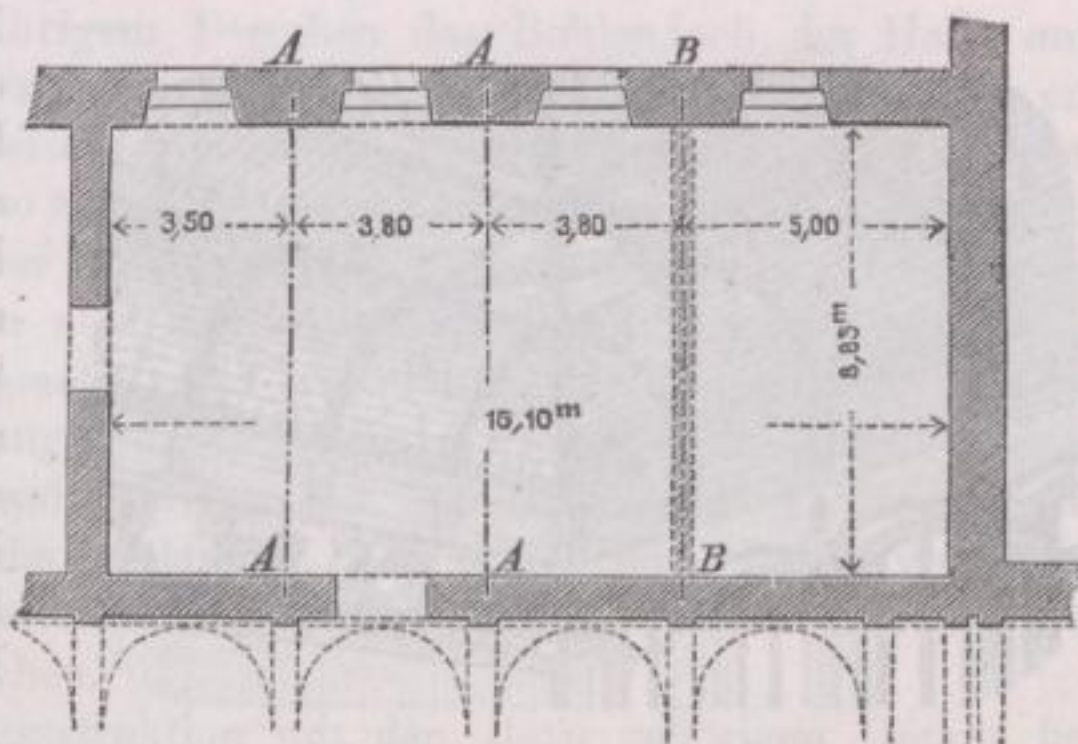


Fig. 346.

gewiesen werden, welche durch Prof. Jacobsthal in Berlin beim Bau des Strassburger Centralbahnhofes angewendet wurden.

Fig. 347 stellt eine Haupt-Vestibüldecke dar, bei welcher die flachbogigen Gurtbögen aus Blech, kappenförmig gebogene Wellenbleche zwischen sich verspannt aufnehmen, so daß sich eine sehr lebhaft Deckenform ergibt, welche auch dadurch einen durchaus befriedigenden ästhetischen Eindruck macht, daß die Wellenbleche gelblich mit dunkleren Ornamenten ausgestattet sind, während die Trägergurtungen schwarz und rote Farben mit sehr feinen Linien und kleinen Rosetten in Gold zeigen.

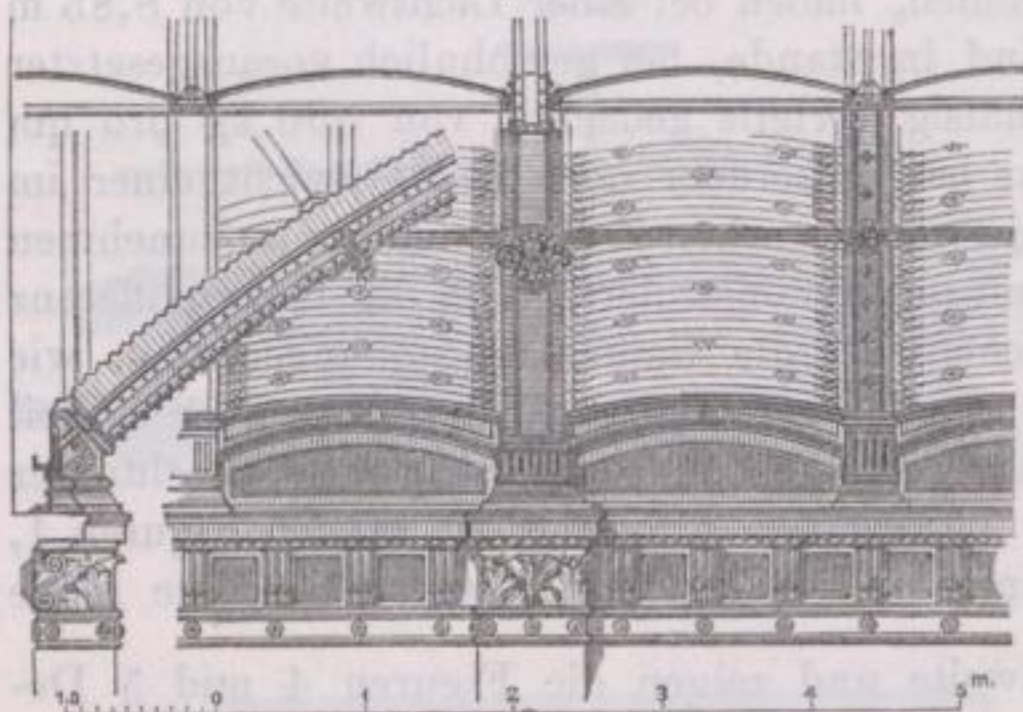


Fig. 347.



Fig. 348.

Fig. 348 giebt die perspektivische Ansicht einer zwischen Eisenträgern hergestellten Holzdecke über dem Wartesalon III. Klasse, wobei die Eisenteile sich schwarz von dem Naturholze abheben. Das Holz ist nur lasiert und mit abgetönten Ornamenten bemalt, während die dunkel erscheinende Eisenkonstruktion durch Bronze-Linien und einzelne Punkte belebt und nur in den Knotenpunkten durch aufgesetzte Rosetten ornamentiert ist. Eine weitere Beschreibung erscheint unnöthig.

C. Dächer.

Die ersten Dachstuhlkonstruktionen in Eisen sind nachweislich in Frankreich zur Ausführung gekommen, und war es der Baugeschworene Ango, dessen Hochbau-Eisenkonstruktionen im Jahre 1785 ein derartiges Aufsehen erregten, daß die Akademie der Architektur dieselben aufs wärmste empfehlen konnte; auch der Architekt Labanne verwendete, wie sein Vorgänger, hauptsächlich Schmiedeeisen zu seinem Pariser Börsenbau; Rondelet teilt einige dieser Dach- und Deckenkonstruktionen mit und bezeichnet dieselben als Arbeiten ersten Ranges unter allen Ausführungen dieser Art*).

Alle diese Konstruktionen erinnern an die Bohlendächer Ph. Delormes aus der Mitte des XVI. Jahrhunderts**).

*) Rondelet, l'art de bâtir, tom. III, Cap. X, Planche 156.

***) II. Teil, Holzkonstruktionen, S. 214.

In England, Amerika und selbst auch in Frankreich wurde im Anfange unseres gegenwärtigen Jahrhunderts nahezu ausschliesslich Gufseisen zu den Dachkonstruktionen verwendet, während sich nach und nach das Schmiedeeisen immer mehr mit beteiligte, um dann fast ausschliesslich die Situation allein zu beherrschen. Während beispielsweise die Turmspitze der Kathedrale von Rouen im Jahre 1820 ganz aus Gufseisen konstruiert wurde, verwendete man um das Jahr 1841 zu den Restaurations-Arbeiten des Wiener Stephansturmes Schmied- und Gufseisen; Moller hatte jedoch bereits im Jahre 1828 die Kuppel über den östlichen Chor des Mainzer Domes ganz aus Schmiedeeisen hergestellt.

Erst nachdem Paxton im Jahre 1850 die Londoner Industriehalle nahezu ganz aus Schmiedeeisen erbaut hatte, wurde diesem Material überall die ihm gebührende Hauptrolle zugeteilt.

Die Dächer aus Gufseisen (ältere Konstruktion), welche freilich für unsere gegenwärtige Zeit als überwundene Standpunkte betrachtet werden können, sollen hier dennoch eine kurze Besprechung finden, denn ohne Zweifel sind sie in bezug auf die Entwicklungsgeschichte unserer Hochbaukonstruktionen höchst interessant, und können in gar keinem Falle mit Stillschweigen übergangen werden. Die wichtigsten Konstruktionen folgen hier in vorherrschend chronologischer Reihenfolge.

Nachdem nach kaum 20jährigem Bestehen das Bohlendach der Halle aux blés in Paris 1802 durch Feuer zerstört war, wurde 1811 für dieselbe ein Dach vorherrschend aus Gufseisen von dem Architekten Bellangé unter Mitwirkung des Ingenieurs Bonnet hergestellt; das betreffende Kuppeldach hat 38,86 m innern Durchmesser und steht der höchste Punkt der Laterne im Innern 45,00 m vom Fussboden ab. Die einzelnen elliptisch überhöhten Bögen sind aus 5 Stücken zusammengesetzt und am Fusse der Kuppel in 2,00 m Entfernung von Mitte zu Mitte angeordnet; dieselben greifen strahlenförmig gegen einen die Laternenöffnung bildenden Kranz ein und sind durch 14 Doppelreife aus Gufseisen derart mit einander verbunden, dass sich eine Reihe von nach aufwärts sich verjüngenden Kassetten bildet, welche auch in ästhetischer Beziehung treffliche Wirkung machen.

Eine Darstellung dieser Konstruktion mit den dazu gehörigen Details befindet sich in der Försterschen Bauzeitung *). Als die erste aus Eisen basilikaartig erbaute Markthalle wird die am Magdalenen-Markt in Paris genannt; die hier über das 12,00 m breite Mittelschiff angeordnete Eisenbedachung war nach dem System eines dreifachen Hängewerkes konstruiert; die Hauptbinder waren 4,00 m von einander entfernt.

Diese Konstruktion hat sich jedoch nicht bewährt; nach mehrfachen Berichten aus den Jahren 1842 und 1844 ist ihr Einsturz infolge eines heftigen Sturmes im ersteren Jahre erfolgt, nachdem man es unterlassen hatte, den jahrelang vorher sich bemerkbar machenden Deformationen einer grösseren Anzahl von Verbindungsteilen, die nötige Aufmerksamkeit zuzuwenden **).

In Nord-Amerika wurden die ersten gufseisernen Dachstühle bei der Baltimore-Ohio-Eisenbahn von James Murray ausgeführt; über dem Warenlager in Washington befindet sich der in den Figg. 349 und 350 (S. 250) dargestellte Dachstuhl, der seiner eigenartigen Konstruktion wegen hier etwas näher in betracht kommen möge.

Die lichte Weite des Satteldaches misst 9,70 m, seine Höhe 1,75 m, so

*) Försters Bauzeitung 1838, S. 41, Bl. 188.

***) Försters Bauzeitung 1838, S. 30, Bl. 185; 1840 S. 280; 1844 S. 165.

dafs der Dachwinkel $17\frac{1}{4}^{\circ}$ beträgt. Als Eigentümlichkeit der Konstruktion sind die charnierartigen Verzapfungen aller Gufsteile hervorzuheben.

Diese Verzapfungen sind durch schmiedeeiserne Bolzen zusammengehalten, um welche sich dieselben infolge von vorkommenden Volumensveränderungen

Fig. 350.

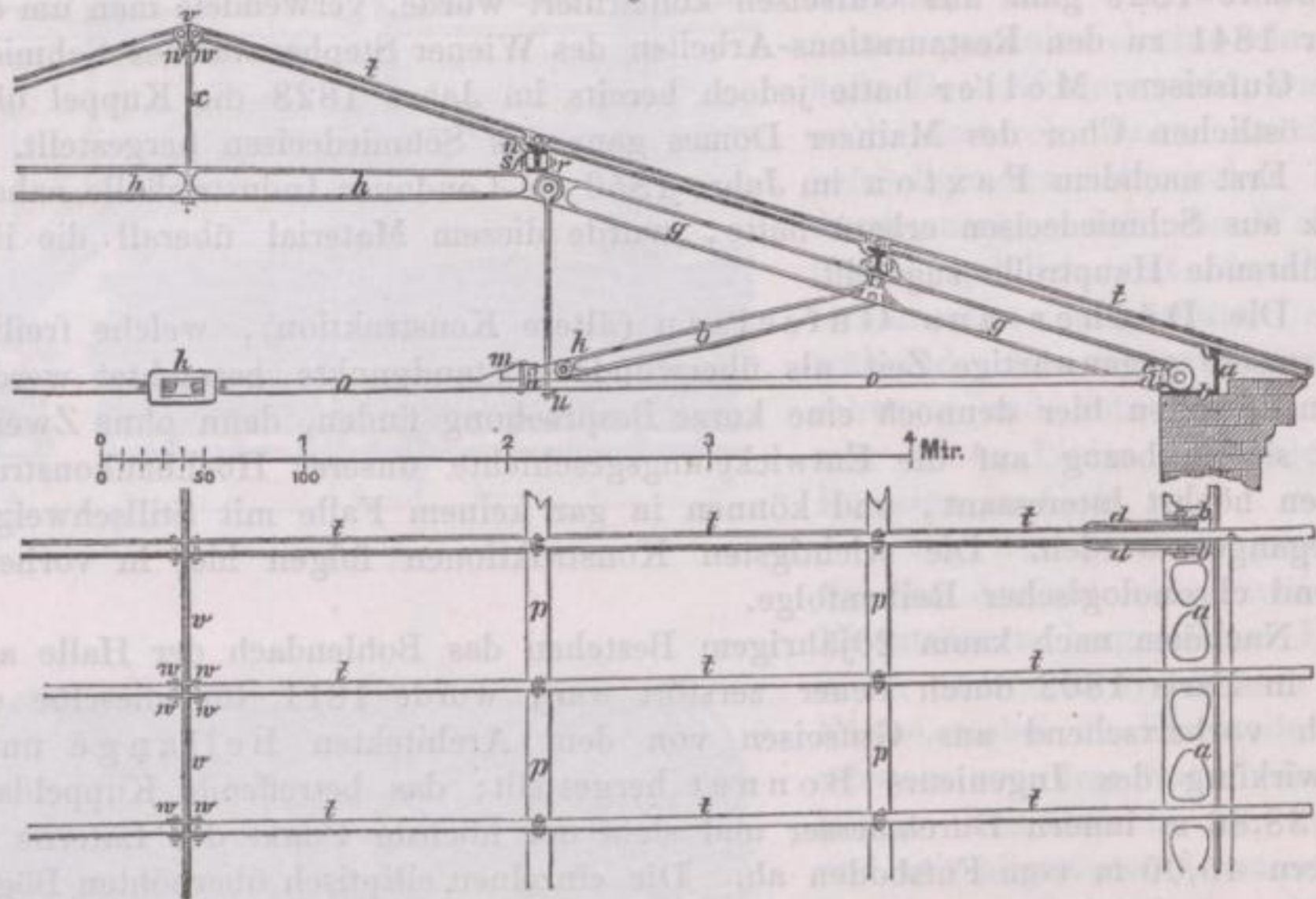


Fig. 349.

ungehindert bewegen können. Die Regulierung in den Hauptbindern erfolgt durch ein in der Mitte des Zugankers angebrachtes Schraubenschloß, die Schraubenmuttern an den unteren Enden der Hängeeisen, und durch die Keile am Fusse der Streben, wodurch alle wichtigen Konstruktionsteile derart reguliert werden können, dafs alle in der Verbindung thätigen Kräfte gleichmäfsig verteilt zur Wirkung gelangen.

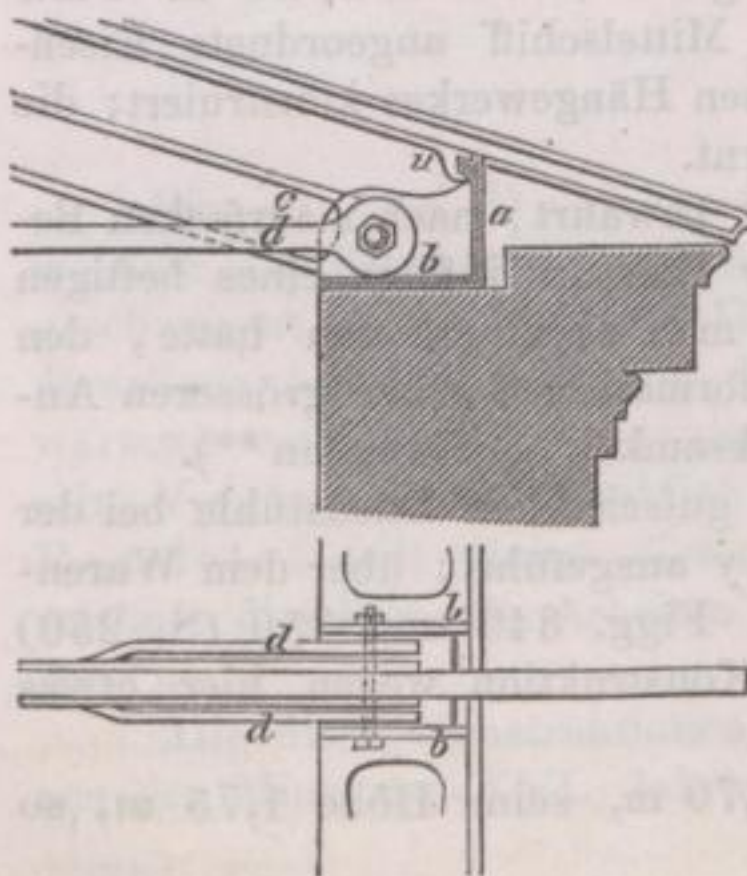


Fig. 351.

Die einzelnen Hauptgebände liegen 3,0 m von Mitte zu Mitte entfernt; eine gusseiserne Mauerbank *a* Fig. 351 (bestehend aus einer Sohlplatte von 0,30 m Breite und 2,25 cm Dicke und aus einer Rückenplatte von gleicher Dicke) liegt auf den Hauptmauern auf beiden Seiten durch die ganze Länge des Gebäudes, und ist in Stücken von 3,00 m Länge in Eisen gegossen; 7,5 cm vom Ende jedes dieser Stücke befinden sich die vertikalen Rippen *bb*, welche das Ende der Stuhlstrebe *c* in sich aufnehmen, die aber zugleich dazu dienen, die hier gabelförmig endende Hauptschliesse *d* mit der Stuhlstrebe sowohl, als auch mit der Mauerbank fest zu verbolzen.

Die Bolzenlöcher sind in den Stuhlstreben und Schliessengabeln kreisförmig, in

den Rippen der Mauerbank aber elliptisch geformt, wodurch die Hauptschließe hinlänglich Gelegenheit findet, sich bei vorkommenden Ausdehnungen oder Verkürzungen in den länglichen Löchern der erwähnten Rippen so zu bewegen, daß ein schädlicher Schub auf die Hauptmauern ausgeschlossen erscheint.

Die Rückenplatte der Mauerbank *a* ist mit dieser, nebst den beiden Hauptrippen *bb* noch durch schwächere Rippen bei *u* von 1,5 cm Dicke verbunden, wovon eine unter jedem Dachsparren zu stehen kommt und zur Unterstützung derselben an dem unteren Ende dient, um sie über dem Gesims fortzuführen.

Die Stuhlstreben *gg* greifen nach Fig. 352 mit kreisförmigen Zapfen in die ähnlich geformten Höhlungen, Nuten oder Zapfenlöcher des Spannkehleisens *h* ein und sind durch einen schmiedeisernen Bolzen verbunden. Die

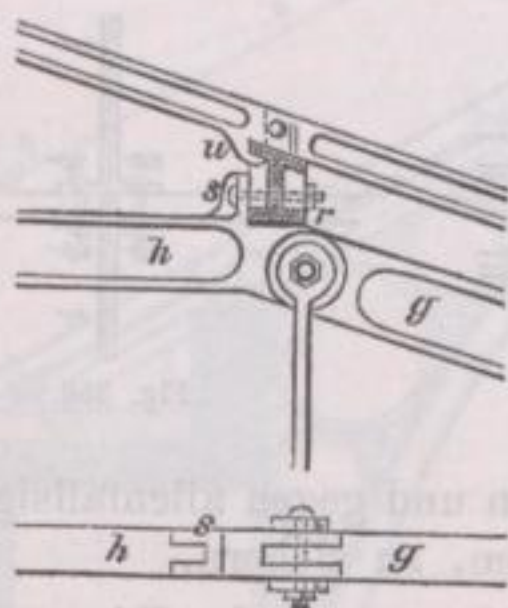


Fig. 352.

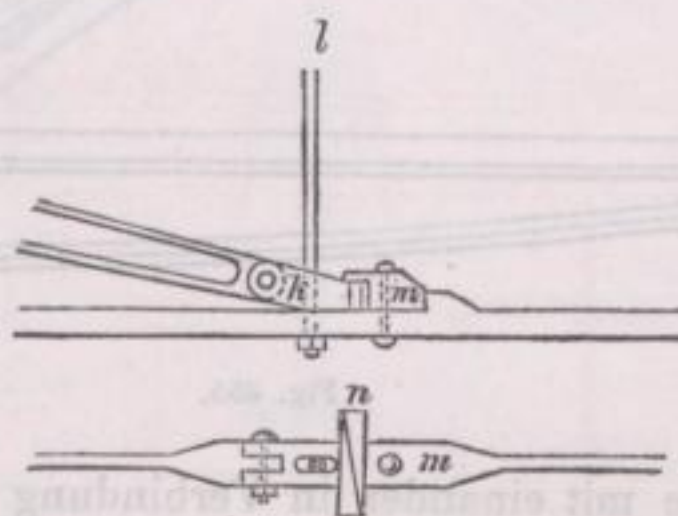


Fig. 353.

Mitte der Stuhlstrebe ist, da sie hier eine Langpfette auf sich aufnimmt, durch eine kurze Gegenstrebe unterstützt und findet das Fußende derselben nach Fig. 353 durch die gußeisernen Verbindungsglieder *kk* und entsprechender Verbolzung eine feste Verknüpfung mit dem Zuganker; bei *k* ist auch Gegenstrebe und Zuganker durchbohrt, um hier die Hängestange *l* aufzunehmen, welche an ihrem oberen Ende gabelförmig mit der Stuhlstrebe verbolzt ist. Nahe dem Rücken dieses Gliedes erhebt sich ein kleiner Aufsatz *m*, welcher auf die Hauptschließe aufgeschweifst und verbolzt ist; zwischen diesem und dem Verbindungsgliede *k* sind kleine schmiedeiserne Keile *n* horizontal eingetrieben, um die Gegenstreben gehörig anspannen zu können.

Die schmiedeisernen Hauptschließens sind nach Fig. 354 3,00 cm breit, 4,5 cm hoch und bestehen aus 2 Teilen, verbunden durch das Mittelschloß *p* mit eingeschnittenen verkehrten Schraubengewinden am Halse, mittelst dessen eine Regulierung des ganzen Daches leicht ermöglicht ist.

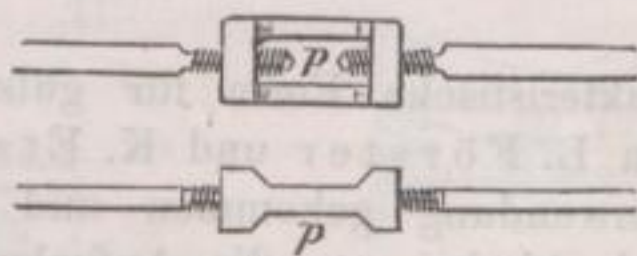


Fig. 354.

Die Pfetten *rr* sind der Länge nach scharnierförmig und durch kleine Schraubenbolzen mit einander verbunden, sowie sie auch gleichzeitig durch dieselben Bolzen und Knaggenrippen *ss* nach Fig. 352, welche sich auf der Mitte der Stuhlstrebe und an den Enden des Spannkehleisens erheben, mit der Stuhlstrebe vereinigt sind. Die Pfetten mit ihren 12 cm breiten Flanschen haben an ihrem

Auflager eine Höhe von 13,5 cm und verdicken sich nach Figur 356 nach ihrer Mitte zu bis 21 cm, um die sich hier vermehrende Last tragen zu können.

Quer über den Pfetten und parallel mit den Stuhlsäulen liegen (Figg. 349 und 350, S. 250) die Dachsparren *tt*, welche 0,60 m von Mitte zu Mitte von einander liegen und der Länge nach in 3 Stücken gegossen sind; auf ähnliche Art wie die Pfetten greifen sie in einander und sind durch kleine Bolzen vereinigt. An der unteren Fläche, nahe dem unteren Ende eines jeden Teiles dieser Sparren sind kleine Haken *uu* (Figg. 351 und 352, S. 250 und 251) angegossen, welche in eine Nute der Pfette, und auch unten in den nach innen vorragenden kurzen Rand der Rückenplatte der Mauerbank greifen, um alle

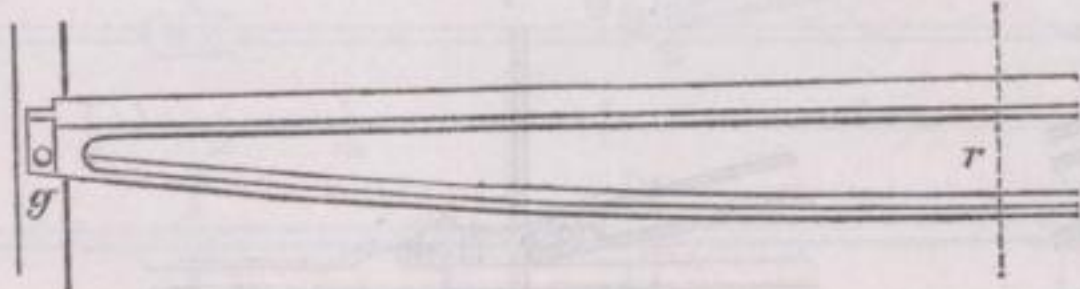


Fig. 355.

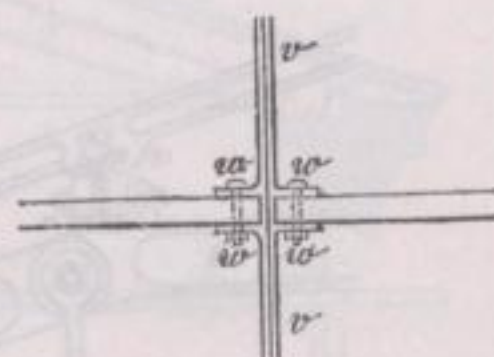


Fig. 356.

diese Teile mit einander in Verbindung zu bringen und gegen allenfallsige heftige Windstöße, die unter das Dach gelangen könnten, zu sichern.

Ein leichtes, durch die ganze Länge des Daches laufendes Firsteisen *v* (Fig. 350) dient zur vollkommenen Verbindung und Stabilität der Dachsparren, ist aus Stücken von 0,60 m Länge gegossen und hat eine Dicke von 1,5 cm und eine Höhe von 7,5 cm; an den einzelnen Firstplatten sind an jedem Ende die Rippen *ww* angegossen, zwischen welchen die beiderseitigen Dachsparren eingelegt und durch kleine Bolzen verschraubt werden. Das im First angebrachte Hängeisen *x* (Fig. 350, S. 250) in den Hauptgesparren liegt oben mit seinem Auge zwischen einer Doppelplatte und ist hier verbolzt, während das untere Ende durch das Spanneisen hindurch greift und mit Schraubengewinde und Mutter versehen ist.

Die Eindeckung des mit so großer Umsicht konstruierten Daches besteht aus Eisenblech und reicht dasselbe in langen Tafeln vom First bis zur Traufe, parallel mit den Sparren herablaufend; wie die Fig. 357 erkennen läßt, sind die Tafeln an ihren Enden mit Heftblechen, welche den Sparren umfassen, eingewellt, und dann in Wirklichkeit zu nur wenig vorspringenden

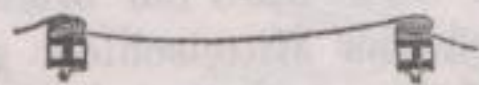


Fig. 357.

Falzen niedergehämmt; solche Heftbleche wiederholen sich in Entfernungen bis zu 0,60 m.

Eine äußerst charakteristische Form für gusseiserne Dachkonstruktionen ist durch die Architekten L. Förster und K. Etzel beim Bau des Dianabades in Wien zur Anwendung gekommen und 1820 zur Ausführung gebracht. Es handelte sich hierbei um die Aufgabe, ein Schwimmbassin von 12,00 m Breite und 34,2 m Länge zu überdecken und wurde dazu ein selbständig stabiles Gerippe gewählt, das in seiner Hauptform aus gusseisernen Halbkreisbögen besteht, deren Mittelpunkt nur 30 cm über dem Fußboden des Hauptraumes gelegen ist. Die durch die Dachneigung und die vertikale Begrenzung entstehenden sphärischen Felder des halbkreisförmigen Dachbinders sind vielfach unter Verwendung von Kreisformen durchbrochen und gewähren

einen sehr eleganten und durchaus harmonischen Anblick, wie dies die Fig. 358 des Näheren nachweist*).

Der Hauptdachbinder besteht aus I-förmig gegossenen 5 gleichen Teilen,

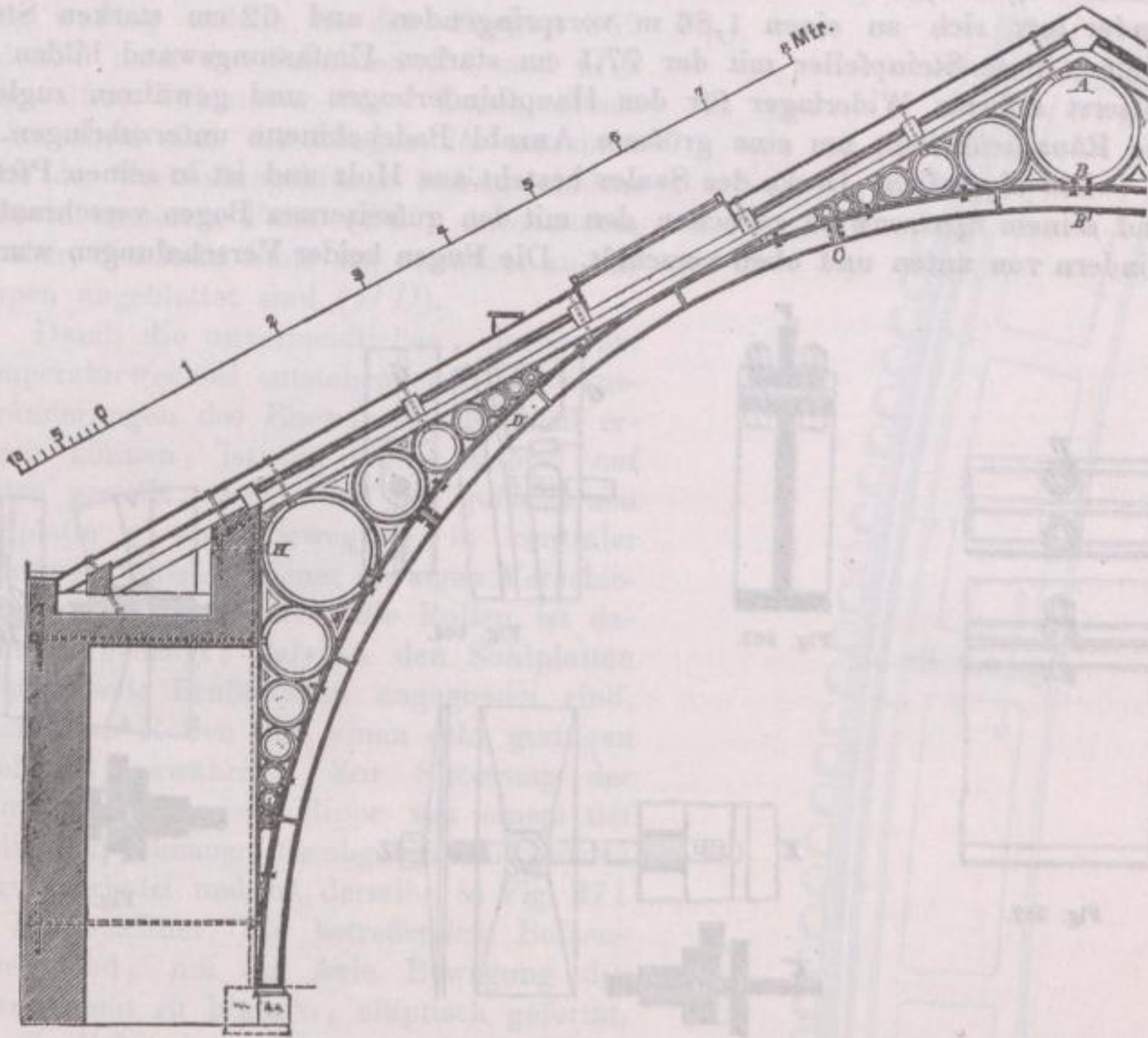


Fig. 358.

welche mit ihren Flanschen mittelst Schraubenbolzen verbunden sind; zum näheren Verständnis der Konstruktionen dienen die Figuren 359 bis 366, welche

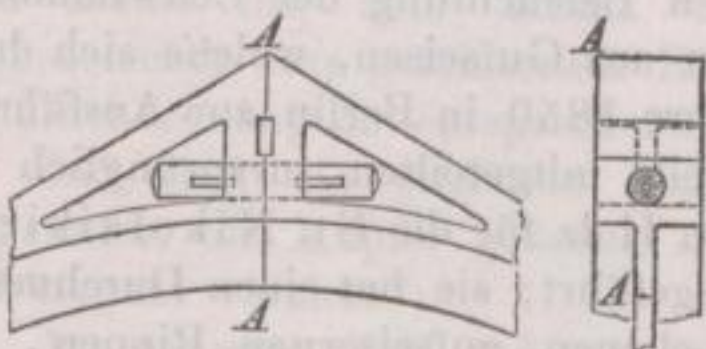


Fig. 359.

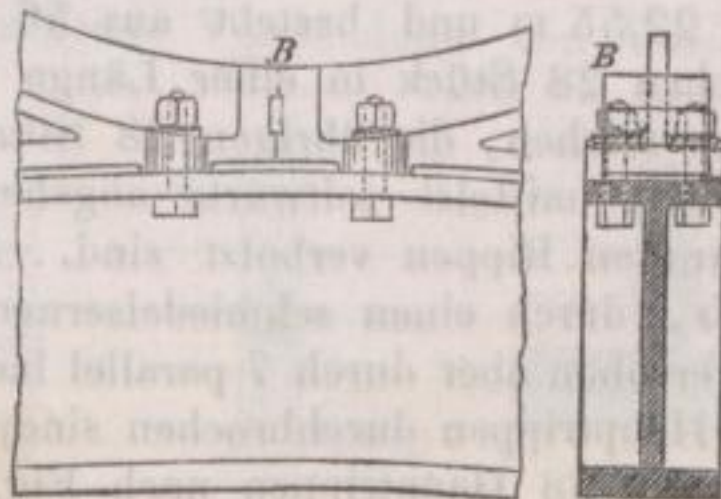
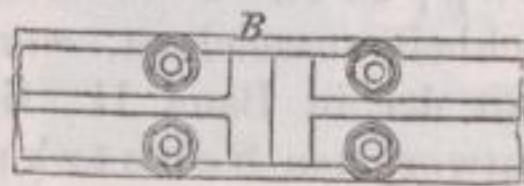


Fig. 360.

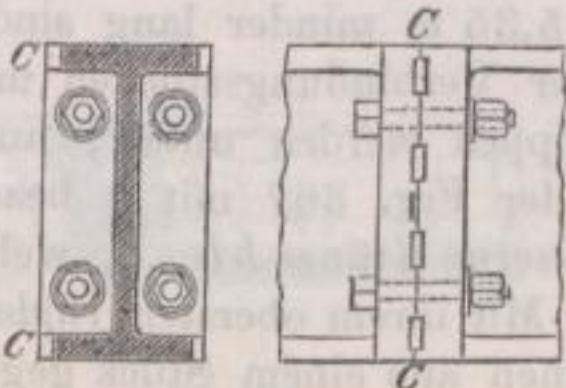


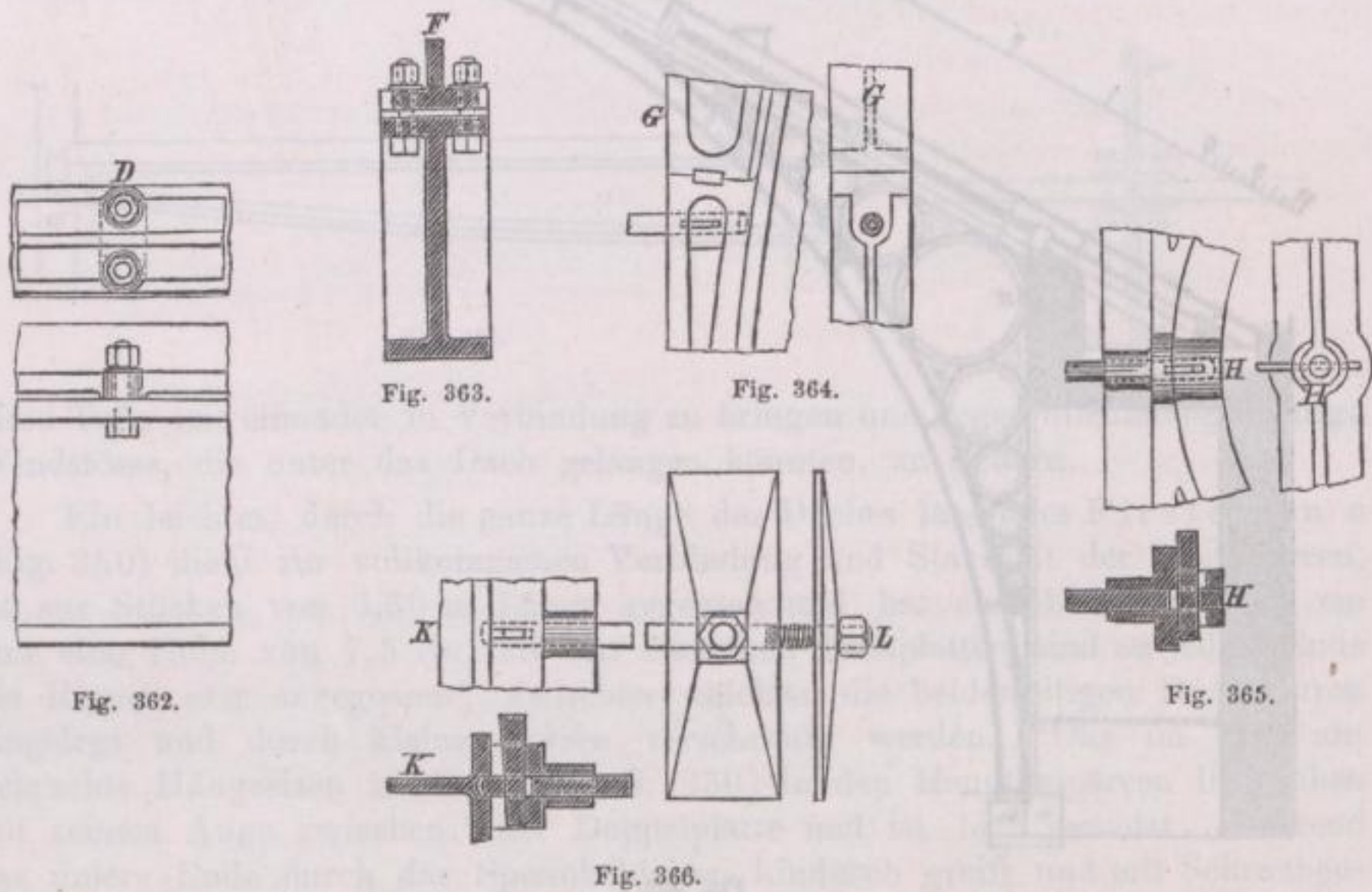
Fig. 361.

*) Försters Bauzeitung 1853, S. 113, Bl. 512.

die Details bei den mit den Buchstaben *A*, *B*, *C* u. s. w. bezeichneten Stellen darstellen und einer näheren Erläuterung nicht bedürfen.

Die lichte Weite des Bogens beträgt nahezu 19,00 m und liegen die einzelnen Bögen 3,25 m von Mitte zu Mitte von einander entfernt; jeder Hauptbinder legt sich an einen 1,86 m vorspringenden und 62 cm starken Steinpfeiler; diese Steinpfeiler mit der 77,5 cm starken Umfassungswand bilden ein äußerst sicheres Widerlager für den Hauptbinderbogen und gewähren zugleich die Räumlichkeiten, um eine gröfsere Anzahl Badekabinette unterzubringen.

Die eigentliche Decke des Saales besteht aus Holz und ist in seinen Pfetten und seinem Sparrenwerk zwischen den mit den gusseisernen Bogen verschraubten Bindern von unten und oben verschalt. Die Fugen beider Verschalungen wurden



durch Latten gedichtet, welche man von unten annagelte. Die Dachung von aussen besteht aus Eisenblech; die in der Mitte der Dachfelder angebrachten Oberlichte dienen zur besseren und gleichmässigeren Beleuchtung der Schwimmhalle.

Eine Kuppeldach-Konstruktion aus Gufseisen, welche sich durch grosse Einfachheit auszeichnet, wurde im Jahre 1850 in Berlin zur Ausführung gebracht; statt der in Band II, S. 294 bereits mitgetheilten, ursprünglich von Schinkel entworfenen Schutzkuppel von Holz für die St. Nikolaikirche in Potsdam, wurde dieselbe in Eisen ausgeführt; sie hat einen Durchmesser von 22,55 m und besteht aus 56 durchbrochenen gusseisernen Rippen, von welchen 28 Stück in einer Länge von 18,0 m von der Basis bis zum Schlufskranz reichen, die übrigen 28 Stück aber um 5,35 m minder lang sind, und oberhalb mittelst seitwärts abgehender schräger Verbindungsstücken mit erstgenannten Rippen verbolzt sind. Sämtliche Rippen werden unten, auf ihrer Basis, durch einen schmiedeisernen Ring, in der Fig. 367 mit *g* bezeichnet, weiter oben aber durch 7 parallel laufende, gufseiserne Kränze *bb...*, welche wie die Hauptrippen durchbrochen sind, verbunden. Mit ihrem obersten Ende lehnen sich die 28 Hauptrippen nach Fig. 368, an einen aus einem Stück gegossenen Schlufskranz, der nahezu 2,0 m Durchmesser besitzt. Die äufsere Kante der Rippe hat einen Radius von 14,00 m, der innere einen solchen von 13,70 m.

Jede der 28 Hauptrippen ist aus einem, jede der Nebenrippen aus drei Teilen zusammengesetzt, wobei ein Wechsel in den Stößen und somit auch eine zweifache Verbindung zwischen den Haupt- und Nebenrippen, beziehungsweise den horizontal durchlaufenden Kränzen nötig wurde, welche in den Figuren 369 und 370 nach den Schnitten *CC* und *DD* (Fig. 367) erkennbar ist. Durch diesen Stoßwechsel sind die Längen der einzelnen Teile der Verbindungskränze bedingt, indem diese in ersterem Falle (*CC*) durchlaufen, da aber, wo kein Stoß ist, seitwärts an die Rippen angeblattet sind (*DD*).

Damit die unvermeidlichen, durch den Temperaturwechsel entstehenden Dimensionsveränderungen des Eisens ohne Nachteil erfolgen können, ist die ganze Kuppel auf Rollen gestellt, welche auf der gusseisernen Sohlplatte *g* eine Bewegung in centraler Richtung zulassen. Einer etwaigen Verschiebung des Systems durch die Rollen ist dadurch vorgebeugt, dafs an den Sohlplatten entsprechende Erhöhungen angegossen sind, welche den Rollen nur einen sehr geringen Spielraum gewähren. Zur Sicherung der Schutzkuppel ist jede Rippe mit einem tief in die Kuppelmauer herabgehenden eisernen Anker verbolzt und ist derselbe in Fig. 371 mit *h* bezeichnet; die betreffenden Bolzenlöcher sind, um die freie Bewegung der Bolzen nicht zu hindern, elliptisch geformt, und die Schraubenmutter nur mit der Hand aufgedreht.

Die Kuppel ist mit Kupferblech auf Bretterschalung gedeckt und 28 erhöhte, vom Fusse bis zum Kranz auflaufende Rippenstreifen aus getriebenem Kupfer teilen die Dachdeckung in entsprechend viele Felder und sind die erhöhten Rippen durch aufgesetzte, aus Kupfer gedrehte Perlen reich und elegant verziert*).

In neuester Zeit möchte die vorherrschende Verwendung von Gufseisen

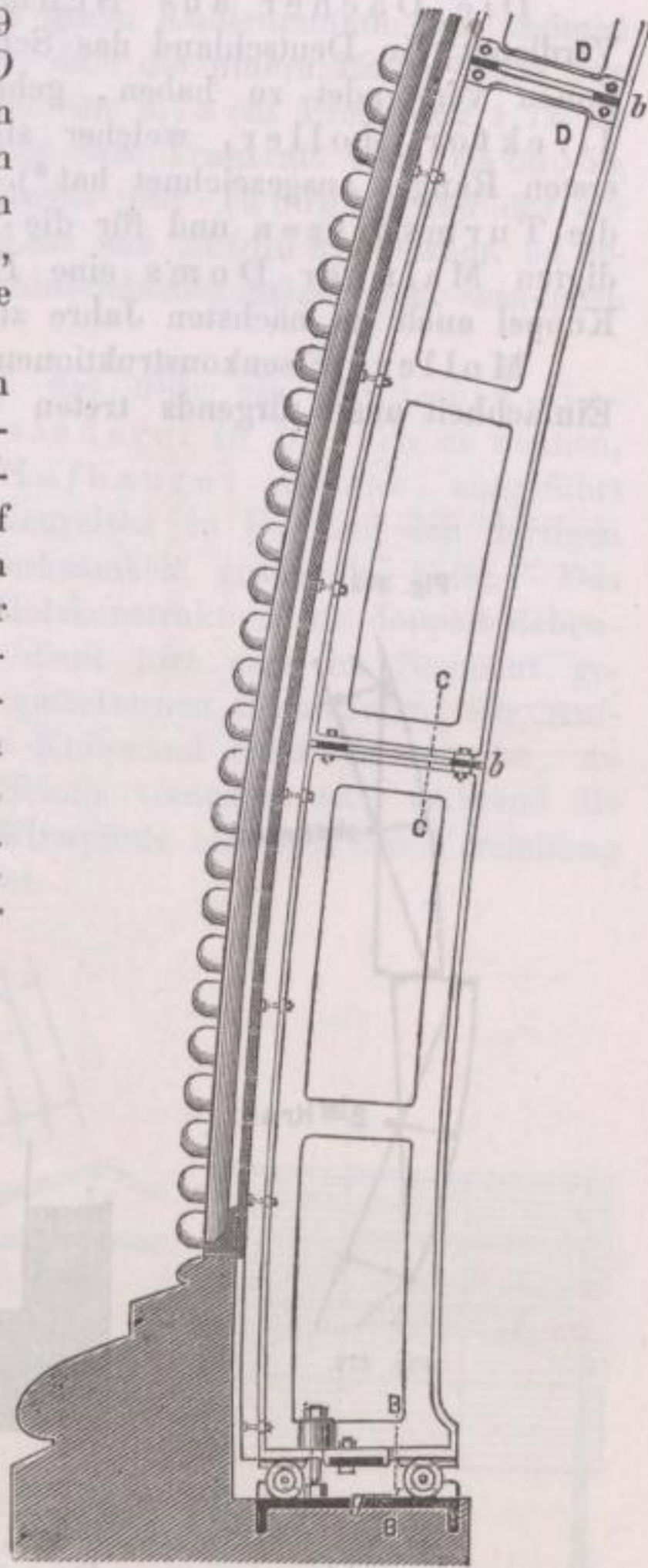


Fig. 367.

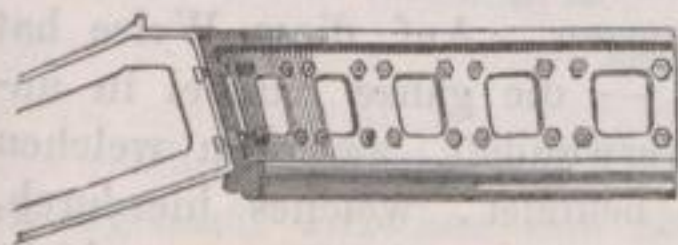


Fig. 368.

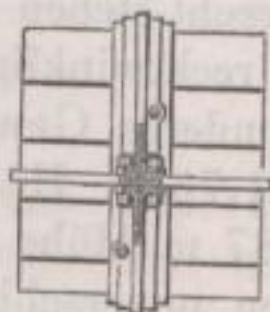


Fig. 369.



Fig. 370.

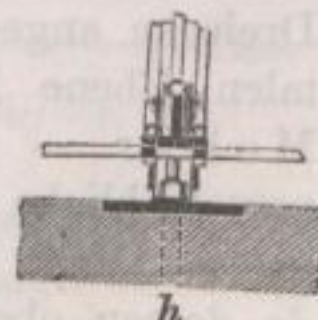


Fig. 371.

*) Zeitschrift für Bauwesen 1852, S. 155; Bl. 31, 32, 33.

für Dachkonstruktionen nahezu ausgeschlossen sein und dementsprechend bilden die Dächer aus Schmiedeeisen konstruiert mit den wichtigsten Teil der Eisen-Hochbaukonstruktionen.

Die Dächer aus Schmiedeeisen (älterer Konstruktion). Das Verdienst, in Deutschland das Schmiedeeisen ausschließlich zu Dachkonstruktionen verwendet zu haben, gebührt ohne allen Zweifel dem Oberbaudirektor Moller, welcher sich überhaupt so vielseitig als Konstrukteur ersten Ranges ausgezeichnet hat*). Schon im Jahre 1827 entwarf derselbe für die Turmspitzen und für die Kuppel des vielfach durch Brand beschädigten Mainzer Doms eine Eisenkonstruktion, welche in bezug auf die Kuppel auch im nächsten Jahre zur Ausführung gelangte.

Mollers Eisenkonstruktionen zeichnen sich noch heute durch ungemeine Einfachheit aus; nirgends treten uns komplizierte Schmiedearbeiten entgegen, überall herrscht das System vor, sämtliche Konstruktionen durch kurze, netzförmig und unverschieblich geknüpfte Maschen oder Felder die benötigte Festigkeit zu geben.

Eine Verbiegung der Kuppelsparren nach außen wurde durch in Entfernung von 0,87 m angebrachte horizontale Ringe verhindert, welche durch einfache Schrauben mit den Sparren verbunden sind; hierdurch wurde zugleich eine Seitenverschiebung der Sparren vermindert. Gegen das Einbiegen der Sparren nach innen, sowie gegen die horizontale Verschiebung sind Kränze von flach gelegten Eisenstäben angeordnet, wie sie die nebenstehende Skizze Figur 372 und 373 im Grundrifs und Figur 374

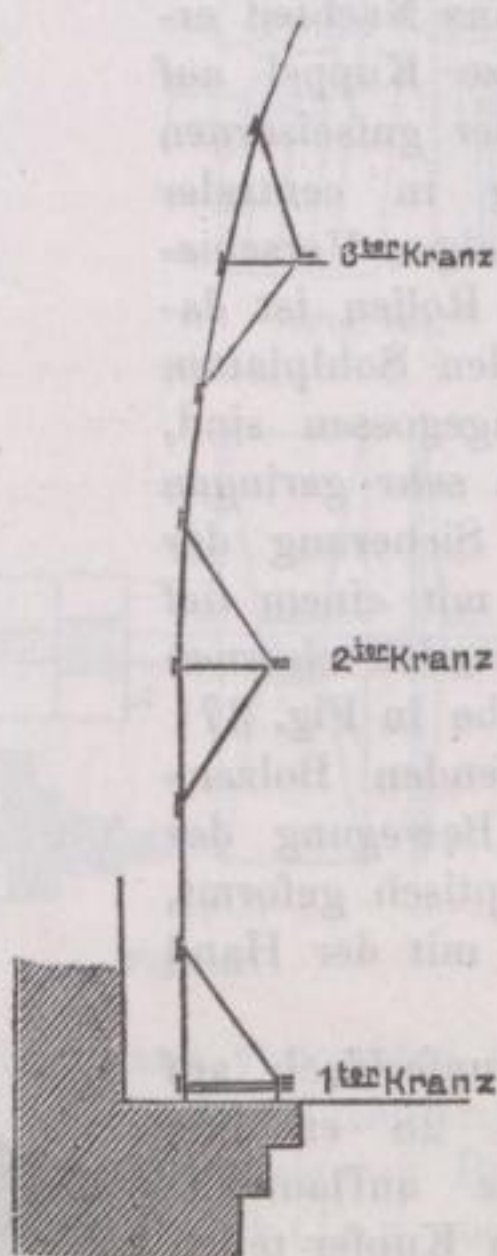
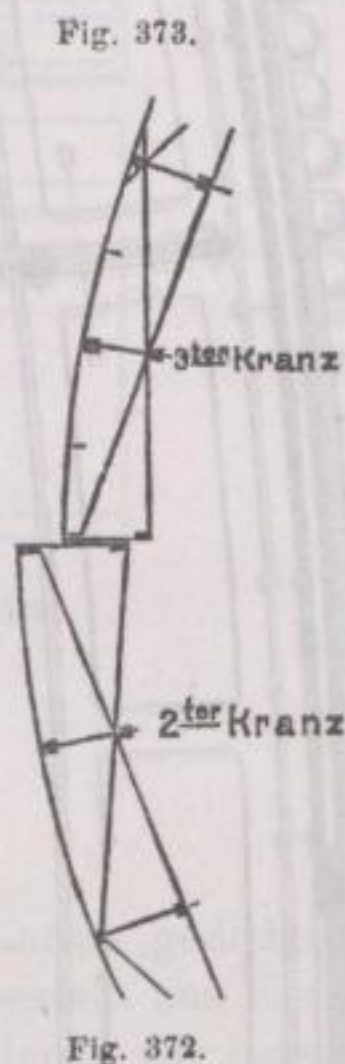


Fig. 374.

im Aufrifs erklären mag. Dem entsprechend besteht jeder Kranz aus Eisenstäben, welche kleine unverschiebbare Dreiecke bilden; wo sich dieselben kreuzen, sind sie überschritten und einfach (in allen Knotenpunkten) verschraubt.

Wie die Skizze erkennen läßt, sind oberhalb und unterhalb der Kränze Dreiecke angeordnet, welche senkrecht stehen und sich mit dem in der horizontalen Ebene liegenden Dreiecke rechteckig kreuzen. Auf diese Weise hat Moller — er legt hierauf besonderes Gewicht — die ganze Kuppel in unverschiebbliche Kegelstücke von 1,75 m Höhe verwandelt, zwischen welchen jedesmal ein Kegelstück von 0,87 m Höhe sich befindet, welches hierdurch, da dessen obere und untere Seiten unverschieblich sind, gleichfalls unverschieblich wird.

*) Vergleiche I. Band S. 153 u. 199 und II. Band S. 143 u. 218.

Um endlich auch eine allenfallsige schraubenförmige Bewegung der Kuppel unmöglich zu machen, legte der berühmte Konstrukteur mehrere Eisenbänder diagonal aufsteigend und sich kreuzend über die Sparren, wobei dieselben ebenfalls etwas eingelassen und verschraubt wurden.

Um die Stärke der einzelnen Stäbe von einem Knotenpunkte zum anderen zu bestimmen, ergaben angestellte Versuche, daß die untere Reihe Stäbe von 0,87 m Höhe mit einer abwechselnden Stärke von 3,75 cm Breite und 1,75 cm Dicke, dann 3,75 cm Breite und 2,5 cm Dicke eine Tragkraft von 105 000 kg hatten. Da nun das ganze Gewicht des Eisens nur 14 000 kg und das der Zinkbedeckung 7000 kg, mithin die ganze Last nur 21 000 kg beträgt, so ergibt sich, daß die Kuppel eine mehr als hinreichende Stärke hat, was auch die Erfahrung vollständig bestätigte*).

Als eines der ersten Satteldächer ist das über ein Magazin-Gebäude der Schicklerschen Zuckersiederei in Berlin zu nennen, das 1835 durch den späteren Ober-Hofbaurat Hesse ausgeführt wurde, nachdem derselbe auf seinen Studienreisen in England den dortigen Eisenkonstruktionen seine besondere Aufmerksamkeit geschenkt hatte. Das 18,6 m tiefe Dach erinnert lebhaft an eine Holzkonstruktion mit doppelt stehendem Stuhl; statt des geraden Kehl balkens dient hier eine im Segment gebogene T-Eisenschiene zur Verspannung der gußeisernen Stuhlsäulen; zur Aufhebung des Schubes gegen die 1,35 m hohe Kniewand dient eine Strebe, an welcher der den Sparrenfuß aufnehmende Schuh verankert ist, während die Bogenschiene sowohl zur Unterstützung der Firstpfette als auch zur Versteifung des oberen Teiles des Haupttragsparrens dient.

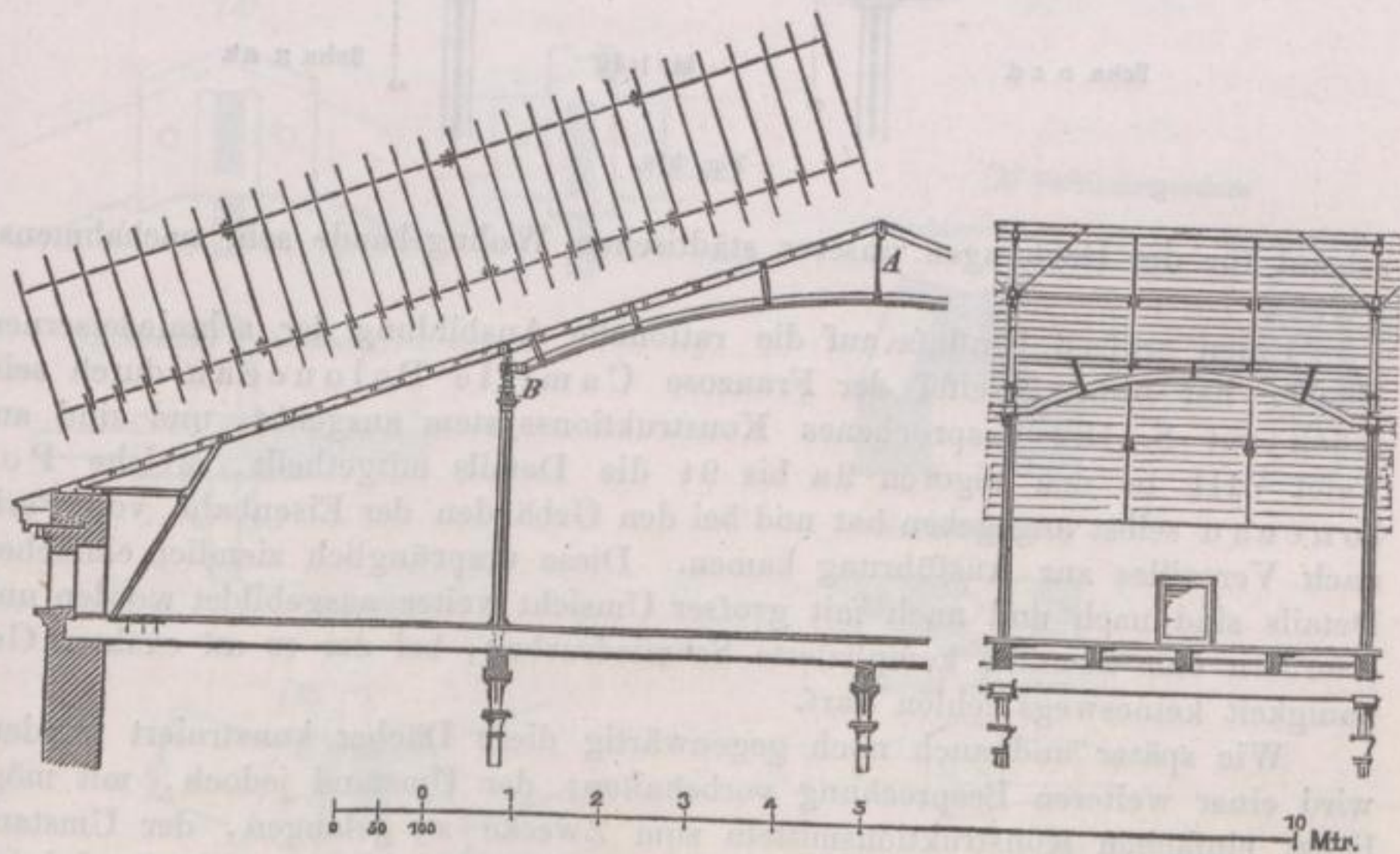


Fig. 375.

Fig. 376.

Die Hauptgebinde, 3,82 m von Mitte zu Mitte entfernt, nehmen je zwei Leergebinde zwischen sich auf, wobei die stehenden Stuhlsäulen auch der Länge nach durch eine im Segment gebogene Spanschiene verbunden sind. Diese

*) Beiträge zu der Lehre der Konstruktionen von Dr. Georg Moller.
Gottgetreu, Hochbaukonstruktion. III.

Segmentschienen dienen zugleich zur sicheren Unterstützung der auch von den stehenden Stuhlsäulen getragenen Hauptpfette.

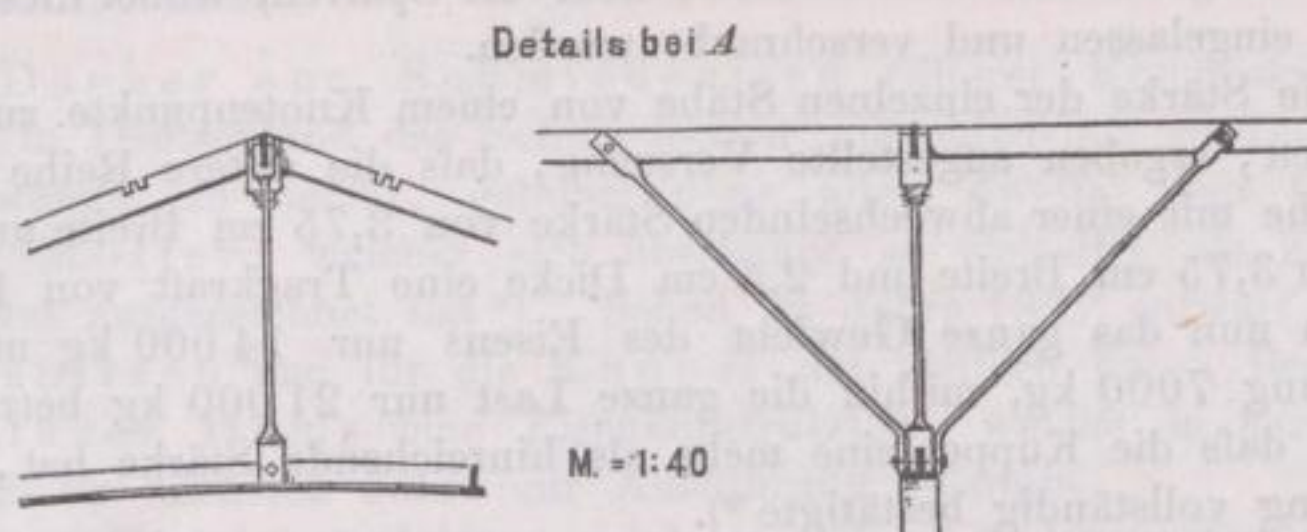


Fig. 377.

Die Figuren 375 und 376 (S. 257) 377, 378 stellen diese eigentümliche, jedoch äußerst empfehlenswerte Dachkonstruktion im Quer- und Längenschnitt mit den nötigen Details dar; das Ganze ist gut durchdacht und er-

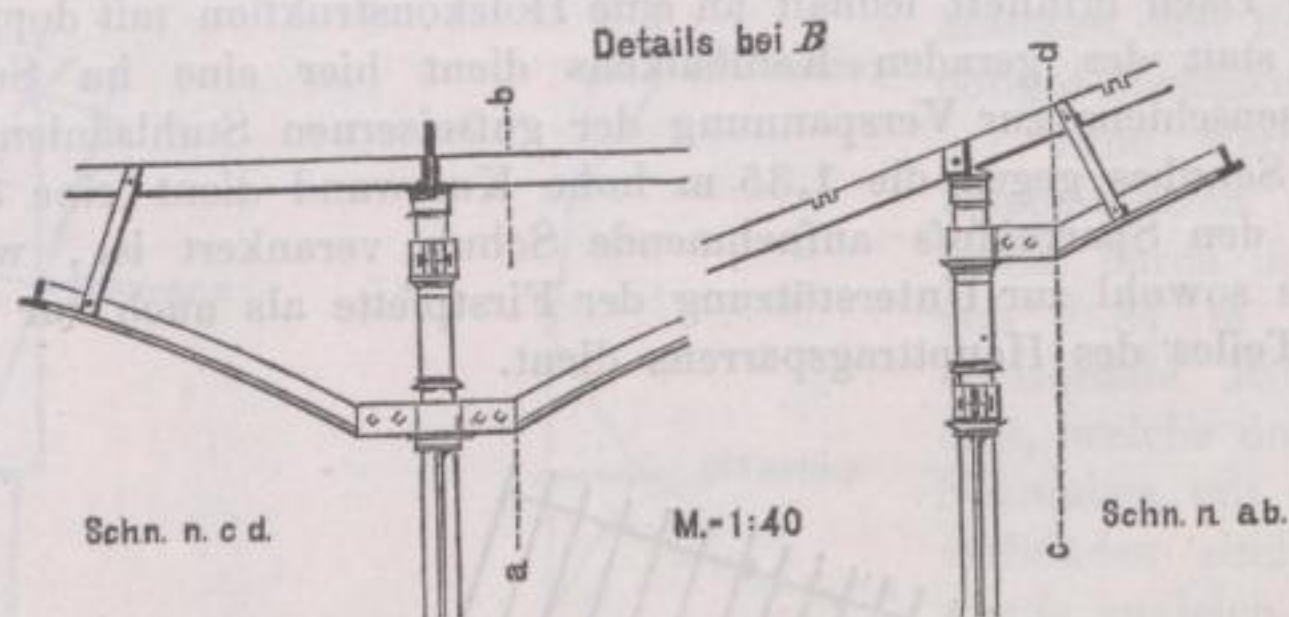


Fig. 378.

scheint für die Dachungen unserer städtischen Wohngebäude sehr nachahmenswert *).

Einen großen Einfluss auf die rationelle Ausbildung der schmiedeisernen Dächer hat ohne Zweifel der Franzose Camille Polonceau durch sein schon auf S. 182 besprochenes Konstruktionssystem ausgeübt, und sind auf Tafel VIII in den Figuren 9a bis 9t die Details mitgeteilt, welche Polonceau selbst angegeben hat und bei den Gebäuden der Eisenbahn von Paris nach Versailles zur Ausführung kamen. Diese ursprünglich ziemlich einfachen Details sind nach und nach mit großer Umsicht weiter ausgebildet worden und erfordern eine ziemlich komplizierte Schmiedearbeit, bei der es an exakter Genauigkeit keineswegs fehlen darf.

Wie später und auch noch gegenwärtig diese Dächer konstruiert wurden, wird einer weiteren Besprechung vorbehalten; der Umstand jedoch, mit möglichst einfachen Konstruktionsmitteln zum Zwecke zu gelangen, der Umstand ferner, daß in früherer Zeit (noch in den vierziger Jahren), die Produktion des Eisens viel zu wünschen übrig liefs, daß gepuddeltes englisches Eisen teuer und schwierig zu bearbeiten war, gab Anlaß dazu, alle Eisenkonstruktionen bei den Hochbauten so viel wie möglich zu vereinfachen. Als ein gelungenes Beispiel dieses Strebens möge hier eine Dachkonstruktion mitgeteilt

*) Försters Bauzeitung 1843, S. 187, mit den Blättern 536 bis 538.

werden, welche bereits im Jahre 1842 in Marseille über einer Gasanstalt zur Ausführung gekommen ist.

Fig. 379 stellt den 10,00 m weit überspannten Raum dar, und ist das betreffende Dach als Hänge- und Sprengwerk konstruiert; die Haupttragsparren

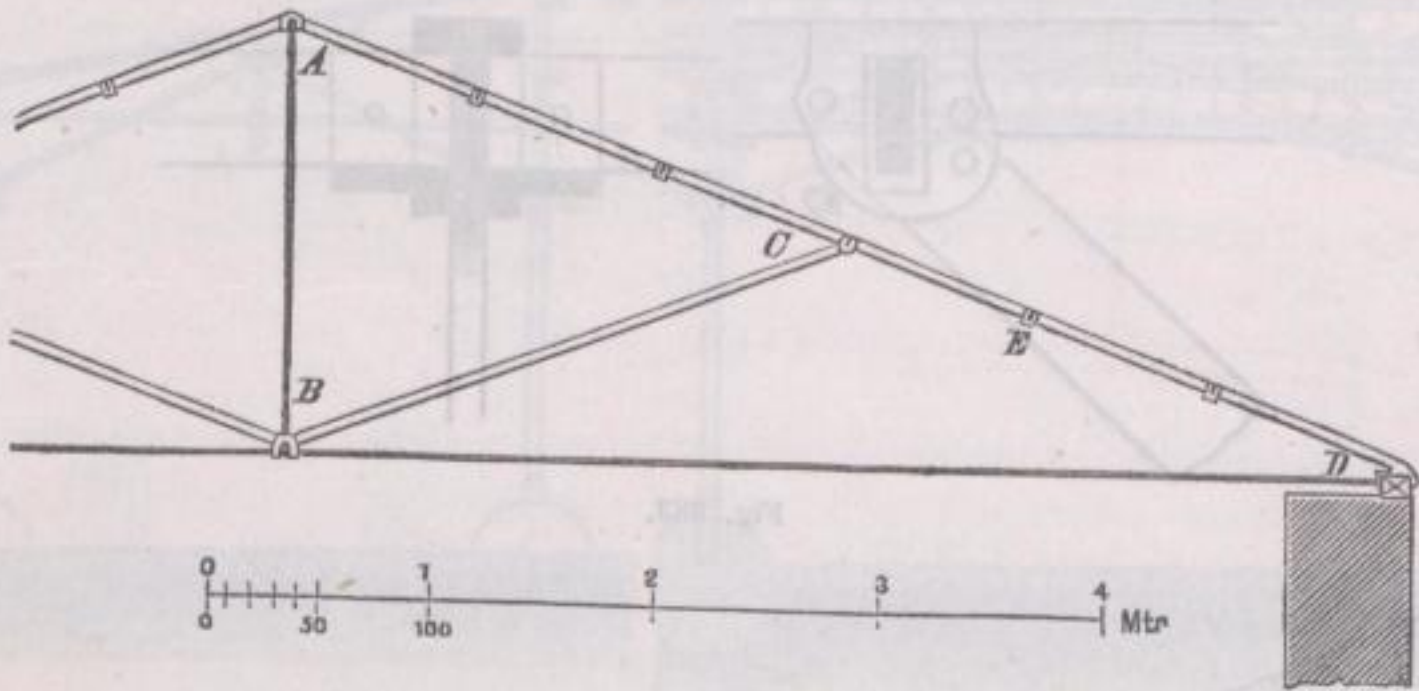


Fig. 379.

halten eine Hängestange in Schwebelage, welche den Zuganker in seiner Mitte aufnimmt und einen festen Punkt darbietet, um von hier aus die Haupttragsparren in ihrer Mitte zu unterstützen.

Diese höchst einfache Dachverbindung besteht zum großen Teil aus Band- und Stabeisen von viereckiger oder runder Form, dann aus gusseisernen Schuhen und endlich aus Schraubenbolzen, Stiften und Keilen.

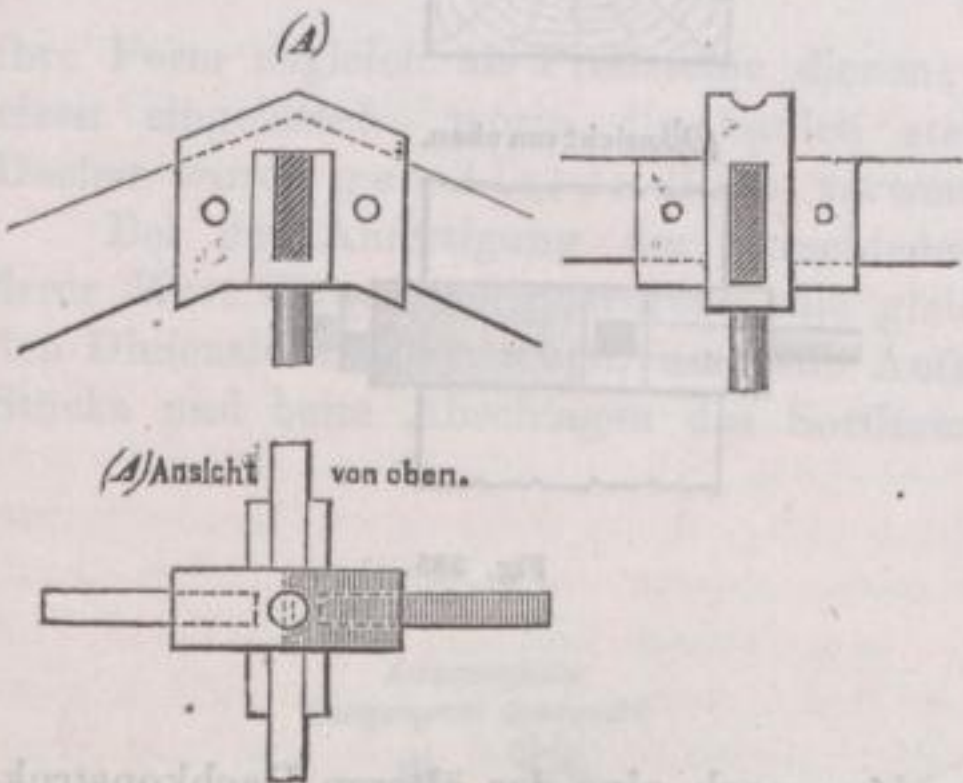


Fig. 380.

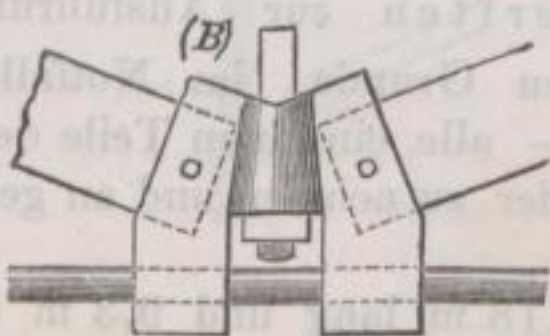


Fig. 381.

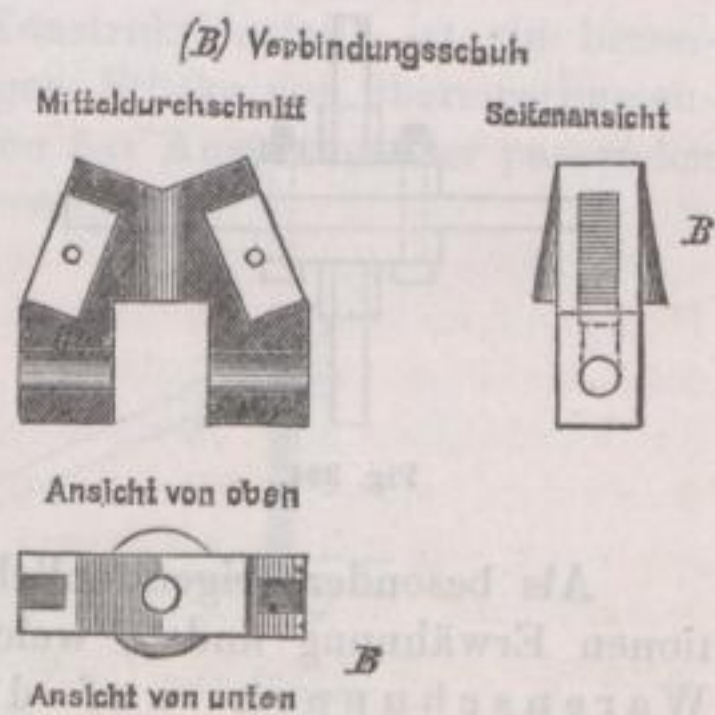


Fig. 382.

Das unmittelbar aus dem Handel genommene Eisen ist nach den erforderlichen Dimensionen abgeschnitten, für die Stifte und Bolzen im kalten Zustande gelocht, sodass die eigentliche Schmiedeeisen-Arbeit nur in der Zurichtung der

Sparrenenden bestand, um sie mit der Firstpfette zu verbinden. Bei der in allen beigegebenen Details der Einzelverbindungen (Figur 380 bis 382 (S. 259) und 383 bis 385) eingehaltenen Einfachheit möchte eine weitere Beschreibung unnötig erscheinen*).

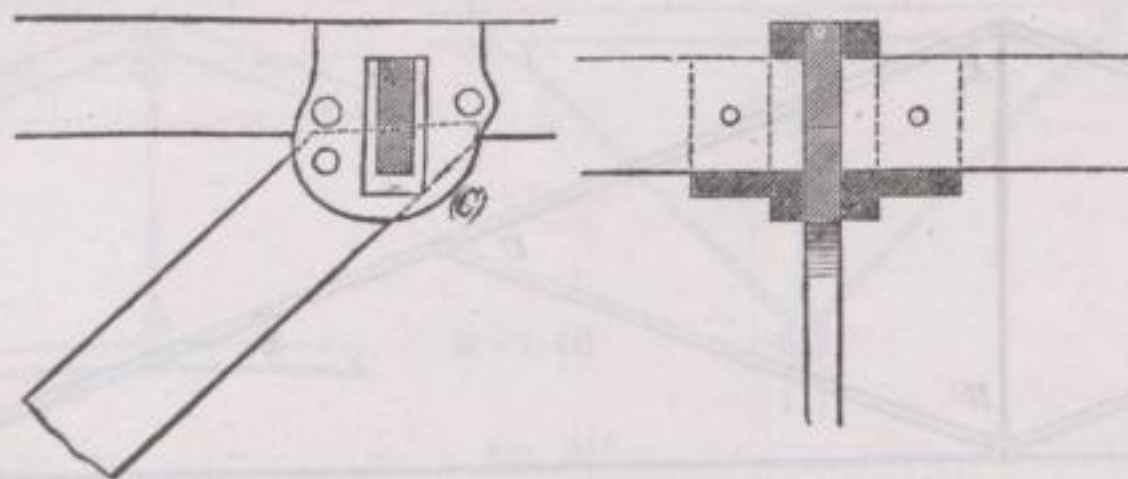


Fig. 383.

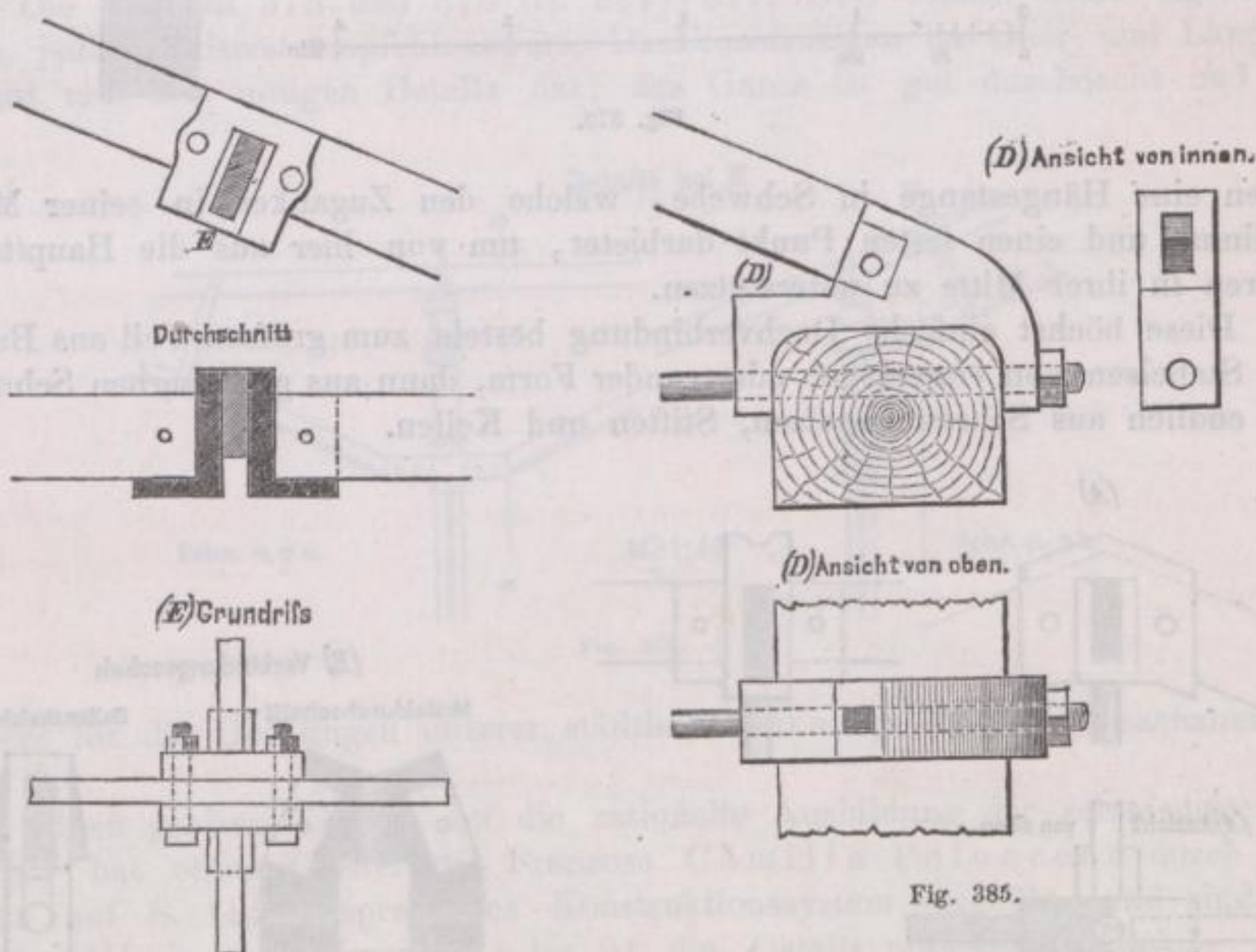


Fig. 384.

Fig. 385.

Als besonders eigentümlich möge hier noch eine der älteren Dachkonstruktionen Erwähnung finden, welche Anfangs der vierziger Jahre in Köln als Warenschuppen auf den Rheinwerften zur Ausführung kam.

Dieser Konstruktion lag der Gedanke zu Grunde, im Notfalle — bei Ueberschwemmungen und starken Eisgängen — alle einzelnen Teile des Daches und seine Stützen leicht und schnell auseinander zu nehmen und an gesichertem Orte aufzubewahren.

Von diesem Warenschuppen, welcher 24,18 m lang und 9,3 m breit und bis zur Traufe nahezu 3,0 m hoch ist, sind in den Figuren 386 und 387 der Querschnitt, ein Teil des Längenschnittes und die wichtigsten Details in den Figuren 388 bis 390 dargestellt.

*) Försters Bauzeitung 1844, S. 164, Bl. 606.

Das Dach wird von 15 Säulen unterstützt, welche der Breite nach 3,72 m und der Länge nach 5,58 m auseinander stehen. Zum Fundament haben diese Säulen leicht untermauerte, halbkugelförmig behauene Werkstücke, welche durch

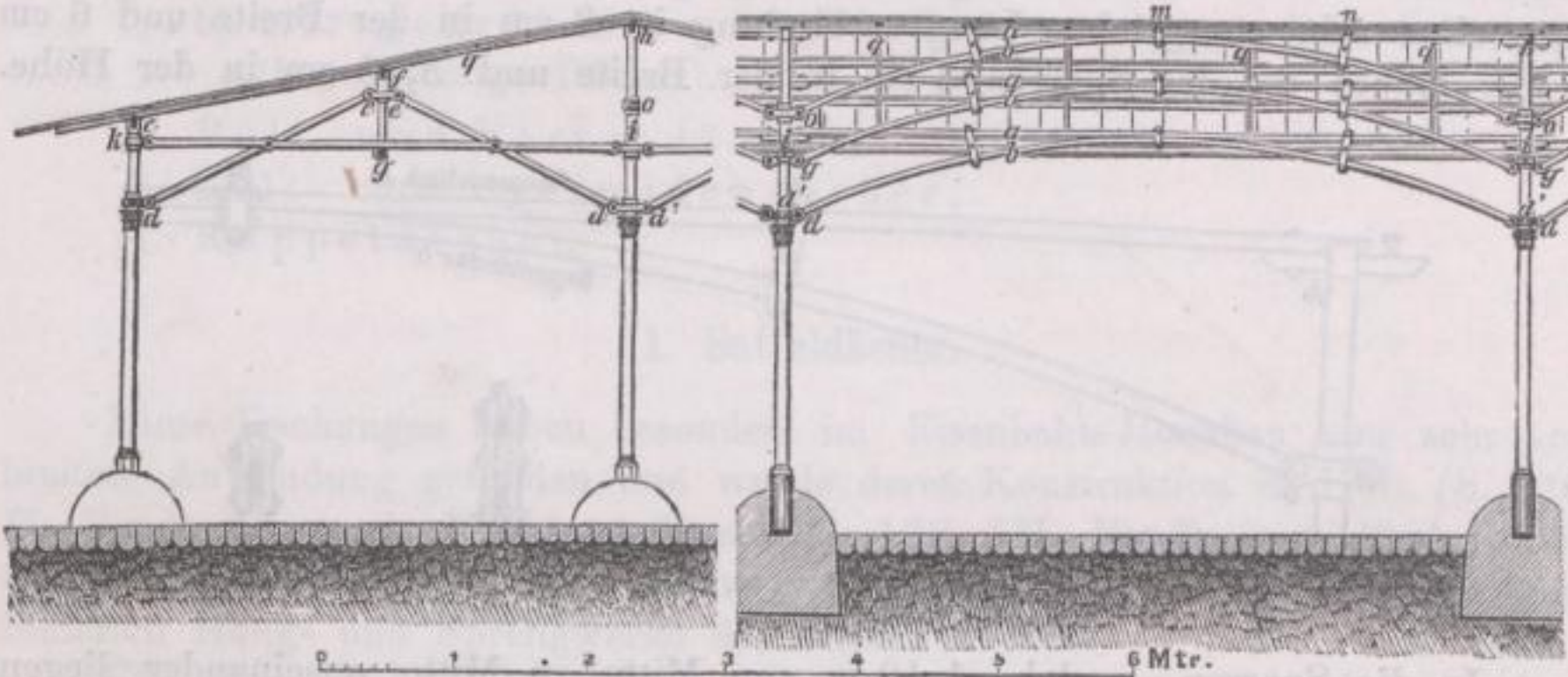


Fig. 386.

Fig. 387.

Grundriss der Stracknisen.

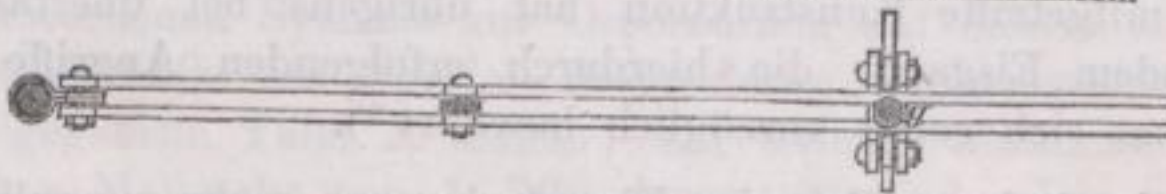


Fig. 388.

ihre Form zugleich als Prellsteine dienen; in denselben sind Büchsen aus Gußeisen eingelassen, worin die Säulen stehen. Zu allen übrigen Teilen des Daches wurde gewalztes Eisen verwendet.

Bei der Anfertigung der verschiedenen Konstruktionsteile ist ein besonderer Wert darauf gelegt worden, die gleichartigen Stücke von übereinstimmenden Dimensionen zu machen, um beim Aufschlagen das Aussuchen der passenden Stücke und beim Abschlagen das Sortieren zu vermeiden.

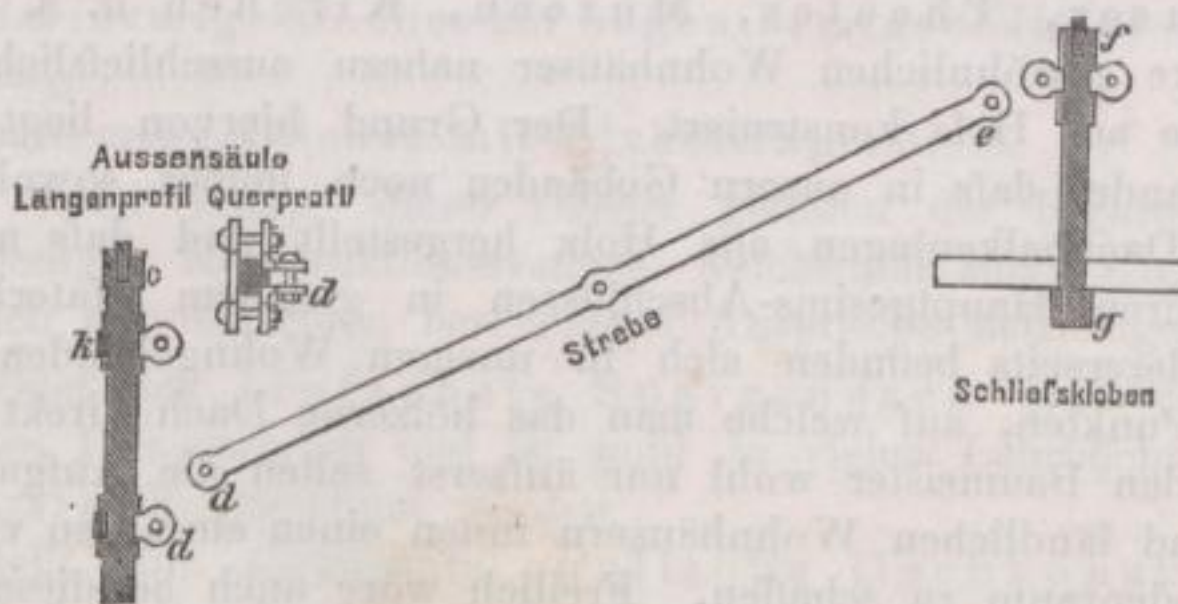


Fig. 389.

Da der Bau des ganzen Eisengerippes aus den beigegebenen Darstellungen deutlich hervorgeht, so bedarf es hier keiner weiteren Erklärung und möchte es genügen, die Maße der hauptsächlichsten Konstruktionsteile anzugeben.

Die Säulen, von welchen die äußeren 2,83 m, die innenstehenden 3,64 m hoch sind, haben 7,75 cm im Durchmesser; die Hängeisen haben die Länge

von 70 cm und den übergroßen Durchmesser von 6 cm; die Strebebänder sind 7,75 cm hoch und 3 cm stark; die sie umfassenden horizontalen Zugstangen haben dieselben Dimensionen und erscheinen übermäßig stark gewählt. Die Stärke der Pfetten und der segmentförmig gebogenen Eisenstäbe zur Herstellung einer sehr energischen Längsverbinding ist 3 cm in der Breite und 6 cm in der Höhe; die der Sparren 3 cm in der Breite und 5,15 cm in der Höhe.

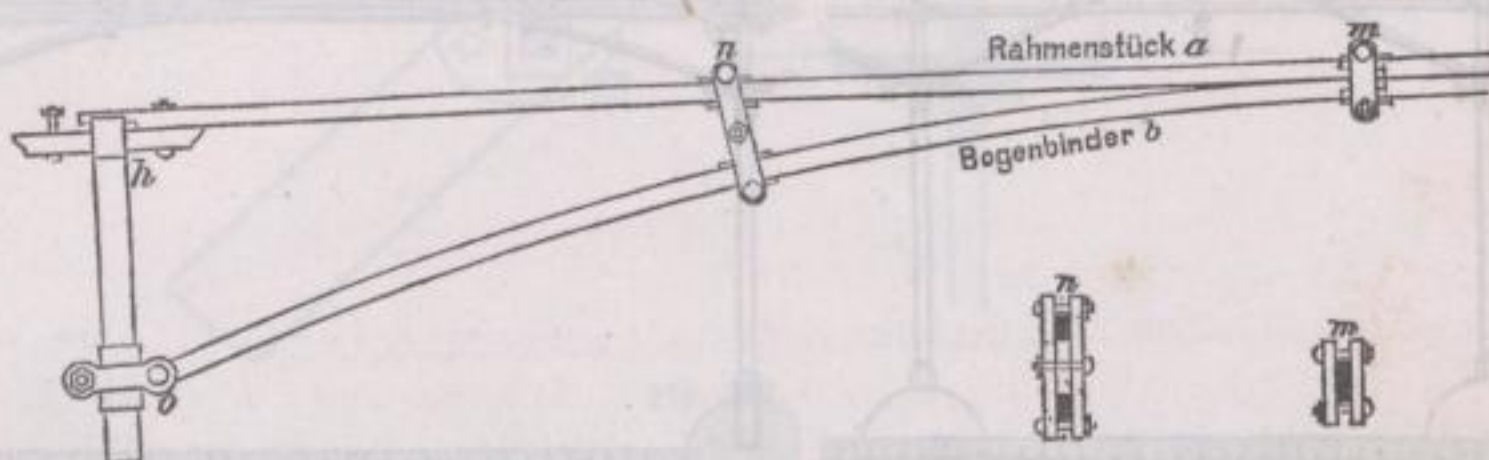


Fig. 390.

In die Sparren, welche 1,40 m von Mitte zu Mitte auseinander liegen, sind Plättchen eingelassen, welche zum Anschrauben von hölzernen Rähmen, auf denen die Dachschalung befestigt ist, dienen.

Die hier mitgeteilte Konstruktion hat übrigens bei überraschend schnell daher kommendem Eisgange die hierdurch erfolgenden Angriffe siegreich bestanden, und hat sich somit vorzüglich bewährt*).

Während in früherer Zeit die Eisendachungen mehr sporadisch vorkamen, treten sie in neuester Zeit für eine größere Anzahl von Gebäuden entschieden in den Vordergrund. Namentlich sind es unsere Eisenbahnen, die gebieterisch auf die Eisenbedachung angewiesen sind und möchte es heute wohl kaum mehr vorkommen, eine Bahnhofshalle mit ihren Perrons, selbst kleinerer Ausdehnung, in Holz zu konstruieren.

Mit großer Vorliebe verwendet man gegenwärtig die eisernen Dächer für Lagerhallen, Lokomotiv- und Wagen-Remisen, Werkstätten, Fabrikgebäude, namentlich Gasanstalten, Ausstellungsgebäude, Markthallen, Treib- und Palmenhäuser, Theater, Museen, Kirchen u. s. w., während man für unsere gewöhnlichen Wohnhäuser nahezu ausschließlich noch immer die Dachstühle aus Holz konstruiert. Der Grund hiervon liegt hauptsächlich in dem Umstande, daß in unsern Gebäuden noch immer sowohl die Etagen als auch die Dachbalkenlagen aus Holz hergestellt und daß auch die Kniewände mit ihren Hauptgesims-Abschlüssen in gleichem Material konstruiert werden. Andererseits befinden sich in unseren Wohngebäuden eine größere Anzahl von Punkten, auf welche man das hölzerne Dach direkt stützen kann, und tritt an den Baumeister wohl nur äußerst selten die Aufgabe heran, bei städtischen und ländlichen Wohnhäusern innen einen eleganten von unten sichtbaren Dachbodenraum zu schaffen. Freilich wäre auch bei diesen eine größere Feuersicherheit anzustreben.

Was die Form der eisernen Bedachungen unserer gegenwärtigen Zeit anbetrifft, so gilt im allgemeinen dasselbe, was bei den hölzernen Dächern darüber gesagt wurde und verweisen wir darauf**).

*) Försters Bauzeitung 1843, S. 57, Bl. 503.

***) II. Band: Die Zimmerkonstruktionen, S. 127.

Im Folgenden werden wir bei den neueren eisernen Dachkonstruktionen unterscheiden:

1. Satteldächer,
 - a) mit gerader, äußerer Dachfläche,
 - b) mit gekrümmter, cylinderförmiger Dachfläche (bogenförmige Dächer).
2. Pult- und Perrondächer,
3. Zelt- und Pyramidendächer,
4. Kuppeldächer.

1. Satteldächer.

Diese Dachungen haben besonders im Eisenbahn-Hochbau eine sehr verbreitete Anwendung gefunden und wurde deren Konstruktion in Holz (S. 226, II. Band), dann in Holz und Eisen (S. 178, III. Band) in vielfachen Beispielen besprochen; bei allen diesen Konstruktionen ist das System der kombinierten Häng- und Sprengwerke das vorherrschende.

Für eiserne Satteldächer, sowohl mit ebenen als auch cylinderförmigen Dachflächen haben sich im Verlaufe der letzten Jahrzehnte so viele Modifikationen geltend gemacht, daß es vor allem geboten erscheint, die typisch gewordenen Systeme zur Orientierung auf diesem so umfangreichen Felde der Bautechnik der Spezial-Besprechung voranzuschicken. Es möge hierzu die beigegebene Tafel A dienen, auf welcher sämtliche Konstruktionen in dem gleichen Maßstabe von 1:200 dargestellt sind. Die Spannweiten der vorgeführten und in Wirklichkeit auch ausgeführten Dachungen bewegen sich in den Grenzen von 4,60 bis 73,10 m.

Im allgemeinen lassen sich hierbei 5 verschiedene Konstruktionsarten unterscheiden, welche sich notwendig herausbildeten, je nach der Größe der Aufgabe, und zwar:

1. Dächer mit einfachen, geraden Sparren,
2. Dächer mit Gittersparren oder Fachwerkssparren,
3. Dächer mit Fachwerksdachgespärre mit gerader Dachfläche und segmentförmiger oder polygoner oder kreisförmiger Untergurtung,
4. cylinderförmige Dächer mit bogenförmigen Gitter- oder Kasten-trägern,
5. Bogenförmige Dächer mit Sichelträgern.

Zu der ersten Gruppe dieser Dächer gehören die Figuren 1 bis 6; es sind dies diejenigen Konstruktionssysteme, welche sich zuerst eingebürgert haben und lassen sich mit denselben bescheidene Ansprüche befriedigen.

Fig. 1 bildet das einfachste Sparrendach nach dem System des einfachen Hängewerkes und ist wohl in vielen Lehrbüchern als deutsches Dach bezeichnet worden.

Fig. 2 stellt eine sogenannte englische Dachkonstruktion einfachster Art dar, bestehend aus den Sparren, der Zugstange, den Streben und dem Hängeisen; statt der horizontalen Zugstange läßt dieselbe auch eine Hebung in ihrer Mitte zu, wodurch jedoch die Streben eine sehr schiefe Lage erhalten, sobald sie den Sparren in seiner Mitte zu unterstützen haben *).

*) Das sogenannte englische Dach wurde sehr frühzeitig in England ausgebildet und verweisen wir auf die später folgenden Figuren 419 und 430.

Fig. 3 giebt das bereits auf S. 183 besprochene und dargestellte französische Dach nach Polonceau mit zwei Stützpunkten, während Fig. 4 als zusammengesetztes Polonceau'sches Dach mit 6 Stützpunkten bezeichnet werden kann.

Fig. 5 und Fig. 6 sind, ersteres ein zusammengesetztes französisches, letzteres ein zusammengesetztes englisches Dach mit 4 Stützpunkten. Fig. 6 möchte mit dem Nachteil behaftet sein, daß die längsten Glieder auf Druck beansprucht werden *).

Bei allen diesen Figuren sind die gedrückten Konstruktionsteile mit stärkeren, die gezogenen mit einfachen Linien bezeichnet.

Die einfach zusammengesetzten englischen und französischen Dachstühle lassen sich in ihren Detailverbindungen wesentlich vereinfachen durch die Verwendung von Gittersparren, sowohl mit parallelen, als auch mit gekrümmten Gurtungen; solche Konstruktionen, in die zweite Gruppe der Satteldächer gehörend, mit Spannweiten von 10 bis 25,0 m, sind in den Figuren 7, 8, 9 und 10 dargestellt.

Fig. 7 giebt ein Dach mit 10,0 m Spannweite, bestehend aus zwei Gittersparren mit nach innen gekrümmten Gurtungen, deren Seitenschub durch eine Zugstange mit einem Hängeisen aufgehoben ist;

Fig. 8 dagegen zeigt ein Dach bis zu 25,0 m Spannweite, dessen Sparren aus je zwei gekrümmten Gittersparren bestehen, welche nach dem System Polonceau gestützt und verbunden sind.

Fig. 9 mit 25,15 m Spannweite zeigt das gleiche System, jedoch bei Anwendung von Gittersparren mit Parallel-Gurtungen.

Fig. 10 liefert ein Beispiel sehr vorteilhafter Verwendung von geraden Gitterträgern zur Herstellung eines Daches über der Turnhalle der Ecole Monge in Paris; man hat es hier mit einem doppelten Hängewerk zu thun, bei welchem beide Sprengstreben sowohl als auch der Sprengkehlbalken, welche die beiden Hängeisen in Schwebelage halten, vergittert sind. Die Spannweite dieser Halle besitzt 24,0 m.

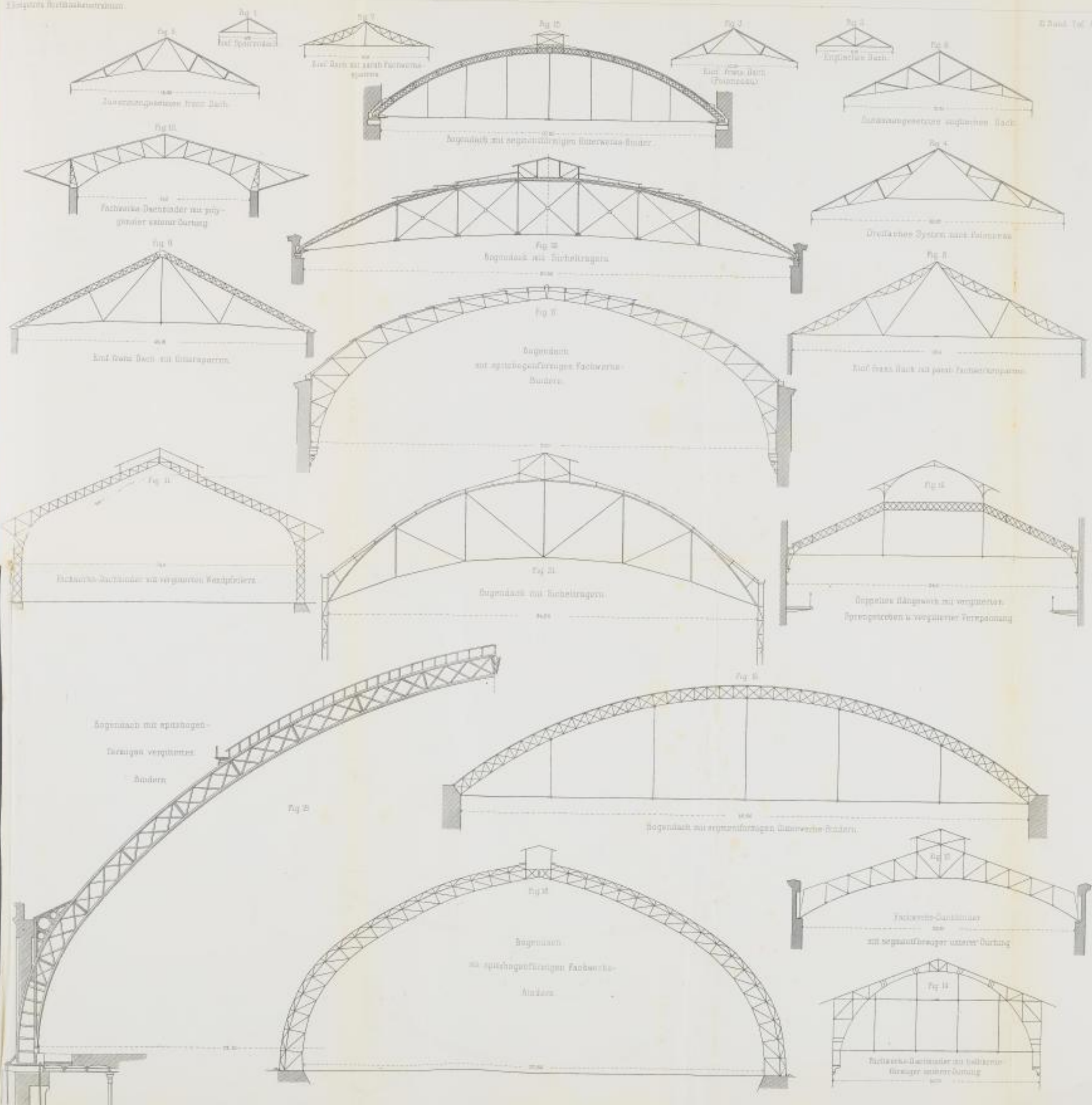
Fig. 11 stellt ein interessantes Beispiel von einer Gitterfachwerks-Konstruktion dar, bei welchem selbst die Wandungen eine Vergitterung erhalten haben. Die Gittersparren verzüngen sich nach dem First zu und gehen durch ein Bogensegment unmittelbar in die vertikale Tragwand über; der 24,0 m breite Raum ist nach oben hin vollständig frei, indem der Schub des ganzen Daches auf das Steinfundament übergeleitet wird.

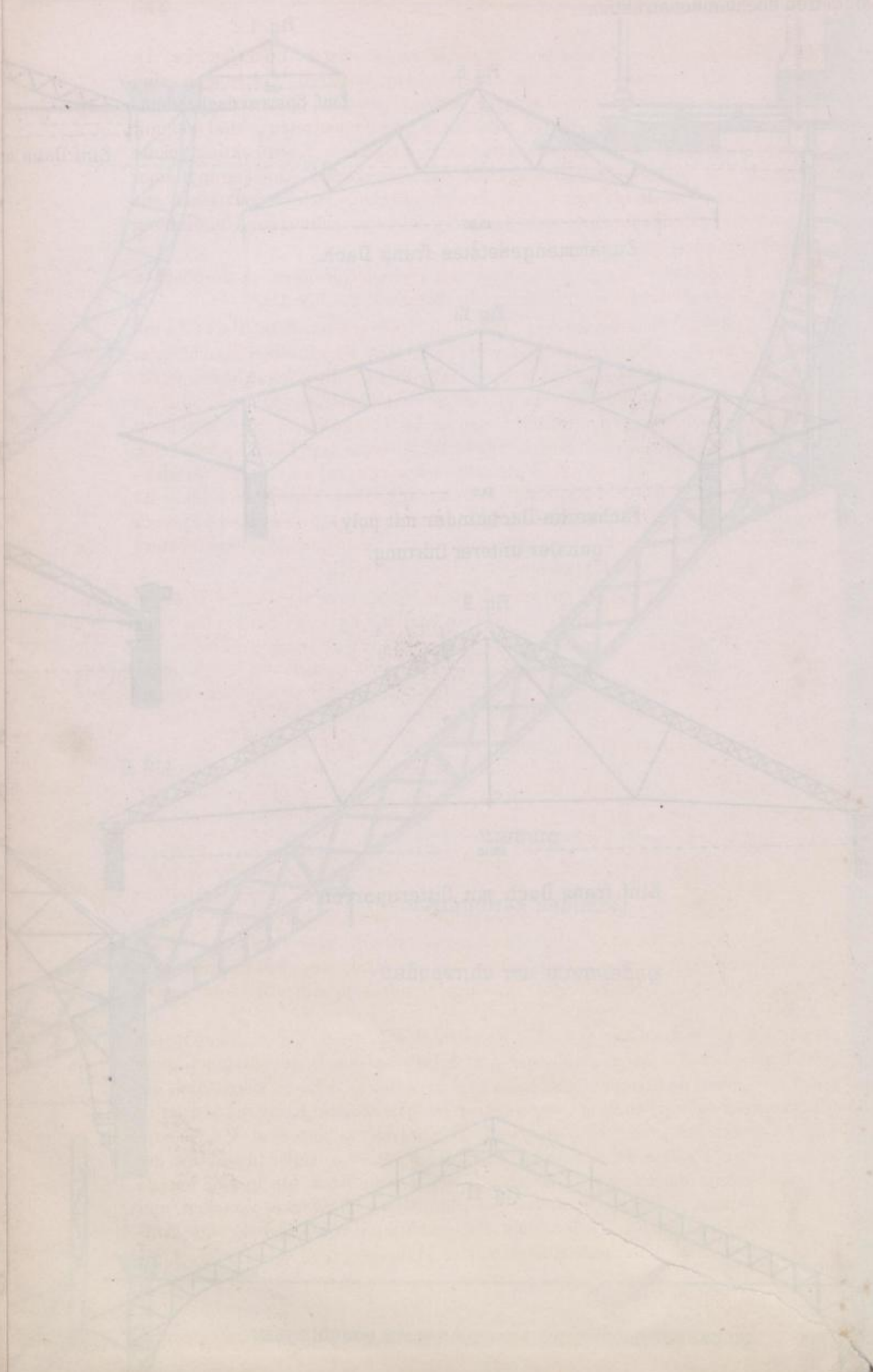
Zu der dritten Gruppe unserer modernen eisernen Dachstuhl-Konstruktionen gehören

die Figuren 12, 13 und 14, wo das ganze Dachgespärre aus Fachwerk besteht; im ersteren Falle ist die untere Gurtung nach einem Polygon, im zweiten Falle nach einem Segmentbogen gestaltet. Wir haben es hier mit Hallendächern zu thun, die der Köln-Mindener Bahn, beziehungsweise dem Ofenhaus der Porzellanmanufaktur in Charlottenburg angehören; in beiden Fällen sind die Gurtungen durch Druck-Vertikalen und Zug-Diagonalen mit einander verbunden.

Fig. 14 mit halbkreisförmiger innerer Gurtung dient zur Ueberdachung des

*) Zusammengesetzte Dächer wurden übrigens auch mit 8, ja mit 10 Stützen ausgeführt.





Lichthofes im Museum für Kunst und Industrie in Wien; die nahezu den Kreis tangierenden äußeren Gurtungen sind durch kurze normal, horizontal und vertikal gestellte Gitterstäbe verbunden, da jedoch, wo die Gurten sehr nahe zusammentreten, sind sie mit voller Blechwand konstruiert. Die hier mitgeteilte Konstruktion bietet zugleich ein interessantes Beispiel für die bewegliche Aufhängung einer mit grossem Oberlicht versehenen Zwischendecke, welche mit einer aus gemauerter Hohlkehle und Stichkappe gebildeten schweren Umrahmung ausgeführt ist.

Zur 4. Gruppe der Bogendächer mit cylinderförmigen Aufsflächen und bogenförmigen Gitterträgern gehören die Figuren 15 bis 19.

Fig. 15 hat eine Spannweite von 27,60 m und gehört dem Potsdam-Magdeburger Bahnhofs in Berlin an; die einzelnen Dachbinder haben eine Segmentbogenform von $\frac{1}{5}$ Pfeilhöhe, ihr Schub wird durch eine horizontal liegende Zugstange aufgenommen, die, um ein Durchschlagen zu verhindern, durch 7 schwache Hängeeisen von der oberen Gurtung getragen wird. Durch die höchst einfache Form macht eine solche Anordnung auf den Beschauer eine sehr wohlthätige perspektivische Wirkung, deren Ruhe nicht durch Diagonal-Verbände beeinträchtigt erscheint; auch gewinnt die Konstruktion an Eleganz durch die gewählte Ausführung der Zugstangen und Hängeeisen aus Rundstahl.

Eine ähnliche Konstruktion, jedoch mit einer Spannweite von 45,50 m, ist in Fig. 16 dargestellt und gehört der Eisenbahnhalle der Baltimore-Bahn in Philadelphia an. Der vergitterte Flachbogenbinder mit 8,0 m Pfeil ist mit regelmässigem Gitterwerk versehen und mit einer Zugstange verspannt, welche mit 5 Rundeisen an die obere Gurtung aufgehängt ist.

Giebt man den Bogendächern nach Fig. 17, 18 und 19 eine spitzbogenartige Form, so erscheint unter Umständen eine Zugstange vollständig entbehrlich; man wähle bisher für die Höhe solcher Dächer etwa die Hälfte ihrer Spannweite, und hat es daher mit einem nur sehr geringen Seitenschub zu thun.

Fig. 17 stellt solchen am First spitzbogenförmig gestalteten Gitterträger dar, wie ein solcher zur Konstruktion des Hallendaches auf dem Ostbahnhofe in Berlin Verwendung gefunden hat; die kastenförmig konstruierten Träger sind horizontal und diagonal vergittert, und ruhen in der Höhe von 6,0 m über dem Perron auf gusseisernen, gut mit den Umfassungsmauern verankerten Konsolen.

Noch günstiger gestaltet sich die Konstruktion, wenn der Fusspunkt der Hauptbinder tief nach unten rückt und der Schub an den Bogenkämpfern ganz auf das Fundament übertragen werden kann; in solchen Fällen lassen sich die Widerlagsmauern auf ein Minimum zurückbringen. Eine solche Konstruktion ist in

Fig. 18 ersichtlich; das hier skizzierte Bogendach gehört dem Palmenhaus der Flora zu Charlottenburg an; am Fussende bildet der Hauptbinder eine Parabel, während er nach dem First hin in eine gerade Linie übergeht. Das Dach ist mit doppelter Glasdecke versehen und liegt zwischen beiden Decken ein Zwischenraum von 0,40 m; die Auflager ruhen auf Steinfeilern von 2,5 m Höhe.

Fig. 19 giebt das großartigste Beispiel für ein cylinderförmiges Dach mit spitzbogenförmigem Gitterträger; derselbe gehört der Bahnhalle St. Pancras in London an und besitzt eine lichte Spannweite von 73,10 m, eine Höhe von 30,5 m. Er besteht aus zwei Korbbögen, welche sich im Scheitel spitzbogenartig schneiden. Zunächst dem Widerlager ist ein Kreisstück von 17,4 m Halbmesser, bezogen auf die innere Bogenfurtung, gewählt, welches bis auf eine Höhe von 11,2 m aufsteigt, von hier ab ist für den oberen Teil ein Bogen von 48,8 m Halbmesser genommen. Die Höhe des Gitterbogens ist überall konstant und beträgt 1,83 m oder $\frac{1}{40}$ der Spannweite. Die Gurtungen sind aus Eisen und Lamellen gebildet und durch Gitterwerk mit einander verbunden; an Stelle des letzteren tritt jedoch an den Bogenfüßen eine volle Blechwand.

Zu der 5. Gruppe der Satteldächer gehören endlich die bogenförmigen Dächer mit Sichelträgern; dieselben erhalten — ähnlich den parabolischen Balkenträgern — gekrümmte Druck- und Zuggurtungen nebst den erforderlichen vertikalen und diagonalen Zwischengliedern; hierbei krümmt man in der Regel die untere Zuggurtung in der Richtung nach oben, gleichfalls nach einer Parabel, deren Pfeilhöhe jedoch geringer als die der Parabel für die obere Druckgurtung ist. Es entsprechen dann die senkrechten Abstände der beiden Gurtungen den Ordinaten einer Parabel und besteht für diese neue Trägerform das Gesetz der Parabelträger insofern, als die Diagonalen bei gleichmäßiger Belastung des Trägers ohne Spannung sind. Uebrigens ist die Bezeichnung Sichelträger nicht allein abhängig von der parabolischen Krümmung der Querträger, sondern wird auch auf anderweitig gekrümmte Träger übertragen, sofern die äußere Gestalt der Träger die Sichelform erkennen läßt.

In Fig. 20, dem Hauptbinder der Halle auf dem bisherigen Bahnhofe der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn in Berlin ist das Prinzip der parabolischen Sichel besonders konsequent durchgeführt. Die Knotenpunkte der oberen Gurtung liegen in einer Parabel von $\frac{1}{5}$ Pfeilhöhe, die der unteren in einer solchen, dessen Pfeilverhältnis 1:15 beträgt. Die senkrechten Abstände beider Gurtungen entsprechen somit den Ordinaten einer Parabel vom Pfeilverhältnis $= \frac{1}{5} - \frac{1}{15} = \frac{2}{15}$.

Bei einer Spannweite von 37,60 m ist der Sichelträger durch Vertikale in 7 Felder geteilt, deren 5 mittlere mit verkreuzten Diagonalen versehen sind.

Fig. 21 endlich stellt einen Sichelträger dar, wie ein solcher beim neuen Central-Bahnhof in München zur Ausführung gekommen ist. Die lichte Spannweite dieser Dachbinder beträgt 34,60 m. Die obere und untere Gurtung hat einen Halbmesser von 20,0 m beziehungsweise 40,0 m; durch 5 in der oberen Gurtung befestigte vertikale Hängeisen ist das ganze Sichelträgerfeld in 6 Felder geteilt, während die mittleren 4 Felder durch Diagonalen verstrebt sind.

Die Ermittlung der in den einzelnen Konstruktionsteilen wirkenden Kräfte erfolgt nach den Regeln der graphischen oder analytischen Statik, unter Annahme der größten und zugleich ungünstigsten Belastung und werden die Querschnitte der sämtlichen Konstruktionsteile den herrschenden Maximalbeanspruchungen angepaßt, derart, daß womöglich die größte innere Inanspruchnahme des Materials bei allen Konstruktionsteilen dieselbe ist.

Was diese letztere betrifft, so verweisen wir auf das Kapitel über die Festigkeit des Eisens S. 50 ff., in welchem über die Annahme der zulässigen Materialbelastung zugleich mit Berücksichtigung der Schwingungs-

festigkeit des Eisens die nötigen Anhaltspunkte zu finden sind. Häufig werden jedoch die Dachkonstruktionen lediglich aus ihrer Maximalbeanspruchung, ohne Berücksichtigung wechselnder Spannungsintensitäten, berechnet und man nimmt hierbei den Festigkeitskoeffizienten für Zug und Druck, mit Rücksicht auf den Umstand, daß die größten Belastungen durch Schnee und Wind wohl nur selten gleichzeitig eintreten werden, ziemlich hoch an, nämlich zu $1000 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ für Schmiedeeisen, $800 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ für Gufseisen und $100 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ für Holz.

Die Scherfestigkeit, welche bei Nieten und Bolzen in betracht zu ziehen ist, kann nach Früherem gleich $\frac{4}{5}$ von der Festigkeit gegen Zug und Druck angenommen werden.

Berechnung der Satteldächer.

Die Dachbinder, Dachstühle (Hauptgespärre) teilt man in statischer Hinsicht, d. h. nach der Art und Weise, wie sie sich auf ihre Auflager stützen, ein in:

- a) Fachwerksgespärre, welche bei vertikaler Belastung des Daches nur vertikale Drucke auf die Stützpunkte ausüben, und
- b) Sprengwerks- und Bogengespärre (Bogensprengwerke), welche hierbei aufser jenen Vertikallasten auf ihre Auflager auch einen nach aussen wirkenden Horizontalschub ausüben.

Jede der oben (S. 263) angeführten Dachformen kann sowohl als Fachwerks- wie auch als Bogenkonstruktion ausgeführt werden.

1. Belastung der Dachkonstruktionen.

Die Gesamtbelastung eines Dachbinders setzt sich zusammen aus seinem Eigengewicht, dem Gewicht der Dachfläche und dem hierauf wirkenden Schnee- und Winddruck. Die ersten beiden Summanden sind die ständige, die letzteren eine veränderliche Belastung.

Was das Eigengewicht der Dachbinder betrifft, so kann man dasselbe in Ermangelung näherer Anhaltspunkte nach Konstruktionsskizzen approximativ ermitteln oder aus empirisch ermittelten Koeffizienten bestimmen. Das Gewicht der Dachbinder, zu welchem auch das der seitlichen Versteifungen (Längsverbände oder Windverstreben) zu rechnen ist, nimmt sowohl mit der Spannweite (l) als auch mit der gegenseitigen Entfernung der Gespärre (e) von einander zu. Ist g das Gewicht, berechnet für den qm Horizontalprojektion, so ist das gesamte Gewicht des Binders ausgedrückt durch

$$P = l \cdot e \cdot g \text{ kg.}$$

Wenn man den Koeffizienten g aus den Gewichtsangaben einer Anzahl ausgeführter Konstruktionen ermittelt, so machen sich dabei selbst bei gleichem Konstruktionssystem und gleicher Spannweite ziemlich bedeutende Unterschiede bemerklich, was seinen Grund in der grossen Verschiedenheit der der Berechnung zu Grunde gelegten Belastungs- und Festigkeitskoeffizienten und der Prinzipien überhaupt hat, nach welchen die einzelnen Konstrukteure bei dem Entwurf und der Herstellung der Konstruktionsgerüste verfahren. Im allgemeinen zeigt sich jedoch, daß in neuerer Zeit infolge der besseren Systeme

und des festeren, geeigneteren Materials die Konstruktionen leichter hergestellt werden, als dies in früherer Zeit geschah.

Unter den Bedingungen, welche gewöhnlich bei dem Entwurf eiserner Dächer vorliegen, kann das Eigengewicht schmiedeiserner Binder pro qm überdeckter Fläche (g) bei Dächern mit ebenen Zinkblech- oder Wellblechdachungen, teilweisen Oberlichtflächen, Laternenaufsätzen u. s. w. ungefähr, wie folgt, angenommen werden *):

System	Licht- weite des Daches m	Entfer- nung der Gebinde m	Gewicht per qm überdeck- ter Fläche kg
Einfache Dachsparren aus Gitterwerk oder Fachwerk mit horizontaler Zugstange (wie Fig. 7 Tafel A)	15,0	4,0	27
Einfacher Polonceaubinder, mit I- oder][-Sparren, bezw. Blechsparren (Fig. 3)	15—30	4—7	26
Einfacher Polonceaudachstuhl mit Gitter- oder Fachwerkssparren (Fig. 8)	20—40	3—8	38
Polonceaudachstuhl mit 3 Sparrenstützen, Sparren aus I-,][-Eisen oder Blechsparren (Fig. 4)	20—40	3—5	46
Desgl. mit Sparren aus Gitter- oder Fachwerk Fachwerkbinder mit dachförmiger oberer und polygonaler unterer Gurtung, dreieckförmige Binder, engl. Dachstühle u. s. w. (Figg. 6, 12, 13)	35—50	7—10	70
Sichelträger größerer Dimension mit vernietetem Blechbogen-Obergurt, oder vergittertem Obergurt (Figg. 20, 21)	14—30	3—7	30
Sprengwerk mit massiven oder vergitterten Balken und horizontaler Zugstange (Fig. 10)	30—40	3,5—8	54
Bogenträger, halbkreis- oder korbbo- genförmig mit stabförmiger Gurtung und versteiften Zwickeln, ohne oder mit aufgehängter Zugstange (Fig. 14)	20—30	6	54
Massive (I- oder kastenförmige) Segment- bogenträger mit aufgehängter horizontaler Zugstange	14—19	3—5	36
Parabolische oder kreisförmige Segmentbogen aus Gitter- und Fachwerk, horizontale Zugstange (Figg. 15, 16)	28—36	7,5—9	72
Halbkreisförmige, korbbo- genförmige oder gedrückt spitzbogige Bogenbinder aus Gitter- oder Fachwerk, zwischen festen Wänden, oder vom Boden aufsteigend ohne oder mit horizontal oder polygonal aufgehängter Zugstange (Figg. 17 bis 19): bei Spannweiten von	27—60	4—7,5	47
„ „ „	25—30	5,0	50
„ „ „	40—70	8—9	86

*) Nach der Zeitschrift des österr. Archit.- u. Ing.-Vereins 1877.

Das Gewicht der Dachflächen selbst summiert sich aus den Gewichten des Deckmaterials, der Sprossen und der Pfetten und beträgt für

Glas auf Winkeleisen	im Mittel	60	kg	pro	qm	Dachfläche.
Schiefer „ „	„	51	„	„	„	„
Ebenes Eisenblech auf Winkeleisen	„	25	„	„	„	„
Eisenwellblech „ „	„	22	„	„	„	„
Zinkwellblech „ „	„	24	„	„	„	„
Gufszinkplatten auf hölzernen Lat- ten und Sparren	„	70	„	„	„	„

Der Schneedruck wird gewöhnlich angesetzt mit 78 kg pro qm horizontaler Fläche, oder für eine unter dem Winkel α geneigte Dachfläche mit $78 \cos \alpha$, bezogen auf Quadrateinheiten der Dachfläche. (Tabelle des Schneedruckes für verschiedene Dachneigungen S. 153, Bd. II.)

Der Druck des Windes wird verschieden angesetzt. In Band II, S. 154 haben wir denselben angegeben zu 115 kg pro qm senkrecht getroffener Fläche. Für eine unter dem Winkel α zum Horizont und unter $(\alpha + 10^\circ)$ zur Windrichtung geneigte Dachfläche erhält man als Windbelastung pro qm

$$w = 115 \sin(\alpha + 10^\circ).$$

Statt dieses eigentlichen Winddruckes wird gewöhnlich dessen Komponente senkrecht zur Dachfläche in die Rechnung eingeführt, indem man die Komponente parallel zur Dachfläche außer Acht läßt. Die erste berechnet sich zu

$$w' = 115 \sin^2(\alpha + 10^\circ).$$

Vielfach zerlegt man den Winddruck auch in eine vertikale und eine zur Dachneigung parallele Komponente und führt nur die vertikale Lastkomponente ein, welche sich zu

$$w'' = \frac{115 \sin^2(\alpha + 10^\circ)}{\cos \alpha}$$

ergibt. (Vergl. Bd. II, S. 155.)

Dächer mit gekrümmten Dachflächen werden in einzelne, als eben anzusehende Zonen geteilt und hiefür die Winddrücke ermittelt, sowie die auf die Knotenpunkte entfallenden Kräfte bestimmt. Durch Zeichnung eines Kräfte- und Seilpolygons über den einzelnen Kräften ist dann die Richtung, Gröfse und Lage des gesamten Winddruckes leicht zu erhalten.

Verteilung der Lasten über den Bindergespärren. Das ständige und veränderliche Gewicht der Dachflächen wird durch die Pfetten auf die Binder übertragen. Jeder Pfette entspricht eine Belastungsfläche, deren Breite gleich der Entfernung der Pfetten (a) und deren Tiefe gleich dem Abstand der Hauptgebände (e) ist. Indem man sich die Pfetten über den Bindern durchschnitten denkt, kann man ihre Drücke auf letztere nach dem Hebelgesetz ermitteln. Der Druck einer Pfette auf den Binder entspricht somit dem Gesamtgewicht eines Feldes von der Gröfse $a \cdot e$ und dies ist auch zugleich das Gewicht, welches zwischen je zwei Gebinden auf die Pfetten wirkt. Die Fufspfetten und bei Pultdächern auch die Firstpfetten sind verhältnismäfsig weniger belastet, als die Mittelpfetten, da sie nur das Gewicht eines halben Feldes aufzunehmen haben. Die Anzahl und die gegenseitige Entfernung der Pfetten richtet sich nach der Art des Deckmaterials, worüber auf S. 30, Bd. II Näheres angegeben ist.

Bei den Fachwerksgespärren sucht man womöglich alle Belastungspunkte mit Knotenpunkten zusammenfallen zu lassen, um auf diese Art die Stäbe der

betreffenden Gurtung möglichst nur axial zu belasten; es läßt sich dies aber in vielen Fällen nicht durchführen und man hat dann die Wahl: entweder besondere Zwischenträger zwischen den Hauptknotenpunkten einzuschalten oder die Gurtstäbe transversal zu belasten.

Das Eigengewicht der Binder, welches streng genommen auf sämtliche Knotenpunkte in entsprechender Weise zu verteilen wäre, kann der Einfachheit halber nur in den die äußere Belastung direkt aufnehmenden Knoten wirkend angenommen werden.

Belastungsfälle. Bei der Anwendung der neueren Dimensionenberechnung handelt es sich hauptsächlich darum, die obere und untere Spannungsgrenze der Stäbe zu kennen und dementsprechend müssen die Belastungsannahmen gemacht und dafür gesonderte Berechnungen durchgeführt werden. Da der Druck durch Schnee wie das Eigengewicht wirkt, und außerdem oft durch längere Zeit andauert, so darf er zur ständigen Belastung geschlagen werden, so daß als veränderliche Last der Dachkonstruktion nur der Winddruck bleibt.

Bei der ständigen Last setzt man dabei immer eine totale Belastung voraus, während der Winddruck selbstverständlich immer einseitig wirkend in die Berechnung eingeführt wird.

2. Bestimmung der Spannungen in den Bindern.

Diese Aufgabe zerfällt in zwei Teile: in die Bestimmung der sekundären äußeren Kräfte oder Auflagerreaktionen und in die Ermittlung der inneren Kräfte oder Stabspannungen.

Die Ermittlung der Auflagerkräfte kann eine sehr einfache sein, wenn lediglich die Gesetze der Statik hierzu erforderlich sind, dagegen eine kompliziertere, wenn dies nicht der Fall ist und die Elastizitätstheorie zu Hülfe genommen werden muß. Wir bezeichnen Konstruktionen der ersteren Art als *statisch bestimmte*, hierzu gehören der einfache Balken, das gewöhnliche Fachwerk, der Bogenträger mit drei Gelenken u. s. w., Konstruktionen der letzteren Art dagegen als *statisch unbestimmte*, wie der kontinuierliche Balken, der Bogenträger ohne Gelenke u. s. w. sie vorstellen.

In ähnlicher Weise haben wir, nachdem die Auflagerkräfte bekannt sind, bei der Bestimmung der inneren Kräfte zu unterscheiden, ob zur Bestimmung der Spannungen aller Konstruktionsteile die Gesetze der Statik ausreichend sind oder nicht, und unterscheiden demgemäß *einfache Systeme*, *veränderliche (labile) Systeme* und *zusammengesetzte Systeme* oder *Systeme mit überzähligen Konstruktionsteilen*. Die einfachen Systeme und die Systeme mit überzähligen Konstruktionsteilen sind zugleich stabil, d. h. sie haben nur einen Gleichgewichtszustand, während die labilen Systeme mit den äußeren Kräften veränderlich sind und durch diese Veränderungen ihrer Lage oder Form erleiden können. Wir betrachten zunächst die Bestimmung der Spannungen in den Bindergespärren aus der gegebenen Belastung.

I. Fachwerksgespärre (Fachwerkstragparren).

Mit *Fachwerk* bezeichnet man ein System von Stäben, die zu einer *unverschieblichen* Figur verbunden sind, und durch äußere Kräfte, welche an das System treten, nur Längenspannungen, aber keine Biegungen auszuhalten haben. Damit diese letztere Voraussetzung, welche eine vollständige

Ausnützung der Querschnitte der Stäbe ermöglicht, eintritt, ist es notwendig, daß die Stäbe an ihren Enden beweglich (scharnierartig) mit einander verbunden sind, die Schwerpunktsaxen aller in einem Knoten zusammentreffenden Stäbe sich in einem Punkte schneiden und ferner, daß die Belastungen nur in diesen letztgenannten Punkten auf das Fachwerk einwirken.

Die Voraussetzung der Unverschieblichkeit des Fachwerkes bedingt, daß an jedem Knotenpunkt sämtliche Kräfte (innere und äußere) sich das Gleichgewicht halten. Dies ist allgemein der Fall, wenn bei k Knotenpunkten, u festen und v verschiebbaren Auflagern die Anzahl der Stäbe s

$$s = 2k - 2u - v$$

beträgt. Bei den Fachwerken, welche gewöhnlich ein festes und ein verschiebliches Auflager haben, ist $u = 1$ und $v = 1$, daher Bedingung

1. für das statisch bestimmte einfache Fachwerk

$$s = 2k - 3,$$

2. für das statisch bestimmte labile Fachwerk

$$s < 2k - 3,$$

3. für das statisch bestimmte zusammengesetzte Fachwerk

$$s > 2k - 3,$$

wobei indes zu bemerken ist, daß die Erfüllung vorstehender Bedingungen allein noch nicht genügt, da es nicht bloß auf die Zahl, sondern auch auf die Anordnung der Konstruktionsteile ankommt*). Es ist in dieser Beziehung hinzuzufügen:

ad 1. Die s Stäbe und 3 Auflagerkräfte müssen den anliegenden Knotenpunkten derart zugewiesen werden können, daß auf jeden Knotenpunkt gerade 2 daselbst eintreffende Stäbe und Auflagerkräfte kommen. Die Anordnung ist hier immer richtig, wenn die Stäbe lauter nebeneinanderliegende, sich nicht überdeckende Dreiecke bilden (Fig. 391).

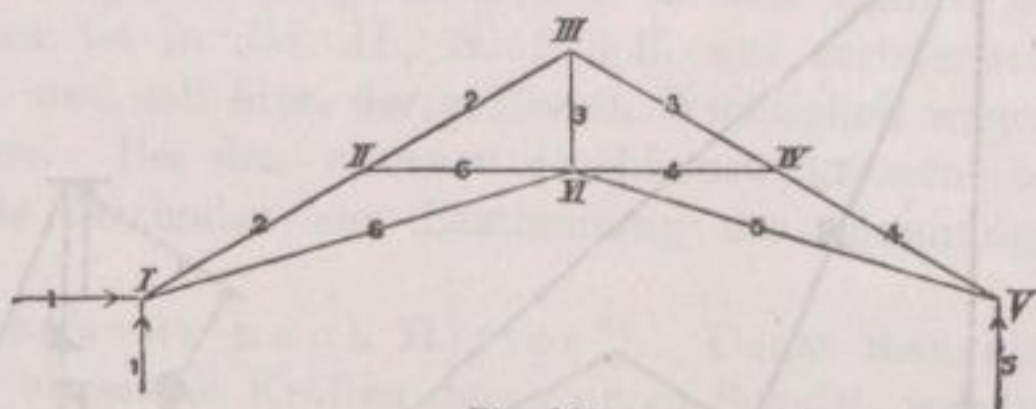


Fig. 391.

ad 2. Die s Stäbe und 3 Auflagerreaktionen können den anliegenden Knotenpunkten derart zugewiesen werden, daß auf jeden Knotenpunkt höchstens 2 daselbst eintreffende Stäbe und Auflagerkräfte kommen (Fig. 392).

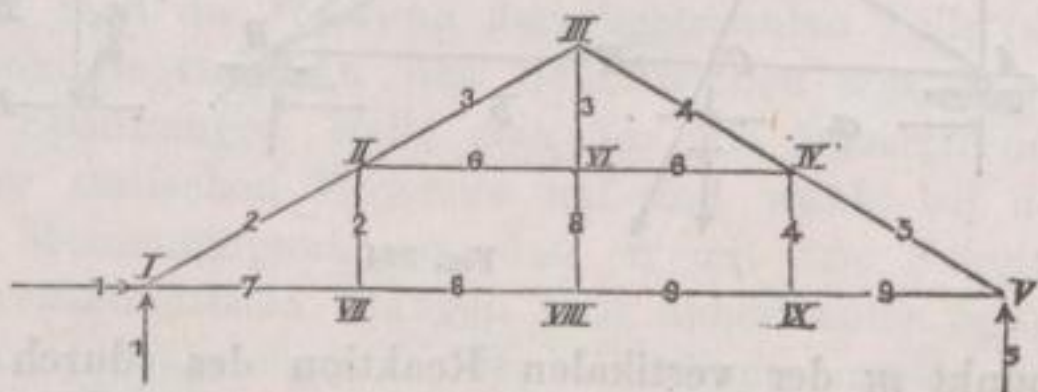


Fig. 392.

ad 3. Die s Stäbe und 3 Auflagerreaktionen müssen den anliegenden Knotenpunkten derart zugewiesen werden können, daß auf jeden Knotenpunkt mindestens 2 daselbst eintreffende Stäbe oder Auflagerkräfte kommen (Fig. 393, S. 272).

Was die Verbindung der Stäbe an den beiden Enden betrifft, so wurden bisher und werden auch meist noch jetzt bei uns die Stäbe durch Vernietung

*) S. Weyrauch, Kennzeichen statisch bestimmter und stabiler Fachwerke. Zeitschrift für Baukunde 1880, S. 247.

starr verbunden. Hiedurch ergeben sich, wie schon auf S. 236 bemerkt wurde, die Spannungen in den Fachwerken in Wirklichkeit vielfach anders, als in der für bewegliche Enden durchgeführten Rechnung, indem infolge dieser steifen

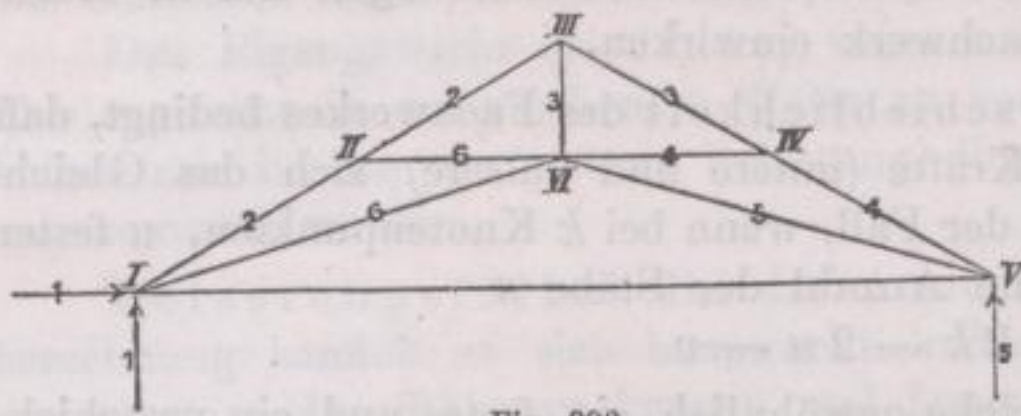


Fig. 393.

Vernietungen der Knoten sekundäre Spannungen auftreten, welche mitunter einen ziemlich bedeutenden Prozentsatz der berechneten Spannungen ausmachen*). Das wirksamste Mittel zur Hintanhaltung dieser sekundären Beanspruchungen bildet die Anwendung der Ge-

lenkbolzen, welche neuerdings durch Gerber in unsere Konstruktionen eingeführt wurden. (Vergl. S. 236.) Der Durchmesser dieser Bolzen soll thunlichst klein gehalten werden, um die Reibung am Umfang derselben möglichst zu reduzieren, also ihre Wirksamkeit möglichst zu erhöhen.

Die Auflagerreaktionen eines Dachbinders können sehr einfach bestimmt werden, sobald ihre Richtungen als bekannt anzusehen sind. Die Fachwerksbinder haben bei vertikalen Belastungen lediglich vertikale Reaktionen, deren Gröfsen sich aus der Lastresultante nach dem Gesetz des Hebels ergeben. Wirken auf das Dach auch horizontale Kräfte (Winddruck), so muß eines der

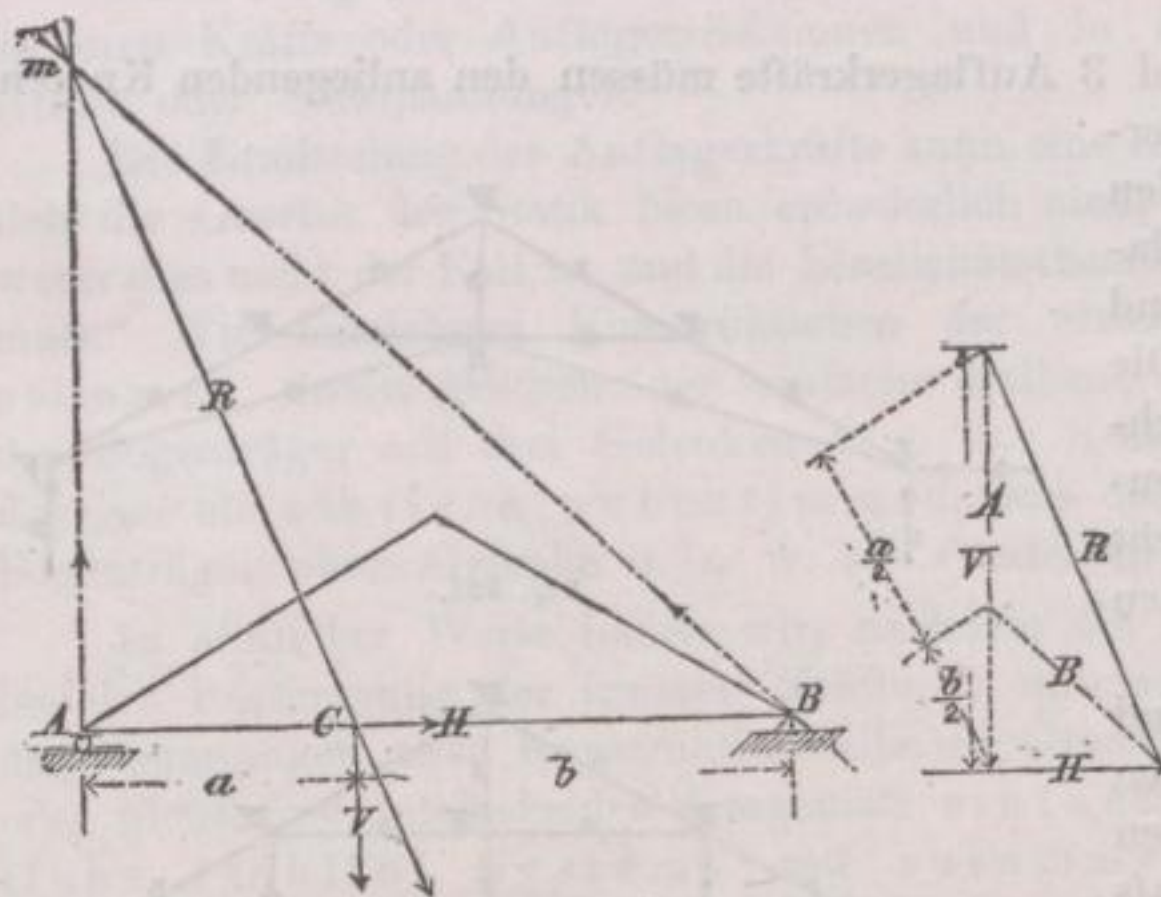


Fig. 394.

Auflager fest sein, da sonst (von der Reibung abgesehen) eine Verschiebung der Binder eintreten würde. In diesem Fall ist außer den beiden vertikalen Auflagerreaktionen noch eine horizontale, am festen Auflager wirkende, vorhanden und es können alle drei Auflagerkräfte aus den Gleichgewichtsbedingungen unzweideutig bestimmt werden. Graphisch erhält man diese Reaktionen, wenn man nach Fig. 394 den Schnittpunkt m der vertikalen Reaktion des (durch Rollen oder die Art der Unter-

stützung, z. B. durch Säulen u. s. w.) beweglich gemachten Lagers A mit R und den festen Auflagerpunkt B mit einander verbindet und im Kräfteplan zu Bm und Am Parallele zieht. Fällt der Punkt m nicht mehr auf das Zeichnungsblatt, so zerlegt man die Mittelkraft R im Punkte C in die Seitenkräfte V und H , bestimmt die Reaktionen, welche V hervorbringt und vereinigt damit in B die Horizontalkraft H (Fig. 394).

Sind beide Auflager fest, so tritt sofort eine Unbestimmtheit in den Auflagerreaktionen ein. Während deren vertikale Komponenten auf einfache

*) Näheres hierüber giebt: Die Berechnung der Sekundärspannungen u. s. w. von H. Manderla, Allgem. Bauzeitung 1880.

Weise zu bestimmen sind (Hebelgesetz), wissen wir von den horizontalen nur, daß ihre Summe gleich der Horizontalkomponente von R zu sein hat, ihre Verteilung auf die Stützpunkte A und B aber läßt sich nicht auf statischem Wege, sondern nur mit Beziehung der Formänderung des Binders bestimmen. Sieht man von letzterem ab, so hat man streng genommen 3 Fälle zu untersuchen, indem man annimmt, die ganze Horizontalkraft wirke in A , bezw. B ,

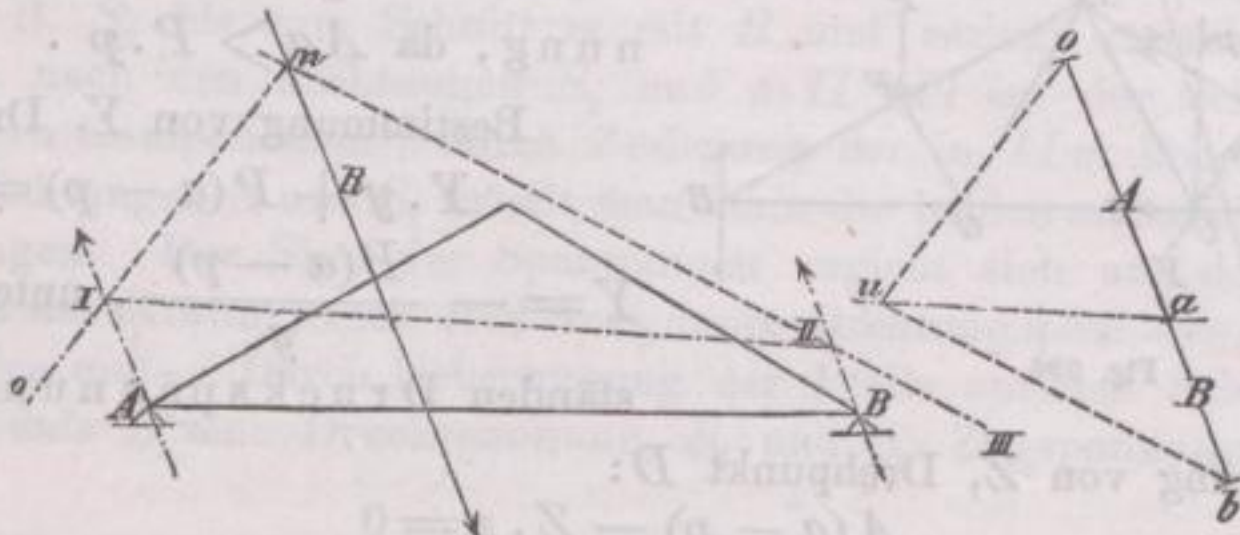


Fig. 395.

oder, ein Mittelding, daß sie sich in derselben Weise auf A und B verteile, wie die vertikale Last. In letzterem Falle sind die Reaktionen zu R parallel gerichtet und es bedarf ihre Bestimmung nach Fig. 395 keiner weiteren Erläuterung. Wir betrachten nun zunächst

a) Die einfachen Fachwerke.

Die Bestimmung der Spannungszahlen in den Stäben der einfachen Fachwerkskonstruktionen ist in Bd. II, S. 118 ff. auf rechnerische und graphische Weise angedeutet und soll hier, der größeren Wichtigkeit wegen, näher darauf eingegangen werden. Bei den eisernen Dachkonstruktionen benutzt man hauptsächlich folgende Methoden zur Bestimmung der Spannkraften:

1. Die analytische Methode nach Ritter*). Denkt man sich den Binder mit den die Belastung bildenden Kräften durch einen Schnitt, welcher womöglich nur drei Stangen trifft, in zwei Teile getrennt, so wird ein jeder nur im Gleichgewicht sein, wenn man die Wirkung der abgetrennten Teile (die Stabspannungen, in den Stabaxen liegend) an den Schnittstellen wieder anbringt. Zur Bestimmung dieser Spannungen stelle man für alle äußeren und inneren Kräfte die Gleichung der statischen Momente auf und wähle bei der Bestimmung jeder Stabkraft den Momentenpunkt so, daß er mit dem Schnittpunkt der beiden anderen mitdurchschnittenen Stangen (mit unbekanntem Spannungen) zusammenfällt. Hierdurch erhält man in der Gleichung immer nur eine, somit leicht zu bestimmende Unbekannte.

Diese Methode führt immer zum Ziel bei allen solchen Konstruktionen, in denen jeder Teil durch Schnitte sich erreichen läßt, welche nicht mehr als drei Konstruktionsteile mit unbekanntem Spannungen treffen. Zur Bestimmung des Vorzeichens der Spannkraften faßt man vorderhand alle diese als Zugkräfte auf, dann bedeuten positive Zahlen wirkliche Zugspannungen, negative dagegen Druckspannungen.

*) Bezüglich der vielseitigen Anwendbarkeit dieser Methode sei hier auf die Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen von Dr. A. Ritter, 4. Aufl., Hannover 1880, verwiesen.

Beispiel: Einfacher Polonceau-Dachstuhl, Fig. 396. Bestimmung der Spannungen X , Y , Z .

Schnitt $\alpha\beta$. Zur Bestimmung von X wähle man als Drehpunkt C , rechtsdrehende Momente positiv:

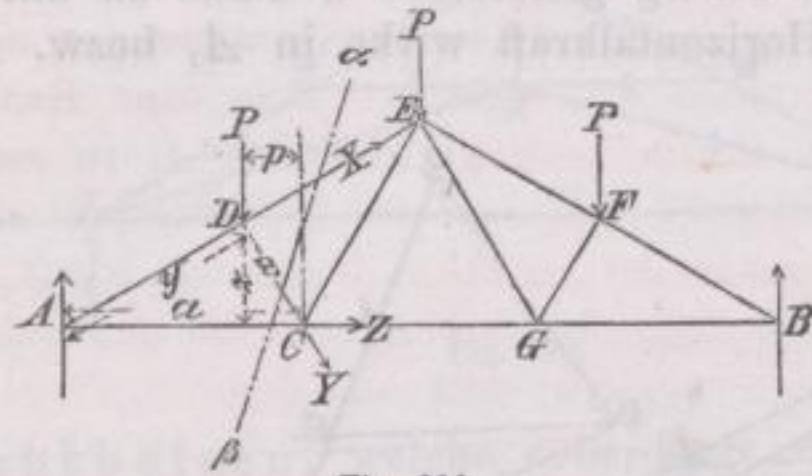


Fig. 396.

$$A \cdot a + X \cdot x - P \cdot p = 0, \text{ oder}$$

$$X = \frac{Pp - A \cdot a}{x}, \text{ Druckspannung, da } Aa > P \cdot p.$$

Bestimmung von Y , Drehpunkt A :

$$Y \cdot y + P(a - p) = 0,$$

$$Y = -\frac{P(a - p)}{y}, \text{ unter allen Umständen Druckspannung.}$$

Bestimmung von Z , Drehpunkt D :

$$A(a - p) - Z \cdot z = 0$$

$$Z = \frac{A(a - p)}{z}, \text{ unter allen Umständen Zugspannung.}$$

spannung.

Im weiteren Verlauf der Operation sind die Schnitte so zu legen (gerad- oder krummlinig), daß höchstens 3 Stangen mit unbekanntem Spannungen getroffen werden. Den Anfang macht man am besten an einem der Auflager.

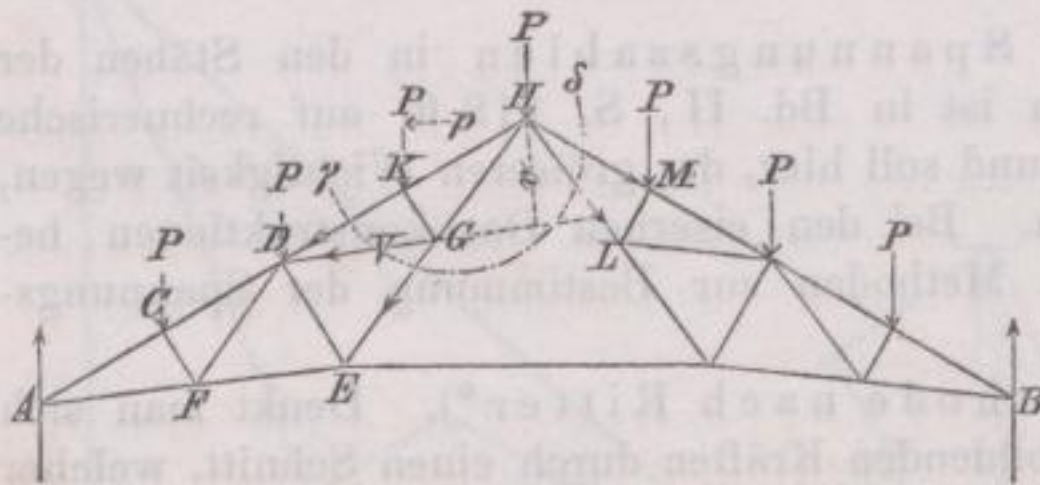


Fig. 397.

Bei komplizierteren Konstruktionen, wie im Fig. 397, können einzelne Stangen vorkommen, die nur durch Schnitte zu erreichen sind, welche mehr als 3 Stangen treffen. In diesem Fall sucht man die Schnitte so zu legen, daß sämtliche geschnittenen Stangen, bis auf eine, deren Spannung bestimmt werden soll, in einem Punkt zusammenlaufen. Dies ist beispielsweise der Fall bei der Bestimmung der Spannung V im Stück DG . Durch den Schnitt $\gamma\delta$ erhält man:

$$\text{Drehpunkt } H: V \cdot v - P \cdot p = 0, \text{ oder}$$

$$V = \frac{P \cdot p}{v} \text{ (Zugspannung).}$$

Bei manchen Dachkonstruktionen ist es wichtig, die Veränderlichkeit der Belastung zu berücksichtigen, weil nicht immer die stärkste Spannung bei voller Belastung eintritt. Die Rittersche Methode gestattet nun nicht allein, eine beliebige Stange in einer Verbindung herauszugreifen und durch Anschreiben einer Gleichung ihre Spannung zu finden, sondern es lassen auch die so aufzustellenden Gleichungen (im Vorzeichen der von der temporären Belastung herrührenden Summanden) leicht erkennen, welche von den variablen Belastungen auf Vermehrung und welche auf Verminderung der Spannung hinwirken, so daß man das Maximum resp. Minimum dieser Spannung leicht zu finden imstande ist*).

*) Näheres: Ritter, Elem. Theorie und Berechnung u. s. w., S. 14 ff.

2. Die Culmannsche Methode. Dieselbe besteht darin, daß man die auf ein durch einen Schnitt $\alpha\beta$ abgetrenntes Stück eines Fachwerkträgers wirkende Resultante der äußeren Kräfte direkt in Komponenten zerlegt, welche in den Axen der durch den Schnitt getroffenen Stäbe liegen. Die Lösung der Aufgabe ist immer möglich, wenn die Kraft R in nicht mehr als 3 der Lage nach gegebene, sich in 3 verschiedenen Punkten schneidende Komponenten zerlegt werden soll. Um die Zerlegung auszuführen, verlängert man eine Kraft-richtung z. B. S_2 bis zum Schnitt m mit R und zerlegt zunächst R in zwei Seitenkräfte nach den Richtungen S_2 und mII (II ist der Schnittpunkt der beiden anderen Komponenten); durch Zerlegung der in $II m$ liegenden Kraft R' nach den Richtungen S und S_1 erhält man dann die beiden anderen der gesuchten Stabspannungen. Der Sinn der Spannungen ergibt sich aus dem Kräfteplan Fig. 398, da das Kräfteviereck $RS S_1 S_2$ vom Richtungspfeil der Kraft R umfahren werden muß. Durch Uebertragung der Pfeile auf den Schnitt $\alpha\beta$ sieht man leicht, daß S eine Druckspannung, S_1 und S_2 Zugspannungen vorstellen.

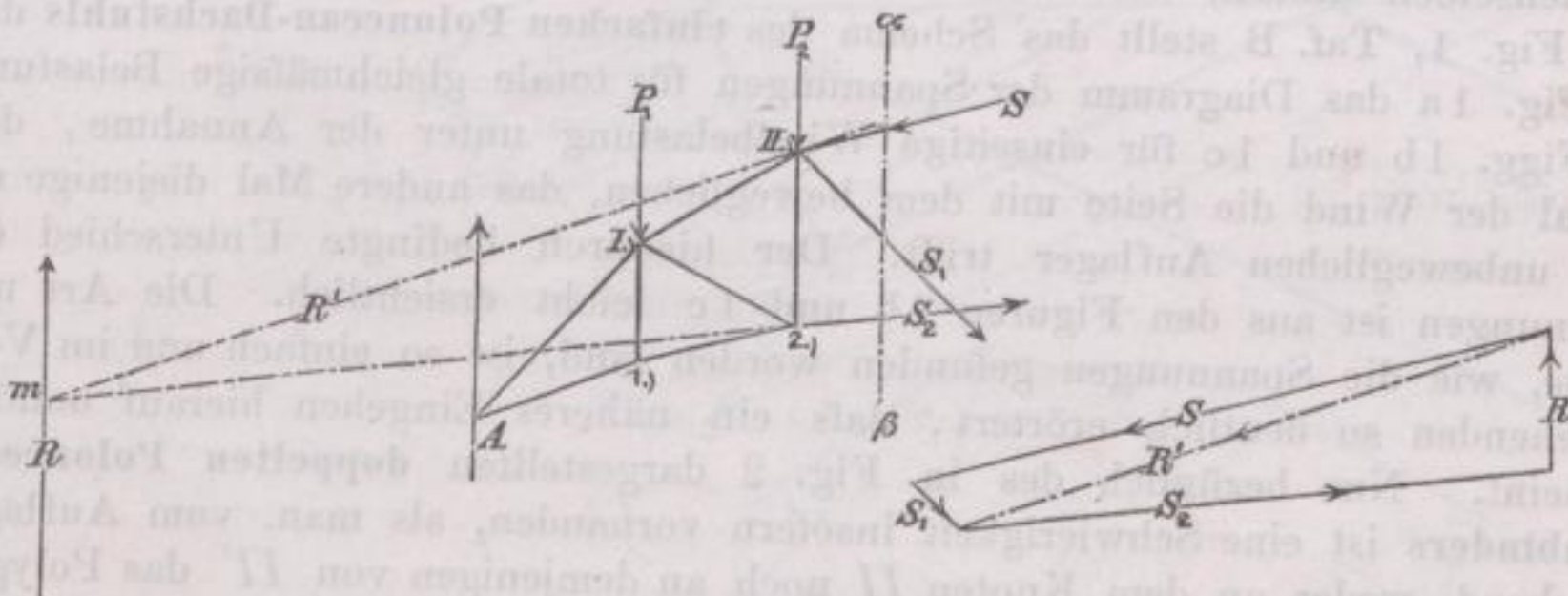


Fig. 398.

Oft handelt es sich nicht sowohl um die Größe, als vielmehr nur um die Art der Beanspruchung eines Konstruktionsteiles (ob auf Zug oder auf Druck); um in diesem Falle rasch entscheiden zu können, braucht die Zerlegung der Mittelkraft R nicht wirklich durchgeführt zu werden und es genügt, von ihr nur Lage und Sinn zu wissen. Da die Stabspannungen mit R im Gleichgewicht sein sollen, so muß, wenn man den Momentenpunkt wie bei der Ritterschen Methode wählt, das Moment jeder Stabspannung dem der Mittelkraft entgegengesetzt wirken und ist hiedurch der Sinn der Stabkraft gegeben.

3. Die Polygonalmethode beruht darauf, daß, wenn die auf ein Fachwerk wirkenden (äußeren) Kräfte im Gleichgewicht sind, dies auch bezüglich der an den einzelnen Knotenpunkten wirkenden äußeren und inneren Kräfte (Stabspannungen) der Fall ist. Für jeden Knoten erhält man somit ein geschlossenes Kräftepolygon und diese einzelnen Polygone werden so aneinander gereiht, daß die je zweien aufeinander folgenden Einzelkräfteplänen gemeinschaftliche Spannung durch dieselbe Gerade vorgestellt wird; hiedurch wird es möglich, daß jede äußere Kraft und jede Stabspannung nur einmal im Kräfteplan vorkommt. Selbstverständlich kann von n von einem Knoten auslaufenden Stäben nur die Spannung von zweien bestimmt werden, die Spannung der übrigen $n - 2$ muß schon bekannt sein. Dies bedingt mit die Aufeinanderfolge der Operationen; man beginnt gewöhnlich am Auflager, da hier außer der äußeren Kraft gewöhnlich nur 2 Stäbe vorhanden sind, die Zeichnung eines

sich schließenden Polygons somit ohne Schwierigkeit vorgenommen werden kann. (Bezüglich der Bestimmung des Vorzeichens der Spannungen verweisen wir auf das Vorhergehende sowie auf S. 119, Bd. II.)

Die beiden erstgenannten Methoden sind hauptsächlich mit Vorteil zu verwenden, wenn die Spannung eines beliebig herausgegriffenen Stabes direkt bestimmt werden soll; handelt es sich dagegen um die Bestimmung sämtlicher Spannungen eines Fachwerkes, so ist wohl die Zeichnung eines zusammenhängenden Kräfte-diagramms nach der letzten Methode das Einfachste.

In solcher Art sind auf Taf. B für eine Anzahl von Bindergespärren die Diagramme der Spannungen ermittelt worden, und zwar für totale symmetrische Belastung sowohl als auch für einseitig wirkenden Winddruck. Es kann hieraus dann leicht sowohl das Maximum als auch das Minimum der Spannungen in den einzelnen Konstruktionsteilen ermittelt werden. In den Figuren sind die Druckspannungen durch kräftigere Striche von den Zugspannungen unterschieden und die Geraden, welche die Spannungen repräsentieren, mit denselben Ziffern, wie die betreffenden Stäbe, bezeichnet.

Fig. 1, Taf. B stellt das Schema des einfachen Polonceau-Dachstuhls dar, die Fig. 1a das Diagramm der Spannungen für totale gleichmäßige Belastung, die Figg. 1b und 1c für einseitige Windbelastung unter der Annahme, daß einmal der Wind die Seite mit dem beweglichen, das andere Mal diejenige mit dem unbeweglichen Auflager trifft. Der hiedurch bedingte Unterschied der Spannungen ist aus den Figuren 1b und 1c leicht ersichtlich. Die Art und Weise, wie die Spannungen gefunden worden sind, ist so einfach und im Vorhergehenden so deutlich erörtert, daß ein näheres Eingehen hierauf unnötig erscheint. Nur bezüglich des in Fig. 2 dargestellten doppelten Polonceau-Dachbinders ist eine Schwierigkeit insofern vorhanden, als man, vom Auflager ausgehend, weder an dem Knoten *II* noch an demjenigen von *II'* das Polygon vollenden kann, da an jedem dieser Knotenpunkte 3 Stangen mit unbekanntem Spannungen vorhanden sind. Diese Schwierigkeit läßt sich aber einfach da-

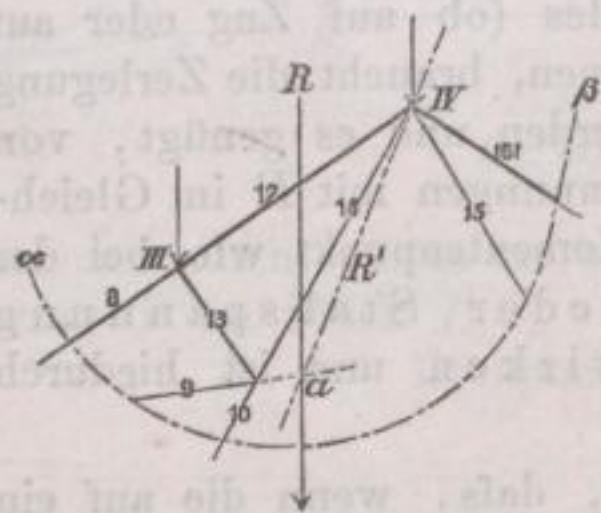
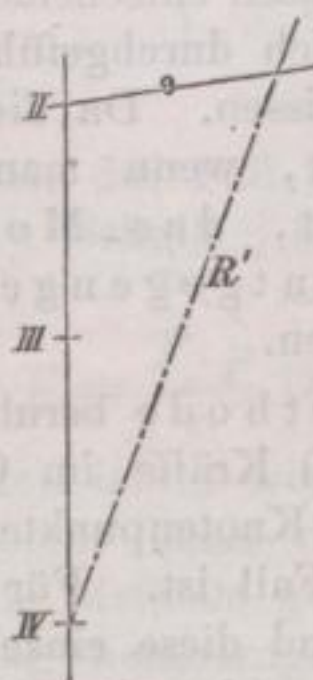


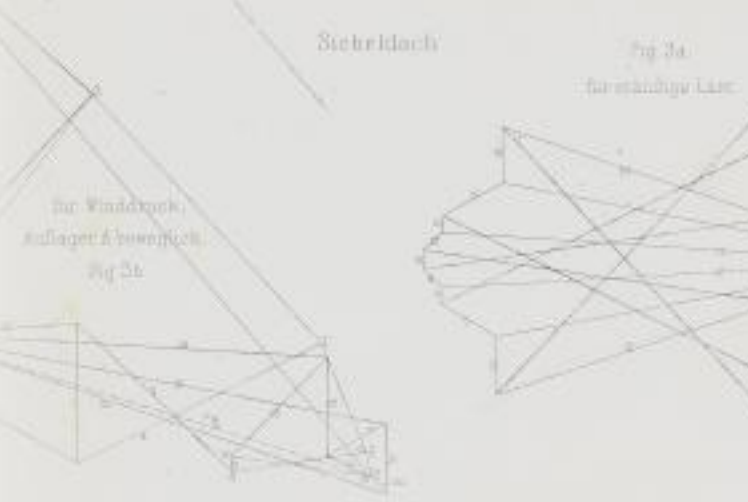
Fig. 399.

durch überwinden, daß man durch eine Hilfskonstruktion die Spannung der Stange 9 direkt bestimmt, und zwar auf die in Fig. 399 ange-deutete Art. Denkt man sich die Resultante (*R*) der Knotenbelastungen *III* und *IV* gefunden (bei gleicher Größe der Lasten *III* und *IV* in deren Mitte liegend), so müssen sich die Spannung 9 und die Resultante *R'* aller in *IV* zusammenlaufenden Spannungen in dem Punkte *a* schneiden, womit die Richtung der Resultante *R'* bestimmt ist; im Kräfteplan Fig. 399 erhält man also die Größe der Spannung 9, wenn durch die Punkte *II* und *IV* zu 9 und bezw. *R'* Parallelen gezogen werden. Strecke 9 ist im Polygon des Knotens *II* dann in der Art zwischen die Spannungen 7 und 8 einzuschalten, wie dies Fig. 2a für die totale und die Figg. 2b und 2c für die partiale Belastung zeigen.



der durch überwinden, daß man durch eine Hilfskonstruktion die Spannung der Stange 9 direkt bestimmt, und zwar auf die in Fig. 399 ange-deutete Art. Denkt man sich die Resultante (*R*) der Knotenbelastungen *III* und *IV* gefunden (bei gleicher Größe der Lasten *III* und *IV* in deren Mitte liegend), so müssen sich die Spannung 9 und die Resultante *R'* aller in *IV* zusammenlaufenden Spannungen in dem Punkte *a* schneiden,

Diagramme der Stabspannungen einfacher Dachbinder



In den Figg. 3, 3a und 3b sind die Kräftepläne für ein Sieldach gegeben, dessen beide Gurten Kreissegmenten eingeschrieben sind. Die Bestimmung der Spannungen in den Konstruktionsteilen bietet keine Schwierigkeiten, so lange man es nur mit einfachen, keine überzähligen Konstruktionsteile enthaltenden Dachbindern zu thun hat.

Wenn die Unterstützung der Dachfläche eine grössere Zahl von Stützpunkten erfordert, als sie durch die Knotenpunkte der Binder dargeboten werden, so muß entweder die Biegefestigkeit der Gurtungen in Anspruch genommen, oder es muß ein System von **Zwischenträgern** eingeschaltet werden, welche die nötige Anzahl von Stützpunkten gewähren. Diese Zwischenträger, welche sich mit ihren Enden auf die Knotenpunkte der Hauptkonstruktion stützen, können nach denselben Grundsätzen, wie diese letztere, konstruiert und berechnet werden. Wenn man nun der Reihe nach diese Systeme von Zwischenträgern in die Hauptkonstruktion einfügt und die zwei- oder mehrfach neben einander gelagerten Teile sich zu einem Ganzen vereinigt denkt, so erhält man die Spannungszahlen dieser Stücke, durch einfache Addierung der Spannungszahlen ihrer Teile. Es läßt sich auf diese Art, namentlich wenn die Zwischenkonstruktionen der Hauptkonstruktion geometrisch ähnlich sind, oft die Berechnung einfacher durchführen, als durch direkte Anwendung der analytischen oder graphischen Methoden.

In letzterem Falle lassen sich die Kräftepläne solcher zusammengesetzter Systeme derart anordnen, daß diejenigen der Zwischenträger sich an den Kräftezug der Hauptkonstruktion organisch anreihen, mit demselben zusammenhängen, so daß die sich addierenden Spannungsstrecken unmittelbar abgegriffen werden können. In den Figg. 4 und 4a, Taf. B, ist ein solcher Fall dargestellt. Es ergibt sich hier bei der vorausgesetzten gleichmäßigen Belastung der Auflagerdruck A für das System ohne Zwischenkonstruktion zu ${}^0A' = 4\frac{1}{2}P$, mit Zwischenkonstruktion zu ${}^0A = 5\frac{1}{2}P$; für ${}^0A' = 4\frac{1}{2}P$ erhält man die Spannung der Stange 1 und die übrigen mit doppelten Linien gezeichneten Spannungen. Setzt man die Spannung 1 mit der Reaktion $A^0 = 5\frac{1}{2}P$ zusammen, so folgen hieraus die Spannungen 2 und 3 und nach weiterer Verfolgung der Methode überhaupt die in Fig. 4a dargestellten Spannungskräfte.

Spannungen in geometrisch ähnlichen Bindern. Wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich, sind bei der Bestimmung der Spannungen die Größenverhältnisse der Binderkonstruktionen ganz gleichgültig, indem die gefundenen Spannungen lediglich von der Größe der Knotenpunktlasten und von den Verhältnissen der Dimensionen, nicht von deren absoluten Längen abhängig sind. Bezeichnet man daher mit p und m die permanente, resp. mobile Knotenbelastung einer schon berechneten Konstruktion, mit p_1 und m_1 aber diejenige einer ihr geometrisch ähnlichen, so erhält man für diese die Spannungen, wenn man die bereits berechneten Spannungszahlen der ständigen Last mit $\frac{p_1}{p}$ und diejenigen aus der mobilen Last mit $\frac{m_1}{m}$ multipliziert und die so erhaltenen Zahlen addiert.

Von diesem Gesetz macht man häufig bei der analytischen Berechnung von Dachbindern Gebrauch, indem man zuerst die Spannungen von einem Binder berechnet, dessen Fachweite und Knotenlast gleich der Einheit ist, und die dabei erhaltenen Spannungszahlen mit den wirklichen unter sich gleich vorausgesetzten Belastungen der Knotenpunkte des Binders multipliziert und so die zur Dimensionierung der Binderteile erforderlichen Spannungsgrößen erhält. (Vergl. S. 168.)

Formveränderung des einfachen Fachwerkes. Die Längenänderung Δl eines Fachwerksstabes ist seiner Spannungskraft S und Länge l proportional und zwar ist

$$\Delta l = l \cdot \frac{S}{F \cdot E} \quad (F \text{ Stabquerschnitt, } E \text{ Elastiz.-Mod.}).$$

Negative Spannungen erzeugen negative Verlängerungen, d. h. Verkürzungen, welche sich wie die Verlängerungen aus obiger Formel berechnen lassen.

Wenn nun bei einem belasteten Träger oder Dachbinder die Spannungen und damit auch die Längenänderungen sämtlicher Konstruktionsteile bekannt sind, so ist die Bestimmung seiner Formänderung und insbesondere der Durchbiegung der einzelnen Knotenpunkte eine einfache Aufgabe, welche auch empirisch, durch Konstruktion gelöst werden kann, indem man sich das Fachwerk auseinander genommen denkt und von irgend einem Knotenpunkt ausgehend, die einzelnen Stäbe mit ihren neuen Längen in der richtigen Aufeinanderfolge an einander setzt.

Diese Operation läßt sich bedeutend vereinfachen durch die Verwendung des sogen. Deformationspolygons, bei welchem nicht die deformierten Stablängen, sondern die Längenänderungen der Konstruktionsteile selbst, von einem festen Knotenpunkt ausgehend, parallel zur Richtung der betreffenden Stäbe und in gehöriger Reihenfolge aneinander gereiht werden, indem man immer die vorhergehenden verschobenen Knotenpunkte zur Bestimmung der Verschiebung der nachfolgenden benutzt*). In diesem Polygon sind dann die wirklichen Verrückungen der Knotenpunkte gegenüber einer unveränderlich gebliebenen Richtung (Verbindungsline der Auflagerpunkte u. s. w.) unmittelbar abzugreifen.

Auf rechnerischem Wege läßt sich die Formänderung eines einfachen Fachwerkes in beliebiger Richtung, von welchem die Längenänderungen der Konstruktionsteile infolge der Belastung gegeben sind, nach Mohrs**), auf dem Prinzip der Arbeit beruhenden Verfahren, wie folgt, bestimmen.

In dem Dachbinder Fig. 400 seien die Spannungen S der Konstruktionsteile infolge der Belastung bekannt und es fragt sich nun: um welche Länge

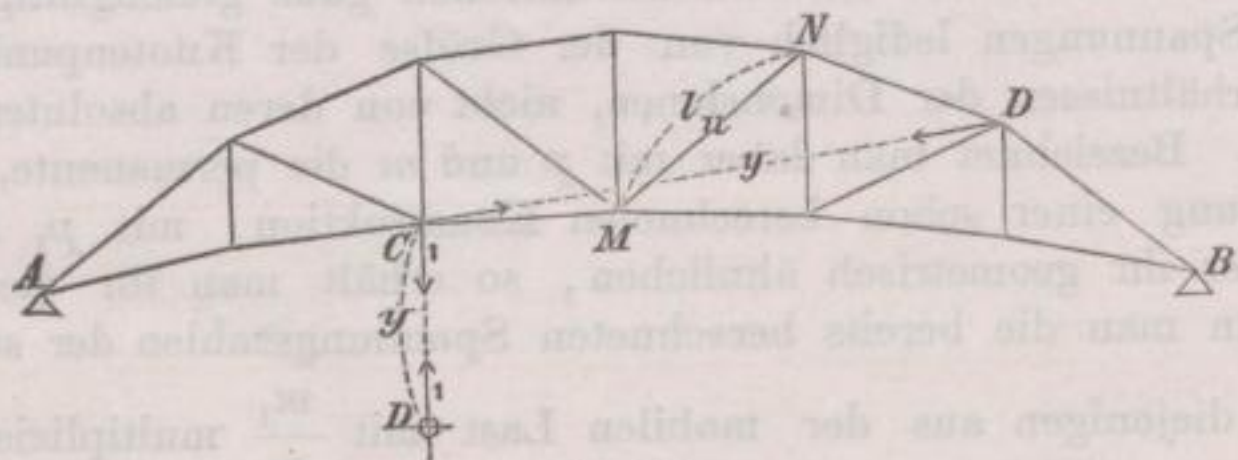


Fig. 400.

ändert sich bei vorliegender Belastung der Abstand CD eines beliebigen Knotens C von einem anderen D oder von einem festen Punkt D aufserhalb der Konstruktion.

*) Skibinski, das Deformationspolygon, Zeitschrift des österr. Ing.-Vereins 1883, S. 23.

**) Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1874, S. 511.

Denken wir uns zunächst nur den Stab MN elastisch, die übrigen Stäbe aber als starr, so wird durch die leicht zu berechnende Längenänderung Δl des Stabes MN eine gewisse Verschiebung Δy des Knotenpunktes C in der beliebig (z. B. vertikal) gewählten Richtung CD erfolgen; es läßt sich dies geometrisch bestimmen, zufällig erhält man aber die Verschiebung des Punktes C gegen D auch dadurch, daß man die Längenänderung Δl des Stabes MN mit einem Koeffizienten u multipliziert, welcher die Spannung des Stabes MN angiebt, wenn in C , oder bezw. auch in D eine Zugkraft = Eins in der Richtung CD wirkend gedacht wird. Diese Zahl u ist in bekannter Art graphisch oder rechnerisch zu finden. Hiernach ist also zu setzen:

$$-\Delta y = u \cdot \Delta l^*)$$

und es stellt also Δy die Änderung des Abstandes CD , bezw. die Bewegung des Punktes C gegen D hin dar, wenn nur der Konstruktionsteil MN seine Länge um Δl verändert und alle übrigen Stäbe ihre ursprüngliche Länge beibehalten. Wenn sich nun die Längen aller Konstruktionsteile nach und nach ändern, so folgt als Gesamtverschiebung des Punktes C

$$\Sigma \Delta y = -\Sigma u \cdot \Delta l.$$

Setzen wir den Wert der Längenänderung $\Delta l = \frac{S \cdot l}{EF}$ ein, so folgt

$$\Sigma \Delta y = \Sigma u \cdot \frac{Sl}{EF} = \frac{1}{E} \Sigma \frac{S \cdot l u}{F} \dots \dots \dots (1).$$

Beispiel. Welche Durchbiegung erleidet der Knotenpunkt C des Dachstuhles Fig. 401 unter der angenommenen Belastung? Wir setzen die Stab-

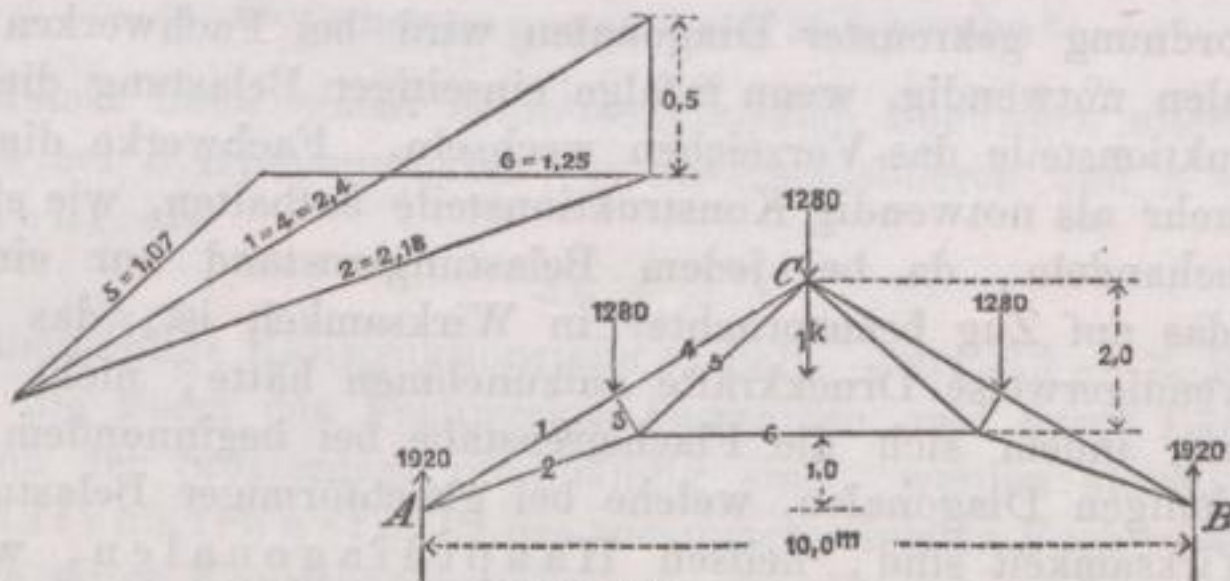


Fig. 401.

spannungen S als gefunden voraus und bestimmen mit Hilfe des Kräfteplans Fig. 401 die Spannungen u für die vertikale Knotenlast $C = 1$. Die Resultate, berechnet für die Hälfte des Dachstuhles, enthält folgende Tabelle:

Nummer	l cm	F qcm	$r = \frac{l}{F}$	Spannung u kg	Spannung S kg	$\frac{1}{100} \cdot \frac{ulS}{F}$
1	292	19,4	15	- 2,4	- 9 200	3 312
2	298	12,6	23,6	2,18	+ 8 380	4 307
3	58	7,7	7,6	0	- 1 100	0
4	292	19,4	15	- 2,4	- 8 550	3 078
5	298	7,1	42	1,07	+ 5 600	2 517
6	$\frac{1}{2} \cdot 440 = 220$	4,9	45	1,25	+ 3 200	1 800
					Summa	15 014

*) Δy ist eine Verkleinerung der Länge CD , daher negativ, u und Δl haben hier immer gleiches Vorzeichen, daher das Produkt $u \cdot \Delta l$ jederzeit positiv ist.

Nach obiger Formel ergibt sich somit die Senkung des Knotens C , wenn $E = 2\,000\,000 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ gesetzt wird:

$$\delta = \frac{1}{2\,000\,000} 2 \cdot 1\,501\,400 = 1,5 \text{ cm.}$$

Eine einfache Formel für die Durchbiegung der Fachwerke hat Gerber aufgestellt, nach welcher die Einbiegung y_x der Gurtung in der Entfernung x vom Stützpunkt ausgedrückt werden kann durch:

$$y_x = \frac{1}{4} \cdot \frac{q}{Et} \cdot \frac{l^2}{4} x(l-x), \text{ in welcher Gleichung}$$

l die Stützweite,

t das Trägheitsmoment der Gurtquerschnitte in der Mitte, bezogen auf die neutrale Axe,

$q = p + g$ die als gleichmäßig verteilt anzunehmende Gesamtbelastung pro laufende Einheit,

E den Elastizitätsmodul (1 500 000 kg. pro qcm) bezeichnet.

Die Resultate dieser Formel stimmen sehr gut mit angestellten Versuchen überein und gelten sowohl für Fachwerke mit geraden und parallelen, als auch mit gebogenen Gurten, wenn deren Querschnitte entsprechend den wirkenden Kräften (nach dem Prinzip der gleichen Flächenspannung) gewählt werden.

b) Fachwerke mit Gegendiagonalen.

Die Anordnung gekreuzter Diagonalen wird bei Fachwerken mit Flacheisen-Diagonalen notwendig, wenn infolge einseitiger Belastung die Spannungen dieser Konstruktionsteile das Vorzeichen wechseln. Fachwerke dieser Art sind, obwohl sie mehr als notwendig Konstruktionsteile enthalten, wie einfache Fachwerke, zu behandeln, da bei jedem Belastungszustand nur ein System der Diagonalen (das auf Zug beanspruchte) in Wirksamkeit ist, das andere aber, welches notwendigerweise Druckkräfte aufzunehmen hätte, nicht zur Wirkung gelangen kann, indem sich die Flacheisenstäbe bei beginnendem Drucke ausbiegen. Diejenigen Diagonalen, welche bei gleichförmiger Belastung des Fachwerkes in Wirksamkeit sind, heißen Hauptdiagonalen, während jene, die nur bei einseitiger Belastung in dem Moment, als die Vertikalkraft des betreffenden Trägerfeldes ihr Vorzeichen ändert, zur Wirkung gelangen, als Gegendiagonalen bezeichnet werden. Bei Fachwerken mit gekrümmten Gurten von gewisser Art (Parabolische, Sichelträger u. s. w.), deren Diagonalen bei gleichmäßiger Last ganz oder nahezu spannungslos sind, wirken alle Diagonalen zugleich als Gegendiagonalen und gehen Haupt- und Gegendiagonalen ineinander über.

In ähnlicher Weise, wie die Fachwerksbinder mit Flacheisendiagonalen verhalten sich diejenigen mit gekreuzten Druckdiagonalen (Streben), wenn vermöge der konstruktiven Anordnung die Strebe außer Wirkung tritt, sobald sie einem Zuge unterworfen wird, wie dies bei den Howeschen Fachwerken der Fall ist. (Vergl. Bd. II, S. 121.)

Sind jedoch die Gegendiagonalen fähig, im zuerst betrachteten Falle auch Druck, im letzteren auch Zug aufzunehmen, so haben wir es mit einem kombinierten oder zusammengesetzten Fachwerk zu thun, welches sich statisch nur auf Grund mehr oder weniger willkürlicher Annahmen berechnen läßt. Gewöhnlich geschieht dies derart, daß man sich den kombinierten

Träger Fig. 402 in die beiden einfachen Fachwerke Fig. 403 zerlegt denkt, auf letztere die Hälfte der Belastung des kombinierten Trägers wirken läßt, dafür die Spannungen bestimmt und schließlich die beiden Fachwerke wieder aufeinanderlegt und die Spannungen der sich deckenden Teile summiert. Dieses

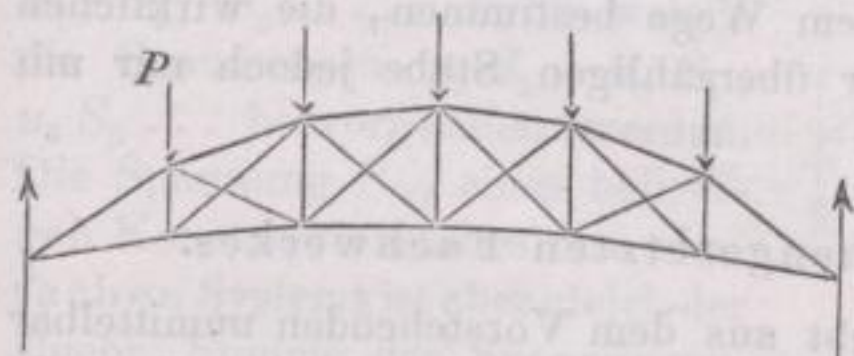


Fig. 402.

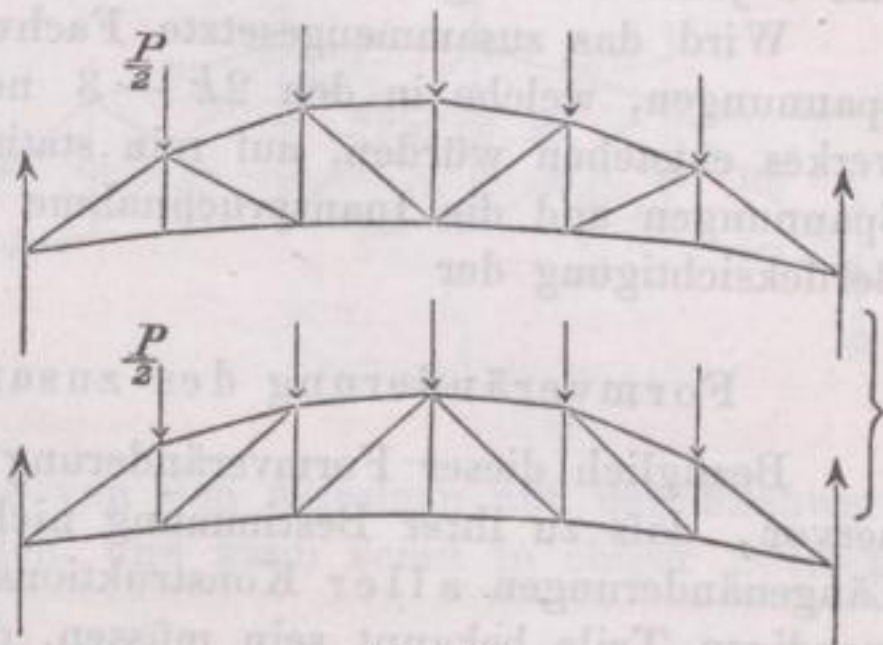


Fig. 403.

Verfahren, abgesehen davon, daß es nicht in allen Fällen anwendbar ist, liefert oft recht unzuverlässige Resultate, um so mehr, je mehr die Einzelsysteme in ihren Formveränderungen von einander abweichen. Eine zuverlässigere Lösung erhalten wir durch die Berücksichtigung der Formveränderung des ganzen Fachwerkes, wie sie im folgenden nach der Methode Mohrs gegeben ist.

c) Zusammengesetzte Fachwerke*).

Man versteht unter einem zusammengesetzten Fachwerk allgemein ein solches, welches bei k Knotenpunkten, u unverschiebbaren und v verschiebbaren Auflagern mehr als

$$2k - 3$$

Stäbe, also überzählige Konstruktionsteile enthält. Jene $2k - 3$ Konstruktionsteile, welche die Form des Fachwerkes bestimmen, und deren Längen von einander und von der Stützenlage unabhängig sind, werden als die notwendigen Konstruktionsteile des zusammengesetzten Fachwerkes bezeichnet. Ob die Länge eines Konstruktionsteiles von den Längen anderer Teile und der Stützenlage abhängig ist, oder nicht, kann durch eine sehr einfache statische Betrachtung ermittelt werden. Man beseitige alle Aufsenkräfte, welche auf das Fachwerk wirken und untersuche, ob es möglich ist, von diesem Zustand aus vermittelt einer Längenänderung des Konstruktionsteiles eine Spannung in demselben hervorzurufen. Wenn der entsprechenden Formveränderung des Fachwerkes kein Hindernis entgegensteht, die bezeichnete Spannung also nicht entstehen kann, so ist die Länge des Konstruktionsteiles offenbar unabhängig von der Stützlage sowohl, als auch von der Länge der übrigen Konstruktionsteile. Im entgegengesetzten Falle besteht eine solche Abhängigkeit von den Längen aller derjenigen Konstruktionsteile, welche durch ihre Spannungen und von der Lage derjenigen Stützen, welche durch ihre Auflagerreaktionen der Formveränderung des Fachwerkes Widerstand leisten. Es ist sonach vollkommen gleichgültig und für das Endresultat ohne Einfluß, welche der Stäbe

*) Beitrag zur Theorie des Fachwerkes, Zeitschr. d. hann. Arch.- u. Ing.-Vereins, 1874, Heft 4. Eine graphische Behandlung ermöglicht der „Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen“. Ebendas. Jahrg. 1884, S. 269.

als die überzähligen ausgewählt werden, wenn dies nur im Sinne obiger Definition von der Figur des Fachwerkes abhängige Konstruktionsglieder sind.

Bei dem in Fig. 405 (S. 284) dargestellten, einen überzähligen Stab enthaltenden Fachwerksbinder beispielsweise kann mit Ausnahme der Stäbe 3 und 9 jeder beliebige andere als überzählig ausgewählt werden.

Wird das zusammengesetzte Fachwerk belastet, so lassen sich nur die Spannungen, welche in den $2k - 3$ notwendigen Stäben des einfachen Fachwerkes entstehen würden, auf rein statischem Wege bestimmen, die wirklichen Spannungen und die Inanspruchnahme der überzähligen Stäbe jedoch nur mit Berücksichtigung der

Formveränderung des zusammengesetzten Fachwerkes.

Bezüglich dieser Formveränderung geht aus dem Vorstehenden unmittelbar hervor, daß zu ihrer Bestimmung nicht, wie beim einfachen Fachwerk, die Längenänderungen aller Konstruktionsteile, sondern nur diejenigen der notwendigen Teile bekannt sein müssen, da von diesen die Längenänderungen der überzähligen Glieder abhängig sind. Die Formveränderung des zusammengesetzten Fachwerkes ist somit genau dieselbe, wie für das aus den $2k - 3$ notwendigen Konstruktionsteilen gebildete einfache Fachwerk; bei Anwendung der Gleichung (1) (S. 279) hat man also die Werthe u und $\sum \Delta l u$ nur für dieses einfache Fachwerk zu bestimmen und im übrigen so zu verfahren, als wenn die überzähligen Konstruktionsteile gar nicht vorhanden wären.

Um zunächst die Längenänderungen der überzähligen Konstruktionsteile durch diejenigen der notwendigen auszudrücken, seien bezeichnet, mit

- | | | | |
|--|--|---|--------------------------------------|
| $l_{(1)}, l_{(2)}, l_{(3)} \dots \dots \dots$ | die Längen | } | der notwendigen Konstruktionsteile. |
| $\Delta l_{(1)}, \Delta l_{(2)}, \Delta l_{(3)} \dots \dots \dots$ | die gegebenen Längenänderungen | | |
| $l_1, l_2, l_3 \dots \dots \dots$ | die Längen | } | der überzähligen Konstruktionsteile. |
| $\Delta l_1, \Delta l_2, \Delta l_3 \dots \dots \dots$ | die Längenänderungen | | |
| $u_1, u_2, u_3 \dots \dots \dots$ | die Spannungen, welche im einfachen Fachwerk entstehen, wenn in dasselbe allein der überzählige Konstruktionsteil 1, 2, 3 $\dots \dots$ eingefügt und mit der Zugkraft Eins angespannt wird. | | |

Außerdem mit

- $S_{(1)}, S_{(2)}, S_{(3)} \dots \dots S_1, S_2, S_3 \dots \dots$ die (unbekannten) Spannungen in den Konstruktionsteilen des zusammengesetzten Fachwerkes.
- $\mathcal{S}_1, \mathcal{S}_2, \mathcal{S}_3 \dots \dots$ diejenigen Spannungen, welche in dem von den notwendigen Stäben gebildeten Fachwerk durch die gegebene Belastung hervorgerufen werden und auf bekannte Art zu finden sind.

Nach Formel (1) (S. 279) erhalten wir sofort die gesuchten Längenänderungen der überzähligen Konstruktionsteile:

$$\left. \begin{aligned} \Delta l_1 &= - \sum u_1 \Delta l_{(1)} \\ \Delta l_2 &= - \sum u_2 \Delta l_{(2)} \\ \Delta l_3 &= - \sum u_3 \Delta l_{(3)} \\ &\vdots \quad \quad \quad \vdots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2).$$

Behufs Bestimmung der Spannungen S im zusammengesetzten Fachwerk denke man sich die überzähligen Konstruktionsteile durch ihre Spannungskräfte,

welche an den bezüglichen Knotenpunkten als Zug wirkend angebracht werden, ersetzt (Fig. 404), wodurch an dem Gleichgewichtszustand des Fachwerkes nichts geändert wird. Auf das von den notwendigen Teilen gebildete einfache Fachwerk wirken nun außer den Belastungen und Auflagerdrücken, welche die Spannungen \mathcal{S} erzeugen, noch die Aufsenkräfte $S_1, S_2, S_3 \dots$, durch welche die Spannungen $u_1 S_1, u_2 S_2, u_3 S_3 \dots$ hervorgerufen werden. Die Spannung $S_{(x)}$ eines beliebigen Konstruktionsteiles des einfachen Systems ist aber gleich der algebr. Summe der Spannungen, welche von den einzelnen auf das Fachwerk wirkenden Kräften in ihm erzeugt werden, und kann somit in obiger Bezeichnung ausgedrückt werden durch

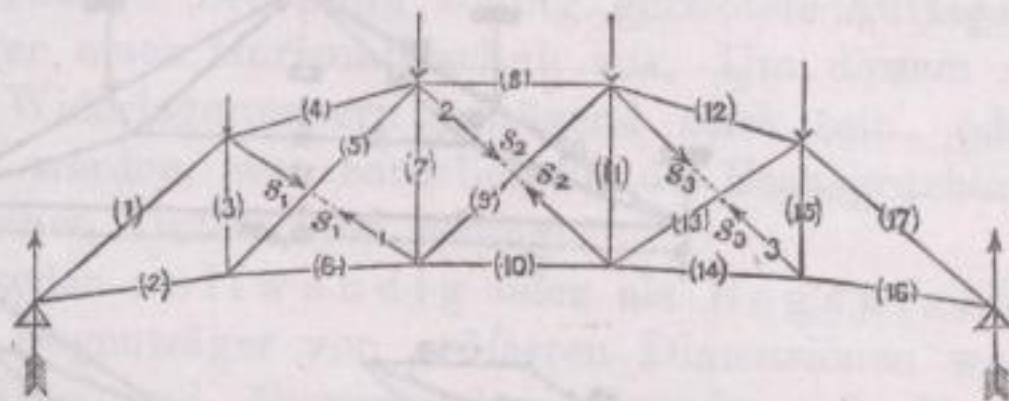


Fig. 404.

$$S_{(x)} = \mathcal{S}_{(x)} + u_{1(x)} S_1 + u_{2(x)} S_2 + u_{3(x)} S_3 + \dots \quad (3).$$

Darin sind jedoch die Spannungen $S_1, S_2 \dots$ noch unbekannt; zu ihrer Bestimmung ermitteln wir die lediglich von den Spannungen $S_{(i)}$ abhängigen Längenänderungen der überzähligen Konstruktionsteile nach Formel (2) und erhalten beispielsweise für den überzähligen Stab 1:

$$\Delta l_1 = - \sum u_1 \Delta l_{(i)}, \text{ oder}$$

$$\frac{S_1 l_1}{EF} = - \sum u_1 \frac{S_{(i)} l_{(i)}}{EF_{(i)}} \text{ und mit Weglassung des gleichen Faktors } E,$$

wenn die Werthe $\frac{l}{F} = r$ gesetzt werden,

$$S_1 \cdot r_1 = - \sum u_1 S_{(i)} r_{(i)}.$$

Bringt man die linke Seite unter das Summenzeichen und merkt sich, daß die Spannung S_1 des überzähligen Konstruktionsteiles als Koeffizienten u den Wert $+1$ hat, so läßt sich diese Gleichung allgemein auch schreiben:

$$\begin{aligned} \sum u_1 S \cdot r &= 0 \text{ und analog für die übrigen überzähligen Stäbe,} \\ \sum u_2 S \cdot r &= 0 \\ \sum u_3 S \cdot r &= 0 \\ \vdots & \\ \vdots & \end{aligned}$$

Setzt man hierin die Werte für $S_{(i)}$ aus Gleichung (3) ein, so folgen die Gleichungen zur Bestimmung der Spannungen $S_1, S_2 \dots$

$$\text{I. } \begin{cases} \sum \mathcal{S} u_1 r + S_1 \sum u_1^2 r + S_2 \sum u_1 u_2 r + S_3 \sum u_1 u_3 r + \dots = 0 \\ \sum \mathcal{S} u_2 r + S_1 \sum u_2 u_1 r + S_2 \sum u_2^2 r + S_3 \sum u_2 u_3 r + \dots = 0 \\ \sum \mathcal{S} u_3 r + S_1 \sum u_3 u_1 r + S_2 \sum u_3 u_2 r + \sum u_3^2 r + \dots = 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{cases}$$

Nachdem die $S_1, S_2 \dots$ gefunden, folgen nach Gleichung (3) die Spannungen der notwendigen Konstruktionsteile:

$$\text{II. } \begin{cases} S_{(1)} = \mathcal{S}_1 + u_{1(1)} S_1 + u_{2(1)} S_2 + u_{3(1)} S_3 + \dots = 0 \\ S_{(2)} = \mathcal{S}_2 + u_{1(2)} S_1 + u_{2(2)} S_2 + u_{3(2)} S_3 + \dots = 0 \\ S_{(3)} = \mathcal{S}_3 + u_{1(3)} S_1 + u_{2(3)} S_2 + u_{3(3)} S_3 + \dots = 0 \\ \vdots \\ \vdots \end{cases}$$

Beispiel. In den früher berechneten Dachstuhl (Fig. 401) werde noch der Konstruktionsteil *AB* eingefügt und als überzähliger Stab ausgewählt.

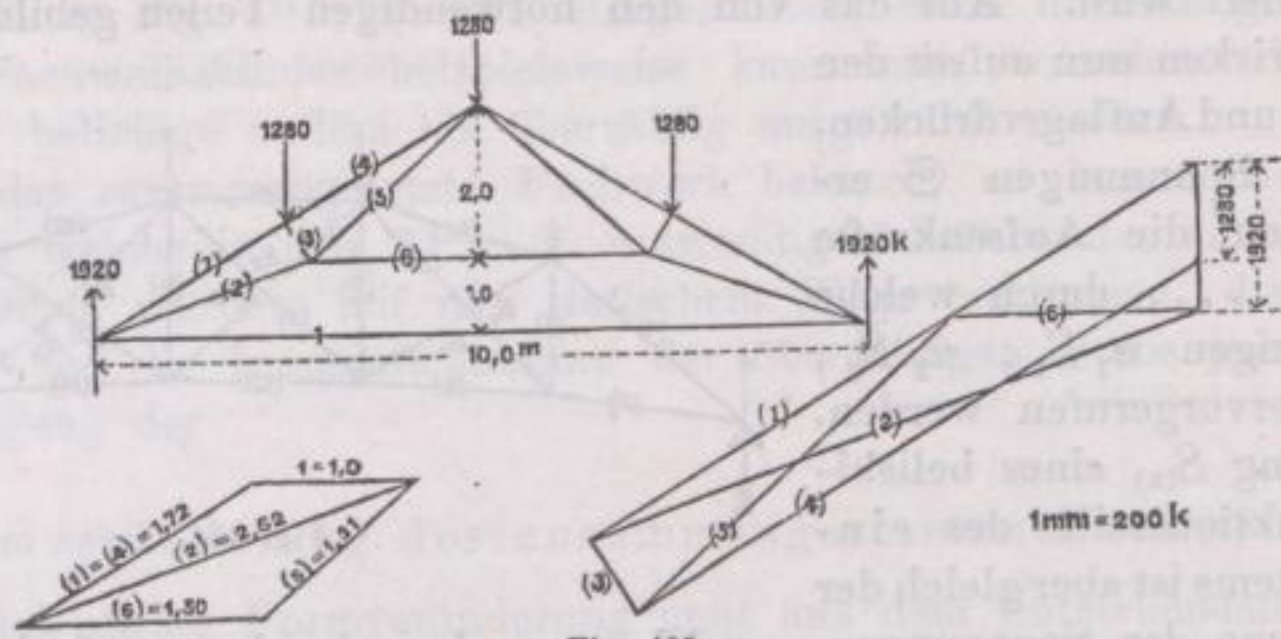


Fig. 405.

Für diesen einfachen Fall reduzieren sich die Gleichungssysteme I und II auf die nachfolgenden:

$$\sum \mathfrak{S} u_1 r + S_1 \sum u_1^2 r = 0 .$$

$$\left. \begin{aligned} S_{(1)} &= \mathfrak{S}_1 + u_{1(1)} S_1 \\ S_{(2)} &= \mathfrak{S}_2 + u_{1(2)} S_1 \\ &\vdots \\ S_{(11)} &= \mathfrak{S}_{11} + u_{1(11)} S_1 \end{aligned} \right\}$$

Die Spannungen \mathfrak{S}_1 , durch die Belastung erzeugt, sowie die Spannungen u_1 sind in den Diagrammen Figur 405 dargestellt. Diese und die übrigen zur Berechnung des Wertes S_1 notwendigen Daten giebt dann folgende Tabelle:

Nr. des Konstr.-teiles	<i>l</i> cm	<i>F</i> qcm	<i>r</i>	\mathfrak{S} kg	u_1	$\frac{1}{100} \times \frac{\mathfrak{S} \cdot r}{u_1}$	$u_1^2 r$	<i>S</i> kg
(1)	292	19,4	15	- 9 200	+ 1,72	- 2 374	44,4	- 4 300
(2)	298	12,6	23,6	+ 8 380	- 2,62	- 5 180	162,0	+ 910
(3)	58	7,7	7,6	- 1 100	0	0	0	- 1 100
(4)	292	19,4	15	- 8 550	+ 1,72	- 2 206	44,4	- 3 650
(5)	298	7,1	42	+ 5 600	- 1,31	- 3 082	72,2	+ 1 860
(6)	440	4,9	89,8	+ 3 200	- 1,50	- 4 310	202,0	- 1 080
(7)	298	7,1	42	+ 5 600	- 1,31	- 3 082	72,2	+ 1 860
(8)	292	19,4	15	- 8 550	+ 1,72	- 2 206	44,4	- 3 650
(9)	58	7,7	7,6	- 1 100	0	0	0	- 1 100
(10)	298	12,6	23,6	+ 8 380	- 2,62	- 5 180	162,0	+ 910
(11)	292	19,4	15	- 9 200	+ 1,72	- 2 374	44,4	- 4 300
1.	1 000	4,9	204	-	+ 1,00	-	204,0	+ 2 850
Summen:						- 29 994	1 052,0	

Werden die Werte $u_1 \mathfrak{S} r$ und $u_1^2 r$ in die Formel (1) eingesetzt, so ergibt sich

$$- 29 994 + 10,52 S = 0 \text{ und hieraus } S_1 = + 2 850 \text{ kg.}$$

Mit diesem Werte von S_1 sind dann die Spannungen der Konstruktionsteile (1) bis (11) nach Formel (II) ermittelt, wie sie die letzte Kolumne der Tabelle enthält.

II. Bogenbinder.

Während Fachwerke, von der Horizontalkomponente des Winddruckes abgesehen, keine horizontalen Kräfte auf die Auflager ausüben, erzeugen die Bogenkonstruktionen selbst bei vertikaler Belastung schräg gerichtete Auflagerkräfte, üben gegen ihre Widerlager einen Horizontalschub aus. Um diesem zu begegnen, müssen entweder die Widerlagermauern genügend stark sein, oder es müssen Zugstangen angeordnet werden, was natürlich für die Beanspruchung der Bogenkonstruktionen selbst keinen Unterschied bedingt.

Die Bogenträger werden entweder vollwandig oder als Bogenfachwerke ausgeführt. Namentlich Bogenträger von größeren Dimensionen werden in der Regel aus konstruktiven und ökonomischen Gründen mit Fachwerkwänden ausgeführt.

Bezüglich ihres statischen Verhaltens unterscheiden wir

Bogenkonstruktionen ohne Gelenk,
 „ mit 2 Kämpfergelenken,
 „ „ „ und Scheitelgelenk.

Erstere beiden Bogenarten gehören zu den statisch unbestimmten Konstruktionen, indem sich ihre Berechnung nur mit Berücksichtigung der Deformationen durchführen läßt. Mohr*) ist der Ansicht, daß man sich auf die Bogen mit Kämpferscharnieren beschränken und Bogenträger ohne Scharniere nicht anwenden sollte. Geschieht dies dennoch, so hat eine komplizierte Berechnungsmethode dieser Träger sehr geringen Wert, da bei der Berechnung der Auflagerdrücke einer solchen Konstruktion Voraussetzungen gemacht werden müssen, welche so wenig der Wirklichkeit entsprechen, daß eine Annäherungsberechnung (etwa unter Annahme gelenkförmiger Auflager) den Vorzug verdienen dürfte. Wir betrachten zunächst die

a) Bogenträger mit Kämpfergelenken,

welche so vielfach zur Ueberdeckung großer Hallen Verwendung finden. Für eine gegebene Belastung lassen sich die Vertikalkomponenten der Auflagerdrücke wie beim Fachwerksträger (nach dem Hebelgesetz) ermitteln, die Horizontalkomponenten dagegen nicht. Sobald die Reaktionen der Auflager bekannt sind, kann die weitere Berechnung wie bei den freiliegenden Trägern vorgenommen werden.

Bestimmung der Spannungen. Auf einen beliebigen Querschnitt CD (Fig. 406) des Bogens wirkt seitens des abgetrennten rechten Stückes eine Mittelkraft R , welche in eine Normalkomponente N und eine im Schnitt liegende Scherkraft S zerlegt werden kann. Die Kraft N kann in die Axe des Stabes verlegt werden, wenn gleichzeitig das Drehmoment $M = Nn$ hinzugefügt wird. Durch die

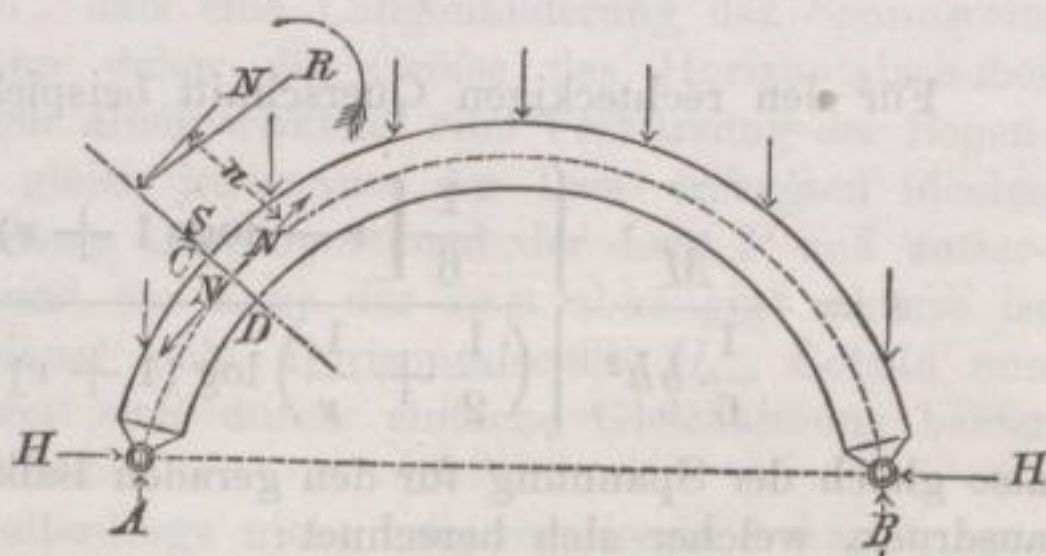


Fig. 406.

*) Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1870, S. 389.

Axialkraft wird eine Verkürzung der Bogenaxe und im Querschnitt eine Druckspannung $\frac{N}{F}$ erzeugt, während das Moment eine Drehung desselben um seine neutrale Axe anstrebt. Die Formveränderung des Bogens durch die Tangentialkraft S darf vernachlässigt werden.

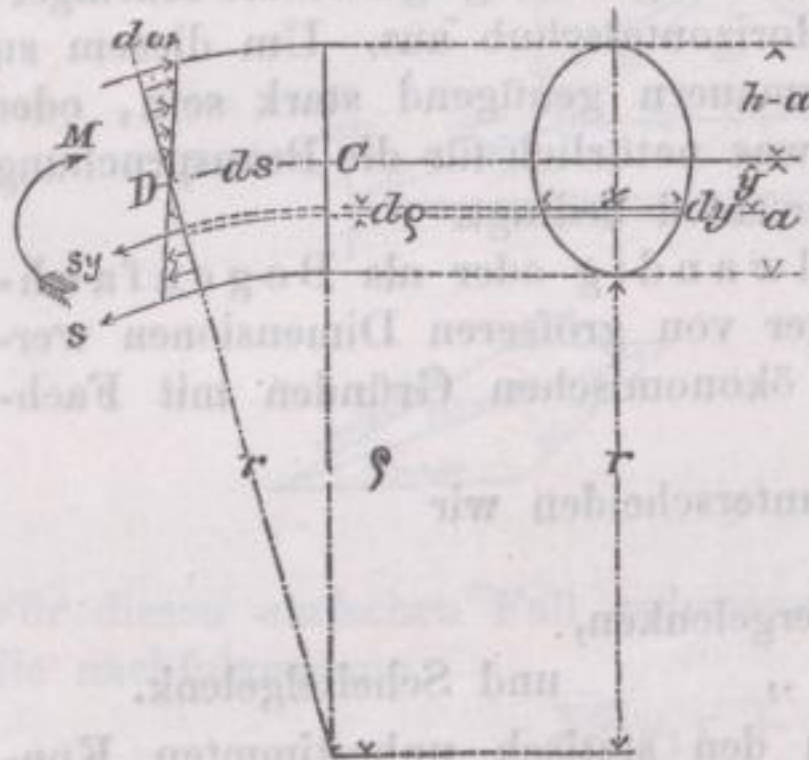


Fig. 407.

Die Bestimmung der durch das Moment M erzeugten Biegungsspannungen kann ähnlich wie früher (II. Bd. S. 62 ff.) beim geraden Träger erfolgen. Unter ähnlichen Annahmen bezüglich der als klein vorausgesetzten Formveränderungen des Bogens und mit bezug auf Fig. 407 bestimmt sich hier für das Bogenelement ds , dessen Centriwinkel $= d\varphi$, der Deformationswinkel $d\omega$ zu

$$d\omega = \frac{rd\varphi}{a} \frac{s}{E};$$

das Verhältnis einer beliebigen Faser-
spannung s_y im Abstand y von der neutralen
Axe zur Spannung s in der äußersten Faser:

$$\frac{s_y}{s} = \frac{yr}{a\varphi};$$

die Lage der neutralen Axe, d. h. der Abstand a , aus der Bedingung $\int s_y dF = 0$ oder

$$\int_{\varphi=r}^{\varphi=r+h} \frac{r+a-\varrho}{\varrho} z d\varrho = 0;$$

die größten Biegungsspannungen folgen aus:

$$\int s_y dF \cdot y = M, \text{ oder}$$

$$\frac{s \cdot r}{a} \int_r^{r+h} \frac{(r+a-\varrho)^2 z d\varrho}{\varrho} = M.$$

Für den rechteckigen Querschnitt beispielsweise ist, wenn $\frac{h}{r} = \nu$:

$$s = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \left\{ \frac{\frac{1}{6}[\nu - \log(1+\nu)]}{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\nu}\right)\log(1+\nu) - 1} \right\} = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2} \times Z,$$

also gleich der Spannung für den geraden Balken multipliziert mit dem Klammerausdruck, welcher sich berechnet:

für $\nu =$	1,0	0,5	0,1	0
zu $Z =$	1,287	1,154	1,033	1

Man ersieht hieraus deutlich, dass in allen Fällen, wo der Krümmungsradius gegen die Höhe des Bogens einigermaßen groß ist, die Krümmung des Trägers außer Acht gelassen und die Biegungsspannung genau so wie beim geraden Balken berechnet werden kann. Das gleiche gilt für die Bestimmung der Schub- und Hauptspannungen u. s. w.

Unter dieser Voraussetzung ergibt sich der Deformationswinkel:

$$d\omega = \frac{s \cdot ds}{aE} = \frac{M}{Et} ds,$$

die Biegungsspannung $s = \frac{M}{t} a$ und mit Berücksichtigung der Axialkraft N die Gesamtspannung

$$s_0 = -\frac{N}{F} \mp \frac{M}{t} a.$$

Setzt man $M = N \cdot n$, so wird

$$s_0 = -\frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{Fna}{t} \right).$$

Wir nennen die Verbindungen der Schnittpunkte der Resultante R mit den aufeinander folgenden Querschnitten die Stützlinie, die Umhüllungslinie aller Kräfte R die Mitteldrucklinie, oder kurz Drucklinie des Bogens. Denken wir nun ferner für jeden Querschnitt die Kernpunkte in der Bogenmittelebene gefunden, so stellt ihre Aufeinanderfolge die Kernränder des Bogens dar. Durch Einführung der Kernweite ε erhalten wir (vergl. Bd. II, S. 99):

$$s = -\frac{N}{F} \left(\frac{\varepsilon + n}{\varepsilon} \right),$$

welche Gleichung besagt, daß die Spannungen s von demselben (—) Vorzeichen sind, so lange $n \leq \varepsilon$, oder die Stützlinie innerhalb der Kernränder gelegen ist.

Querschnitte mit niedrigen Gurten und dünnen Mittelrippen berechnet man unter Vernachlässigung der Wand wie oben angegeben.

Zur Bestimmung der Auflagerreaktionen*) setzen wir den Bogen symmetrisch zu seiner Mitte voraus und suchen zunächst die Wirkung einer Einzellast am gewichtslosen Träger zu ermitteln, da beliebige andere Belastungen als aus Einzellasten bestehend angenommen werden können. Denkt man sich, das eine Bogenende sei verschieblich, so wird alsdann die Last und ihre vertikalen Auflagerdrücke eine Verlängerung der Bogensehne hervorrufen; beim Träger mit festen Enden wirkt aber der Horizontaldruck der Widerlager dieser Verlängerung entgegen, so, daß eine Längenänderung der Spannweite nicht stattfinden kann. Man kann daher die Größe des Horizontalschubes daraus bestimmen, daß er, für sich allein wirkend, eine Verkürzung der Bogensehne hervorrufen würde, welche gleich jener von der Last erzeugten idealen Verlängerung ist. Diese Verlängerung ist proportional der Last P und außerdem von den Bogendimensionen und der Lage der Last abhängig; ebenso ist die genannte Verkürzung proportional dem Horizontalschub H . Sobald nun diese Größen bestimmt sind, findet sich durch einfache Gleichsetzung beider Werte die Größe des Horizontalschubes.

Die Bogendimensionen sind allerdings nicht von vornherein bekannt, sondern sollen durch die Rechnung gefunden werden. Es können aber zunächst entweder durch Schätzung, oder durch ein Näherungsverfahren (z. B. unter Voraussetzung eines Scheitelscharnieres) die Dimensionen ermittelt und sodann

*) Nach Mohr: Beitrag zur Theorie der elastischen Bogenträger, Zeitschr. d. Arch.- u. Ingenieur-Vereins zu Hannover, 1870, S. 389. — Beitrag zur Theorie der Bogenfachwerksträger, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover, 1874, S. 223.

nach den Resultaten der genaueren Berechnung richtig gestellt werden. Für den Fall, als sich diese Aenderungen so beträchtlich ergeben, daß sie die Zuverlässigkeit der Rechnungsergebnisse in Frage stellen, so muß die Berechnung unter Benutzung der zuletzt erhaltenen Dimensionen wiederholt werden.

a) Bogenbinder mit vollen Wandungen.

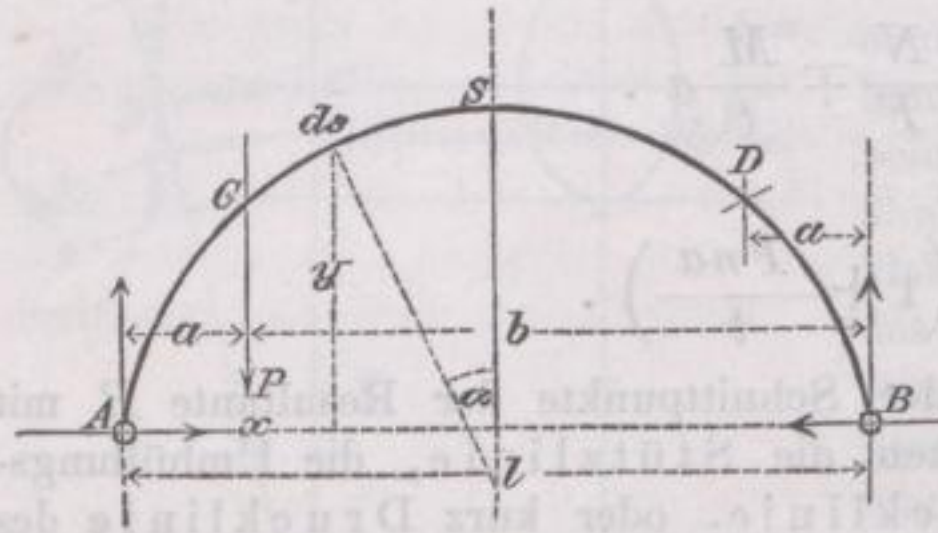


Fig. 408.

Auf einem unter dem Winkel α gegen die Vertikale geneigten Querschnitt, dessen Schwerpunktskoordinaten $x y$ sind (Fig. 408), wirken:

1. eine Kraft normal zum Querschnitt, im Schwerpunkt angreifend, N ,
2. eine Kraft in der Ebene des Querschnittes, nach dessen mit der Bogenmittelebene zu-

sammenfallenden Hauptaxe wirkend, S , welche vernachlässigt werden darf,

3. eine ∞ ferne Kraft in der Bogenmittelebene, vom Drehmoment M .

Durch die Normalkomponente N werden die Bogenelemente ds geändert um $\Delta(ds) = \frac{N}{EF} \cdot ds$, die entsprechende Aenderung der Spannweite ist gleich $\Sigma \Delta(ds)$ oder gleich

$$\Delta l = \Sigma \frac{N}{EF} \cdot ds \cos \alpha .$$

Durch die Wirkung des Gegenpaares M wird der Winkel β zweier auf einanderfolgenden Querschnitte geändert um $\Delta\beta = \frac{M}{Et} ds$, die entsprechende Aenderung der Stützweite ist

$$\Sigma \frac{M}{Et} ds \cdot y .$$

Wir betrachten nun die Wirkungen der Belastung und des Horizontaldruckes je für sich.

a) Belastung durch eine konzentrierte Last; Horizontalschub $H = 0$. Hiefür erhalten wir (Fig. 408):

$$\Sigma_0^1 \frac{N}{EF} ds \cos \alpha = \Sigma_0^a \frac{A \cdot \sin \alpha}{EF} ds \cos \alpha + \Sigma_a^{1-a} \frac{N}{EF} ds \cos \alpha + \Sigma_{1-a}^1 \frac{B \sin \alpha \cdot ds \cos \alpha}{EF} .$$

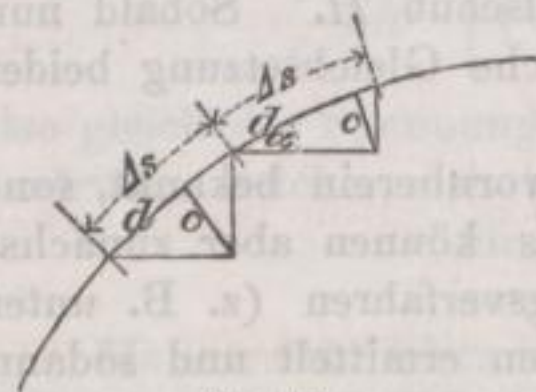


Fig. 409.

Der mittlere Faktor ist gleich Null, weil CS ebensoviel ausgedehnt wird, als wie sich SD komprimiert; setzt man ferner $ds \sin \alpha \cos \alpha = c$, welche Werte aus der Fig. 409 abgemessen werden können, wenn statt der ∞ kleinen Bogenstücke ds , endliche Bogenteile Δs eingeführt werden, $A = P \frac{b}{l}$, $B = \frac{a}{l}$, so wird

$$\Sigma_0^1 \frac{N}{EF} ds \cos \alpha = \Sigma_0^a \frac{Pb}{l} c \frac{1}{EF} + \Sigma_{1-a}^1 \frac{Pa}{l} c \frac{1}{EF}$$

oder (wegen der Symmetrie der Werte $\frac{c}{F}$):

$$= \frac{P}{El} \sum_0^a \frac{c}{F} (a + b) = \frac{P}{E} \sum_0^a \frac{c}{F} \quad (\text{negativer Beitrag}$$

zu Δl , kann wegen seiner Kleinheit in der Praxis häufig vernachlässigt werden.)

Außerdem wird

$$\begin{aligned} \sum \frac{M}{Et} ds \cdot y &= \sum_0^a \frac{Axy ds}{Et} + \sum_a^l \frac{B(l-x)y ds}{Et} = \\ &= \frac{P}{E} \left\{ \frac{b}{l} \sum_0^a \frac{xy ds}{t} + \frac{a}{l} \sum_a^l \frac{(l-x)y ds}{t} \right\} \quad (\text{positiver} \end{aligned}$$

Beitrag zu Δl).

b) Horizontalschub = H , Vertikalbelastung = 0. Hierfür wird:

$$\sum_0^l \frac{N}{EF} ds \cos \alpha = \sum_0^l \frac{H}{EF} ds \cos^2 \alpha = \frac{H}{E} \sum_0^l \frac{d}{F} \quad (\text{Fig. 409}), \quad (\text{negativer Beitrag zu } \Delta l), \quad \text{und:}$$

$$\begin{aligned} \sum_0^l \frac{M}{Et} ds \cdot y &= \sum_0^l \frac{Hy^2 ds}{Et} = \frac{H}{E} \sum_0^l \frac{y^2 ds}{t} \\ &= 2 \frac{H}{E} \sum_0^{1/2 l} \frac{y^2 ds}{t} \quad (\text{negativer Beitrag zu } \Delta l). \end{aligned}$$

Bei gleichzeitiger Wirkung von P und H soll die aus beiden Wirkungen resultierende Gesamtveränderung der Spannweite gleich Null werden, daher:

$$\begin{aligned} \frac{P}{E} \left\{ \frac{b}{l} \sum_0^a \frac{xy ds}{t} + \frac{a}{l} \sum_a^l \frac{(l-x)y ds}{t} \right\} - \frac{P}{E} \sum_0^a \frac{c}{F} \\ = 2 \frac{H}{E} \sum_0^{1/2 l} \frac{d}{F} + 2 \frac{H}{E} \sum_0^{1/2 l} \frac{y^2 ds}{t}, \end{aligned}$$

woraus sich der Horizontalschub H findet zu

$$H = P \cdot \frac{\frac{b}{l} \sum_0^a \frac{xy ds}{t} + \frac{a}{l} \sum_a^l \frac{(l-x)y ds}{t} - \sum_0^a \frac{c}{F}}{2 \left\{ \sum_0^{1/2 l} \frac{d}{F} + \sum_0^{1/2 l} \frac{y^2 ds}{t} \right\}}.$$

Horizontalschub für gleichmäßige Last. In obigem Ausdruck für H ist, wie man sieht, der Zähler ein von der Lage, nicht aber von der Gröfse der Last P abhängiger Wert, während der Nenner von P ganz unabhängig ist und sich lediglich aus den Abmessungen des Bogens bestimmt.

Bezeichnen bzw. v_0 und u_0 diese Ausdrücke, so ist $H = P \cdot \frac{v_0}{u_0}$, wo v_0 mit der Lage von P variabel, u_0 dagegen für einen und denselben Bogen eine konstante Gröfse ist.

Wirkt nun auf ein Bogenelement ds , dessen Horizontalprojektion = dx ist, die Last $q dx$, so hat man

$$dH = \frac{v_0}{u_0} q dx,$$

somit für eine gleichmäßig verteilte Last von $x = 0$ bis $x = a$:

$$H = \sum_{x=0}^{x=a} \frac{v_0}{u_0} q dx = \frac{q}{u_0} \sum_0^a v_0 dx .$$

Einfluss der Temperaturänderungen. Hat der spannungslose Bogen bei t_0^0 die normale Spannweite l und ist δ der Ausdehnungskoeffizient des Bogenmaterials für 1^0 , so ist die Verlängerung bzw. Verkürzung der Sehne bei t_1^0 gleich $l\delta(t_1 - t_0)$. Um diese Längenänderung aufzuheben, muß der Horizontalschub entsprechend vermehrt (oder vermindert) werden und zwar um einen Betrag:

$$= \frac{E \cdot l \delta (t_1 - t_0)}{u_0} .$$

β) Bogenbinder mit durchbrochenen Wandungen (Bogenfachwerke).

Die nachfolgende Lösung der Aufgabe, den Horizontalschub des Bogenfachwerkes, welcher von einer beliebigen Einzellast erzeugt wird, zu bestimmen, setzt voraus, daß Form und Querschnittsdimensionen des Bogenträgers gegeben (vergl. die Bemerkung auf S. 287) und ferner, daß Figur und Dimensionen desselben in bezug auf die durch den Scheitel gelegte Vertikale symmetrisch seien. Bezeichnen wir den Horizontalschub, erzeugt durch die beliebige, in der Entfernung ξl vom Auflager wirkende Einzellast P am gewichts-

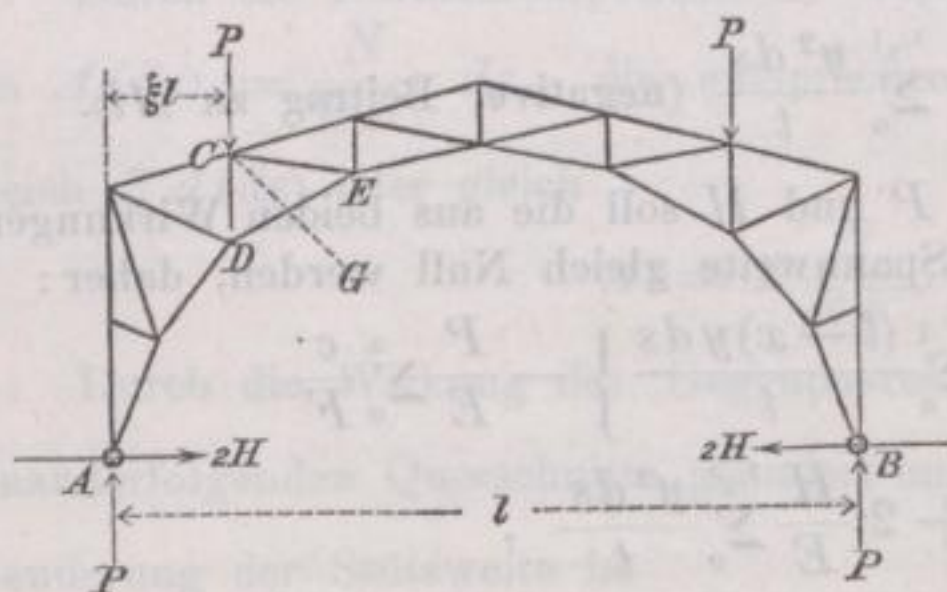


Fig. 410.

losen Träger mit H , so ist bei obiger Voraussetzung klar, daß derselbe für 2 symmetrisch gestellte Einzellasten $2H$ beträgt und für diese Belastung wird der einfacheren Vornahme der nachfolgenden Summierungen wegen, die Rechnung durchgeführt (Fig. 410). Wir bestimmen für diesen Belastungsfall mit Benutzung des unbekanntes Horizontalschubes die Spannungen der Konstruktionsteile, wobei wir uns auf die eine Hälfte des Trägers beschränken können, da die Spannungen von je 2 symmetrisch gelegenen Teilen gleich groß und von demselben Vorzeichen sind; aus diesen Spannungen folgt die elastische Formveränderung des Trägers und schließlich aus der Bedingung, daß jene Formveränderung eine Änderung der Spannweite nicht zur Folge haben kann, der unbekanntes Horizontalschub. Indem wir so $2H$ ermitteln, erhalten wir in H den gesuchten, von der Einzellast P herrührenden Horizontalschub.

In einem bestimmten Konstruktionsteil von der Länge s werde nun durch eine Horizontalkraft 1 die Stabkraft u
 einen vertikalen Auflagerdruck 1 die Stabkraft v
 ein Gegenpaar $1 \times$ Spannweite „ „ w
 hervorgerufen, welche Werte u, v, w in bekannter Art graphisch oder rechnerisch zu ermitteln sind.

Auf jeden Konstruktionsteil links von P , zwischen dem Auflager A und dem Schnitt CG , welchen man durch den belasteten Knotenpunkt und das gegenüberliegende Gürtungsstück legen kann, wirkt ein Horizontalschub $2H$ und ein Auflagerdruck P , auf jeden Teil rechts von P zwischen dem er-

wähnten Schnitt und der Trägermitte eine Horizontalkraft H und ein Gegenpaar $P \xi l$, sonach hat man:

$$S_1 = u \cdot 2H + vP \quad \text{und} \quad S_r = u \cdot 2H + P\xi \cdot w.$$

Die entsprechende absolute Längenänderung dieser Stäbe ist:

$$\text{wenn man } \frac{s}{F} = r \text{ setzt, gleich } \frac{S \cdot s}{EF} = \frac{S}{E} r, \text{ sonach}$$

$$\Delta s_1 = 2H \frac{ur}{E} + P \frac{vr}{E}; \quad \Delta s_r = 2H \frac{ur}{E} + P \frac{\xi wr}{E}.$$

Nach dem Prinzip der Arbeit ist die einer Änderung Δs einer Stablänge s entsprechende Veränderung der Spannweite $= u \cdot \Delta s$, sonach hat man, wenn sämtliche Stäbe ihre Längen ändern, die Gesamtänderung der Spannweite

$$\Delta l = \Sigma u \Delta s = 2 \sum_0^{\xi_1} u \Delta s_1 + 2 \sum_{\xi_1}^{1/2 l} u \Delta s_r.$$

Erfolgen die Längenänderungen unter dem Einfluss von P und $2H$, so ergibt sich durch Substitution der oben erhaltenen Werte für Δs :

$$\Delta l = 2 \sum_0^{\xi_1} \left(2H \frac{ur}{E} + P \frac{vr}{E} \right) u + 2 \sum_{\xi_1}^{1/2 l} \left(2H \frac{ur}{E} + \xi P \frac{wr}{E} \right) u,$$

oder

$$\frac{1}{2} \Delta l = \frac{2H}{E} \sum_0^{1/2 l} u^2 r + \frac{P}{E} \left\{ \sum_0^{\xi_1} uvr + \xi \sum_{\xi_1}^{1/2 l} uwr \right\}.$$

Da $\Delta l = 0$ sein soll, so ergibt sich hieraus der Horizontalschub erzeugt durch die Einzellast P zu:

$$H = P \cdot \frac{\sum_0^{\xi_1} uvr + \xi \sum_{\xi_1}^{1/2 l} uwr}{2 \sum_0^{1/2 l} u^2 r}.$$

Sobald die Auflagerreaktionen, welche sich aus dem Horizontalschub und den nach dem Hebelgesetz auf die Stützpunkte sich verteilenden vertikalen Drucken zusammensetzen, bekannt sind, kann die weitere Berechnung des Fachwerkes in der gewöhnlichen Weise erfolgen.

Zu den so gefundenen Spannungen addieren sich noch diejenigen, welche durch die Temperaturänderung hervorgerufen werden. Ist bei der Temperatur t_0^0 die Spannweite s , so ist sie bei der Temperatur t_1^0 verändert um $\Delta l = l \cdot \delta (t_1 - t_0)^0$, wenn δ den Ausdehnungskoeffizienten bezeichnet. Soll nun die Spannweite $l + \Delta l$ zurückgebracht werden auf l , so ergibt sich der hierzu erforderliche Horizontalschub H , da $P = 0$, zu

$$H = \frac{l \cdot \delta (t_1 - t_0)^0 \cdot E}{2 \sum_0^{1/2 l} u^2 r}.$$

Es ist also der durch die Belastung hervorgerufenen Maximalspannung jedes Konstruktionsteiles noch derjenige der Werte:

$$S = + \frac{u \cdot l \delta (t_1 - t_0)^0 \cdot E}{2 \sum_0^{1/2 l} u^2 r},$$

welcher jene Spannung vergrößert, hinzufügen.

b) Bogenbinder mit drei Gelenken.

Dieselben bestehen aus zwei symmetrischen Bogenstücken, welche im Scheitel durch ein Gelenk verbunden sind und am Kämpfer sich auf gelenkförmige, in einer Horizontalen liegende Auflager stützen. Sie bilden statisch bestimmte, stabile Systeme, die Auflagerkräfte lassen sich mit aller Bestimmtheit aus den Regeln der Statik ermitteln und Deformationen der Konstruktion sowohl, als die Temperaturänderungen üben keinen, oder doch nur einen höchst unbedeutenden Einfluss auf die Beanspruchung des Materials aus. Diesen Vorteilen gegenüber haben sie den Nachteil, dass die Herstellung der Gelenke einige konstruktive Schwierigkeiten bietet, und dass ihre Seitensteifigkeit geringer als die der kontinuierlichen Bogenträger ist und durch besondere Anordnungen verstärkt werden muss.

Um bei beliebiger Belastung die Auflagerdrücke zu finden, vereinige man die Belastung je einer Trägerhälfte zu einer Resultante (R' , R'') Fig. 411 und bestimme für jede derselben einzeln die Auflagerdrücke nach dem Satze, dass

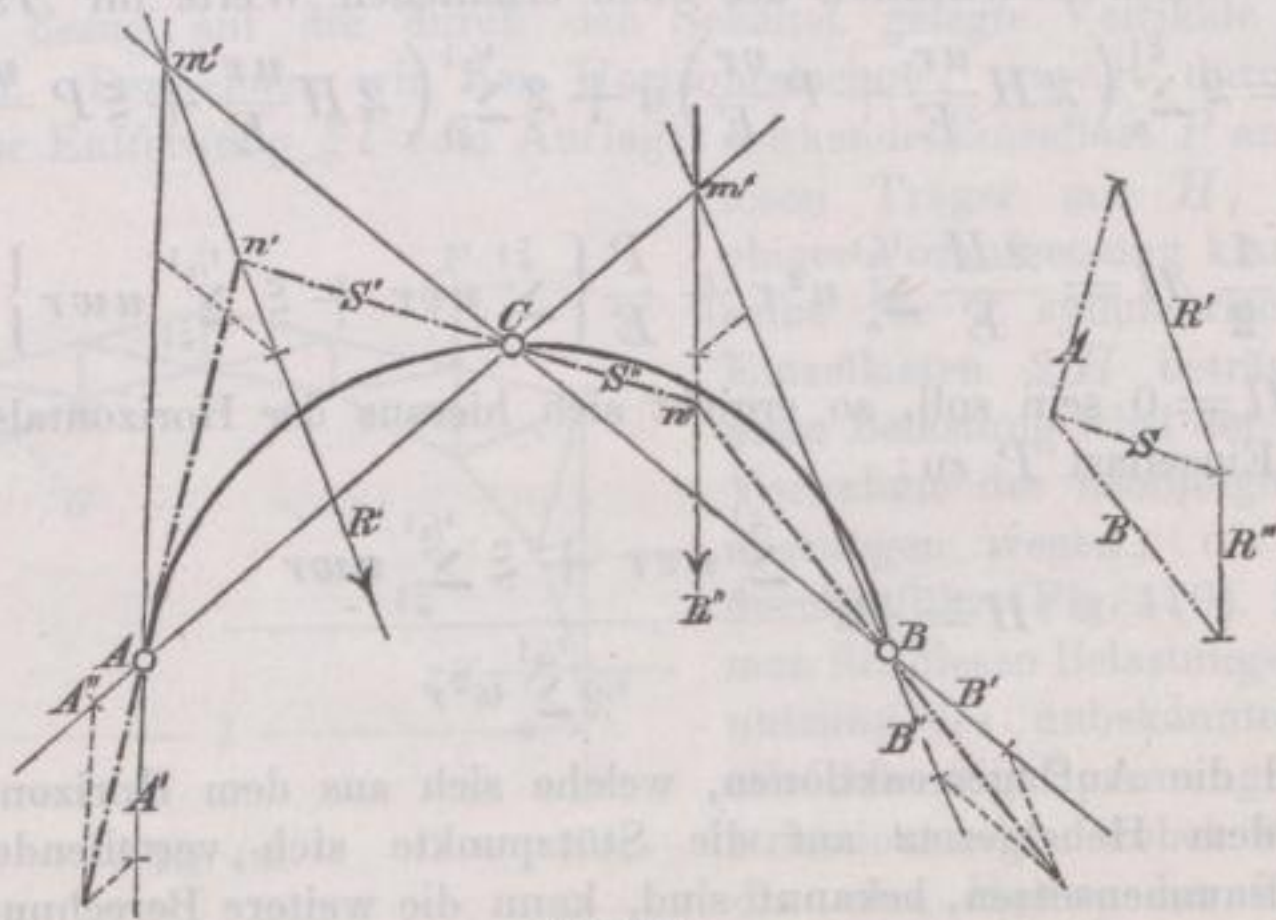


Fig. 411.

die Reaktion der unbelasteten Hälfte durch den Scheitel C gehen, diejenige der belasteten Seite aber sich mit jener in einem Punkte (m' , m'') der Resultante scheidet. Indem man nun die Partialauflagerdrücke (A' , A'' und B' , B'') zu einer Mittelkraft vereinigt, erhält man die wirklichen Reaktionen A und B .

Die Kraft, mit welcher sich im Scheitel beide Bogenhälften an einanderpressen, erhält man, wenn man in den Schnittpunkten n' , n'' die Reaktionen A und B mit R' bzw. R'' vereinigt; die Punkte n' , n'' müssen mit dem Scheitel C in einer Geraden liegen, die Kräfte S' u. S'' aber natürlich einander gleich und entgegengesetzt sein. Fig. 411. Bei symmetrischer Belastung ist der Scheiteldruck S' , bzw. S'' horizontal gerichtet. Außer in der angegebenen Art kann man die Reaktionen und die Gelenkkraft im Scheitel auch dadurch erhalten, dass man über den Belastungen ein Seilpolygon (Drucklinie) zeichnet, welche durch die Punkte A , B und C geht.

Auf Taf. B ist ein Beispiel für diese Trägerart und zwar als Bogenfachwerk gedacht, in Figur 5 gegeben. Nach Bestimmung der Auflager-

reaktion A für symmetrische Last, wurden die Spannungen der Konstruktionsteile nach der Polygonalmethode ermittelt; dieselben sind im Diagramm Fig. 5a dargestellt.

c) Bogenbinder mit horizontalen Spannstäben.

Wie schon bemerkt, können die Widerlager der Bogenbinder dadurch entlastet werden, daß man sie durch einen Zuganker verbindet, welcher den Horizontalschub aufnimmt und demgemäß zu dimensionieren ist. Werden solche Spannstäbe bei Bogenfachwerken angebracht, so können letztere auch als Trägerfachwerke mit einem überzähligen Konstruktionsteil aufgefaßt und als solche nach S. 282 berechnet werden. Durch diese Berechnungsmethode wird zu gleicher Zeit auch dem Umstande, daß sich die ursprüngliche Bogensehne infolge der Längenänderung der Spannstange etwas vergrößert, gehörig Rechnung getragen. Das schließliche Resultat ist natürlich dasselbe, als wenn die Horizontalkraft H aus den für die Bogenkonstruktionen entwickelten Formeln abgeleitet wird.

Bezeichnet l die Länge, Φ den Querschnitt, E_0 den Elastizitätsmodul und δ_0 den Ausdehnungskoeffizienten der Spannstange, so läßt sich für Bogenträger mit Kämpferscharnieren und Spannstäben der Horizontalzug in letzteren, erzeugt durch die beliebige Einzellast P , mit Benutzung der auf S. 289 gewählten abgekürzten Bezeichnung ausdrücken durch

$$H = P \frac{v_0}{u_0 + \frac{El}{E_0 \Phi}},$$

die durch Temperaturänderung erzeugte Horizontalkraft durch

$$H = \frac{E(t_1 - t_0)(\delta - \delta_0)l}{u_0 + \frac{El}{E_0 \Phi}}; \text{ für } \delta = \delta_0 \text{ (gleiches}$$

Material) wird vorstehender Werth H gleich Null.

Werden Dreigelenkbogenträger mit Spannstäben versehen, so ist die durch die Vertikalbelastung erzeugte horizontale Komponente der Auflagerreaktionen, resp. Spannung der Zugstange in bekannter einfacher Art zu finden, während bezüglich der horizontalen Kräfte (Winddruck) die Konstruktion statisch unbestimmt ist. (Vergl. S. 273.)

3. Die Längsverbindungen.

Die Längsverbindungen haben einen doppelten Zweck, indem sie erstlich die einzelnen Binder, welche an und für sich keine stabile Lage haben, außerdem aber auch horizontalen Kräften ausgesetzt sind, in ihrer Vertikalebene zu erhalten, und zweitens das Dachdeckungsmaterial zu unterstützen und das Gewicht desselben auf die Binder überzuführen haben. Die genannten horizontalen Kräfte werden verursacht durch den Druck des Windes gegen die Dachfläche, bzw. die Giebelwand und durch das Bestreben der Druckgurtung sich seitlich auszubiegen. Die Längsversteifungen werden gebildet durch die Pfetten, zwischen welche bei größeren Dächern in jedem zweiten Felde Diagonalen (Andreaskreuze u. s. w.) eingefügt werden (Fig. 412, S. 294). Im Verein mit den Gurten der Hauptträger entsteht hiedurch ein schrägliegender Träger, welcher im stande sein muß, die Horizontalkräfte aufzunehmen. Die Stützpunkte und Knotenpunkte der Längsverbindungen fallen mit den Stütz-

und Knotenpunkten der Hauptträger zusammen; die Berechnung der Längsverbindungen erfolgt unter der Bedingung, daß die seitliche Durchbiegung durch die horizontalen Kräfte, oder die Spannung in den Windverstreben eine gewisse Grenze nicht überschreite. Gerber berechnet die Windverspannungen so, daß durch die Windbelastung keine größere Ausbiegung als $\frac{1}{2500}$ der Spannweite entsteht, was einer Spannung der Windverstreben von 800 kg

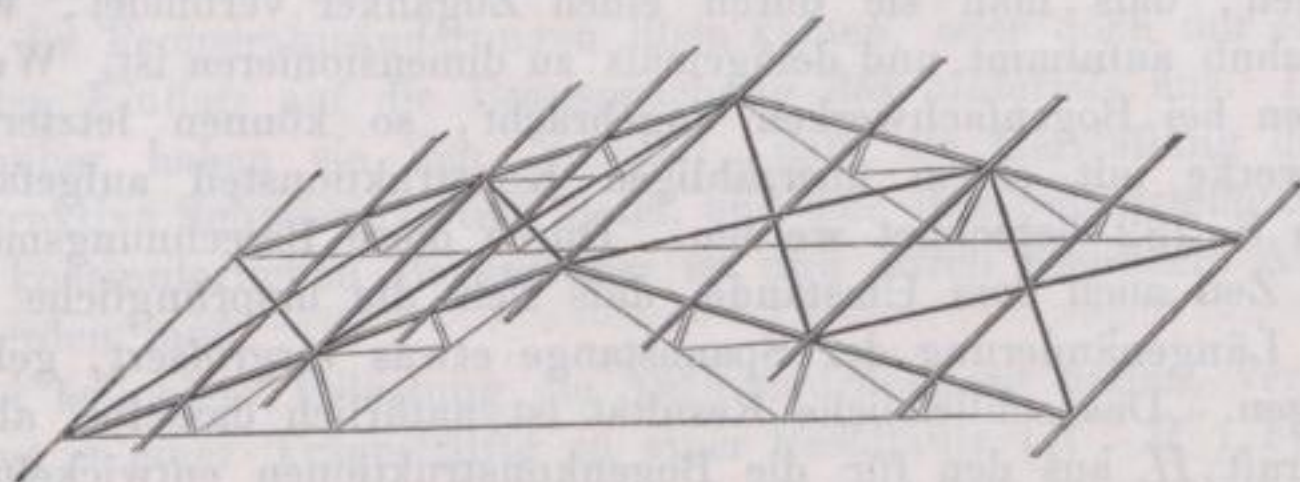


Fig. 412.

entspricht. Die Querschnitte, welche in den Gurten und Pfetten infolge dieser Funktion notwendig werden, sind zu den durch die vertikalen Lasten bedingten Stärken zu addieren.

Die Windbelastung ist auf S. 269 und Bd. II, S. 153 näher angegeben; bezüglich der seitlichen Ausbiegung der Druckgurten aber giebt Gerber folgende, zum Teil empirische Formel. Darnach ist die Kraft, mit welcher ein gedrückter Stab in der Mitte normal zu seiner Richtung gehalten werden muß, damit diese Mitte oder der Schwerpunkt des mittleren Querschnittes in der Verbindungslinie der Schwerpunkte der freien Endflächen bleibt, zu setzen:

$$Q = S \cdot \frac{a}{t} \cdot l \frac{S}{E}.$$

Darin bezeichnet S den Druck auf die Enden des Stabes, t das Trägheitsmoment bezügl. der zur Biegungsebene senkrechten Schweraxe, a den Abstand der äußersten Fasern von dieser Axe, E den Elastizitätsmodul und l die freie Länge des Stabes, also hier die halbe Gesamtlänge.

Führt man in diese Formel die Spannungsintensität s und Fläche F des Stabes, ferner die Begriffe Trägheitshebel (t), Kernweite (ϵ) und die relative Längenänderung $\sigma = \frac{s}{E}$ ein, so ergibt sich:

$$Q = S \cdot \frac{a \cdot s F}{t^2 F} \cdot \frac{l}{E} = S \frac{s l}{\epsilon E} = S \cdot \frac{\sigma l}{\epsilon}.$$

Nachdem so die Kräfte Q , welche man sich in den Stabmitten der Druckgurtung horizontal wirkend zu denken hat, bestimmt sind, bietet die Berechnung der seitlichen Verspannung bei horizontaler Lage derselben, wie sie beispielsweise bei Deckenträgern vorkommt, keine Schwierigkeiten mehr.

Bei den Dachbindern liegen die Längsverspannungen, zwischen den Obergurten angeordnet, nicht mehr in einer Ebene, sondern auf der Satteldach- bzw. Cylinderfläche. Die inneren Kräfte in solchen Verspannungen lassen sich statisch nur in zwei Fällen angeben, wenn nämlich entweder (was gewöhnlich der Fall ist) nur eine Längsverstreben vorhanden ist, oder wenn zwei Längsverstreben (im Ober- und Untergurt) angeordnet, aber nur zwischen den Auflagerpfosten Querverbindungen angeordnet sind.

In beiden Fällen ergibt sich, daß die Horizontalkomponenten der Spannungen der Windstreben dieselben sind, wie die Spannungen, welche in der Horizontalprojektion der Verstrebung entstehen würden, wenn auf dieselbe die horizontalen Knotenkräfte wirken würden. Bezeichnet δ den Winkel eines Konstruktionsteiles der Längsverspannung gegen die Horizontalebene, so findet man die wirkliche Spannung desselben, wenn man seine in der Horizontalprojektion wie für ein ebenes System gefundene Spannung mit $\frac{1}{\cos \delta}$ multipliziert.

4. Die Auflager.

Mit Rücksicht auf ihre Wirksamkeit unterscheidet man feste Lager, welche keine Längsverschiebung des Binders zulassen, Gleitlager, bei welchen eine solche Bewegung erst nach Ueberwindung der Reibung möglich ist, und Roll- bezw. Pendel- (Stelzen-) Lager, durch welche eine solche Bewegung ermöglicht ist. Nach der Art der Auflagerung kann man unterscheiden: Flächenlager und Kipp- oder Zapfenlager, welche beide dabei fest oder verschieblich sein können.

Bei den Fachwerkbindern ist gewöhnlich ein Lager fest, eins beweglich konstruiert, da in solchem Fall die Konstruktion bezüglich der äußeren Kräfte statisch bestimmt ist und es ist hiebei das bewegliche Lager bei kleineren Spannweiten (bis etwa 25 m) ein Gleitlager, bei größeren ein Rollen-, seltener Stelzenlager.

Die Rollenlager wirken um so besser, je geringer ihre rollende Reibung ist, also je größer der Rollendurchmesser ist. Der Druck, den eine Rolle aufnehmen kann, darf proportional ihrem Durchmesser gesetzt werden. Ist P der Druck auf das Rolllager, n die Anzahl, d der Durchmesser, l die Länge der Walzen, k ein Erfahrungskoeffizient, so kann man annehmen:

$$P = nld \cdot k,$$

worin $k = 20$ bis 30 kg, wenn l und d in Centimetern ausgedrückt sind. Daraus läßt sich bei gegebener Zahl der Walzen (mindestens 2 oder 3) der Durchmesser d finden und umgekehrt.

Pendel oder Stelzen (Fig. 413) sind die mittelsten Teile größerer und daher wirksamerer Rollen, deren Breite (b) mit Rücksicht auf die zur Ab-

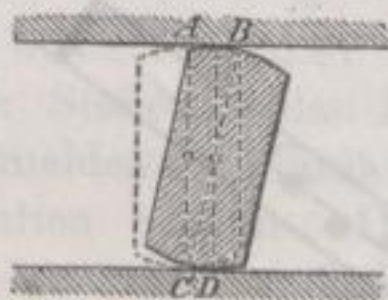


Fig. 413.

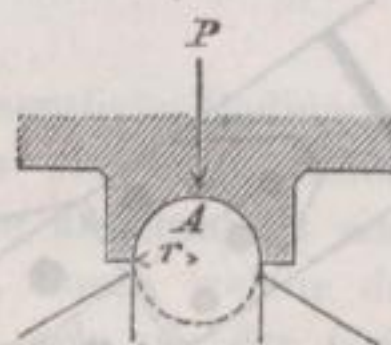


Fig. 414.

wicklung gelangende Strecke an ihrem Umfang zu bestimmen ist. Nach Winkler soll bei einer Verschiebung des Trägerendes um $AB = A$, die Breite mindestens sein:

$$b = 2A + 2,5 \text{ cm}.$$

Zapfenkipplager (Fig. 414). Nach Winkler ist der Maximaldruck zwischen Zapfen und Lager im Punkte A gleich $\frac{2P}{\pi r l}$, also doppelt so groß, als bei gleichmäßiger Verbeitung des Stützdruckes über der Fläche

des Zapfens. Bezeichnet p die zulässige Pressung pro Quadrateinheit, so würde hieraus folgen:

$$r = \frac{2P}{\pi pl} = 0,636 \frac{P}{pl},$$

welcher Wert eine vollkommene Berührung der Lagerflächen voraussetzt und praktisch auf

$$r = \frac{2,0 P}{pl} \text{ für Gufseisen und}$$

$$r = \frac{1,5 P}{pl} \text{ für Stahl}$$

zu erhöhen wäre.

5. Die Verbindungen.

Wie aus den theoretisch bestimmten Beanspruchungen der Binderteile ihre Querschnitte zu erhalten sind, wurde bereits im Kapitel über die Festigkeit des Eisens des näheren ausgeführt und kann hierauf verwiesen werden. Was nun die Verbindung der einzelnen Teile eines gegliederten Binders betrifft, so geschieht dieselbe entweder durch Vernietung (feste Knoten) oder durch einzelne Bolzen (scharnierartige Knoten).

Im ersten Fall erfolgt der Anschluss der Stäbe an die Knotenpunkte unter Verwendung durchgehender Stehbleche oder besonderer Knotenbleche, gegen deren Mittelebene alle Stabkräfte symmetrisch angeordnet sind. Dabei umgreifen die Stäbe dieses Blech, wie namentlich die gedrückten, einen gespreizten Querschnitt besitzenden Teile, oder sie liegen, wie die Zugbänder, mit demselben bündig und wird durch Laschen die Verbindung hergestellt. (Fig. 415.) Bezüglich der Vernietung gelten die auf S. 130 angegebenen allgemeinen Regeln und bemerken wir hiezu nur noch folgendes:

Die Nietstärke (15 bis 26 mm) ist mit Rücksicht auf die Dicke der aufeinander zu nietenden Lagen zu wählen und soll die Schaftlänge der Niete nicht mehr als das 2,5fache, höchstens aber 4fache ihrer Dicke betragen.

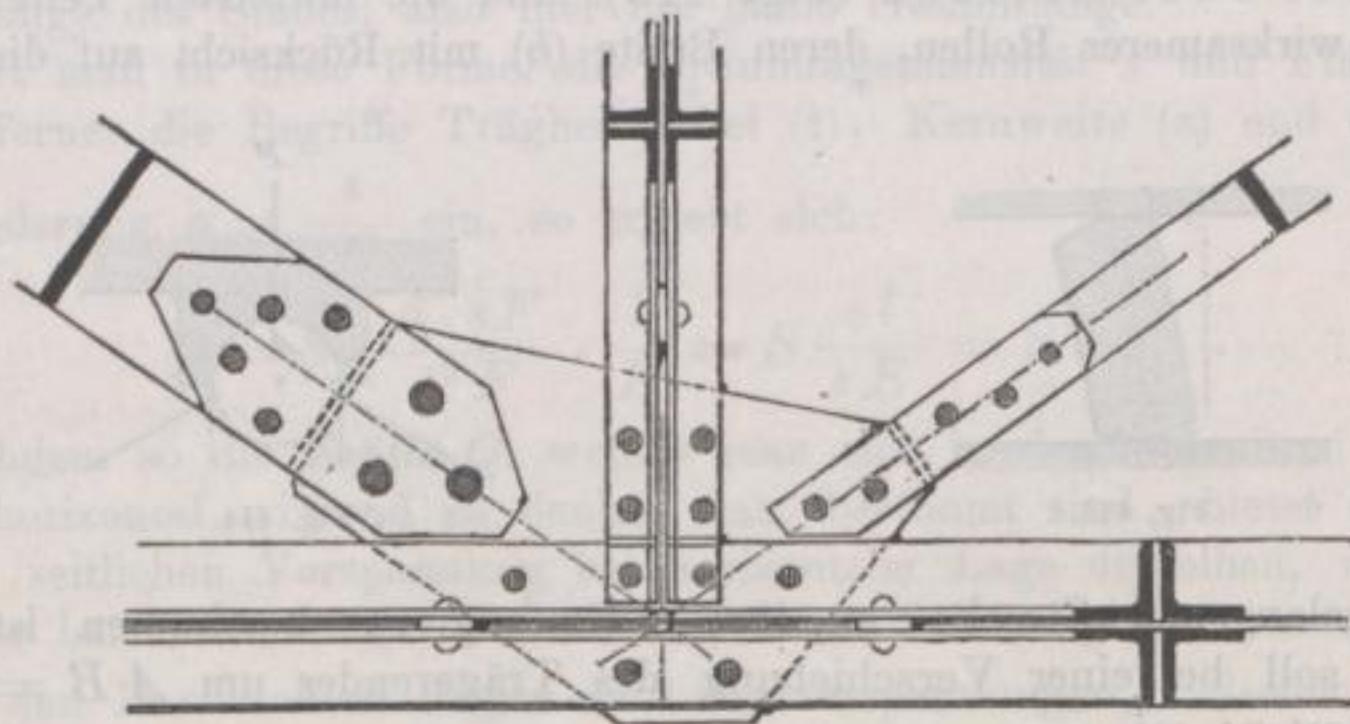


Fig. 415.

Die Anzahl der Niete, welche zur Befestigung eines Stabes notwendig sind, ergibt sich nach Annahme ihrer Stärke aus der notwendigen Gesamtscherfläche, welche $\frac{5}{4}$ der Zugfläche des Stabes betragen soll,

wobei in komplizierten Verbindungen einige Niete zugegeben werden. Da die Verschwächung der Stäbe infolge der Vernietung proportional dem Nietdurchmesser, die übertragene Kraft aber proportional der Nietfläche (δ^2), so folgt, daß starke Niete rationeller als schwache sind. Die größte anwendbare Nietdicke aber ist gegeben durch den Lochwanddruck, welcher nicht größer als das 2,5fache der in den Stäben zugelassenen Beanspruchung werden darf.

Die Gruppierung der Niete soll derart sein, daß eine möglichst gleichmäßige Beanspruchung aller Niete eintritt, daher nicht zu viele Nietreihen, in der Stabaxe aufeinander folgend, angeordnet werden sollen. Die Niete der einzelnen Reihen sollen um nicht mehr zunehmen als in der ersten Reihe Niete sind (eine, bei gezogenen Stäben) und nicht direkt hintereinander folgen, sondern gegeneinander versetzt sein (Fig. 415). Damit eine vollständig axiale Uebertragung der Stabkraft erfolgt, muß die Scherfläche der Niete beiderseits der Axe gleich groß sein. Die geringste Entfernung der Niete vom seitlichen Rand und Ende der Stäbe ist so zu bemessen, daß die betreffende Querfläche und Längsschnittfläche Sicherheit gegen das Abreißen, bzw. Ausschlitzen des Materials bietet. Gewöhnlich setzt man erstere Entfernung $e' = \frac{3}{4} \cdot \frac{N}{\delta} \cdot \frac{4}{5} = \frac{3}{5} \frac{N}{\delta}$, letztere $e'' = \frac{N}{\delta}$, wenn N den Querschnitt des Niets bezeichnet. Die schiefe Fläche zwischen den nach der Breite des Stabes gegeneinander versetzten Niete soll, je nach ihrer Neigung zur Krafrichtung, um einen bestimmten Teil größer als die betreffende Querfläche sein. Durch Abschneiden des überflüssigen Materials an den Ecken kann weiter die gleichmäßige Verteilung der Kraft in der Verbindung unterstützt werden.

Unterlagen oder Futterstücke müssen, um Biegungen der Nietbolzen zu vermeiden, durch besondere, nicht zur Verbindung des Stabes gehörige Niete befestigt werden. Sind je zwei Stäbe mittelst derselben Niete befestigt, so sind sie für jeden der Stäbe als einschnittig zu berechnen (Fig. 322).

Die Vernietung der Gurtungen wird lediglich mit Rücksicht auf den Zusammenhalt der einzelnen Teile, welche ein Ganzes bilden sollen, vorgenommen und kann die Nietteilung im gedrückten Gurt zu 8 bis 10 d , im gezogenen größer genommen werden. Gespreizte, aus 2 oder 4 Winkeleisen u. s. w. gebildete Querschnitte werden in Abständen von 0,5 bis 1,0 m durch Bindflacheisen nach Fig. 415 verbunden.

Vernietung der Knoten. Eine wesentliche Bedingung für den Anschluß der Stäbe an das Knotenblech ist, daß sich alle Stabaxen in einem Punkt schneiden, wodurch Verbiegungen, welche anderenfalls eintreten würden, hintangehalten werden. Die Anzahl der Niete, durch welche das Knotenblech mit den Gurtungen zu befestigen ist, berechnet sich aus der Größe der in der Richtung des Gurtes wirkenden Resultante der Spannungen in den Füllungsmitgliedern und sind dabei selbstverständlich diejenigen Niete nicht mitzuzählen, welche zur Befestigung der Fachwerkstäbe an den Knotenblechen dienen, auch wenn sie zufällig durch Teile der Gurtung gehen.

Erfolgt die Verbindung der einzelnen Konstruktionsteile in den Knoten durch Gelenkbolzen, so werden entweder die Enden der Stäbe mit „Augen“ versehen oder an dieselben Laschenbleche angenietet, deren Querschnitt mit Rücksicht auf die Verschwächung durch das Bolzenloch bemessen ist. (Fig. 416, S. 298, Gelenknotenverbindung nach Gerber.) Die Dimensionierung der Augen soll nach Malberg der Fig. 417 (S. 298) ent-

sprechend vorgenommen werden. Für kreisförmige Augen für Rundstangen nach Fig. 418 kann genommen werden: $d_1 = 1,1 d$, der Radius des Auges $r = 1,30 d$. Mit Rücksicht auf gleiche Festigkeit im Bolzenquerschnitt (B)

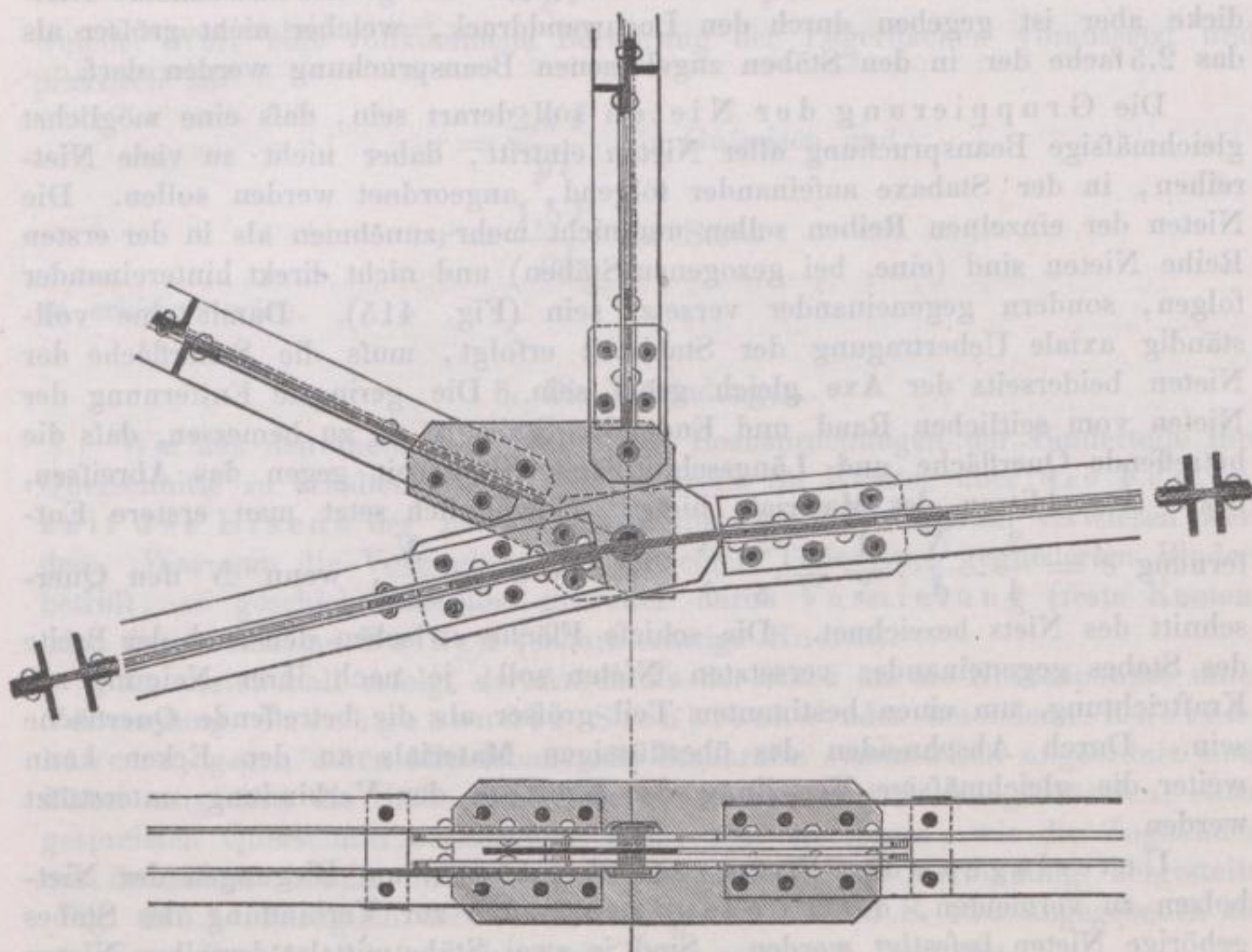


Fig. 416.



Fig. 417.

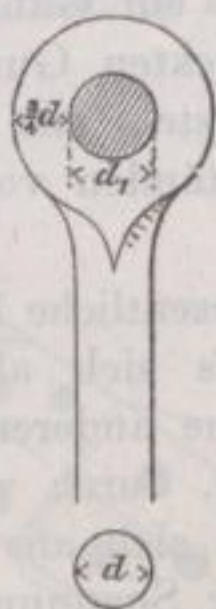


Fig. 418.

und Stabquerschnitt (F) hat zu sein $\frac{4}{5} B = F$, außerdem mit Rücksicht auf den Lochwanddruck $\min \delta = \frac{0,4 F}{d}$. Ist hienach δ zu klein bemessen, so müssen entsprechend viele Futterbleche auf das Stabende aufgenietet werden, bis die erforderliche Fleischstärke vorhanden ist. Die Bolzen sollen mit Rücksicht auf ihren genauen Schlufs in der Bolzenöffnung und die bei gröfseren Längen eintretende Beanspruchung auf Biegung möglichst kurz sein und sind deshalb die Verbindungen in der Trägermittelebene möglichst zusammenzudrängen.

Bevor auf das Detail der eisernen Dächer eingegangen wird, mögen hier noch einige kurze allgemeine Erörterungen über die Form der einzelnen Konstruktionsteile Platz finden.

Den Dachsparren, welche in den meisten Fällen auf zusammen-

gesetzte Festigkeit, und zwar auf Bruch- und Druckfestigkeit beansprucht sind, giebt man bei geringen Spannweiten in ihrem Querschnitt die einfache (T-) oder die doppelte (I) T-Form. Bei größeren Spannweiten und Belastungen setzt man die Sparren wohl aus 2 Teilen zusammen, und wählt dann (J) E-förmiges Façoneisen; in beiden Fällen bieten solche Profile den Vorteil dar, daß die sich den Sparren anschließenden anderen Konstruktionsteile sich leicht mit ihnen verbinden lassen. Bei sehr großen Spannweiten erhalten die Sparren die Form von parabolischen oder Gitterträgern.

Die Streben erhalten meistens einen gespreizten Querschnitt in Form von \perp -, \lrcorner -, $\frac{1}{\perp}$ -, $\lrcorner\lrcorner$ -, $\frac{1}{\lrcorner\lrcorner}$ -, \square -, $\frac{1}{\square}$ -, $\frac{1}{\perp}$ -Eisen; bei Verwendung von Gußeisen ist die kreuzförmige nach unten und oben sich verjüngende Form die weitaus empfehlenswerteste.

Die Pfetten, welche entweder auf den Sparren oder bündig mit denselben liegen, erhalten, da sie senkrecht zu ihrer Achse belastet sind, einen I- oder Z-förmigen Querschnitt, werden aber auch wohl bei großen Spannweiten als Gitterträger oder armierte Balken konstruiert.

Gezogene Konstruktionsteile, wie das bei sämtlichen Zugstangen der Fall ist, erhalten gewöhnlich eine cylindrische Querschnittsform, obwohl die flache Schienenform besonders dann Anwendung findet, wenn eine sehr erhebliche Zugspannung vorhanden ist.

Die Enden der Dachbinder finden sehr häufig in gußeisernen Schuhen Platz und sind die letzteren mit dem Mauerwerk, nicht aber bei größeren Konstruktionen mit dem Dachbinder fest verbunden; an einem Ende ist gewöhnlich ein festes, am anderen ein bewegliches Rollenlager angebracht, um die Ausdehnung infolge von Temperatur-Erhöhungen nicht auf die Mauern zu übertragen. Unter der gußeisernen oder schmiedeisernen Platte soll ein größerer Quader von festem Gestein eingesetzt werden; hölzerne Schwellen sind hier durchaus zu vermeiden.

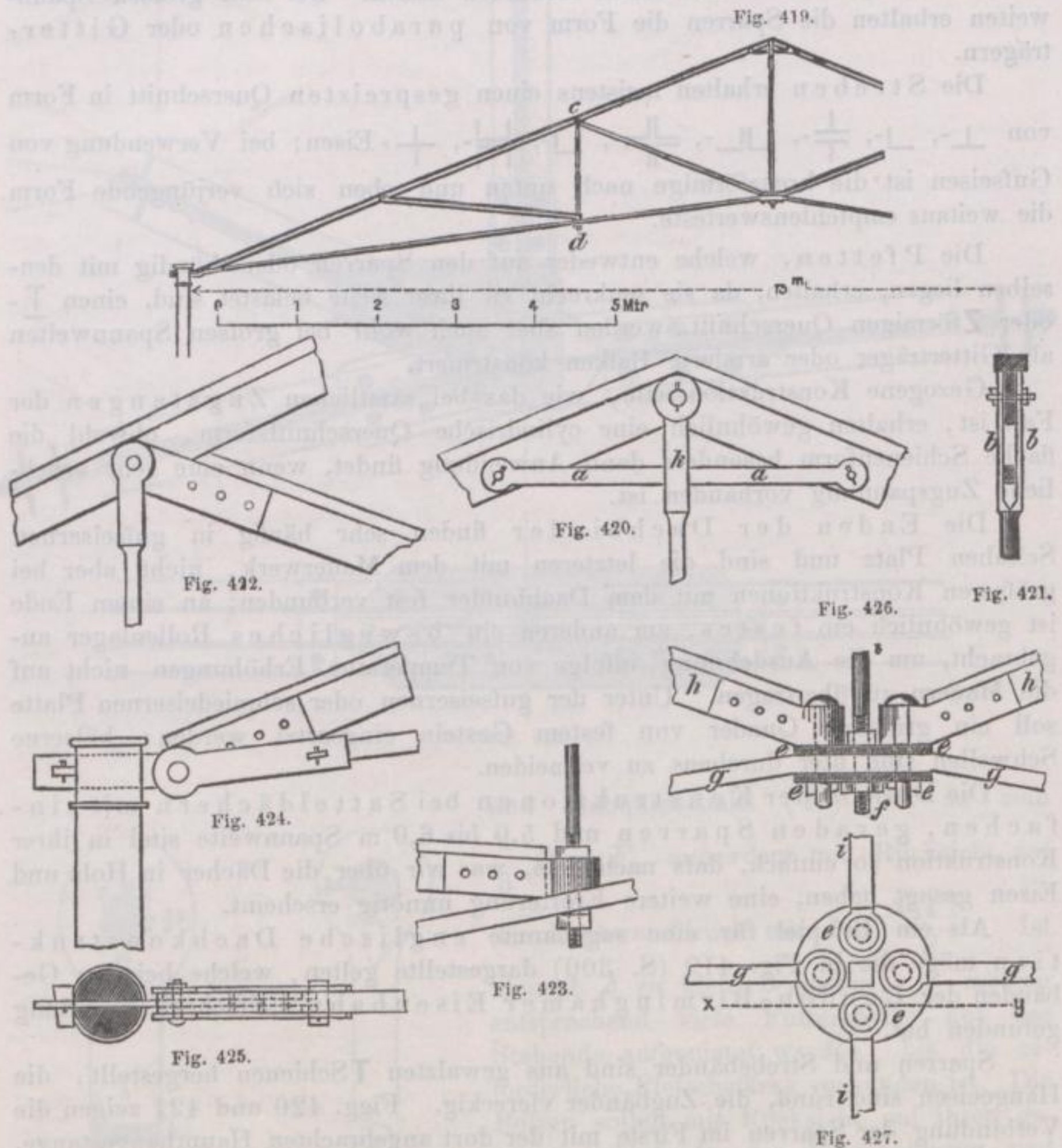
Die Details der Konstruktionen bei Satteldächern mit einfachen, geraden Sparren und 5,0 bis 6,0 m Spannweite sind in ihrer Konstruktion so einfach, daß nach dem, was wir über die Dächer in Holz und Eisen gesagt haben, eine weitere Erörterung unnötig erscheint.

Als ein Beispiel für eine sogenannte englische Dachkonstruktion möge die in Fig. 419 (S. 300) dargestellte gelten, welche bei den Gebäuden der London-Birminghamer Eisenbahn vielfache Verwendung gefunden hat.

Sparren und Strebebänder sind aus gewalzten T-Schienen hergestellt, die Hängeeisen sind rund, die Zugbänder viereckig. Figg. 420 und 421 zeigen die Verbindung der Sparren im Firste mit der dort angebrachten Haupthängestange, wobei das Bandeisen a zwischen der nach oben hin bei b gegabelten Hängestange hindurch greift. Fig. 422 zeigt die Verbindung der Strebe, des Sparrens und der Hängestange im Punkte c der Fig. 419, und Fig. 423 die Knotenverbindung, welche bei d für den Fuß der Strebe mit Hängestange und Zugband notwendig wird. Figg. 424 und 425 detaillieren die Verbindung des Sparrenfußes und der Zugstange mit einer der äußeren Säulen der Hallenhauptwand. Figg. 426 und 427 stellen die Hauptknoten-Verbindung von oben gesehen und deren Profil nach der Linie xy dar; durch die Mitte der Scheiben e greift die Haupthängestange f hindurch, zu beiden Seiten greifen hier ferner die Zugbänder g und über diesen die Spannstreben ein. Die hori-

zontalen Bänder, welche rechtwinklig zu gg angeordnet sind, vermitteln die nötige Längsverbinding.

Fig. 428 (S. 301) stellt eine Dachkonstruktion dar, welche einen 20,0 m weiten Raum überspannt; man kann darin eine weitere Fortbildung desselben Systems erkennen und zwar mit dem Unterschiede, daß hier auf jeder Seite des Hauptknotenpunktes 3 Spannstreben und 2 Hängestangen angebracht sind.



Uebrigens erklärt sich diese Konstruktion weiter durch die beigegebenen Details; Fig. 429 ist die Verbindung im Firste; Fig. 430 die zwischen Sparren, Spannstrebe und Tragstange bei x der Hauptfigur. Bei a ist die Verbindung der Sparren und der quadratischen Latteneisen, welche zugleich die Querverbindung herstellen, dargestellt. Fig. 431 ist der Verbindungsknoten zwischen Zugband, Spannstrebe und Tragstange in dem Punkt n der Hauptfigur; o ist der Ansatz für die Querverstrebung. Fig. 432 ist derselbe Knoten in der Ansicht von unten, woselbst man in p das Zugband, in o aber die Querverstrebung von einem Binder zum andern erkennt. Fig. 433 ist der Hauptknoten von

unten, Fig. 434 im Profil nach der Linie xy ; q ist die Haupt-Hängestange, r und s sind die Spannstreben, t die Zugbänder und u die Querverstreben; Fig. 435 ist endlich die Verbindung von der Nebenhängestange und der Spannstrebe o in Fig. 428.

Fig. 428.

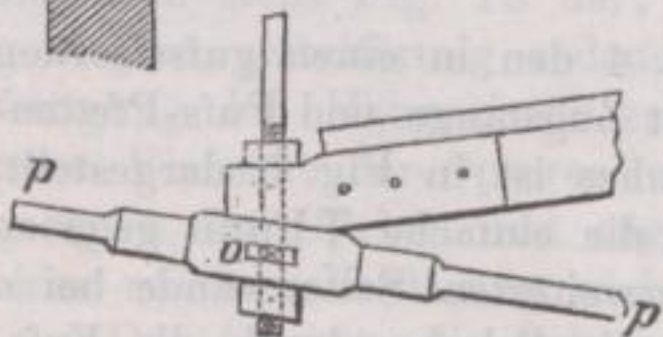
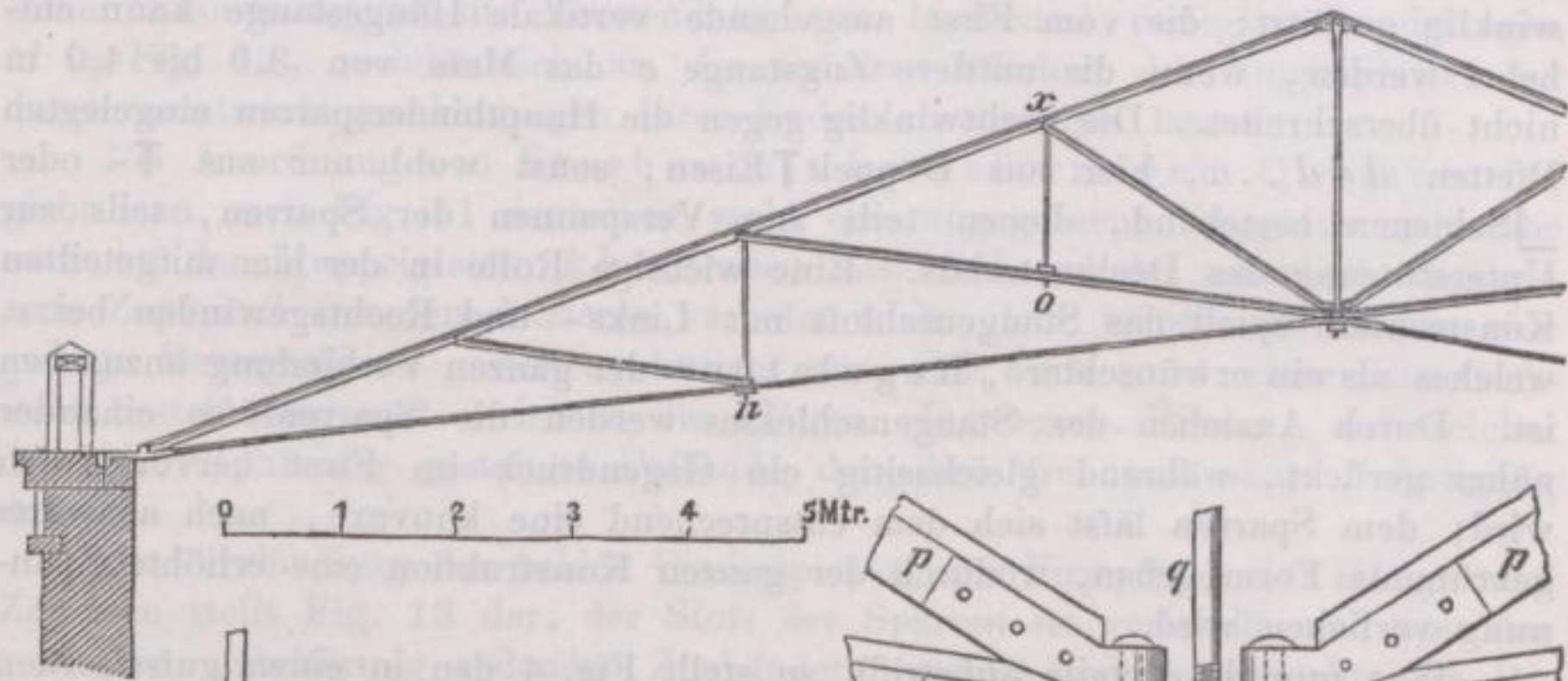


Fig. 431.

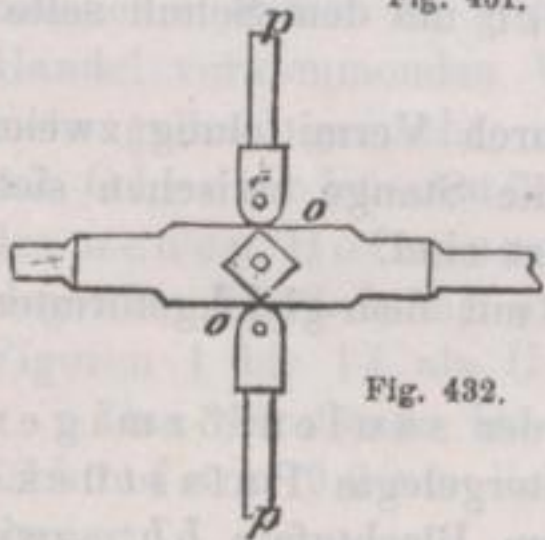


Fig. 432.

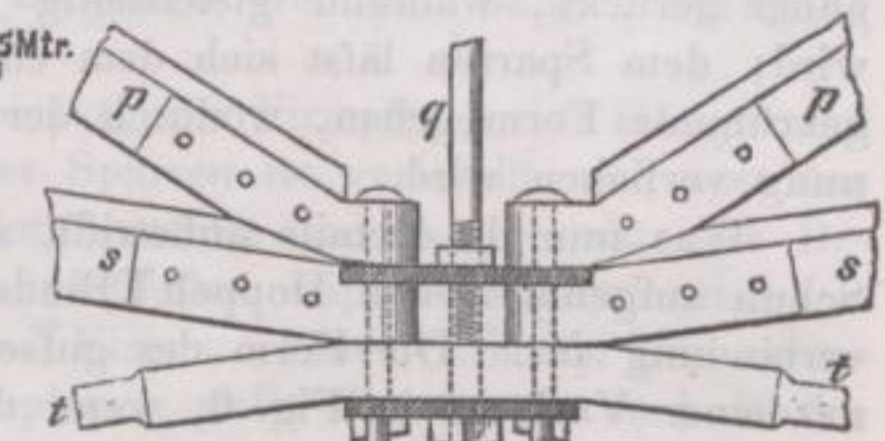


Fig. 434.

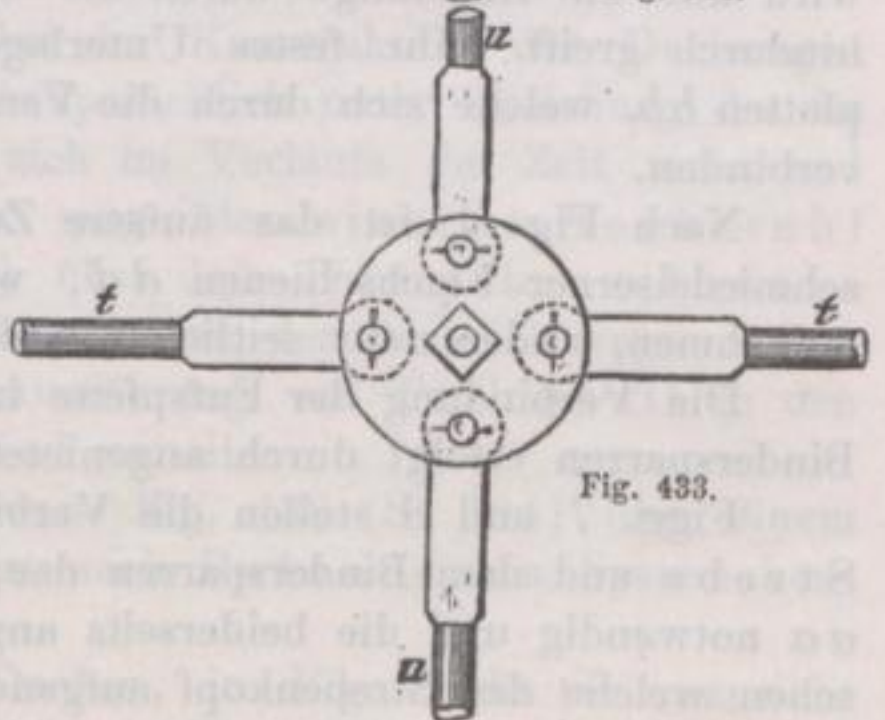


Fig. 433.

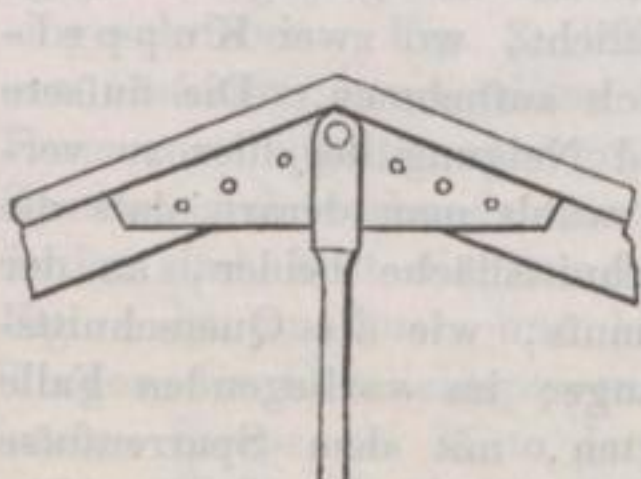


Fig. 429.

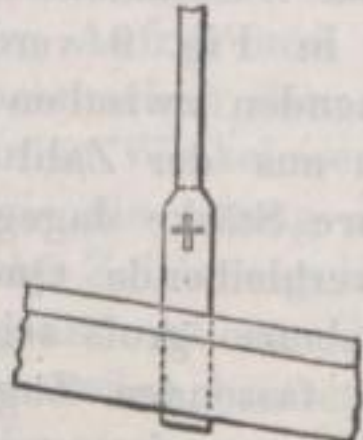


Fig. 435.

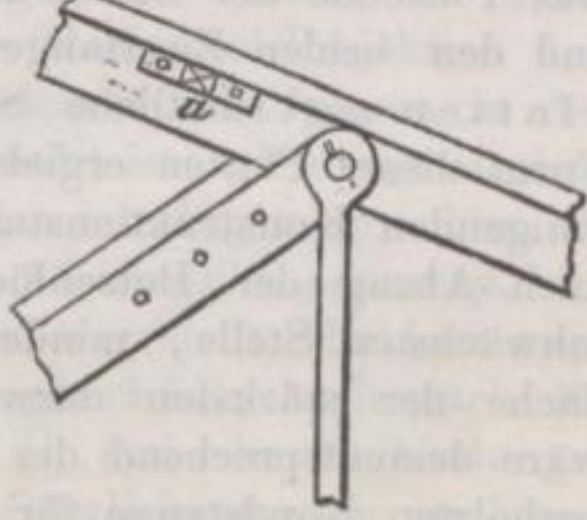


Fig. 430.

Unter den schmiedeeisernen Dachkonstruktionen spielt die von Camille Polonceau herstammende eine so hervorragende Rolle, dass wir dieselbe auf Tafel XVII in den Figuren 1

bis 14 als Uebungsbeispiel einer näheren Erörterung und Darstellung unterwerfen.

Das in den Figuren 1, 2, 3 im Grundrifs, im Quer- und Längenschnitte dargestellte Dach überdeckt einen Raum von 10,00 m lichter Breite. Der armierte Hauptbindersparren, der am Fuß und Kopf sicher verknüpft erscheint, wird noch anderweitig in seiner Mitte durch die gußeiserne Strebe *a* rechtwinklig gestützt; die vom First ausgehende vertikale Hängestange kann entbehrt werden, wenn die mittlere Zugstange *c* das Maß von 3,0 bis 4,0 m nicht überschreitet. Die rechtwinklig gegen die Hauptbindersparren eingelegten Pfetten *ddd* . . . , hier aus Doppelt-T-Eisen, sonst wohl nur aus T- oder U-Schienen bestehend, dienen teils zum Verspannen der Sparren, teils zur Unterstützung des Deckmaterials. Eine wichtige Rolle in der hier mitgeteilten Konstruktion spielt das Stangenschloß mit Links- und Rechtsgewinden bei *e*, welches als ein erwünschter „Regulator“ der ganzen Verbindung anzusehen ist. Durch Anziehen des Stangenschlosses werden die Sparrenfüße einander näher gerückt, während gleichzeitig ein Gegendruck im First hervorgerufen wird; dem Sparren läßt sich dem entsprechend eine konvexe, nach auswärts gekrümmte Form geben, wodurch der ganzen Konstruktion eine erhöhte Spannung verliehen wird.

Was nun die Details anbetrifft, so stellt Fig. 4 den in einen gußeisernen Schuh aufgenommenen Doppelt-T-Bindersparren mit Zugstange und Fuß-Pfettenverbindung dar. Die Form des gußeisernen Schuhs ist in Fig. 5 dargestellt, mit einer Variante in Fig. 6, wenn dem Sparren die einfache T-Form gegeben wird und die Zugstange durch die cylindrisch erweiterten Seitenwände bei *a* hindurch greift. Ihr festes Unterlager erhalten die Schuhe durch die Fußplatten *bb*, welche sich durch die Verstärkungsrippen *ccc* mit dem Schuh selbst verbinden.

Nach Fig. 4 ist das äußere Zugstangenende durch Vermittelung zweier schmiedeiserner Flachschiene *dd*, welche einerseits die Stange zwischen sich aufnehmen, andererseits seitlich mit dem Schuh verbolzt sind.

Die Verbindung der Fußpfette in Doppelt-T-Form mit dem gleichgeformten Bindersparren erfolgt durch angenietete Winkeleisen.

Figg. 7 und 8 stellen die Verbindung zwischen der säulenförmigen Strebe und dem Bindersparren dar; hier werden untergelegte Pafsstücke *aa* notwendig und die beiderseits angelegten vernieteten Blechtafeln *bb*, zwischen welche der Strebenkopf aufgenommen und dann bei *c* verschraubt wird. Das Fußende der Strebe in ihrem Zusammentreffen mit der geneigten Stange und den beiden Zugstangen ist in Fig. 9 verdeutlicht, wo zwei Kuppelplatten *aa* sämtliche Stangenenden zwischen sich aufnehmen. Die äußere Form dieser Platten ergibt sich aus der Zahl und Neigung der hier zu vereinigenden Konstruktionsteile; ihre Stärke dagegen wählt man derart, daß die nach Abzug der Bolzenlöcher verbleibende Querschnittsfläche beider, an der schwächsten Stelle, mindestens ebenso groß sein muß, wie die Querschnittsfläche der stärksten dazwischen fassenden Zugstange; im vorliegenden Falle wäre dementsprechend der Durchmesser der geneigten, mit dem Sparrenfüße verbolzten Rundstange für die Stärke der Kuppelplatten maßgebend. Gewöhnlich verwendet man 1 bis 2 cm starke Kuppelplatten, zur Befestigung wählt man in der Regel Schraubenbolzen, seltener Splintbolzen und Keile.

Nach Fig. 10 läßt sich ein vorteilhafter Längenverband dadurch gewinnen, daß man in der Ebene der Binderstreben eine Diagonal-Verspannung von 1 cm starken Rundeisen *bb* anordnet, welche mit ihren abgekröpften Kopf-

enden an die Doppelbleche c und den dazwischen befindlichen Sparren, mit ihren Fußenden dagegen an die Kuppelplatten k/k des nächsten Binders befestigt sind; eine starke Schraube s verbindet hier die an der Außenfläche jener Platten angreifenden Stangen der Kreuzverbindung mit dem dazwischen fassenden Strebefuß s' zu einem festen, unverschiebbaren Knoten.

Weniger empfehlenswert für einen Längensverband, aber sehr einfach in seiner Anordnung, ist die Verwendung von horizontal verlegten Rundstangen tt in Fig. 12, welche sich an die äußeren Flächen der Kuppelplatten k/k durch rechtwinkliges Umbiegen ihrer Enden anschrauben lassen.

Bei Anordnung von Streben mit kreuzförmigem Querschnitt giebt man nach Fig. 11 denselben wohl eine angegossene Fußplatte c , welche man auf den Kuppelplatten k/k aufrufen läßt, während der unterhalb angegossene Zapfen d mit den letzteren verbolzt wird. Um jedoch der Strebe eine geringe Bewegung zu gestatten, bedient man sich auch wohl einer aus Gußstahl bestehenden und zwischen die Platten eingelegten Pfanne, auf welcher das bei e sphärisch gestaltete Fußende derselben frei und ohne Befestigung aufruhet.

Die Verbindung der beiden Bindersparren, der Firstpfette, der Hänge- und Zugeisen stellt Fig. 13 dar; der Stofs der Sparren ist verlascht und von den geneigten, gabelförmig endenden Zugbändern umfaßt und verschraubt; die Befestigung des Hängeeisens erfolgt an der vertikalen Rippe eines mit der unteren Flansche der Sparren verschraubten T-Eisens. Eine Variation mit untergelegten Pafsstücken und angelegten Blechplatten stellt Fig. 14 dar und möchte einer näheren Erklärung nicht benötigen.

Das Streben, die Schmiedearbeiten bei der Konstruktion der Dachungen möglichst einfach zu gestalten und zwar hauptsächlich unter Zuziehung des im Handel vorkommenden Walzeisens, hat sich im Verlaufe der Zeit mehr und mehr geltend gemacht; als Beleg hierfür möge der eiserne Dachstuhl mit Oberlicht-Aufsatz (Laterne) über dem Dampfkesselhause des neuen Hofopernhauses in Wien gelten, den wir auch wegen seiner eleganten Erscheinung und musterhaften Ausführung auf Tafel XVIII in den Figuren 1 bis 14 als Uebungsbeispiel mitteilen.

Das betreffende Dach befindet sich nach Fig. 436 (S. 304) über einem Lichthof von 9,70 m lichter Breite und ist nach Polonceaus System konstruiert.

In Fig. 1 ist der Querschnitt des Daches, in Fig. 2 die Seitenansicht dargestellt und sind überall, wie auch bei den beigegebenen Details, die Maße eingeschrieben. Fig. 3 stellt im Aufrifs und in der Horizontal-Projektion den aus Gußeisen hergestellten Sparrenschuh dar, an welchem der Sparren in der Form von doppelten aber getrennten Winkeleisen angebolzt ist; wie diese mit dem Sparrenschuh verbunden und wie die schräg aufsteigenden Zugstangen hier befestigt sind, läßt die isometrische Zeichnung in Fig. 13 deutlich erkennen. In Fig. 4 ist ein Quer- und Längenschnitt am Dachfirst dargestellt; die hier zum Tragen der Oberlichtsparren dienenden Stützen sind gleichfalls, wie auch die kurzen Streben in Mitte der Hauptsparren CD , CD und die Verbindungsstücke DE , DE (Figur 1) zum Auflager der Oberlichtsprossen in Eisen gegossen. Im Längenschnitt des Dachfirstes sind durch die Schnitte ab und cd die Flachschieben verdeutlicht, welche einerseits als Firstpfetten, andererseits als Tragbänder dienen, während im Querschnitte auch die Zugstangenverbindung im First (Fig. 4a) in Vorder- und Seitenansicht dargestellt ist. Fig. 6 giebt die Details bei CD (Fig. 1) in Vorder- und Seitenansicht mit

ihren Sparren aus doppelten Winkeleisen und dem Sprosseneisen für das Oberlicht; in Fig. 14 sind auch diese Verbindungsstücke der Deutlichkeit wegen isometrisch wiedergegeben.

Fig. 7 und Fig. 9 geben die Details bei *C* und *G* des Dachquerschnittes (Fig. 1) und möchten einer weiteren Erklärung nicht bedürfen. Auch die

in größerem Maßstabe beigegebenen Details der Hauptsparren-Querschnitte bei *p* (Fig. 11) mit ihrer Versteifung, dann der Querschnitt der Oberlichtsprossen, endlich die Gufseisenverbindung bei *E* und *E'* (Fig. 8) möchten einer weiteren Erklärung nicht bedürfen. Nicht uninteressant ist bei dieser Dachkonstruktion die Vorrichtung, durch welche man die Reinigung, oder die allenfallsige Reparatur des Oberlichtes vornehmen kann.

In Fig. 4, Taf. XVIII befindet sich ein Schnitt nach *ef* und zeigt eine Rundstange auf der eine Art Leiter aus Flacheisen beweglich hin und her geschoben werden kann. Um dies deutlicher zu machen, dient Fig. 437, wo bei *E* und *F* diese Vorrichtung nebst Umklappung erklärt erscheint.

Der Bewegungs-Mechanismus, aus rotierenden Rollen bestehend, ist an seinem unteren und oberen Ende in den Figuren 438 bzw. 439 mit allen Details genau zur Darstellung gebracht.

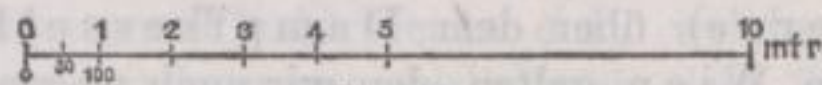
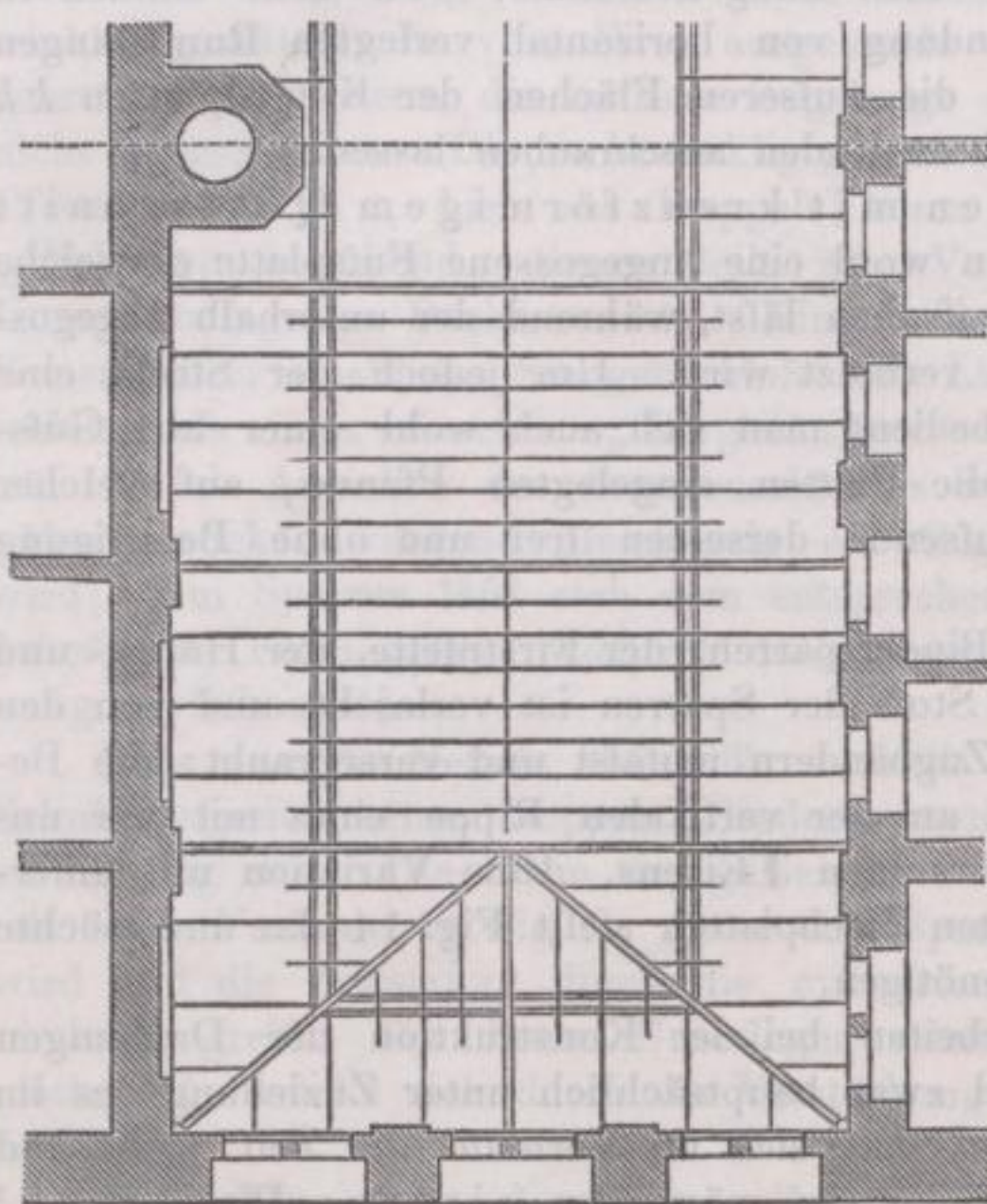


Fig. 436.

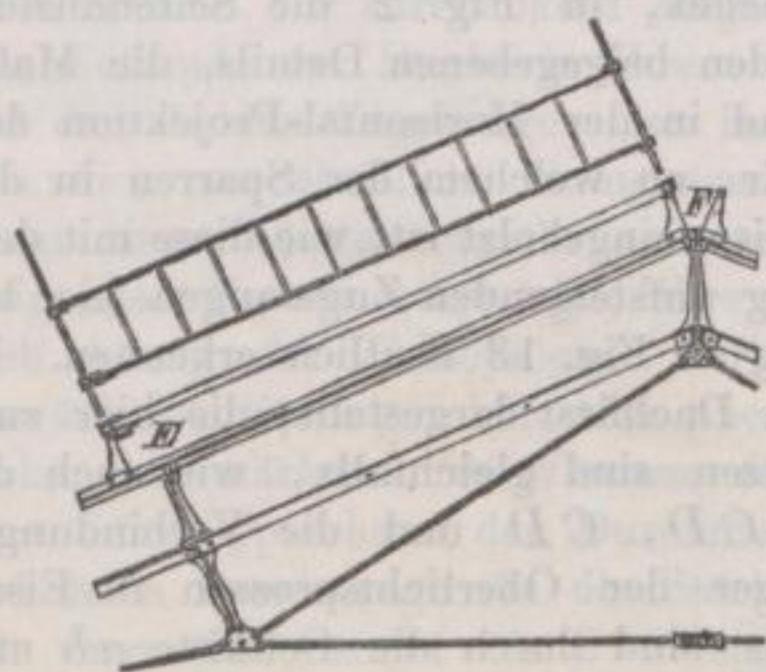


Fig. 437.

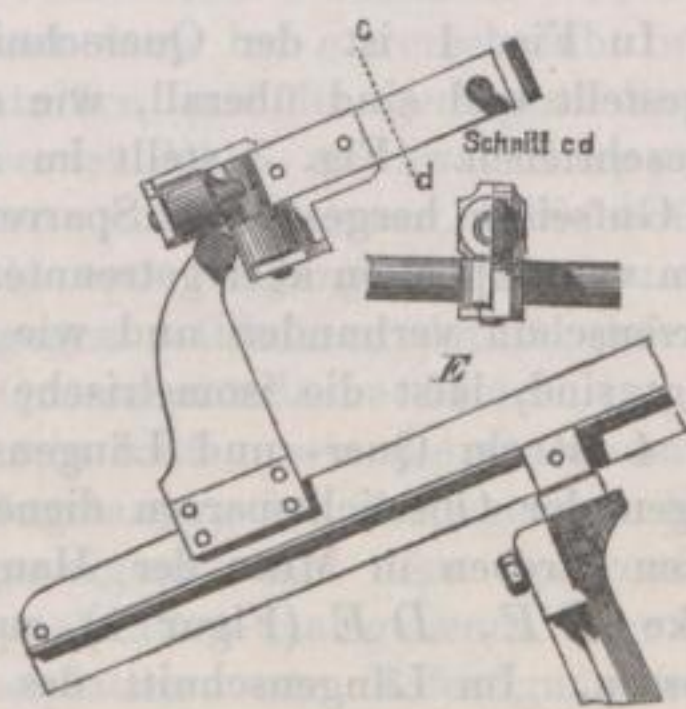


Fig. 438.

Beachtenswert bei dem hier besprochenem Dach ist auch der Umstand, daß dasselbe mit Walm konstruiert wurde und dem entsprechend eine besondere

Lösung für den Anfallpunkt der beiden übereinander sich befindenden Dachflächen erheichte, nämlich des unteren Dachwalms des Hauptdaches und des darüber liegenden Walms des Glasdaches.

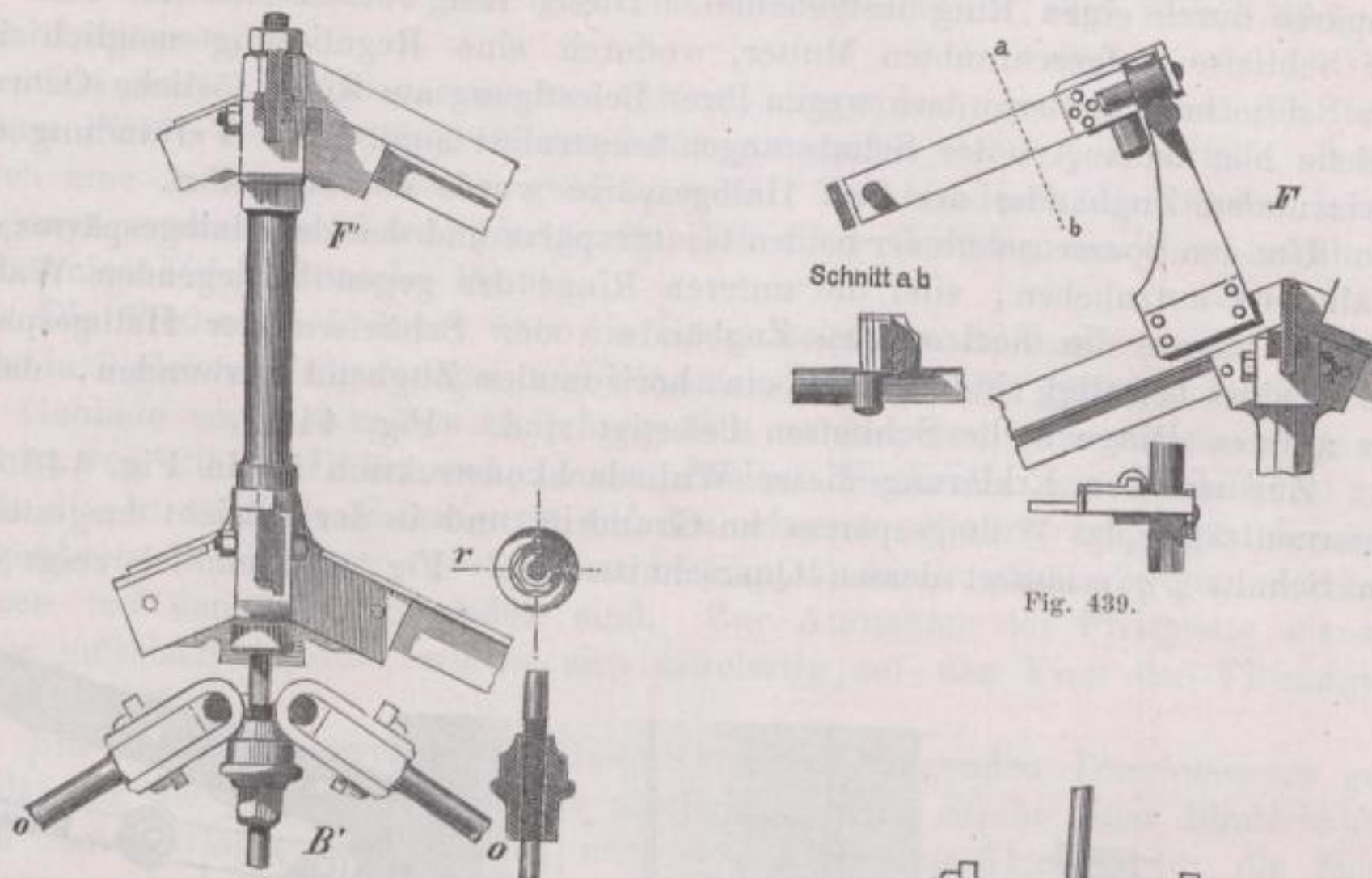


Fig. 439.

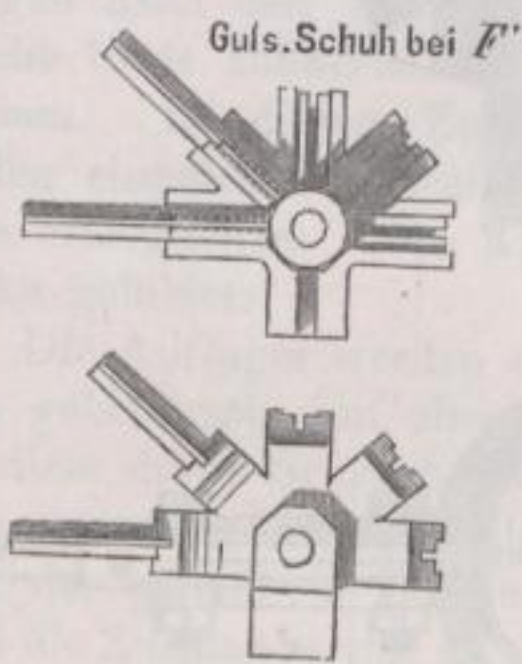


Fig. 440.

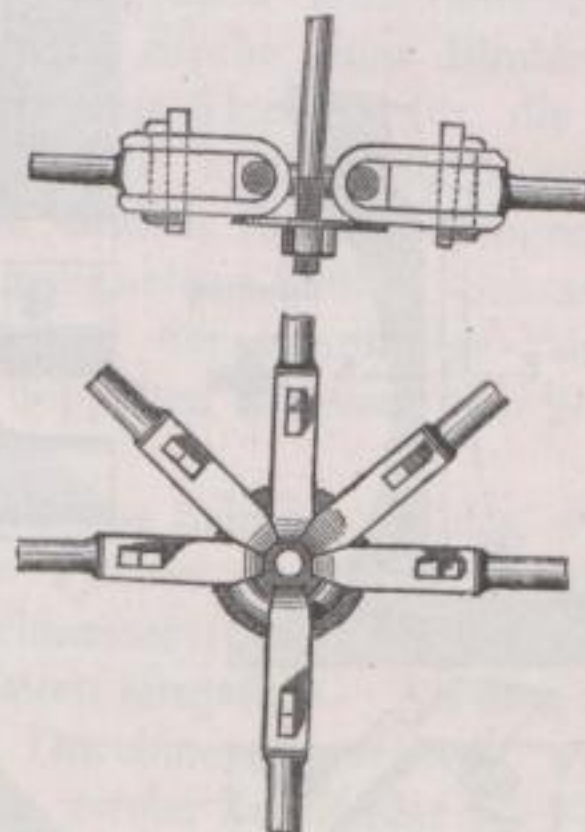


Fig. 442.

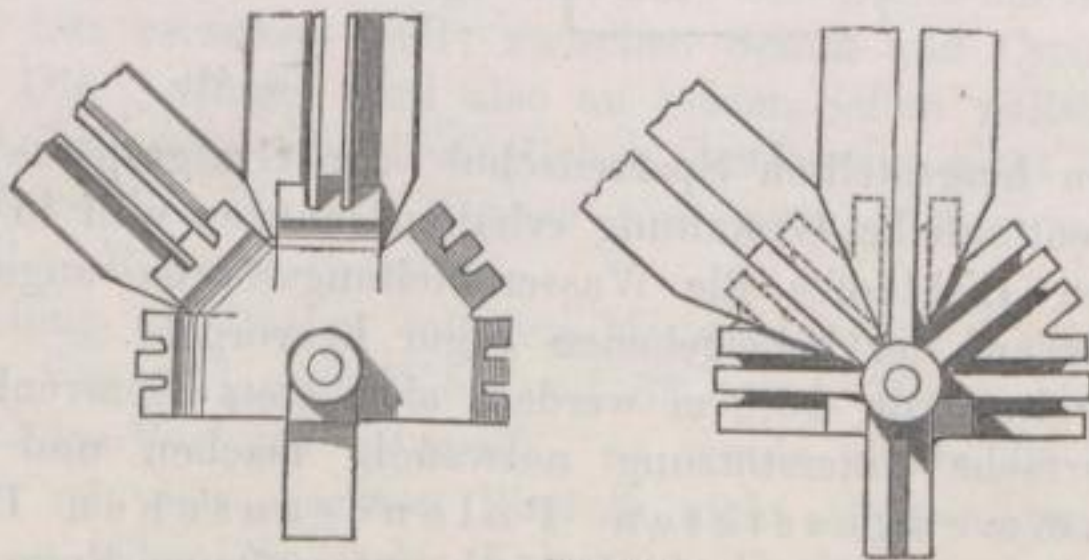


Fig. 441.

Am unteren, wie am oberen Anfallpunkte vereinigen sich, wie dies schon der Grundriss in Fig. 436 erkennen läßt, fünf Sparren und die Firstpfette, welche daselbst durch einen gusseisernen Firstschuh verbunden sind. (Vergleiche die Figg. 440 und 441.) Der untere Firstschuh ist mit dem oberen

durch eine schmiedeiserne runde Stütze bei F' verbunden, welche unterhalb des Hauptfirstschuhes in eine vertikale Schließe endigt; am oberen Ende sind die fünf oberen Schließens ooo der hier vereinigten fünf Hauptgespärre durch einen Ring festgehalten. Dieser Ring stützt sich auf eine an der Schließe aufgeschraubten Mutter, wodurch eine Regulierung möglich ist. Die Schließenenden erfordern wegen ihrer Befestigung am Ringe lösliche Oehren, welche hier nach Art der Schubstangen konstruiert sind. Die Verbindung der horizontalen Zugbänder der fünf Halbgespärre wurde ebenso gelöst.

Um den Sparrenschub der beiden Gratgespärre und den des Halbgespärres der Walmseite aufzuheben, sind die unteren Ringe der gegenüberliegenden Walmseiten, woran die horizontalen Zugbänder oder Schließens der Halbgespärre des Walms befestigt sind, durch ein horizontales Zugband verbunden, daher am unteren Ringe sechs Schließens befestigt sind. (Fig. 442.)

Zur weiteren Erklärung dieser Walmdachkonstruktion ist in Fig. 443 der Laternenträger des Walmgespärres im Grundrifs und in der Ansicht dargestellt; ein Schnitt pq erläutert dessen Querschnittsform. Fig. 444 endlich zeigt den

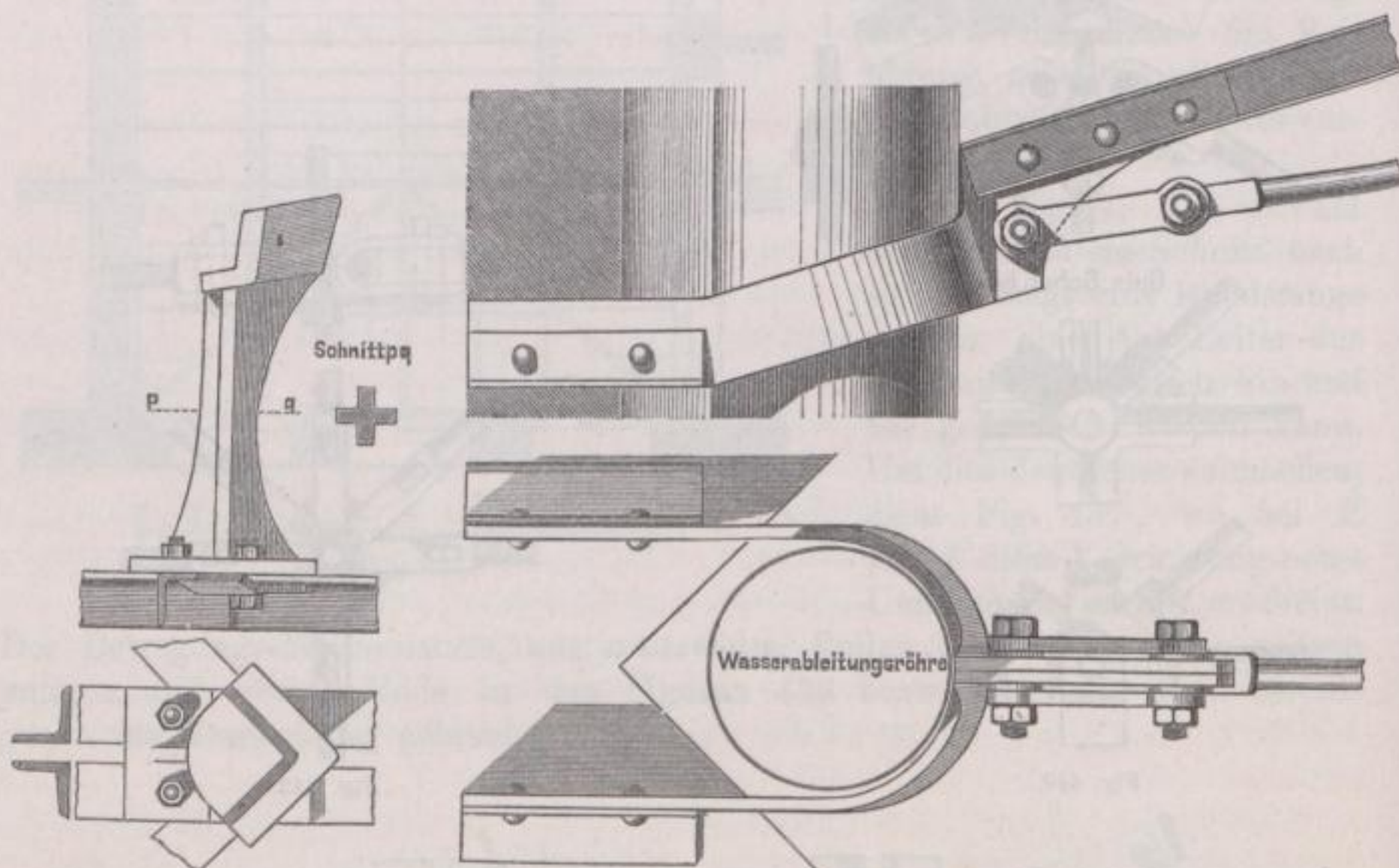


Fig. 443.

Fig. 444.

aus Schmiedeeisen hergestellten Sparrenschuh der Gratgespärre, welcher deshalb eine so eigentümliche Gestaltung erhalten mußte, weil in den Ecken des zu überdachenden Lichthofes die Wasserableitungsröhren angebracht wurden, wie dies ebenfalls aus der beigegebenen Figur hervorgeht.

Bei Spannweiten von 20,0 m werden sich stets Sparrenlängen ergeben, welche eine mehrfache Unterstützung notwendig machen und entstehen dann wohl die zusammengesetzten Polonceauschen Dächer. Auf Tafel XIX ist solch ein Dach mit dreifach unterstütztem Sparren als Uebungsbeispiel vorgeführt.

Dieses Dach über dem Kesselhause des neuen Wasserwerkes der Stadt Hannover*) hat eine Spannweite von 20,0 m; die

*) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1880, S. 340, Bl. 818.

eisernen Binder haben als obere Gurtung das Profil eines gewalzten einfachen T-Trägers, welcher nach Fig. 3 eine Flanschenbreite von 103 mm, eine Höhe von 134 mm und eine nach unten hin schwächer werdende Stärke von 23 bis 17 mm besitzt; sie sind in Fig. 1 im Querschnitt, in Fig. 2 im Längenschnitt dargestellt.

Die nur 1 m von einander entfernt liegenden Sparren sind von hölzernen First-, Fuß- und 3 Mittelpfetten getragen, wobei jede Pfette direkt durch eine gusseiserne Strebe gestützt wird. Da hierdurch die Binder keine Biegungsspannung erfahren, genügt für ihre obere Gurtung das oben erwähnte verhältnismäßig schwache Profil.

Die Pfetten sind derart über die Spannweite von 20,0 m verteilt, daß sie diese in 8 gleiche Teile zerlegen und konnten sie, wegen der geringen Entfernung der Gebinde von 3,0 m aus Holz hergestellt werden, und zwar mit einem Querschnitt von 20 cm Höhe und 15 cm Breite. Senkrecht zur Dachfläche gestellt dienen zu ihrer Befestigung auf den eisernen Bindertragsparren einseitig aufgenietete Winkeleisen, welche nach Fig. 4 durch einen 20 mm starken Bolzen mit denselben verbunden sind. Zur Aufnahme der Firstpfette dienen kleine gusseiserne Stühle, welche sich sattelartig auf den First der T-förmigen Binder aufsetzen.

Für die Zugstangen ist Rundeisen von den folgenden Durchmessern gewählt: für die Zugstangen von der mittleren großen Strebe einer Binderhälfte nach dem Auflager hin 47 mm, nach dem First hin 31 mm, für die Zugstangen nach den kleinen Streben je 20 mm; für die horizontale Zugstange, welche beide Binderhälften vereinigt, 34 mm und endlich für die Hängestange 20 mm. In diesen Zugstangen sind an den geeigneten Stellen Schraubenmuffen eingeschaltet, welche eine genaue Regulierung der Spannungs-Verhältnisse ermöglichen. Die Knotenpunkte sind aus doppelten Blechen von 20 mm Stärke gebildet.

Die Auflager werden durch abgehobelte gusseiserne Schuhe gebildet, welche oben gabelförmig auf eine Länge von 6,9 cm die TEisen der Binder umfassen und diese durch Schraubenbolzen von 20 mm Durchmesser festhalten. Der Spielraum zwischen beiden Teilen wurde durch Bleiplatten ausgefüllt. An dem mittleren der genannten Bolzen, welcher zu 40 mm Durchmesser verstärkt wurde, greift die Zugstange von 47 mm Durchmesser mittelst zweier Zugbänder aus Flach-eisen von 50 mm Breite und 20 mm Stärke an. Diese Auflagerschuhe setzen sich mit einer Fläche von 52,0 cm Länge und 25,0 cm Breite auf Sandsteinquadern, mit welchen sie fest verankert sind; zwischen Schuh und Quader wurden Bleiplatten gelegt. Die Auflager sind also an beiden Seiten vollständig steif, und hielt man die Anbringung von beweglichen Auflagern nicht für nötig, weil der ununterbrochene Betrieb des Werkes nur geringe Temperaturunterschiede in den betreffenden Räumen gestattet.

Zur Verbindung des Daches mit dem Mauerwerke der Giebelmauern wurden gewalzte □Eisen von 151 mm Höhe und 63,5 mm Breite verwendet.

Was den Längs-Verband anbetrifft, so wurde hierfür die Verbindung der hölzernen Pfetten mit den eisernen Bindern nicht als genügend erachtet. Es wurden deshalb an jedem Ende des Kesselhaus-Daches in den beiden äußeren Feldern die eisernen Binder in der Dachfläche durch einen Diagonal-Verband aus 20 mm starkem Rundeisen verbunden. Diese Rundeisen wurden mit den TEisen der Binder, sowie mit den Mauerbindern fest verschraubt und in ihren Kreuzungspunkten durch schmiedeeiserne Stellringe, welche man an den Holzpfetten aufhängte, unter sich verbunden.

Zur Ventilation des Kesselhauses wurde eine Laterne von 17 m Länge, 1,05 m Höhe und 2,5 m Breite angebracht, deren Seitenwände mit offenen Jalousieen versehen sind.

Das ganze Dach erhielt nur eine einfache Verschalung aus 2,5 cm starken Brettern und wurde mit englischem Schiefer auf Pappunterlage eingedeckt.

Bei der Berechnung wurde als höchste zulässige Beanspruchung für Schmiedeeisen 9 kg pro qmm Zug und Druck, und für Gufseisen 9 kg pro qmm Druckspannung angenommen.

Hat man es mit steilen Satteldächern mit Ziegel-, Doppel- oder Kronendachdeckung zu thun, so verwendet man wohl hölzerne Sparren mit der bei Ziegeldachungen üblichen Lattung.

Auf Tafel XX ist ein solches Dach, nach Schwedlers Angaben, dargestellt und geben die Figuren 1 und 2 sowohl die Ansicht des Dachbinders, als auch dessen Längenschnitt. Die hölzernen Sparren werden von doppelt T förmigen Pfetten getragen, welche sich in Entfernungen von 3,30 m wiederholen und unmittelbar gestützt erscheinen durch je 5 Streben, welche nach dem bekannten Polonceau-System angeordnet sind.

Die in allen ihren Teilen detaillierte Konstruktion überdacht einen Raum von nahezu 30,44 m Tiefe und wiederholen sich, wie das der Längenschnitt erkennen läßt, die einzelnen Hauptgebände in Entfernungen von 3,89 m; je zwei dieser Gebände bilden ein unter einander fest verbundenes Paar, dessen obere Gurtungen durch die Pfetten und den in der Dachfläche liegenden Diagonalverband sich gegenseitig gegen Seitenschwankungen und seitliches Ausbiegen abstützen.

Sämtliche Pfetten sind getragen von einem Sparren, der bei einer Länge von 3,30 m zwischen je 2 Knotenpunkten aus 2 gewalzten \square Eisen gebildet ist; mittelst Zwischenlagen und Nietung mit einander verbunden gestatten sie in sehr einfacher Weise die Anordnung von Stofs- und Knotenplatten gegen die glattgewalzten Aufsenflächen. Die zur Ausgleichung der Wärmeausdehnung in den Pfetten erforderliche Verschieblichkeit ist in den Stößen derselben durch Laschen mit länglichen Löchern hergestellt, und liegen diese Stöße in 0,84 m Abstand vom Gebände, wodurch die Biegemomente zwischen den Auflagern der Pfetten und über denselben ziemlich von gleicher Größe werden, also die Tragfähigkeit der Pfetten gut ausgenutzt wird.

Die gedrückten Streben der Konstruktion bestehen aus zwei durch Einlagen verbundene Winkeleisen, dagegen sind alle gezogenen Teile aus einfachem Rundeisen konstruiert.

Zur Ausgleichung der Temperatur-Ausdehnungen befindet sich nur an dem einen Fusse des Binders (Fig. 3) eine fest aufliegende Eisenplatte, am anderen Fusse jedoch ist ein bewegliches Rollenlager nach Fig. 4 angebracht. Bei dem ebenfalls mit Ziegeln eingedeckten Dachreiter, welcher zur Ventilierung des Retortenraumes dient, ruhen die hölzernen Sparren auf Pfetten von gleichem Material, wie dies die Detailfigur 6 näher erkennen läßt.

Da sämtliche Knotenpunkte von *A* an bis *P* in den Figuren 3 bis 17 aufs sorgfältigste mit Holzsparren, Schalung und Dachplattendeckung dargestellt sind, so möchte eine weitere Erklärung unnötig erscheinen.

Der statischen Berechnung ist eine Last von 2500 kg in jedem Pfetten-Auflagerpunkte und 5000 kg im Firste für den Dachreiter zu Grunde gelegt, bei welcher Last die Anstrengung des Eisens nicht über 730 kg pro qcm bemessen wurde.

Satteldächer mit Gitter-, Fachwerks- oder parabolischen Sparren.

Soll bei Dächern von großen Spannweiten ein günstiger Eindruck in ästhetischer Hinsicht erzielt werden, ist es ferner wünschenswert, die Hauptbinder erst in großen Entfernungen zu wiederholen, so wird man hingeleitet auf die Verwendung von Gittersparren bzw. auf die Verwendung eiserner (nicht hölzerner) Pfetten in Form gewalzter oder gegliederter Träger.

Die Figuren 5 und 6 auf Tafel XIX stellen in diesem Sinne den Quer- und Längenschnitt eines Daches dar, welches für das Maschinenhaus des Wasserwerkes der Stadt Hannover im Jahre 1878 konstruiert wurde, und hier nähere Besprechung finden soll.

Dieses Dach besitzt bei einer Länge von 25,00 m eine Spannweite von 20,24 m. Die Gittersparren erhielten je nur eine Strebe und mußte daher die obere Gurtung der Haupttragsparren oder der eigentlichen Binder genügend stark ausgebildet werden. Um jedoch ein leichtes und gefälliges Aussehen zu erzielen, wurden die betreffenden Binder als Doppelt-T-Träger mit doppeltem Gitterwerk konstruiert.

Außer den Druckspannungen, nach der Ritterschen Methode ermittelt, mußten auch die Biegungsspannungen, welche die zwischen den Knotenpunkten angebrachten Pfetten hervorrufen, berücksichtigt werden. Figur 8 stellt den nach jeder Richtung hin genügend sicheren, vergitterten, 41,8 cm hohen Haupttragsparren dar, dessen weitere Abmessungen eingeschrieben sind.

Auf den Gittersparren liegen zur Unterstützung der 20/15 cm starken und 1 m von Mitte zu Mitte entfernt liegenden Holzparren eiserne Pfetten von doppelt-T-förmigem Querschnitt; dieselben sind in Fig. 7 in Querschnitt und Ansicht und den entsprechenden Maßen dargestellt. Um den Schub der Sparren aufzunehmen, wurde jedesmal, wie dies auch die Figuren erkennen lassen, durch die aufgenieteten Winkeleisen und durch den Holzparren ein 2 cm starker Schraubenbolzen gezogen.

Die eisernen Pfetten sind so angeordnet, daß sie im Grundrisse den überspannten Raum in 8 gleiche Teile von je 2,53 m zerlegen.

Da die Traufpfetten Fig. 9 nur die halbe Last zu tragen haben, so genügt für sie eine Höhe von 12,5 cm.

Die übrigen Pfetten haben alle annähernd die gleiche Last zu tragen und sind daher auch in gleichen Höhen (25,0 cm) ausgeführt. Für die drei dem First zunächst liegenden Pfetten wird jedoch die horizontale Belastung infolge des Winddruckes gegen die Laterne größer als bei den übrigen 6 Pfetten. Hierfür reicht die horizontale Widerstandsfähigkeit des Profils kaum aus, und es sind deshalb die unteren beiden dieser Pfetten dort, wo sich die Laterne aufsetzt, gegenseitig durch einen horizontalen Diagonalverband aus Rundeisen von 20 mm Stärke ausgesteift.

Je vier Diagonalstangen vereinigen sich in einem schmiedeeisernen Ringe, welcher durch die Hängestange der Hauptbinder unterstützt wird. Diese Stangen sind mit Schraubengewinden und Muttern versehen und können nach Bedarf nachgespannt werden.

Die Firstpfette wird genügend durch die Aussteifung in der Laterne verstrebt.

Die beiden Zugstangen der gußeisernen Streben bestehen aus Rundeisen von 60 beziehungsweise 41 mm Durchmesser; die mittleren Zugstangen, sowie die Hängestangen sind gleichfalls aus Rundeisen von 47 bzw. 20 mm Durchmesser hergestellt. Die Zugstangen sind mit Schrauben-Verbindungen versehen,

durch welche eine genaue Regulierung der Spannungen in diesen Stangen vorgenommen werden kann. Die Auflager der Hauptbinder bestehen aus abgehobelten Gufsplatten auf Stein- und Bleiunterlage und fester Verankerung im Mauerwerke; beide Auflager sind dementsprechend vollständig steif, da der ununterbrochene Betrieb in der Maschinenhalle wesentliche Temperatur-Unterschiede nicht voraussetzen läßt.

Die Verbindung der Dachkonstruktion mit den Giebelmauern wird durch eigene in der Mauer liegende Gebinde (ähnlich wie in Figur 2) hergestellt. Dieselben bestehen aus \square Eisen von 301,5 mm Höhe und 75 mm Breite und sind in Figur 10 im Detail beigegeben. Diese Binder haben dieselbe Form wie der Hauptbinder, jedoch keine Streben und Zugstangen und sind mit der flachen Seite gegen die Innenkante der Mauer gelegt und fest mit dieser verbolzt; die Pfetten sind mit diesen Bindern ganz so, wie dies bei den Hauptbindern der Fall ist, verknüpft.

Ein Diagonalverband zwischen den einzelnen Hauptbindern konnte bei dieser Konstruktion entbehrt werden, da das ganze Dach von starken Giebelmauern eingeschlossen ist; die Frontwände sind außerdem noch da, wo die Hauptbinder angeordnet sind, mit vorgelegten Verstärkungspfählern versehen. Zur Vermittelung dieser Mauerpfeiler mit den Hauptbindern dienen gusseiserne Konsolen, welche wiederum von vorspringenden Kragsteinen getragen sind.

Die kurzen Eisenstützen der Laterne sind gegen die Sparren versetzt und wie diese 1 m von Mitte zu Mitte entfernt; sie bestehen aus kleinen \top Eisen, welche sich auf die Pfetten des Daches aufsetzen und oben die kleinen Pfetten der Laterne tragen, welche aus zwei Winkeleisen von gleichen Profilen wie die der Dachpfetten zusammengesetzt sind.

Die horizontalen Versteifungen der Laterne, welche zwischen den vertikalen Ständern angebracht sind, bestehen aus kleinen \top Eisen; oberhalb jedes Hauptbinders ist die Aussteifung verdoppelt, so daß die beiden Winkeleisen zwischen sich für eine schräge Aussteifung aus Rundeisen Platz lassen, welche sich durch Schrauben in die richtige Spannung bringen läßt.

Durch die vertikalen Stützen aus \top Eisen sind die Seitenwände der Laterne in Fenster von 1,0 m Breite und 1,12 m Höhe zerlegt. Die Fenster selbst durch Sprosseneisen, sowohl der Höhe als auch der Breite nach in je 3 Scheiben geteilt, sind verstellbar.

Um ein Niederschlagen der Dämpfe an der Dachfläche des Maschinenhauses möglichst zu verhüten, erhielt das ganze Dach eine doppelte, aus 2,5 cm starken Brettern hergestellte Verschalung, zwischen welcher eine 4,5 cm hohe Luftschicht belassen wurde. Die obere Schalung, welche unter dem Schiefer noch mit Dachpappe abgedeckt wurde, ist auf den hölzernen Sparren befestigt, und dient zur Aufnahme der unteren Verschalung eine seitlich an den Sparren angenagelte Holzleiste.

Bei der Dimensionierung dieser Dachkonstruktion wurden dieselben Annahmen wie auf S. 308 gemacht und wird hierauf verwiesen*).

Zu den hervorragendsten Dachkonstruktionen mit Gittersparren möchte jene zu erachten sein, welche über der Bahnhofshalle in Neapel von dem französischen Ingenieur Alfr. Cottrau ausgeführt worden ist. Auf Tafel XXI mit den Figuren 1 bis 14 ist dieselbe in allen ihren Details und den eingeschriebenen Mafsen dargestellt.

*) Zeitschrift des Architekten- und Ing.-Vereins zu Hannover 1880, S. 336 u. s. w., Bl. 814.

Wir haben es hier mit einer Spannweite von 34,34 m zu thun und stellt Fig. 1 den Querschnitt, Fig. 2 den Längenschnitt dieser Dachkonstruktion dar. Die 21,227 m langen Gittersparren sind, wie dies die Fig. 4 erkennen läßt, 0,80 m hoch und besteht deren obere und untere Gurtung aus Γ Eisen, dessen Profil in Fig. 14 detailliert erscheint. In seiner Mitte ist dieser Gittersparren nach dem System Polonceau durch eine gusseiserne Strebe, welche in ihrem oberen Teile ebenfalls in Fig. 4 in Ansicht und Durchschnitten dargestellt ist, unterstützt. Fig. 3 stellt den Fuß und das bewegliche Auflager des Gittersparrens dar und zeigt, wie die Zugstange durch zwei von beiden Seiten an den Gittersparren angelegte Flachschieben mit dem Sparrenfüße sicher verbolzt ist. Fig. 5 erklärt die Verbindung der Gittersparren am First des Daches mit der hier notwendig werdenden Gitterpfette und Spanneisen-Verbolzung. In allen diesen Figuren sind zu den Ansichten die nötigen Schnitte beigegeben.

Besonders weit liegen bei diesem Dache die Gittersparren von einander entfernt; das hier gewählte Maß zwischen den Bindern von 9,20 m machte durchweg Pfetten notwendig, welche als Gitterträger konstruiert werden mußten, um die entsprechende Dachdeckung auf sich aufnehmen zu können; diese Pfetten 50 cm hoch sind in ihrer unteren und oberen Gurtung aus denselben Winkeleisen gebildet, wie dies bei den Gittersparren der Fall ist, und liegen, die Dachfläche in 10 gleiche Felder teilend, 1,857 m von Mitte zu Mitte von einander entfernt.

Wo die Pfetten die Gittersparren verspannen, befindet sich in letzteren ein zu den Gurtungen normal gestelltes Flacheisen, mit welchem die Gitterpfetten vernietet sind; die Figg. 7 und 8 geben diese Verbindung in größerem Maßstabe. Fig. 9 endlich ist die Muffe, durch welche die Zugstangen reguliert werden und zugleich auch das Hängeisen seinen Halt findet.

Das Dach ist ohne Schalung, unmittelbar auf die Pfetten vernietet, mittelst Wellenblech eingedeckt.

Im First befindet sich ein den Abzug von Rauch und Dämpfen zulassendes Oberlicht, dessen Sprosseneisen Fig. 12 näher darstellt; diese Sprosseneisen sind durch 7 kurze gegossene, auf den Langpfetten befestigte Eisensäulchen mit darüber liegendem kleinen DoppelT-Eisen gestützt und nehmen unmittelbar die gegossenen Glastafeln in sich auf. Die Sprossenform gestattet ein Abfließen des allenfalls sich bildenden Tropfwassers.

Bei der sehr sorgfältig dargestellten Zeichnung möchte ein weiteres Eingehen auf diese eigenartige, zugleich in ästhetischer Beziehung eine sehr gute Wirkung erzielende Konstruktion, unnötig erscheinen *).

Auf eine ähnliche Konstruktion mit Ziegeldachdeckung und vorzüglich ausgebildeten Details von dem französischen Ingenieur Roussel möge hier noch verwiesen werden **).

Durch große Einfachheit in der Konstruktion zeichnet sich die vom Ingenieur Moisant erbaute Maschinengalerie auf der Weltausstellung in Paris aus, bei welcher es vor allem darauf ankam, mit dem geringsten Kostenaufwande einen entsprechend großen Raum zur Aufstellung von Maschinen zu gewinnen. Die Pläne sind das Resultat einer besonders aufgestellten Beratungs-Kommission. Taf. XXII giebt in Fig. 1 den Querschnitt der ganzen Halle mit ihren ebenso eigenartigen als gut erdachten Detailverbindungen.

*) Nouvelles Annales de la Construction 1875, Pl. 47 u. 48.

***) Nouvelles Annales de la Construction 1876, Pl. 47 u. 48.

Die einzelnen Gebinde bestehen nach Fig. 6 in ihren oberen und unteren Gurtungen aus 4 Winkeleisen mit je 60 mm langen Schenkeln von 8 mm Dicke; senkrechte Winkelschienen $\left(\frac{60 \cdot 45 \text{ mm}}{7}\right)$ und schräg angeordnete Flacheisen (60 · 8 mm) verbinden die Winkeleisen, indem die schrägen Flacheisen an den oberen und unteren Enden der senkrechten Winkeleisen dieselben überkreuzen.

Man erhielt so drei Nietverbindungen statt deren zwei und die ganze Konstruktion ist dadurch besser versteift. Gegen den First ist der das Gebinde bildende Fachwerkssparren nahezu 50 cm hoch, nimmt gegen den Fuß hin bis nahezu 70,0 cm an Breite zu und geht dann durch ein Bogenstück von 3,70 m Radius in die vertikale vergitterte Wand über.

In diesen vergitterten Wandpfeilern sind zwischen den Winkeleisen noch flache Eisenschienen eingemietet und weiters durch sich kreuzende Bandeisen versteift. Wie diese Wandpfeiler auf das Steinfundament aufgesetzt, mit einander und endlich mit dem Mauerwerke verbunden sind, stellt Fig. 4 in detailliertem Nachweis dar.

Wie die hölzernen Pfetten mit einem Querschnitt von 22/8 cm auf das Dachgebäude befestigt sind, erklärt die Fig. 6; ein vernietetes, trapezoidförmiges Sturzblech und ein 60 cm langes Winkeleisen geben durch 4 schwache Bolzen der Pfette eine unverrückbare Lage. Das Dach erhielt eine hölzerne Schalung und wurde mit Zink eingedeckt; das Detail des Wetterdaches bei *D* (Fig. 1) ist in Fig. 5 in größerem Maßstabe beigegeben.

Das die Halle mitbeleuchtende Oberlicht ist sowohl am Fusse der sparrenartig angeordneten Fenstersprossen, als auch am First durch kurze Stützen aus Γ Eisen getragen und deren Konstruktion durch die Figuren 3, beziehungsweise 2 vollständig erläutert. Einen vorzüglichen Längsverband im First der Laterne und ein sehr solides Auflager für die Sprosseneisen, welche mit Wasserablauf-Rinnen versehen sind, bildet das dort angeordnete Doppelt-Eisen.

Die hier mitgeteilte Konstruktion hat sich, trotzdem, daß sie keine Zuganker hat, in bezug auf den Schub durch Eigengewicht, Schneelast und Winddruck aufs beste bewährt*).

Zu den interessantesten französischen eisernen Dachkonstruktionen gehört unzweifelhaft die der Turnhalle der École Monge in Paris; dieselbe ist auf Tafel XXII in den Figuren 7 bis 11 als Uebungsbeispiel beigegeben.

Die Halle bildet einen von Gebäudeteilen umgebenen Lichthof, dessen Tiefe 24,00 m, dessen Länge 69,00 m mißt, und der im 1. Stock mit einer rings herumlaufenden 2,00 m breiten Galerie umgeben ist.

Fig. 7 stellt den ganzen Dachbinder mit der Galerie im Querschnitt, Figur 8 einen Teil des Längsschnittes dar. Die Konstruktion besteht aus einem doppelten Hängewerke mit Gitterstreben und Gitterspannriegel; die hierdurch in Schwebe gehaltenen Hängeeisen *G F*, *G F* verlängern sich nach oben zu Trägern eines durch die ganze Länge des Raumes hindurchgehenden Dachreiters, welcher in seiner 1,50 m hohen vertikalen Wand zur Ventilation der Turnhalle, keineswegs zur Beleuchtung dient. Während die äußeren Flächen des erhöhten Dachreiters mit Zink gedeckt sind, besteht das Dachdeckungsmaterial

*) Nouvelles Annales de la Construction 1879, Pl. 1 u. 2.

der tiefer liegenden Dachungen, mit Ausnahme eines Streifens am Fusse der Sparren, ganz aus Glas, wie dies auch aus der Darstellung hervorgeht.

Die Gitterstreben 0,50 m hoch, sind durch vertikale Bänder in 4 Felder geteilt, welche dann mit je 4 sich kreuzenden Bändern vergittert sind. Eine Ausnahme hiervon macht das letzte Feld des ein Kreissegment bildenden Binderfusses, welcher sich auf eine Wandkonsole aufsetzt, wie dies in Fig. 9 im Detail dargestellt ist; der durchaus gleichmäßig vergitterte Spannriegel hat eine freie Länge von nahezu 8,00 m, bei 0,59 m Höhe.

Da die einzelnen Hauptbinder 7,50 m von Mitte zu Mitte entfernt angeordnet sind, so wurde eine energische Längsverbinding notwendig; die unteren Dachflächen schliessen nach oben hin mit einer Gitterpfette ab, welche dazu dient, das Leergespärre auf sich aufzunehmen; drei weitere Fachwerksträgerpfetten mit segmentförmiger unterer Gurtung übernehmen dieselbe Funktion für den übrigen Teil der mit Glas gedeckten Dachfläche.

Die Versteifung der Dachreiter-Konstruktion erfolgt durch einfache T-Eisen mit oberer gerader, unterer korbboogenförmiger Gurtung und darüber gestreckten niedrigen Doppelt-T-Trägern, so daß 7 solcher Pfetten sich ergeben.

In den Figuren 10 und 11 sind weitere Details beigegeben, welche den oberen und unteren Teil der Hängeisen erläutern. Die Galerie besteht aus Konsolen aus I-Blechträgern mit dazwischen gespannten flachen Kappengewölben zwischen einfachen T-Schienen.

Statt der Gittersparren mit parallelen Gurtungen verwendet man wohl auch Fachwerkssparren mit gerader oberer und parabolischer unterer Gurtung; derartige Dächer wurden vielfach von Schwedler für die Ueberdeckung von Retortenhäusern der Berliner Gasanstalten*) erbaut, und möge ein solches Dach hier einer näheren Besprechung unterworfen werden.

Auf Tafel XXIII ist in den Figuren 1 bis 15 ein Dach dargestellt, das einen Anbau an ein bestehendes Gebäude von 21,0 m Tiefe und 12,55 m Länge überdeckt, so, daß die Traufen an die kürzeren Seiten gelegt werden mußten. Damit die hohe und lange Giebelmauer durch die Dachkonstruktion gehalten werde, und der Vorteil, den die Ueberbauung nach der geringeren Dimension des Raumes gewährt hätte, nicht verloren gehe, sind 2 Haupttragbalken mit parabolischer unterer Gurtung angeordnet, welche die zu überdeckende Fläche in 3 Teile zerlegen, so daß in der Mitte ein Satteldach, an den Seiten 2 Pultdächer angeordnet werden konnten. Die Hauptbinder des Satteldaches liegen in 2,825 m Entfernung von einander auf den oberen Gurtungen der parabelförmigen Haupttragbalken und steifen diese gegen seitliches Ausbiegen aus. Die Hauptbinder, mit ihrer oberen geraden Gurtung aus einfachem T-Eisen bestehend, haben nach unten eine parabolische Form, wobei sowohl zu der unteren Gurtung als auch zu der Versteifung flache Eisen-schienen verwendet wurden. Im First sind die Hauptbinder fest mit einander verknüpft (Fig. 7), und wird die Dachlast je zur Hälfte auf den Auflagerpunkt bei *CC* und den Firstpunkt *D* übertragen. Die seitliche Aussteifung der Dachfläche erfolgt durch die aus I-Eisen gebildeten Pfetten.

Für die Pultdächer sind nur Parabelsparren erforderlich, welche auf der Mauer einerseits und in den Vertikalen der Hauptträger andererseits ihre Stützpunkte finden; auch auf diesen Pultdach-Tragsparren liegen die die Zink-Dachdeckung aufnehmenden Pfetten aus I-Eisen.

*) Zeitschrift für Bauwesen 1869, S. 65; Taf. 24 bis 27.

Sämtliche Pfetten sind kontinuierlich vernietet und mit den Mauern fest verankert, wie dies in Fig. 2, dem Längendurchschnitt, sichtbar ist; hierdurch erscheint die Anbringung eines weiteren Diagonalverbandes in der Dachfläche entbehrlich.

Der Berechnung der Dachkonstruktion lag nach Schwedlers Mitteilungen folgende Annahme zu Grunde: Für das Gewicht pro qm Grundfläche wurde bei einer Anstrengung des Eisens von in max. 730 kg pro qcm Querschnitt 152 kg angenommen.

Die Konstruktion der Gitterträger oder Haupttragbalken im Grundriss Fig. 3 mit EF , EF bezeichnet und in Fig. 8 in der Ansicht dargestellt, ist weiter detailliert in den Figuren 9 und 10, wo die oberen Knotenpunkte bei a und b näher dargestellt sind, ferner durch die Figuren 11, 12 und 13, wo die unteren Knotenpunkte bei c und d , beziehungsweise das Auflager des Gitterträgers bei e genauer dargestellt sind.

Die Details des oberen Satteldaches bei C und D geben die Figuren 6 und 7 und zwar Figur 6 das Auflager des Sparrenfusses, mit der hier angeordneten Zugstange, nebst Befestigung der Γ förmigen Pfetten an einzelnen Winkeleisen mittelst zweifacher Nietung; in Fig. 7 ist das Detail bei D und zwar die feste Firstverbindung der beiden parabolischen Fachwerkssparren mit übergelegter und vernieteter Firstflachschiene erläutert. Figur 4 erklärt die spezielle Konstruktion vom Auflager des Pultdach-Tragsparrenfusses bei A , während Fig. 5 dessen oberes Auflager bei B in größerem Maßstabe wiedergibt. Endlich sind in den Figuren 14 und 15 dargestellt: die Verbindung der Pfetten und Sparren unter einander, und der Zusammenstoß der steif mit einander verlaschten Pfetten.

Als eine besondere Eigentümlichkeit der eben vorgeführten Konstruktion ist nach Schwedler die Verdoppelung der Gitterstäbe in den parabolischen Haupttragparren bei einfachen Gurtungen hervorzuheben, wodurch sich leichtere Träger ergeben, als wenn — wie gewöhnlich geschieht — bei diesen gering belasteten Konstruktionsteilen doppelte Winkeleisen in den Gurten bei einfachen Gitterstäben angeordnet worden wären.

Dächer mit Fachwerksgespärren mit gerader Dachfläche und segmentförmiger Untergurtung.

Für eine solche Konstruktion möge zunächst die auf Tafel XXIV in den Figuren 1 bis 6 dargestellte dienen, durch welche das Ofenhaus der Berliner Porzellan-Manufaktur überdeckt wurde. Dasselbe hat eine lichte Weite von nahezu 24,00 m, und durfte durch Stützen in seiner räumlichen Benutzung nicht beeinträchtigt werden.

Zur Ventilation, besonders notwendig für den Sommer, ist eine Laterne mit beweglichen Klappen, welche durch die ganze Länge des Gebäudes (47,70 m) hindurchgeht.

Für die bedeutenden Dimensionen wurde ein in sich zusammenhängendes Fachwerksgespärre mit vertikalen und schrägen Verbindungsstäben so konstruiert, daß unmittelbar über den vertikalen Stäben die Γ förmigen Pfetten angeordnet sind; um das Gespärre vollständig von den äußeren Umfassungsmauern entfernt zu halten, sind hier die beiden Fachwerksstäbe schräg gestellt. Sämtliche Gurtungen, Stäbe und Streben sind aus einfachen Γ Eisen und vernieteten starken Stofsblechen zusammengesetzt, und sind da, wo es notwendig

erschien, durch aufgenietete Flachschiene verstärkt; solche Verstärkungen sind in Fig. 1 mit aa' , bb' und bezw. mit cc' bezeichnet.

Bei den nahezu 3,80 m von Mitte zu Mitte angeordneten Hauptbindern und den verhältnismäßig sehr schwach gewählten Pfetten erhielten die letzteren durch eine doppelte Sprengung ihre nötige Leistungsfähigkeit; diese Konstruktion findet in Fig. 2, dem Längenschnitte, ihre hinreichende Erklärung.

Je zwei Gebinde wurden zur weiteren Aussteifung des Dachgespärres in der Dachfläche durch einen regulierbaren Diagonalverband fest verbunden, wie dies gleichfalls in Fig. 2 erkennbar ist.

Bei dem hier mitgeteilten Fachwerksbinder ist das Auflager bei A ein auf Rollen bewegliches; dasselbe ist in den beigegebenen Figuren 3 und 3a sowohl in der Seiten- und Vorderansicht, als auch teilweise durch Schnitte erläutert. Die Figuren 4, 5 und 6 erklären die Konstruktion der in der Laterne angebrachten Ventilationsklappen im Quer- und Längenschnitt. Die Dachdeckung ist ohne Schalung mittelst Zinkwellenblech unmittelbar auf die T-förmigen Eisenpfetten hergestellt*).

Eine andere interessante Dachkonstruktion mittelst eines Fachwerksgespärres mit oberer geraden und unterer polygonen Gurtung stellt Tafel XXIV in seinen Figuren 7 bis 16 dar.

Wir haben es hier mit einem Güterschuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn zu thun, welcher bei einer Tiefe von 15,06 m eine Länge von 198,12 m besitzt; die einzelnen Hauptbinder befinden sich 5,34 m von einander entfernt und sind mit den Bindern oder Trägern der Vordächer in Zusammenhang konstruiert. Diese Hauptbinder bestehen aus einer oberen geraden und einer unteren polygonen Gurtung, welche aus je 2 Winkeleisen von 72 resp. 58 mm Schenkellänge und 10 resp. 8 mm Stärke gebildet sind; im First ist die untere Gurtung durch eine 2 Felder lange Flacheisenschiene von 130 mm Breite und 6,5 mm Stärke widerstandsfähiger gemacht, wie dies in Fig. 7 bei F' , F'' erkennbar ist. Bei sämtlichen Knotenpunkten sind 10 mm starke Stofsplatten zwischen die Winkeleisen angebracht, um die Vertikalen und Diagonalen des Fachwerkes aufzunehmen.

Den Abschluss des Hauptträgers am Auflager bilden 2 Paar Winkeleisen, welche von der oberen nach der unteren Gurtung, die äußeren senkrecht, die inneren in geneigter Richtung auseinander laufen, so dass sie am Auflager die Breite der Umfassungsmauer des Güterschuppens erreichen. Sie sind daselbst durch zwei Winkeleisen von 72 mm Schenkellänge und 10 mm Stärke, sowie durch ein Stofsblech untereinander und mit horizontalen Blechplatten verbunden, welche letztere auf die gusseisernen Unterlagsplatten aufgesetzt und zugleich durch zwei Ankerbolzen von 1,25 m Länge und 20 mm Durchmesser mit dem Mauerwerk der Längswände des Schuppens so befestigt sind, dass hierdurch ein Heben des Daches ganz unmöglich wird.

Zwischen diesen ständerartigen Abschlüssen der Hauptbinder sind große eiserne Fenster in besonders angebrachten Rahmen eingesetzt, welche somit die vertikale Fortsetzung der Umfassungswände bis zur Dachfläche bilden.

Die Perrondachträger sind durch eine Dreieckskonstruktion derart mit dem Fachwerksbinder des Hauptgebäudes verbunden, dass dessen obere Gurtung sich auf 4,39 m ohne allen Bruch verlängert, und aus 2 Winkeleisen, aber nur von 46 mm Schenkellänge und 6,5 mm Stärke, besteht.

*) Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 278, Taf. 37.

Die untere Gurtung des Vordachträgers, welcher an seinem äußersten Ende mit der oberen Gurtung zusammenläuft und mit derselben verbunden ist, hat ihren Stützpunkt am tiefsten Teile des auf der Mauer sich erhebenden ständerartigen Fachwerksständers und besitzt eine dem Gebäude zugewendete Neigung von 1:4. Diese untere Gurtung, bestehend aus 2 Winkeleisen von 46 mm Schenkellänge und 6 mm Stärke und einem vertikalen Flacheisen von 105 mm Breite und 6 mm Stärke, trägt auch die Dachschalung bzw. die Zinkdachung auf sich aufnehmenden Doppelt-Eisen. Einen sicheren Halt erhält dieses gegen das Gebäude abfallende Pultdach erst durch ein Zugband, das mit dem zunächstliegenden Knotenpunkte des Fachwerksträgers verbunden ist und nahezu die Mitte des Pultdachsparrens trifft und hier mit einem eingelegten Stofsblech vernietet ist.

Auf den Giebelmauern tritt an Stelle des Hauptbinders ein Flacheisen von 105 mm Breite und 13 mm Stärke, welches auf der nach der Dachfläche abgeglichenen Mauer aufgelegt und durch sechs Steinschrauben befestigt ist; dieses Flacheisen dient zur Aufnahme der Verbindung mit der oberen Gurtung des Vordachträgers in der Diagonale, während die untere Gurtung hier ihr Auflager direkt in der Wand findet und daselbst durch zwei Anker verbolzt ist.

Auf den nahezu 5,34 m von einander entfernt liegenden Hauptbindern liegen in Entfernungen von 1,92 resp. 1,87 m die Dachpfetten, aus je einem Winkeleisen von 72 mm Schenkellänge und 10 mm Stärke bestehend, und sind die drei mittleren Pfetten durch sogenannte Winkel- oder Kopfbänder nahezu unter einem Winkel von 45° von den zur oberen Gurtung normal stehenden Pfosten aus abgesteift; hierdurch wurde, wie das die Figur 8, der Längenschnitt, deutlich macht, ein vorzüglicher Längsverband erzielt und konnte den Profilen der Pfetten ein Minimalmaß gegeben werden. Statt einer Firstpfette sind in unmittelbarer Nähe des Firstes zwei angeordnet und durch ein weiteres Winkeleisen derart verstärkt, daß sie sich in ihrer ganzen Länge freitragen und einer weiteren Versteifung durch Winkelbänder entbehren können.

Am Stofs der über je zwei Felder reichenden Pfetten sind Stofsplatten angebracht und sind die nötigen Bolzenlöcher mit Rücksicht auf die möglichen Ausdehnungen durch Temperatur-Veränderungen länglich angefertigt.

Für die Vordachpfetten, welche, den Hauptbindern entsprechend, 5,34 m frei liegen, sind Doppelt-Eisen gewählt, welche in der Mittelpfette 183 mm Höhe und 8 mm Stärke im Steg, 84 mm Breite und 10 mm Dicke in den Flanschen, in den beiden anderen Pfetten dagegen 125 auf 6,5 mm und 54 auf 9 mm Steg- und Flanschenstärke besitzen.

Um alle seitlichen Ausbiegungen der Hauptbinder unmöglich zu machen, sind noch unmittelbar unter der Dachfläche Winkelkreuze aus Bandeisen von 52 mm Breite und 10 mm Stärke in der in Fig. 8 sichtbaren Verteilung angeordnet.

Zum vollen Verständnis dieser nach allen Seiten hin wohl erwogenen Konstruktion sind sämtliche Knotenpunkte bei *A*, *B*, *C* . . . *H* und *H'* im Detail und den betreffenden Maßen sämtlicher Konstruktionsteile beigegeben. Für die statische Berechnung wurden die folgenden Annahmen gemacht: Für das Eigengewicht der Dachkonstruktion inkl. Wellenblech-Eindeckung ergab sich pro lfd. Meter Bindergespärre 192,5 oder rund 200 kg. Für die zufällige Belastung des abwärts wirkenden Schnee- oder Winddruckes wurde in Rechnung gesetzt pro lfd. Meter zusammen 460,3, rund 470 kg.

Für das Hauptdach ist in bezug auf die Abhebung durch Sturm

50 kg, für das Vordach dagegen 100 kg pro qm angenommen, was sich für letzteres pro lfdn. Meter Binder auf 534 kg aufwärts wirkende Kraft berechnet*).

Cylinderförmige Dächer (Tonnendächer) mit bogenförmigen Blech-, Kasten- oder Gitterträgern.

Die einfachsten Konstruktionen dieser Art bilden jene, bei welchen die bogenförmigen Binder als einfach genietete Blechträger ausgeführt sind, wie dies bei der auf Tafel XXVI dargestellten Dachkonstruktion der Perronhallen des Bahnhofes in Straßburg der Fall ist**). An das Betriebshauptgebäude, bestehend aus einem 40,95 m langen Mittelbau und zwei 44,23 m langen Flügeln, schliessen sich zwei große Perronhallen von je 28,9 m Breite und 128,0 m Länge an, von welchen Fig. 1 einen Teil des Grundrisses mit den auf den Perrons errichteten keinen Wartesaalbauten giebt, während Fig. 2 den Querschnitt der Hallen darstellt; in letzterem Schnitt ist auch ein Teil des großen Vestibules im Mittelbaue (vgl. S. 248), sowie der mit Buckelplatten überdeckte Eingangstunnel dargestellt, von welchem aus man mittelst dreier Treppen zu den drei Hauptperrons gelangt. Die flachen Kreisbogenträger haben einen Halbmesser von 20,0 m und eine Pfeilhöhe von 6,13 m, bei einer Stützweite von 28,878 m; sie bilden elastische Bogen mit Scharnieren an den Kämpfern, welche letztere zur Aufhebung des Horizontal-schubes mit horizontalen Zugstangen verbunden sind. Die Auflager der beiden Bogendächer werden durch zwei Reihen gusseiserner Säulen und die Frontwand des Betriebshauptgebäudes hergestellt (Fig. 2); die Unterstützungspunkte auf letzterer sind als feste ausgeführt worden und müssen demgemäß auch dem gesamten Winddrucke zu widerstehen im stande sein; eine Funktion, welche zugleich eine möglichst große Stabilität der Umfangsmauern bedingt, welche durch Pfeilerartige, den Bindern entsprechende Vorlagen gewonnen wurde. Da die Stützpunkte über diesen Pfeilern unverschieblich sind, so müssen die Säulen den durch Temperaturänderungen bewirkten Verlängerungen und Verkürzungen der Träger nachgeben; es wird hierdurch für Temperatur-Schwankungen von 30° C. über und ebensoviel unter dem mittleren Wärmezustande ein Abbiegen der oberen Säulenenden von 11 mm für die Mittelsäulen und 22 mm für die äußeren Säulen herbeigeführt, wodurch eine sehr ungünstige Beanspruchung der gusseisernen Stützen bedingt sein dürfte.

Die Säulen haben einen achteckigen Querschnitt von 40 cm Durchmesser und 3 cm Wandstärke erhalten und verbreitern sich ziemlich stark nach der Basis zu, wo sie mit den Werksteinfundamenten bis zu 2,0 m Tiefe kräftig verankert sind; bei der beträchtlichen Höhe von 10,5 m wurden sie aus zwei Theilen hergestellt, welche durch abgedrehte Zapfen mit einander verbunden sind.

Die Querschnitte der Hallenbinder sind aus einem Stehblech und vier Gurtwinkeln gebildet, wie dies Figur 6 erkennen läßt, die Binder an den Giebeln sind zur Erzielung eines kräftigeren Abschlusses als Kastenträger konstruiert.


Die Entfernung der Binder in der Längsrichtung der Halle ist verschieden, je nach der Axenteilung des Hauptgebäudes und variiert zwischen 4,0 und 9,0 m. Die Axenteilung für den in Fig. 3 im Längenschnitt dargestellten

*) Zeitschrift für Bauwesen 1871, S. 174 mit Bl. 37 u. 38 im Atlas.

**) Centralblatt der Bauverwaltung 1883, S. 360 u. s. w.

Teil beträgt 8,0 m, mit Ausnahme des letzten Feldes, welches eine Breite von nur 4,0 m aufweist.

Die Dachpfetten liegen, nach Fig. 2, zwischen den Bindern, radial zu denselben gestellt und sind, wie die Bogensparren, als Blechträger mit Mittelrippe und vier Gurtwinkeln hergestellt; mit Rücksicht auf gutes Aussehen ist die Schenkellänge dieser Winkeleisen durchgängig in gleichen Abmessungen beibehalten worden. Die Anordnung der Pfetten ist so erfolgt, daß sie die Unteransicht jedes Daches in 12 gleich breite Streifen teilen, von welchen beiderseits drei mit verzinktem Eisenblech eingedeckt sind, während über den mittleren sechs sich eine satteldachförmige, nahezu auf die ganze Länge der Hallen durchgreifende Laterne erhebt. Die 5 mm starke Verglasung der Laterne ist jederseits in zwei Absätzen angeordnet, deren Seitenöffnungen in reichlichem Maße für Lüftung und Abzug des Rauches sorgen.

Der nötige Längsverband zwischen den einzelnen Bindern ist mittelst über den Säulen nach der Längsrichtung der Hallen angeordneter  förmiger Träger und kräftiger, viertelkreisförmig gebogener Kopfbänder hergestellt; letztere sind als Konsolen dekorativ ausgebildet und mit Maßwerkkornamenten ausgestattet.

Um den nötigen Spielraum für die Ausdehnung der Eisenkonstruktion, hauptsächlich der Pfetten, in der Längsrichtung der Halle zu gewinnen, sind die beweglichen Pfettenstöße angeordnet, welche sich in jedem zweiten Felde wiederholen. In den Feldern mit durchlaufenden Pfetten sind Diagonalverbände aus Rundeisen mit Spannschlössern angeordnet, so daß stets je zwei Binder ein fest versteiftes Ganze bilden.

Die konstruktiven Details dieses Daches, insbesondere die horizontalen, aus Gufsstahl hergestellten Zugstangen, welche die Bogenfüße verbinden (Fig. 6), sowie die fünf vertikalen Hängestangen, mit welchen sie an den Tragbögen aufgehängt sind, haben alle auch eine dekorative Durchbildung erfahren. Mit besonderer Aufmerksamkeit ist jedoch der Endabschluss jeder Halle behandelt, welchen Figur 4 zur Darstellung bringt. Unter dem oberen Flachbogen, welcher, wie oben schon bemerkt und in Figur 5 dargestellt, zur Erzielung eines kräftigeren Reliefs einen kastenförmigen Querschnitt erhalten hat, sonst aber mit den normalen Bindern übereinstimmt, ist hier noch ein etwas niedrigerer Korbbogenträger von gleicher Breite angeordnet. In den so gebildeten Rahmen sind zwei durchbrochene Gufseisenfüllungen eingeschoben, welche an der äußeren Seite Eichenlaubornament abwechselnd mit Rosetten zeigen, während innen nur Rosetten und Rahmleisten vorhanden sind. Den Mäßen der doppelten Bögen entsprechend sind auch die Endstützen der Hallen verstärkt.

Für die statische Berechnung der Hallenbinder wurde das Eigengewicht zu 80 kg pro qm Dachfläche, die Schneebelastung zu 70 kg für den qm Horizontalprojektion oder 63 kg für den qm Bogenfläche des Daches angesetzt; ferner wurde angenommen, daß der Wind unter 12° gegen den Horizont geneigt und mit 90 kg auf den qm einer seiner Richtung senkrecht entgegengesetzten Fläche wirke, woraus eine Vertikalkomponente von 37 kg pro qm Bogendach resultiert. Diese Belastungen wurden als gleichmäßig über die Bogenaxe verteilt angenommen, die Schneebelastung aber außerdem als mobil eingeführt (vom Bogenanfang aus jedesmal um $\frac{1}{8}$ der halben Bogenlänge fortschreitend), während der Winddruck als konstant auf den halben Bogen wirkend angesetzt wurde.

Als ein Beispiel cylinderförmiger Dächer mit Gittersparren und zugleich als Musterkonstruktion für den Eisenbahnhochbau bringen wir auf

Tafel XXV das Dach einer Perronhalle, welche dem Centralbahnhofe in Magdeburg angehört und vom Geheimen Oberbaurat Schwedler entworfen wurde.

Die Perronhalle hat eine Spannweite von 27,5 m bei einer Entfernung der Gebinde von rund 7,5 m; ihre bogenförmigen Gittersparren haben die Form einer flachen Parabel von der Sehne $2a = 27,5$ m, Pfeilhöhe $b = 5,5$ m, somit dem Pfeilverhältnis $\frac{b}{a} = 0,4$ und liegen mit dem einen Auflager auf der Längsfrontmauer des Empfangsgebäudes, mit dem anderen Auflager auf einer Säulenreihe, an welche sich eine zweite Perronhalle anschließt. Durch die 38 cm hohen, als Gittersparren ausgebildeten Hauptbinder entstehen in der Decke 17 Felder; die Gurtungen der gebogenen Gittersparren bestehen aus 2 Winkeleisen mit 52 mm Schenkellänge und 8 mm Stärke, während die Gurtungsplatten 160 mm breit und 7 mm dick sind.

Die Endbinder jedoch sind als volle Blechbogen konstruiert, mit 2 Winkeleisen von 52 mm Schenkellänge, 8 mm Stärke eingefasst und auf gewisse Längen durch eine Platte von 160 mm Breite und 7 mm verstärkt.

Die Hauptbinder bestehen aus 2 Teilen, welche sich im Scheitel auf einen Stahlbolzen von 45 mm Durchmesser stützen. Nach Beendigung der Montage wurden die beiden Bogenhälften mit den Grundplatten durch 2 Laschen von 8 mm Stärke derart verbunden, daß die Nietlöcher in den Laschen genau denen der Hauptbindersparren entsprechend gebohrt wurden, so daß die Platten nur die durch ungleichmäßige Belastungen erzeugten Momente aufzunehmen haben. Mit ihren Kämpfern sind die Bogen gleichfalls zur möglichsten Fixierung der Drucklinie, auf Auflagerbolzen aus Stahl, welche 45 mm Durchmesser besitzen, aufgesetzt.

Am Fusse der Gebinde fassen ferner die Winkeleisen der Gurtungen eine 20 mm starke Blechplatte, an welche der 45 mm starke stählerne Zuganker mittelst zweier 10 mm starker Laschen und einer Muffe mit Oese befestigt ist. Auf diese Platte sind dann zu beiden Seiten eine Platte von 8 mm und eine andere mit 10 mm aufgenietet, so daß hier die gesamte Blechstärke 56 mm beträgt.

In dem Durchschnitt der Mittellinie des Bolzens und des Zugankers ist das Bolzenlager von 70 mm Durchmesser gebohrt und mit diesem der Bogen auf einen stählernen Bolzen gleicher Stärke aufgesetzt, welcher in einem entsprechend geformten, auf der Gebäudefront lagernden Gufsstücke liegt. Zur Vermeidung jeden Schubes ist das 20 mm starke Füllblech des Bogenfußes mit dem Gebäude verankert.

Unterlagspfette und Bogenfuß sind zur Sicherung gegen das Abheben durch Sturm mit je 2 Bandeisen verbunden, die Unterlagsplatte aber ist in der Seitenwand des Gebäudes verankert.

Zur Herstellung des Längsverbandes dienen die in Entfernungen von 2,0 m von Mitte zu Mitte angeordneten Fachwerkspfetten von 36,5 cm Höhe, welche mit 2 TEisen gegurtet sind; ihre oberen Knotenpunkte dienen zur Unterstützung der Uförmigen Rinnen, auf welchen die Glaseindeckung ruht; dieselbe besteht aus 6 mm starkem Rohglas und überdeckt die ganze Halle mit Ausnahme der beiden Endfelder.

Die Laterne mit einer Höhe von 0,9 m und nahezu 2,0 m Breite erhebt sich über den zunächst am Firste liegenden Fachwerkspfetten und durchläuft die ganze Länge des Daches mit Ausnahme der beiden Endfelder. Die Seitenwände der Laterne bestehen für jedes Binderfeld aus 4 vertikalen Säulen aus

je 2 Winkeleisen von 52 mm Schenkellänge und 6,5 mm Stärke, und sind dieselben auf der oberen Gurtung der Fachwerkspfetten mittelst Winkellaschen aufgenietet.

Zur Vermehrung der Neigung der an die Laterne angrenzenden Dachflächen ist an jene Stützen ein Winkeleisen befestigt, welches als Auflager der Rinnenenden und zugleich als Gurtung kleiner (doppelter) in der Dachfläche liegender Hängewerke dient, welche letztere die an den Rinnen in der Richtung der Dachfläche übertragenen Zugspannungen aufnehmen und auf den in der Ebene der oberen Gurtungen der Binder liegenden Horizontalverband übertragen. Die oberen Enden der Laternenstützen verbindet ein zweites Winkeleisen, welches den Rinnenträgern der Laterne als Auflager dient. Die gegenüberliegenden Stützen der Laternenwände sind in der Höhe der oberen Gurtung der Binder durch Gitterträger verbunden, welche die Normalen des bereits erwähnten, in der oberen Binderebene liegenden Diagonalverbandes bilden und den von den Rinnen herrührenden Zug auf diesen Verband übertragen. Jedes dritte Rinnengesparre des Laternendaches wird durch eine horizontale Zugstange von 16 mm zu einem kleinen Hängewerke ausgebildet, an welches die aus 2 Winkeleisen von 52 . 52 . 6,5 mm gebildete Firstpfette der Laterne angehängt ist. Ein Diagonalverband aus 16 mm starken Rundeisen zwischen den gegenüberliegenden Stützen der Laternenwände sichert die Stabilität derselben in der Seitenrichtung, während ein Diagonalverband in jedem zweiten Ende der Wandflächen zur Sicherung der Stabilität in der Längsrichtung dient.

Der Verband in der Dachfläche, bestehend aus den Pfetten und aus Diagonalen von 20 mm starkem Rundeisen, vereinigt je 2 Binder zu einem unverschieblichen Ganzen. Die Längsverbände im anschließenden Felde sind so angeordnet, daß kleine Bewegungen in der Längsrichtung behufs Vermeidung von Temperaturspannungen möglich sind.

Die Dachrinnen an den Traufen des Hauptdaches werden durch besondere Rinnenträger gestützt, und ist, um eine passende Anordnung der Rinne zu ermöglichen, im untersten Pfettenfelde eine Doppeldeckung eingeführt.

Die Säulen, welche an der der Frontwand gegenüberliegenden Seite die Unterstüzung der Binder bewirken, sind als Doppelsäulen konstruiert, zwischen denen die Abfallrohre frei heruntergehen; die Auflagerplatten derselben bestehen aus 2 Teilen, von denen der obere kugelförmige Auflagerflächen für die Säulen besitzt, welche mit der oberen und unteren Lagerplatte durch Schrauben so verbunden sind, daß sie nur kleine Bewegungen in der Richtung der Binder machen können. Die untere Grundplatte ist mit dem Fundamente verankert, und sind Bewegungen in der Längsrichtung für die aus einem Stücke bestehenden Säulen ausgeschlossen; die Säulenpaare verbindet ein 0,38 m hoher Blechträger, welcher zugleich die Funktion hat, die Rinne zu unterstützen.

Die Darstellung dieses Daches auf Tafel XXV zeigt in Fig. 1 die halbe Ansicht eines Hauptbinders, dessen detaillierten Querschnitt mit dem Anschlusse der Pfetten und Rinneneisen u. s. w. Figur 2 giebt; die Figuren 3 und 4 veranschaulichen die Auflagerung des Bogens auf der Hallenwand, bzw. auf den gegenüberstehenden Doppelsäulen, Fig. 5 den Zusammenstoß der Bogenhälften im Scheitel. Die Verbindung der Laternen mit den Hauptbindern ist in einem Quer- und Längsschnitt, Fig. 6 und 6a, sowie Grundrifs, Fig. 11 näher erläutert, während die Figuren 8 und 9 die Kreuzung der Windstreben über einer Pfette, bzw. deren Anschluß unter einer Pfette zeigen und endlich

die Figuren 7 und 10 Details der horizontalen Spannstange nebst ihren vertikalen Aufhängeeisen darstellen.

Die ausführliche Berechnung vorstehender Dachkonstruktion, welcher eine ständige Last infolge des Eigengewichtes von 60 kg pro qm Grundfläche (450 kg pro lfd. m Horizontalprojektion des Binders) und eine veränderliche, durch Schnee und Wind von 70 kg pro qm (bezw. 530 kg pro lfdn. Meter) zu Grunde gelegt wurde, mag nachgelesen werden in der Zeitschrift für Bauwesen 1879, S. 495 ff.

Als Bogenfachwerke mit 3 Gelenken, aber ohne horizontale Zugstangen, sondern direkt vom Boden aufsteigend, sind die Binder konstruiert, welche bei mehreren Hallen der Berliner Stadtbahn zur Ausführung kamen und von welchen diejenige des Bahnhofes Königsbrücke*) auf Tafel XXVII in den Figuren 1 bis 5 dargestellt ist. Durch die hier gewählte Dachkonstruktion ergibt sich bei dem Fehlen aller den Raum durchschneidenden Zugstangen im Innern der Halle eine ungemein ruhige, perspektivische Wirkung, während zugleich durch das Zusammenfassen je zweier dünnwandigen Träger zu einem breiteren Tragbogen eine sehr kräftige Gliederung der tonnenförmigen Decke erreicht ist.

Die Halle besitzt eine Stützweite zwischen den Kämpferpunkten von 37,10 m und eine Höhe im Scheitelpunkte von 19,539 m über der Schienenunterkante; die Bogenbinder haben in ihrer inneren Gurtung eine stumpf spitzbogige Form und bestehen aus je 2 im Abstände von 1,5 m von einander angeordneten Bogenfachwerken, welche mit einander verkuppelt sind, so daß hierdurch ein kastenförmiger Bogenträger entsteht, dessen 4 Wände durch Gitterwerk ersetzt sind, wie dies der Querschnitt des Daches, Fig. 1 sowie dessen Längenschnitt, Fig. 2 näher erläutern. Jeder der einfachen Bogenträger hat Gurtungen von doppelten Winkeleisen, welche durch Normalstäbe, gleichfalls aus Winkeleisen, und Kreuzdiagonalen aus Flacheisen mit einander verbunden sind. Am Bogenfusse und im Scheitel ist die gegliederte Wand durch eine volle Blechwand ersetzt, und an diesen Stellen besitzen zugleich die Träger ihre geringste Höhe von 0,40 bzw. 0,37 m, welche gegen die Mitte jedes Bogenschenkels hin allmählich bis auf 1,15 m zunimmt. Diejenigen Normalen der Fachwerkträger, welche durch die Pfetten direkt belastet sind, wurden stärker (aus doppelten Winkeleisen) hergestellt und zwischen denselben in der Normalebene zum Bogen auch ein Querverband, bestehend aus einem Rahmen von Winkeleisen und Kreuzdiagonalen eingesetzt. (Vergl. den Längenschnitt Fig. 2.) Zwischen den Hauptnormalen liegen in den Seitenflächen der Binder 2, bzw. 3 verkreuzte Zwischenfelder, während auf der unteren und oberen Fläche solche Unterabteilungen nicht vorhanden sind, sondern die verstreuten Rechtecke den Hauptfeldern in den Seitenflächen entsprechen.

Die Entfernung der Binder von Mitte zu Mitte beträgt 8,80 m und sind je 2 derselben durch einen Längsverband aus gekreuzten Rundeisen mit einander in feste Verbindung gebracht. Die mit der Schienenunterkante 5,8 m über dem Straßenspflaster erhöhte Halle ist in ihrem unteren Teile durch schwache, 2,4 m hohe, in Eisenschwerkwerk gesetzte Wände nach außen abgeschlossen, im übrigen aber, mit Ausnahme des 14,55 m breiten Oberlichtstreifens im Scheitel mit verzinktem Eisenwellenblech gedeckt. Außer dem Oberlicht wird der Halle noch Seitenlicht zugeführt durch große Rundbogen-

*) Nach gütigst überlassenen Originalplänen der kgl. Eisenbahn-Direktion zu Berlin.
Gottgetreu, Hochbaukonstruktion, III.

fenster, welche in der Mitte zwischen je 2 Bindern über den Brüstungsmauern angeordnet sind.

Was die Details der Konstruktion betrifft, so bieten hauptsächlich die Scharniere in den Kämpfern und im Scheitel erhöhtes Interesse. In Figur 3 ist in 2 Projektionen der Bogenfuß dargestellt, welcher durch kräftige, stählerne Ankerstangen mit den Pfeilern der Substruktion verbunden ist; diese Anker greifen in der Mitte des die Bogenfüße verbindenden, kastenförmigen Querschnitt besitzenden Riegels an, und sind an ihrem anderen Ende mit 48 auf 55 cm großen Platten versehen, welche die Ankerkraft auf eine größere Fläche im Widerlagermauerwerke verteilen. Jeder der beiden gekuppelten Bogenträger ruht mittelst eines besonderen Gufsstückes auf den cylindrischen Stahlbolzen, die sich auf der Unterlagsplatte wälzen, um den durch Temperaturänderungen u. s. w. veranlafsten geringen Bewegungen der Bogenenden Rechnung zu tragen. In Fig. 3 ist ferner die Konstruktion der Dachrinne ersichtlich, welche am äußeren Dachanfange zwischen den Fenstern angebracht und durch dreieckförmige Bleche von den Bindern aus gestützt ist.

Das Gitterwerk der Binder ist in Figur 5 detailliert, welche den Knotenpunkt *K* in größerem Maßstabe giebt. Die Gurtungen nehmen kleine 10 mm starke Knotenbleche zwischen sich, an welche die Winkeleisen-Normalen und die Flacheisen-Diagonalen genietet sind; die Stärken dieser Konstruktions-teile sind durch eingeschriebene Maße angezeigt. Die Hauptnormalen, in Fig. 1 mit 1 bis 13 bezeichnet, sind doppelt (zu beiden Seiten der Wand vorhanden), während die zwischen denselben eingeschalteten Normalstäbe des Gitterwerkes ebenso wie alle Diagonalen nur einfach sind. Um eine innige Verbindung der beiden, die Gurtungen bildenden Winkeleisen zu erzielen, sind hier in der Mitte der Gurtungsstücke noch runde Futterbleche zwischen die Winkeleisen eingeschoben und mit den letzteren vernietet.

Die Anordnung des Scheitelgelenkes zeigt Figur 4 in Ansicht und Horizontalschnitt. Die durch aufgenietete Bleche verstärkten Mittelwände der Bogenträger greifen mit Rundstab und Hohlkehle in einander und wird eine weitere Verbindung durch einen 60 mm starken Stahlbolzen vermittelt, welcher einerseits durch den kreisförmig abgerundeten Zapfen geht, andererseits von 2 Oesen umschlossen wird, welche seitlich an das gegenüberstehende Bogenstück genietet sind; es soll hierdurch einem allenfallsigen Auseinandergehen der Verbindung vorgebeugt werden, ohne dafs die beabsichtigte Drehbarkeit der Binderhälften um den Gelenkbolzen beeinträchtigt wird. Aus Fig. 4 ist zu ersehen, dafs, eben so wie am Kämpfer, auch hier jede Bogenwand für sich einen Stützbolzen erhalten hat. Um beide Bogenwandungen in der richtigen gegenseitigen Entfernung festzuhalten, dienen eben jene schon genannten, in den Normalebenen 1 bis 13 liegenden Querverbindungen, durch welche beide Tragwände zu einem festen Systeme vereinigt werden. Der so verbundene Binderbogen besitzt wegen seiner sehr beträchtlichen Dicke (1,5 m) eine große Festigkeit gegen Seitenausbiegung, welche sonst bei dünnwandigen Gelenkbogen durch besondere Mittel (wie z. B. die Gerberschen Versteifungsflacheisen) verhindert werden muß.

Von weiterem Interesse ist bei diesem Dache die Anordnung der Dachpfetten, welche auf dem Obergurte der Binder liegen und die Wellenblech-Eindeckung tragen. Zwischen den Normalen 13 und 10 liegt das Oberlicht, in 10 ist, wie Fig. 2 erkennen läfst, eine Gitterpfette mit parallelen Gurten angebracht. Die Pfetten in 3 bis 9 zeigen eine eigentümliche Form, welche ihnen mit Rücksicht auf den bei der steilen Dachneigung bedeutenden Winddruck senk-

recht zu Dachfläche gegeben werden mußte, wenn das Material vorteilhaft ausgenutzt werden soll. Sie sind dementsprechend als parabolische Gitterbalken mit dreieckigem Querschnitte, einem geraden Druckgurte und 2 gekrümmten unteren Gurtungen konstruiert, wie dies Fig. 5 im Verein mit dem Längenschnitt Fig. 2 erkennen lassen mag. Bezüglich ihrer Wirksamkeit kann man sie betrachten als zwei sich im rechten Winkel begegnende parabolische Träger, welche jeweils die Kräfte parallel und senkrecht zur Dachfläche in sich aufnehmen. Die entsprechenden Knotenpunkte beider Träger sind, um letztere in ihrer gegenseitigen Lage zu sichern, durch Flacheisen verbunden. Die Verbindung dieser Pfetten mit dem Obergurte der Binder ist dadurch erfolgt, daß das gemeinschaftliche Element der sich begegnenden beiden Pfetten, das Winkeleisen, mit seinen beiden Schenkeln an Anschlußplatten befestigt ist, welche mit den oberen Gurtwinkeln, bzw. mit den Normalen der Binder vernietet sind und auch die flachen, unteren Gurteisen aufnehmen. Diese Verbindung ist eine völlig feste in denjenigen Feldern, welche den Windverband haben, während sie in den zwischen jenen Feldern liegenden beweglich ist, um Längenänderungen der Pfetten bei Temperaturwechseln zu gestatten. Als Pfette in 2 ist ein \square Eisen, in der Kämpferhöhe durch das Lichte der Fenster greifend, angeordnet, während in 1 einfache, bzw. doppelte Winkeleisen die Bogenträger verbinden. Zur Absteifung der \square förmigen Pfette sowie als Ersatz für die Windkreuze dient das aus Fig. 2 ersichtliche Gitterwerk.

Das Oberlicht im Scheitel der Halle besteht aus einzelnen Systemen kleiner Satteldächer, welche senkrecht zur Längsrichtung des Daches angeordnet sind und deren dreieckförmigen Querschnitt der Längenschnitt Fig. 2 zeigt. Das konstruktive Gerippe des Oberlichtes besteht aus Doppelt Γ Eisen, bzw. \square Eisen zunächst des Scheitels, welche, quer zu den Bindern liegend, als Träger mit freischwebenden Stützpunkten angeordnet sind; sie unterstützen die in Entfernungen von 1,46 m zwischen den Bindern sich wiederholenden \square förmigen Rinneneisen, welche den kleinen Satteldächern als Traufe dienen. Die Glasplatten liegen zwischen \perp förmigen Sprossensparren, die sich in den Firsten an ein daselbst vorhandenes Winkeleisen anschließen. Die kleinen Lichtdächer greifen nicht kontinuierlich über den Scheitel hinweg, sondern stoßen hier, um eine Bewegung der Binder zu gestatten, mit Spielraum zusammen, welcher durch einen federnden Blechstreifen überdeckt wird. Eine nähere Besprechung der Details dieser Konstruktion, welche hier zu weit führen würde, folgt bei den Oberlichtkonstruktionen.

Auch bezüglich der auf Tafel A außer den bereits besprochenen, noch fernerhin dargestellten Dächer mit Bogenbindern sehen wir von einer weiteren Besprechung ab und verweisen auf die hierüber veröffentlichten Mitteilungen*).

Tonnendächer mit Sichelträgern.

Wenn in einen einfachen Bogenträger mit polygonal gehobener Zugstange ein System von Füllungsstäben eingesetzt wird, welche mit den bereits vorhandenen Konstruktionsteilen eine unverschiebliche Figur bilden, so entsteht

*) Ueberdachung des Lichthofes im Museum für Kunst u. Industrie in Wien: J. Wist, Baukonstruktionen, Taf. 39 u. 40; Eisenbahnhalle der Baltimore-Eisenbahn in Philadelphia: D. Bauhandbuch, II, S. 210; Hallendach des Ostbahnhofes in Berlin: Zeitschr. f. Bauwesen 1870, S. 3 ff., Bl. 3 u. 6; Palmenhausdach der Flora zu Charlottenburg: Deutsche Bauztg. 1873, S. 259; Bahnhalle St. Pancras in London: Engineer Mai 1867, Engineering 1867, S. 148.

ein Träger, welcher auf dem Principe der Trägerfachwerke beruht, indem, unter Voraussetzung beweglicher Knotenpunkte, bei demselben auch bei einseitiger Belastung nur die Druckfestigkeit, nicht die Biegefestigkeit der oberen Gurtung in Frage kommt. Es ist dabei dann nicht nur zulässig, sondern sogar vorteilhaft, dieselbe als Polygon zu bilden, welches der cylindrischen Dachform einbeschrieben ist. Solche Dächer mit aufwärts gekrümmten Gurtungen bezeichnet man als *Sicheldächer*. (Vgl. S. 277 u. Taf. B.)

Als Beispiel hiefür möge zunächst die auf Taf. XXVIII dargestellte, nach dem Entwurfe Schwedlers ausgeführte Dachkonstruktion der Einsteig-*halle des Niederschlesisch-Märkischen Bahnhofes in Berlin**) Besprechung finden. Dieselbe bedeckt einen Raum von 37,66 m lichter Weite, dessen Axenteilung, welches Mafs auch die Entfernung der Gespärre bezeichnet, gleich 3,76 m ist. Die sichelförmigen das Hallendach tragenden Binder haben ein festes und ein bewegliches Auflager, indem sie sich einerseits fest auf einen Sandsteinquader, andererseits aber auf ein Rollenlager aufsetzen.

Der ganze Träger ist durch 6 Vertikalstäbe in 7 Felder geteilt, von welchen die mittleren 5 eine gleiche Breite von 5,0 m besitzen. Die den Umfassungswänden der Halle zunächst liegenden breiteren Felder haben eine Bedachung aus Zinkwellenblech, während der mittlere Teil des Daches und die Laterne mit Rohglas eingedeckt sind. Um nicht zu geringes Gefälle für die Glasabdeckung zu erhalten, ist die Cylinderfläche in eine Anzahl Pultdächer zerlegt, deren Neigungen 1:3 und 1:4 betragen; durch die so entstandenen Absätze ist zugleich auch eine bessere Lüftung der Halle erzielt worden.

Die Konstruktion des eisernen Dachstuhles ist in den Figuren 1 bis 3 im Grundrisse, Quer- und Längenschnitte dargestellt. Die polygonale obere und untere Gurtung ist zwei Parabellinien einbeschrieben, welche $\frac{1}{5}$,

bezw. $\frac{1}{15}$ Pfeilhöhe besitzen. Die mittleren 5 Felder des Binders sind durch Diagonalen aus 26 mm starken Rundeisen verstrebt, deren Verbindung unter sich durch Spannschlösser bewirkt ist, mit welchen zugleich ihre Längen sich regulieren lassen. Da die oberen Rahmstücke durch die Dachpfetten transversal belastet werden und zugleich eine ziemlich grofse freitragende Länge besitzen, so wurden sie in Form parabolischer Gitterträger mit schwach gekrümmten Gurten aus doppelten Winkeleisen (65.65.10 bis 78.78.13 stark) und flachen 10 mm dicken Füllungsstäben angeordnet. Die konstruktiven Details dieser Gurtungsstücke, sowie ihre Verbindung mit den übrigen Konstruktionsteilen, unter Verwendung von doppelten, je 10 mm dicken Knotenblechen, welche sie zwischen sich aufnehmen, zeigen die Figuren 4, 5 und 9 mit gleichzeitiger Angabe der Mafse und dürften dieselben einer näheren Erläuterung nicht bedürfen.

Die untere Gurtung bilden 157.26 mm starke, flach verlegte Band-eisen, deren Verbindung mit den 20 mm dicken Knotenplatten durch 65.65.13 mm starke Winkeleisen bewirkt ist. Die Stofsstellen der oberen und unteren Gurtung wurden in die Knotenpunkte verlegt, um die Knotenbleche neben den anderen besonders angeordneten Laschen mit zur Deckung der Stöße benutzen zu können.

Die Vertikalen sind aus doppelten, 90 mm breiten \square Eisen gebildet, welche die Knotenplatten umgreifen, während die Diagonalen an ihren Enden flach ausgeschmiedet und mittelst doppelter Laschenstücke an die Knotenpunkte angeschlossen sind. Die Nieten zum Anschluß der Füllungsstäbe an den Knotenblechen haben einen Durchmesser von 20 mm.

Der Längenverband des Daches besteht aus den teils durch Winkel-eisen, teils durch Gitterträger gebildeten Pfetten, zwischen welche in jedem zweiten Felde die Windverstreben eingesetzt sind; die Befestigung der hiezu verwendeten Rundeisen an dem Träger-Obergurte macht die Fig. 7 in einem Grundrisse anschaulich. Die Pfetten besitzen zwischen ihren Stößen eine Länge gleich der dreifachen Entfernung der Binder (11,30 m); der Stofs derselben liegt jedesmal zwischen 2 Bindern und zwar im Verbande angeordnet, d. h. der Stofs der 1. und 4. Pfette liegt zwischen Binder 1 und 2; derjenige der 2. und 5. zwischen Binder 2 und 3; der der 3. und 6. Pfette zwischen Binder 4 und 5 u. s. w. Die Stofsdeckung ist durch Laschen hergestellt, welche eine freie Ausdehnung der Pfetten gestatten.

Zur Ausgleichung der durch Temperaturänderungen sich ergebenden Längenänderungen des Sichelbinders dient das bewegliche Lager *A* (Fig. 2), welches durch ein System von 5 Walzen gebildet wird, deren beiderseitige abgedrehte Zapfen in einen schmiedeisernen Rahmen eingreifen; die Figuren 4 bis 4b detaillieren dasselbe und zeigen zugleich, wie der Fuß des Binders hergestellt ist, indem die Winkel des Obergurtes hier vertikal abwärts gebogen und mit den zwischen ihnen liegenden Blechen vernietet sind; das Zugband der unteren Gurtung ist mit Zuhülfenahme von 4 Winkeln (65 . 65 . 13 mm stark) an jene Vertikalplatte befestigt. Die Unterstützung der hölzernen Kastenrinne durch seitlich an das Vertikalblech genietete Winkel ist in Fig. 4 gleichfalls ersichtlich gemacht.

Die Figuren 5 und 6 geben das Detail der Knotenpunkte *B* und *C* (Fig. 2) mit den eingeschriebenen Mäßen der Konstruktionsteile; Fig. 8 detailliert die in den Kreuzungspunkten der Diagonalen des Binders angebrachten Spannschlösser, bestehend aus kreisringförmigen, an den Rändern mit vorstehenden Rippen versehenen Gufsplatten, durch deren cylindrische Erweiterungen die Zugstangen hindurchgreifen, während in Fig. 9 die durch 4 vertikale Pfosten getragene und durch Winkelbänder verstrebt Laterne eine nähere Darstellung gefunden hat.

Das zur Dachdeckung verwendete Zinkwellenblech ist unterstützt durch 72 . 58 . 10 mm starke Winkeleisen, welche mittelst kurzer Winkeleisenstücke an die oberen Gurtungswinkel befestigt sind; die Glasplatten des staffelförmigen Oberlichtes dagegen liegen zunächst auf den Uförmigen, in Figur 10 speziell dargestellten Sprossen, welche ihrerseits wieder durch die \square förmigen Gitterpfetten unterstützt sind. Die Befestigung der Glastafeln an den Rinnensprossen erfolgte dadurch, daß sie mittelst elastischer Bügel und Schraubenbolzen an die keilförmigen, mit den Flanschen der Rinneneisen vernieteten Unterlagstücke angedrückt werden, welche in Fig. 10 in Querschnitt und Längensicht sichtbar sind; ein Verschieben der Glasplatten in der Richtung der Dachfläche ist ferner durch umgebogene Zinkstreifen zu verhindern gesucht, welche den unteren Teil der Glasplatten umfassen und an den vorhin erwähnten Schraubenbolzen ihren Halt finden.

Die Berechnung der Dachkonstruktion wurde unter der Annahme durchgeführt, daß die Eigenlast der Eisenkonstruktion 60 kg pro qm, der Wind-

druck 30 kg, Schneedruck 70 kg, endlich das Gewicht der Glas- und Zinkdachung 20 kg pro qm Grundfläche beträgt.

Auf Tafel XXIX geben wir schliesslich noch die von Gerber entworfene und ausgeführte Dachkonstruktion der Einsteighalle des Centralbahnhofes in München*). Die Halle, welche man als Repräsentanten des neuesten Standpunktes unserer Hochbaukonstruktionen in Eisen ansehen darf, ist besonders bemerkenswert wegen der vollendeten Durchführung aller konstruktiven Details, insbesondere der Anwendung der Gerberschen Gelenkbolzen zur Herstellung beweglicher Knotenpunktverbindungen. (Vgl. S. 236.) Wir müssen hier darauf verzichten, diese Konstruktion bis ins letzte Detail zu verfolgen und beschränken uns darauf, das Wesentlichste derselben zur Darstellung zu bringen.

Die Ueberdeckung der gesamten Fläche der Perrons und Geleise, welche 140 m breit und 150 m lang ist, geschah durch 4 nebeneinander liegende Tonnendächer, welche durch die beiden Frontlangwände der Halle und 3 Reihen schmiedeiserner Fachwerkpfiler ihre Unterstützung finden. Das auf Taf. XXIX dargestellte Tonnendach ist einerseits auf der Hallenwand und zwar beweglich aufgelagert, während das andere feste Auflager durch die erwähnten Fachwerkpfiler gegeben ist, welche demgemäss auch den auf das Dach wirkenden horizontalen Winddruck aufzunehmen im stande sein müssen.

Die geometrische Form der sichelförmigen Binder ergibt sich, wenn man beachtet, dass bei einer Stützweite von 34,64 m der Obergurt ein Bogensegment von 20,0 m Radius und 10,0 m Pfeilhöhe, der Untergurt ein einem Kreisbogen von 40,0 m Radius einbeschriebenes Polygon bildet und die Vertikalen derart angeordnet sind, dass die mittleren Strecken des Obergurtes je 6,35 m, die Endstrecken dagegen 8,244 m Bogenlänge besitzen; aus diesen Maßen ergibt sich zugleich die Entfernung der Gurten in der Mitte zu 6,056 m. Die Diagonalen der 4 mittleren Felder sind gegen die Trägermitte fallend angeordnet und werden dementsprechend bei totaler Belastung des Daches gleich der unteren Gurtung und den Vertikalstreben auf Zug beansprucht.

Mit Ausnahme eines zwischen den Pfetten IV und VII (Querschnitt Fig. 1) angeordneten, fast auf die ganze Länge des Daches durchgreifenden Oberlichtes erfolgte die Eindeckung des Daches mit verzinktem Eisenwellenblech; auch die im Scheitel angebrachte Laterne ist mit Wellenblech gedeckt. Das Deckmaterial ruht auf doppelt T förmigen Pfetten, welche ziemlich gleichmässig auf dem Obergurte der Binder, denselben transversal belastend, verteilt sind. Um über den Pfeilerreihen keine zu tiefen Wassersäcke zu bekommen, wurde die Dachtraufe um 2,50 m höher als die Stützpunkte der Sichelträger gelegt und durch eine gerade ansteigende Dachfläche an das Bogendach angeschlossen. Infolge dessen musste hier die Last der Dachfläche durch besondere, normal zur Dachneigung gerichteten Pfettenstützen auf den Bogen übertragen werden.

Die Längsverbinding der Gespärre, welche letztere, wie der Längenschnitt Fig. 2 zeigt, in der ziemlich bedeutenden, mit der Axenteilung der Halle zusammenhängenden Entfernung von 10,0 m angeordnet sind, ist durch die Pfetten des Hauptdaches und des Laternenaufsatzes vermittelt; weiterhin sind die Pfeiler jeder Reihe an ihren oberen Enden durch Fachwerksträger, welche

*) Nach den uns von der kgl. Eisenbahnbau-Sektion (Sekt.-Ing. Fischer) zur Verfügung gestellten Originalzeichnungen.

zugleich die Rinne unterstützen, verbunden und ist auch in die Seitenwände der Laterne ein Fachwerkträger eingefügt, dessen Unterstützungspunkte auf den Hauptbindern liegen. Letztere Träger sind in Fig. 2 erkennbar, wie auch der zwischen den Bogen des Hauptdaches sowohl, als auch den Sparren der Laterne angeordnete Windverband.

Die obere Gurtung der Binder bildet ein fest vernieteter Blechbogen, bestehend aus der Mittelrippe (360 . 10 mm) und 4 Gurtwinkeln (80 . 80 . 12 mm), deren Widerstandskraft im unteren Teile, zwischen den Stützpunkten und dem Knoten *IV*, durch Gurtbleche (200 . 12 mm) noch mehr verstärkt wird; die Stofsstellen dieser Teile liegen in den Hauptknotenpunkten, worüber die beigegebenen Detailfiguren näheren Aufschluss geben. Die Vertikalen und Diagonalen bestehen aus je 2 über Eck gestellten Winkeleisen, welche bei den ersteren eine gleiche Stärke von 60 . 60 . 8 besitzen, während die Stärke der Diagonalen wechselt, von 70 . 70 . 8 mm in *IV* 7, bis 80 . 80 . 14 mm in *VII* 10. Die untere Gurtung ist aus 4 Winkeln gebildet, mit durchweg gleicher Stärke von 70 . 70 . 10 mm. Die 2 bzw. 4 Winkeleisen der Stäbe mit geteiltem Querschnitt sind in Entfernungen von ungefähr 2,0 bis 2,5 m durch eingelegte kurze Flacheisenstücke mit einander verbunden.

Was die auf Taf. XXIX beigegebenen Details betrifft, so stellen die Figuren 3 und 4 die Vereinigung der Gurtungen im Auflagerknoten und das bewegliche Wandauflager *A* dar. Wie Fig. 3 zeigt, sind auf das Wandblech des Bogens beiderseits Verstärkungsbeilagen genietet, um die nötige Dicke in der Lochleibung des Centralbolzens zu erhalten. Um die 4 Untergurtwinkel an letzteren anzuschließen, sind je 2 derselben durch ein Laschenblech verbunden, mit welchen sie den 53 mm dicken Bolzen umfassen. An das mittlere Wandblech sind ferner 4 vertikale Winkeleisenpfosten genietet, welche dasselbe absteifen und zur Vergrößerung der cylindrischen Fläche dienen sollen, mit welcher sich das Binderende auf den Stützcyylinder aufsetzt. Nach oben sind die Pfosten in Form zweier Winkeleisen verlängert, um die Rinneisen und den die Pfettenfüße *I* bis *III* verbindenden Rahmen aufzunehmen. Die seitliche Absteifung erhält die Verbindung *A* durch ein vertikales, normal zur Bogenebene in den Auflagervertikalen angeordnetes Blech, dessen Ansicht von aussen in Fig. 4 dargestellt ist. Zur Befestigung der von *A* nach *IV* laufenden Windstrebe dient ein schräg zwischen dem Bogenwandbleche und dem Seitenbleche des Lagers mit Hülfe von Winkelstücken eingenetetes Blechstück, zum Anschluss der horizontalen, zwischen den Auflagerpunkten hergestellten Querverbindung ein Anschlussblech, welches über dem vorgenannten Versteifungsbleche angebracht ist.

Der 60 mm starke Stützcyylinder ruht nun zunächst auf einem zweiteiligen Rollstuhle, zwischen dessen Hälften die verstärkte Bogenmittelrippe durchgreift; die beiden Hälften verbindet an ihrer Unterfläche eine gehobelte, schmiedeiserne, 20 mm starke Platte, mit welcher sie auf den abgedrehten Walzen aufliegen, die sich ihrerseits auf der gusseisernen, durch 4 Steinschrauben in ihrer Lage fixierten Rollstuhlplatte wälzen können.

Fig. 8 verdeutlicht die Konstruktion der Traufe an der Hallenwand und läßt zugleich erkennen, wie die Unterstüzung der Pfette *I* bewerkstelligt ist. Hierzu dient ein Pfosten, aus 4 Winkeleisen gebildet, welcher durch kurze Winkelstücke mit dem Bogen vernietet und durch Bleche in der Ebene der Träger und quer hierzu ausgesteift ist; ähnlich ist auch der Pfosten für die Pfetten *II* hergestellt. An ihrem oberen Ende sind diese Pfosten durch

doppelte Winkeleisen verbunden, auf welchen zugleich die Doppelt-T-Pfetten mit Hilfe vertikaler Blechstücke befestigt sind.

In Fig. 6 ist der Knotenpunkt *IV* der oberen Gurtung mit dem Anschlusse der Vertikalen *IV 4* und der Diagonalen *IV 7* in 3 Projektionen zur Darstellung gekommen. Gegen das 10 mm dicke Knotenblech ist die Mittelwand des Bogens gestofsen und der Stofs mit doppelten Laschenblechen überdeckt, während für die gestofsenen Gurtwinkel die Kopfplatten als Stofsplatten dienen. An allen Stellen, wo die Pfetten aufgelagert sind, oder ihren Druck übertragen, so auch hier, ist eine entsprechende Versteifung der Bogenwand vorgenommen. Das Knotenblech greift, wie der Querschnitt in Fig. 6 ersichtlich macht, durch die untere Gurtung hindurch, um mittelst zweier 23 bzw. 26 mm starker Bolzen die Vertikalen, bzw. Diagonalen aufzunehmen. Die zur Trägerebene parallelen Schenkel dieser Winkeleisen sind direkt an die Laschenbleche genietet, welche den Gelenkbolzen umgreifen, die senkrecht abstehenden Schenkel aber übertragen ihre Spannung erst mittelst besonderer Hülfswinkel (Winkellaschen) auf jene Laschenbleche und durch diese auf den Bolzen. Der Anschluß der Windstrebe *A IV* und des die Pfetten *I* bis *III* verbindenden Rahmens erfolgt durch ein Deckblech, welches auf die obere Gurtung genietet und in Fig. 6 in einer Draufsicht dargestellt ist. In ähnlicher Weise wie *IV* sind die Knoten *VII* und *X* detailliert, welche letzterer in Fig. 7 eine nähere Darstellung gefunden hat, welche keiner weiteren Erläuterung mehr bedarf.

Von Knotenpunkten der unteren Gurtung ist in Fig. 5 der Knoten *4* (Fig. 1) detailliert, während die Verbindung bei *7* (Fig. 1) bereits in der Textfigur 327 (S. 236) bzw. 416 (S. 298) eine Darstellung in größerem Mafsstabe und die nötige Besprechung gefunden hat.

Die doppelt-T-förmigen Dachpfetten haben folgende Dimensionen: *I* bis *VII*: $260 \cdot 10\frac{1}{2}$ mm im Steg, $130 \cdot 14\frac{1}{2}$ mm in den Flanschen; Pfette *VIII*: $240 \cdot 10$ auf $120 \cdot 13\frac{1}{4}$ mm; die Dachpfette *IX* bildet ein Winkeleisen von $80 \cdot 80 \cdot 10$ mm Stärke, während die Pfetten des Laternendaches durch □-Eisen von $145 \cdot 8$ auf $60 \cdot 8\frac{1}{2}$ mm bzw. ein Doppelt-T-Eisen (Firstpfette) von $240 \cdot 10$ auf $120 \cdot 13\frac{1}{4}$ mm Stärke hergestellt wird. Die Pfetten des Hauptdaches sind als Träger mit freiliegenden Stützpunkten konstruiert, der Stofs derselben liegt 71,6 cm auferhalb der Mittelebenen der zwei durch die Längsverspannung zu einem Systeme vereinigten Binder (Fig. 2). Zur Ausgleichung ihrer Längenänderungen sind die zwischen den schwebenden Stützpunkten liegenden Pfetten an diejenigen mit den überhängenden Enden durch Schrauben in ovalen Bolzenlöchern verlascht.

Da die Pfetten normal zur Dachfläche gestellt sind, so werden sie durch die Dachlast schräg gegen die Hauptaxe ihres Querschnittes, somit sehr ungünstig angegriffen, da das Widerstandsmoment der I-Profile in der Querrichtung eine sehr geringe ist; es führte dieser Umstand dazu, die in dieser Richtung (Richtung der Dachfläche) wirkenden Kräfte durch eine besondere Konstruktion aufzunehmen, welche in der Mitte zwischen den Hauptbinderebenen angeordnet wurde. Es wurden hier die oberen und unteren Flanschen der Doppelt-T-Pfetten durch Nietung mit doppelten Winkeleisen verbunden (im Längenschnitt Fig. 2 zwischen den Hauptbindern sichtbar) welche von der Traufe, wo sie die Rinne mit unterstützen, gegen den Scheitel des Hauptdaches laufen, und daselbst mit einander verbunden sind; sie nehmen durch ihre Zugfestigkeit die Tangentialkräfte auf, während die Normalkräfte durch die Biegun-

festigkeit der Pfetten in ihrer Hauptebene, bzw. durch die Fachwerkträger in den Seitenwänden der Laterne aufgenommen werden.

Für die Berechnung der im Dach wirkenden Kräfte war eine Belastung maßgebend, welche für Schnee, vertikal, mit 78 kg pro qm, Wind, unter 10° Neigung, mit 115 kg pro qm senkrecht getroffener Fläche und für ständige Last, vertikal, mit 90 kg pro qm angesetzt wurde. Die Dimensionsbestimmung geschah mit Rücksicht auf die Schwingungsfestigkeit des Eisens unter Annahme einer statischen Festigkeitsgrenze von 1600 kg pro qcm.

Weitere Beispiele der Anwendung sichelförmiger Träger bei Dachkonstruktionen bieten die Tafeln V und XI bis XII, woselbst die Sichelträger zur Unterstützung des hölzernen Dachgespärres über dem Börsensaale in Berlin, bzw. die sichelförmigen Dachbinder der Markthalle in Frankfurt a. M. dargestellt sind. Wir können hier von einer weiteren Beschreibung dieser Konstruktionen, welche bereits auf S. 158 und 204 Besprechung gefunden haben, um so mehr absehen, als deren Details aus den Tafeln V und XII des Atlas mit genügender Deutlichkeit hervorgehen dürften.

An die vorstehende Besprechung der eisernen Satteldächer mag zum Schlusse noch die Notiz angereiht werden, daß das Trägerwellenblech, von dessen Verwendung zur Bildung feuersicherer Decken, ja selbst kleinerer Gebäude bereits früher (S. 160 und 170, bzw. 210) Erwähnung gethan wurde, in neuerer Zeit auch zur Herstellung ganzer Dächer in Tonnen-, Shed- und Kuppelform benützt wird. Solche Konstruktionen zeigen eine ungemeine Einfachheit und entbehren jedes tragenden Eisengerüsts. Satteldächer dieser Art bestehen lediglich aus Trägerwellenblech-Bogen, welche aus einer Anzahl ungefähr 4,5 m langer, 125 bis 250 mm (je nach der Spannweite) sich überdeckender Wellenbleche zusammengenietet sind, und zu gleicher Zeit Tragkonstruktion und Eindeckung bilden; letztere besitzt die Vorzüge großer Dichtigkeit und Feuersicherheit. Die Wellenblechbogen liegen an den Enden auf den Frontmauern des Gebäudes, bzw. auf den Unterzügen bei offenen Hallen auf und werden mit einer durch die ganze Länge des Gebäudes durchgreifenden Auflagerplatte verbunden, oder statt dessen auf Fußpfetten genietet, welche durch gußeiserne Schuhe unterstützt sind. Die Auflagerplatten oder Auflagerschuhe verbindet man zur Unschädlichmachung des Horizontalschubes mit horizontalen, je nach Bedarf ein- oder mehrmal an dem Wellenblech aufgehängten Spannankern, außerdem werden dieselben, um ein Abheben des Daches zu verhüten, mit dem Mauerwerk verankert. Die Form des Daches ist gewöhnlich die eines flachen Kreissegmentes, flachen Spitzbogens u. s. w. und ist dessen Widerstandsfähigkeit auch bei ungleichmäßiger Belastung durch Belastungsproben konstatiert worden. Wie berichtet wird, finden solche Dächer immer umfangreichere Verwendung, bei untergeordneten Gebäuden, Remisen, Reitbahnen, Fabrik- und Werkstättenräumen u. s. w. und bewegen sich in Spannweiten bis zu 35,0 m. Auch bezüglich ihrer Haltbarkeit sollen sie, wenn das Trägerwellenblech verzinkt wird, nichts zu wünschen übrig lassen.

2. Pultdächer,

welche ihrer äußeren Form nach als halbe Satteldächer zu bezeichnen sind (vgl. S. 259, Bd. II), werden, je nach dem Zwecke, dem sie dienen sollen, in verschiedener Weise konstruiert. Ueber massiven Mauern angeordnet trifft man sie namentlich dann häufig an, wenn einzelne niedrigere Teile eines

Gebäudes an höher aufgeführte sich anschließen und läßt sich in einem solchen Falle leicht für jedes der beiden Auflager ein fester Stützpunkt gewinnen. Ersetzt man die niedrige Wand eines Pultdaches durch einen Träger, der in gewissen Abständen durch Pfeiler oder Säulen getragen wird, so erhält man eine Anordnung, wie sie bei Veranden, Vorhallen, Perrondächern u. s. w. vorkommt; endlich kann der eine feste Stützpunkt ganz in Fortfall kommen, wie bei den als Freitragern konstruierten Perrondächern, bei welchen das eine Ende des Trägers vollständig freischwebt, oder nur durch die Wirkung einer Strebe, eines Zugankers u. s. w. unterstützt ist.

Die Unterstüzung der Dachfläche erfolgt zunächst durch Pfetten oder Sparren und die Stüzung letzterer wieder durch einfache oder gegliederte Bindergespärre, welche bei den erstgenannten Fällen als schrägliegende Träger mit ungleich hohen Stützpunkten aufzufassen sind, während wir es im letzteren Falle mit einseitig unterstützten (eingespannten) Trägern zu thun haben. Der Wirkungsweise der Binder entsprechend soll in jedem Falle die Form derselben und die Stärke ihrer Konstruktionsteile gewählt sein. Binder nach Fig. 445 üben, wenn ihre Enden horizontal aufgelagert sind, bei vertikaler Belastung lediglich vertikale Auflagerdrucke aus; bei den Trägern

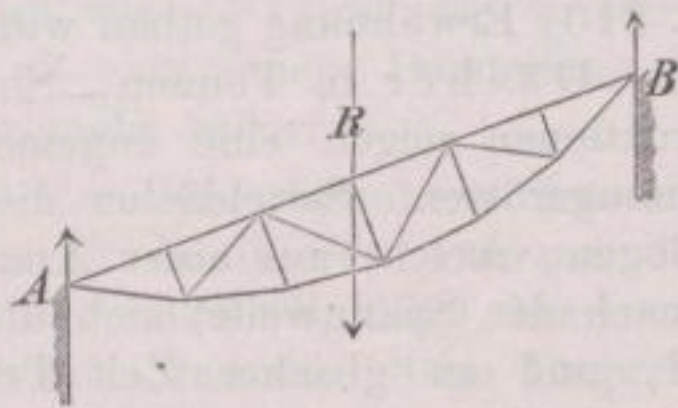


Fig. 445.

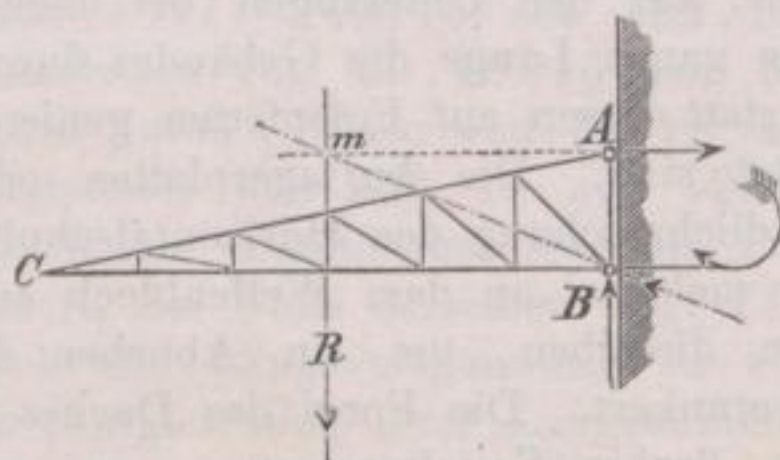


Fig. 447.

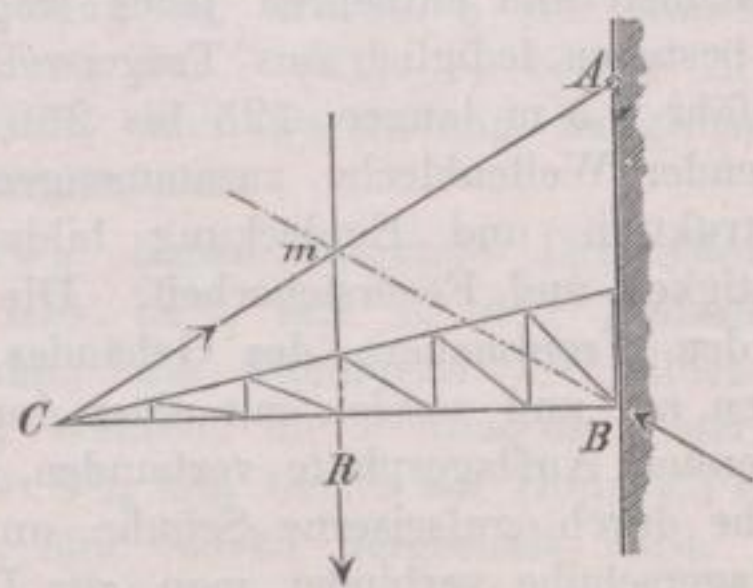


Fig. 446.

nach Fig. 446 sind die Einwirkungen auf die Trägerenden beide schräg, während die Freitragern nach Fig. 447 durch einen Auflagerdruck B und ein Moment oder durch eine horizontale Reaktion A und eine schräge B im Gleichgewichte gehalten werden können. Die Bestimmung der inneren Kräfte derartiger Dachstühle hat nach den bereits für die Satteldächer angegebenen Daten keine Schwierigkeit. Das Eigengewicht der Konstruktion kann hier, wo es sich vorzugsweise um geringere Spannweiten und einfache Gespärre handelt, zu ungefähr 20 kg pro qm überdachter Fläche angenommen werden. Auch bezüglich der Auflagerung und seitlichen Absteifung der Binder kann auf bereits früher Gesagtes hingewiesen werden.

Die Tragsparren der Pultdächer können bis zu Spannweiten von 7,0 bis 8,0 m leicht aus den gewalzten Doppelt-Eisen hergestellt werden; für grössere

Spannweiten, oder wenn man nur schwache Profileisen verwenden will, werden Gespärre, welche auf dem Systeme der armierten Träger und Fachwerksträger beruhen, angewendet.

Als Beispiel, wie massive gewalzte Träger zur Unterstützung der Pultdächer verwendet werden können, möge hier nochmals auf das auf Taf. XIII, Figg. 3 bis 8 abgebildete, S. 202 bei den Gebäuden aus Eisen besprochene photographische Atelier hingewiesen werden. Die Bedachung des Hauptraumes bildet ein seitlich abgewalmtes Pultdach mit gebrochener Dachfläche (halbes Mansarddach), dessen oberer Teil mit Zinkblech auf Holzschalung und dessen unterer Teil fast ganz als Glasdach ausgeführt ist. Die doppelt T förmigen Tragsparren überdecken eine Spannweite von 8,40 m und stützen sich einerseits auf die eiserne Umfassungswand (in Fig. 8 detailliert dargestellt), andererseits auf Konsolen, welche von der massiven Hauptwand vorspringen, und ist diese letztere Verbindung noch ferner gesichert durch Verschraubung der Trägerenden mit einer eisernen Platte, welche selbst wieder an die Wand angebolzt ist. Zwischen den Tragsparren sind 12 cm hohe Flacheisen eingesetzt, welche zur Verspannung der ersteren und gleichzeitig zur Unterstützung der Sprosseneisen für die Glasdachung dienen (Fig. 6). Zur Unterstützung der mit Blech gedeckten oberen Dachfläche dienen Pfettenhölzer, welche über den Eisensparren liegen und zu deren weiterer Unterstützung zwischen den Hauptgebinden schwächere Doppelt T Träger parallel zu den Tragsparren eingeschaltet sind, deren Stützpunkte einerseits durch die Hauptmauer, andererseits durch einen mit den Sparren verbundenen Wechsel (Doppelt T Eisen) gewonnen sind; Fig. 5 stellt diese Verbindung im Detail näher dar. Der 1,40 m weit ausladende Vorbau des unteren Geschosses ist ebenfalls mit einem Glaspultdache überdeckt, welches durch gufseiserne Sparren mit durchbrochenem Stege gestützt ist. Letztere sind durch Winkeleisen mit dem Pfosten *O* der niedrigen Glaswand, sowie dem Deckenträger *P* verbunden und finden so ihre Unterstützung; in Fig. 9 sind diese Verbindungen im Detail dargestellt.

Die Verwendung beiderseits unterstützter gegliederter Träger zur Bildung eiserner Pultdächer zeigen die Holzschnittfiguren 448 bis 452 und 456 bis

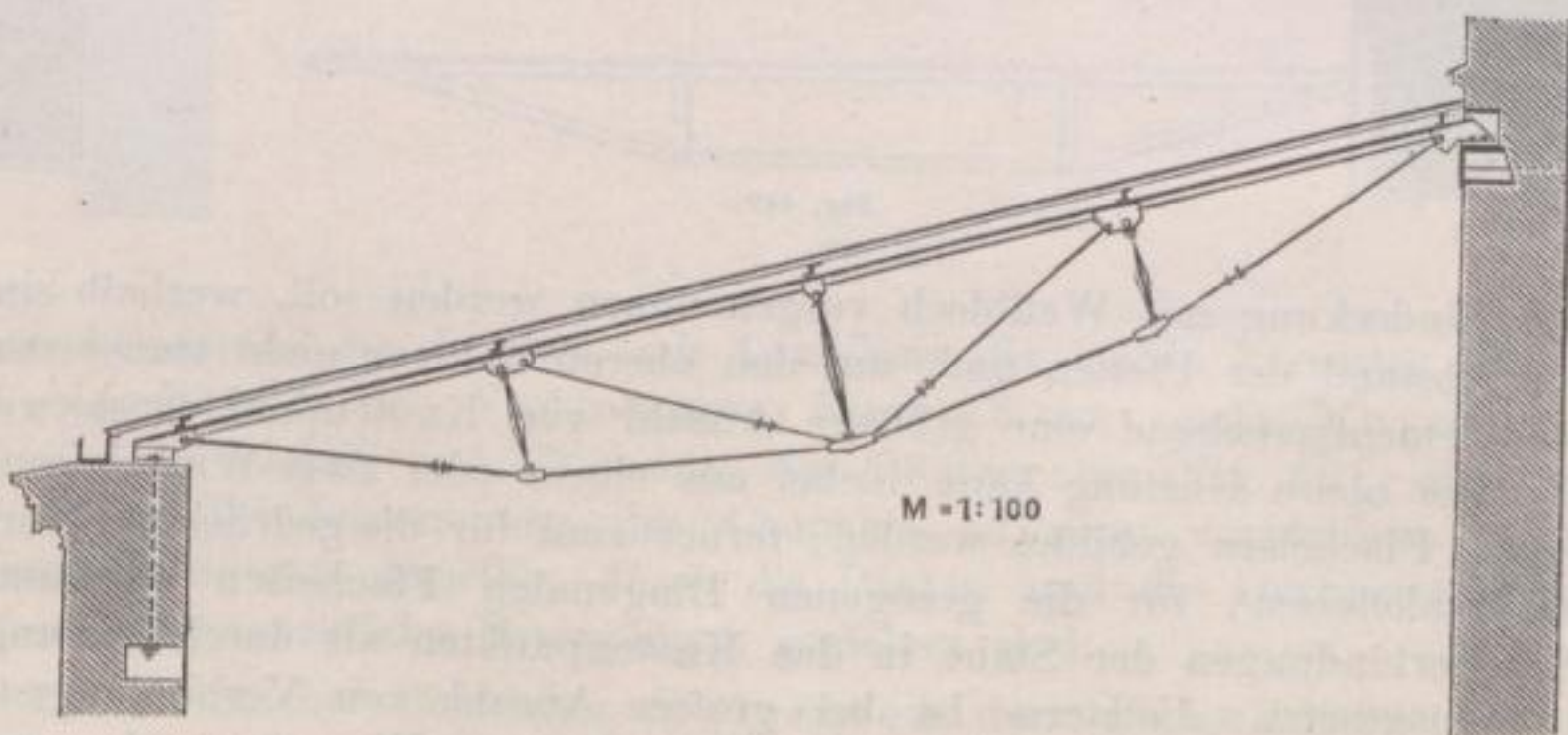


Fig. 448.

460. Die Fig. 448 zeigt einen dreifach armierten Balken, welcher auch als Fachwerkträger mit polygonaler unterer Gurtung angesehen werden kann. Die Spannweite dieses Daches beträgt 8,6 m; das Deckmaterial ist Zinkblech auf

Schalung, welche auf Holzsparren genagelt ist, die ihrerseits wieder von Z-förmigen, armierten Pfetten unterstützt werden. Es genügt in diesem Falle, die obere Gurtung der Binder aus einfachen Winkeleisen herzustellen; für die untere Gurtung und die Zugdiagonalen ist Rundeisen, für die normalen, gedrückten Pfosten Gufseisen mit kreuzförmigem Querschnitte angenommen. Zur Verbindung der Konstruktionsteile sind in der Druckgurtung einfache, an den vertikalen Winkelschenkel genietete, in der Zuggurtung aber doppelte Knotenplatten angebracht, an welche die zu verbindenden Konstruktionsteile mit Augen, bezw. Gabeln und Bolzen geschlossen werden, ähnlich wie dies früher bei den Polonceaueschen Dachkonstruktionen angegeben wurde. Die genauen Längen der gespannten Stangen können während des Montierens durch die in Fig. 448 angedeuteten Schraubenschlösser erzielt werden. Die Auflagerung der Binder auf den massiven Wänden erfolgte unter Vermittlung gufseiserner, mit den Mauern verankerter Lagerplatten bezw. kastenförmiger Unterlagen, und es sind hierbei die Enden der Binder, um eine entsprechende Auflagerfläche zu gewinnen, durch beiderseits an das Knotenblech genietete Winkelstücke verbreitert, wie wir dies bei den Satteldächern schon mehrfach angetroffen haben. Zur Bildung eines festen, unverschieblichen Auflagers hat man lediglich noch die horizontalen Schenkel dieser Winkeleisen mit der betreffenden Lagerplatte zu verschrauben oder zu vernieten.

Dieselbe Spannweite und ähnliche Form wie das vorbeschriebene Dach, besitzt der in Figur 449 dargestellte Dachbinder. Es ist hier vorausgesetzt,

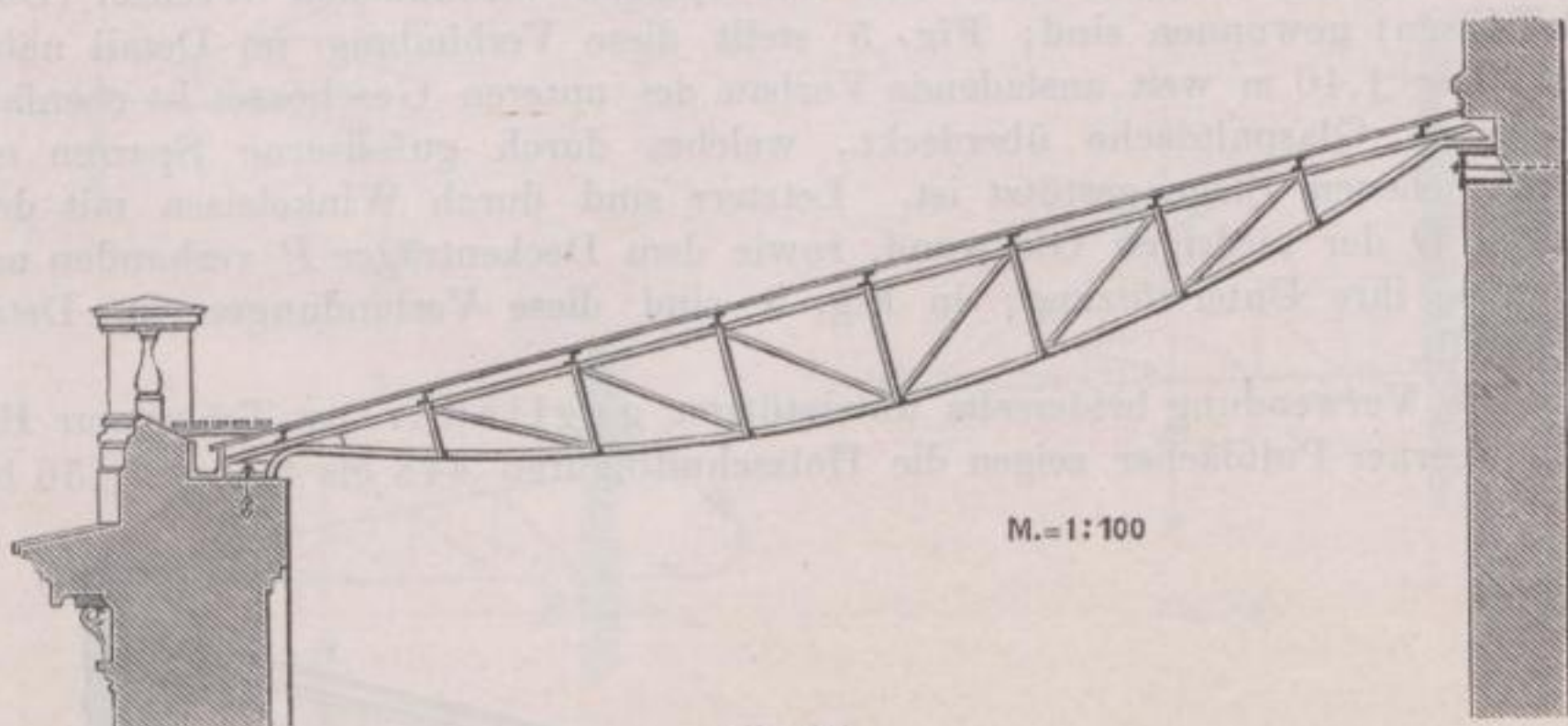


Fig. 449.

dafs die Eindeckung mit Wellblech vorgenommen werden soll, weshalb ein geringerer Abstand der Pfetten und, um den oberen Rahmen nicht transversal zu belasten, dementsprechend eine gröfsere Anzahl von Knotenpunkten notwendig wurde. Die obere Gurtung kann hierbei aus einem oder zwei Winkeleisen, die untere aus Flacheisen gebildet werden; ferner sind für die gedrückten Normalstreben Winkeleisen, für die gezogenen Diagonalen Flacheisen angenommen und die Verbindungen der Stäbe in den Knotenpunkten als durch Nietung erfolgt, vorausgesetzt. Letzteres ist bei grofser Anzahl von Verbindungsstellen und Herstellung der Konstruktionsteile aus gewalzten Eisensorten immer einfacher als die bei dem vorigen Beispiele angenommene in statischer Hinsicht günstigere, bewegliche Verbindung mittelst Schraubenbolzen. Für die Auflagerung des Trägers gilt dasselbe, was vorhin angegeben wurde.

Bezüglich der auf Taf. XXIII abgebildeten Pultdächer, welche ebenfalls

parabolische, bei einer Spannweite von nur 5,60 m und gegenseitiger Entfernung von 2,825 m sehr zierlich konstruierte Binder besitzen, verweisen wir auf S. 313, woselbst eine Beschreibung der betreffenden Dachkonstruktion in ihrer Gesamtheit bereits gegeben wurde.

Ein Pultdach mit parabolischer oberer und gerader unterer Gurtung, welche letztere zur Aufnahme eines Glasdaches bestimmt ist, überdeckt die Warmhäuser des botanischen Gartens in München, dasselbe, in Fig. 254, S. 195 abgebildet, wurde bereits bei den Gebäuden aus Eisen besprochen.

Pultdächer mit beiderseits unterstützten dreieckförmigen Fachwerksbindern mit horizontalem Untergurte sind in den Figuren 450 und 452 zur Darstellung gebracht worden; ersteres gehört der Villa Krupp bei Essen an, während letzteres der Frankfurter Markthalle entnommen ist. Die Lichtweite des Daches (Fig. 450) beträgt 8,66 m; dasselbe ist mit gewöhnlichem Zinkblech eingedeckt und die Schalung auf Holzsparrren befestigt, welche durch die armierten Pfetten Fig. 451 getragen werden. Die Gurten und die schrägen Streben bestehen aus Winkeleisen, erstere 92.92.13, letztere 65.65.10 bis 78.78.10 mm stark, die vertikalen Zugbänder aus Flacheisen, von wechselnder Stärke 65.6 bis 65.13 mm; alle

Fig. 450.

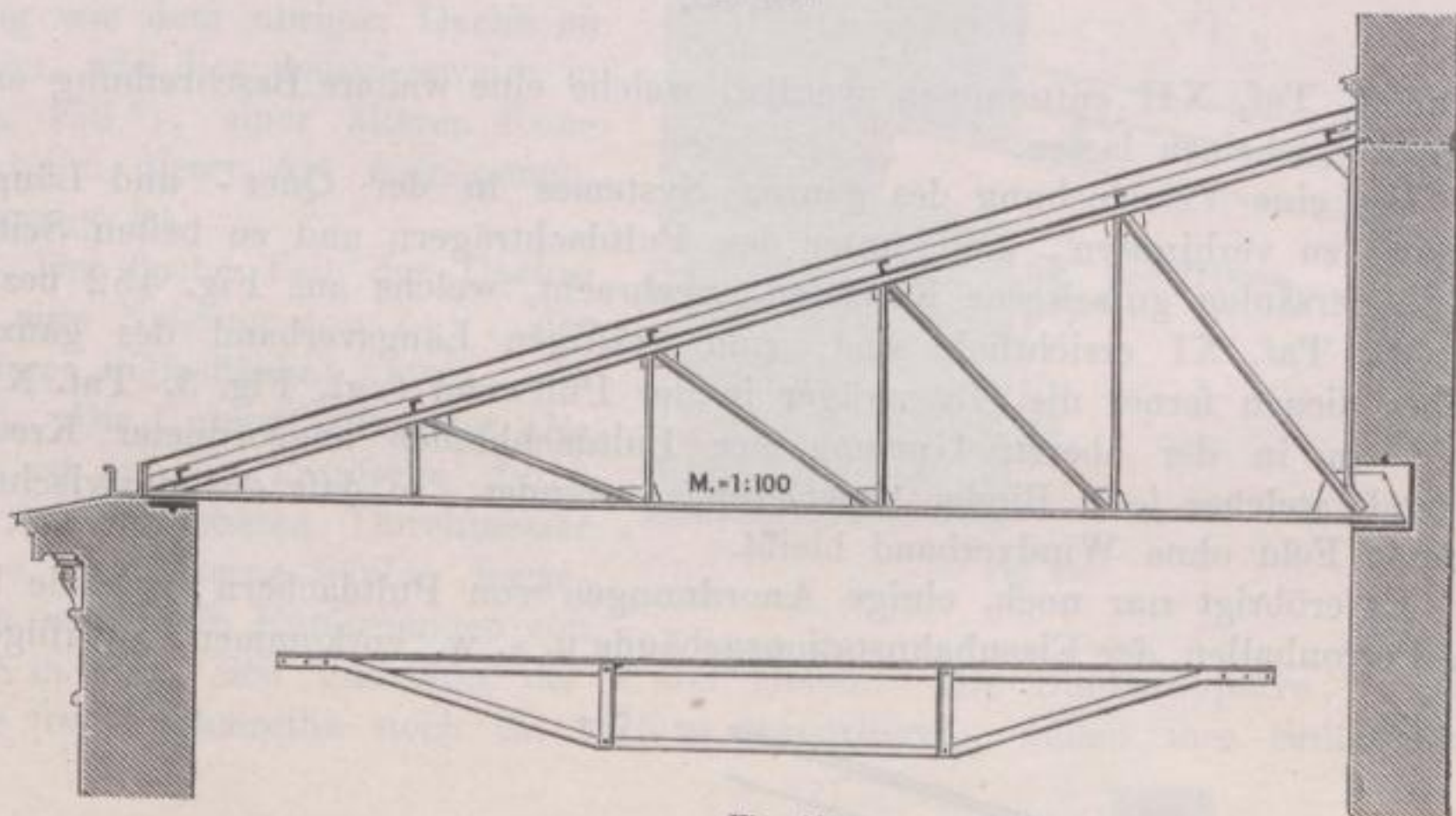
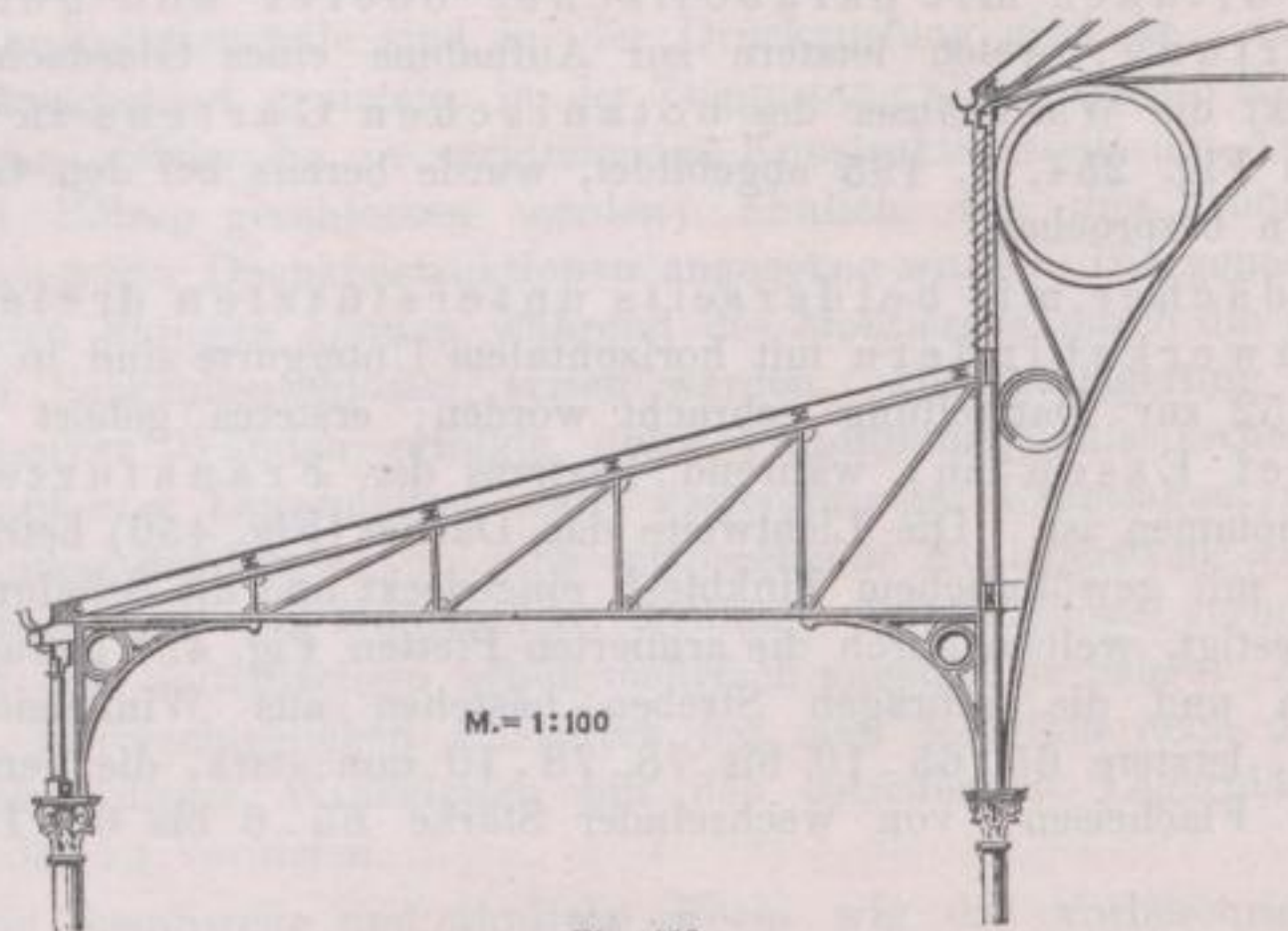


Fig. 451.

Konstruktionsteile des Binders, mit Ausnahme der beiden kürzesten Hängeisen, sind doppelt und ihre Verbindungen durch 13 mm starke Knotenbleche bewirkt. Die Winkel- und Flacheisen der Pfetten aber (Fig. 451) sind nur einfach. Eine Windverstrebung der Gespärre ist nicht vorhanden, indem angenommen ist, dass dieselben durch die Pfetten und die Dachverschalung hinreichend gegen seitliche Bewegungen gesichert sind.

Die Pultdächer über den Galerien der Frankfurter Markthalle, deren Querschnitt Fig. 452 (S. 334) vorstellt, haben eine Spannweite von 6,0 m, ihre Neigung beträgt ungefähr $\frac{1}{4}$, während die Entfernung der Binder gleich 4,2 m ist; die Dachdeckung wurde mit Rautenzink vorgenommen, dessen Tafeln durch eine auf Holzpfetten genagelte Schalung aufgenommen werden.

Der dreieckförmige Binder hat 5 gleichbreite Felder, mit gegen die hohe Wand ansteigenden Diagonalen, die infolge dessen auf Zug beansprucht werden, während die Vertikalstäbe gedrückt sind. Die Auflagerung und Unterstützung der Binder durch die eisernen Wände und Säulen der Halle möge aus den Figuren



3 und 4, Taf. XII entnommen werden, welche eine weitere Beschreibung entbehrlich erscheinen lassen.

Um eine Verschiebung des ganzen Systemes in der Quer- und Längsrichtung zu verhindern, sind unter den Pultdachträgern und zu beiden Seiten der Bindersäulen gusseiserne Konsolen angebracht, welche aus Fig. 452 bzw. Fig. 3, Taf. XI ersichtlich sind; zum kräftigen Längsverband des ganzen Daches dienen ferner die Gitterträger in der Pultwand (vgl. Fig. 3, Taf. XI), sowie ein in der oberen Gurtung der Pultdachbinder angeordneter Kreuzverband, welcher je 2 Binder alternierend verbindet, so daß das dazwischenliegende Feld ohne Windverband bleibt.

Es erübrigt nur noch, einige Anordnungen von Pultdächern, wie sie bei den Perronhallen der Eisenbahnstationsgebäude u. s. w. vorkommen, anzufügen.

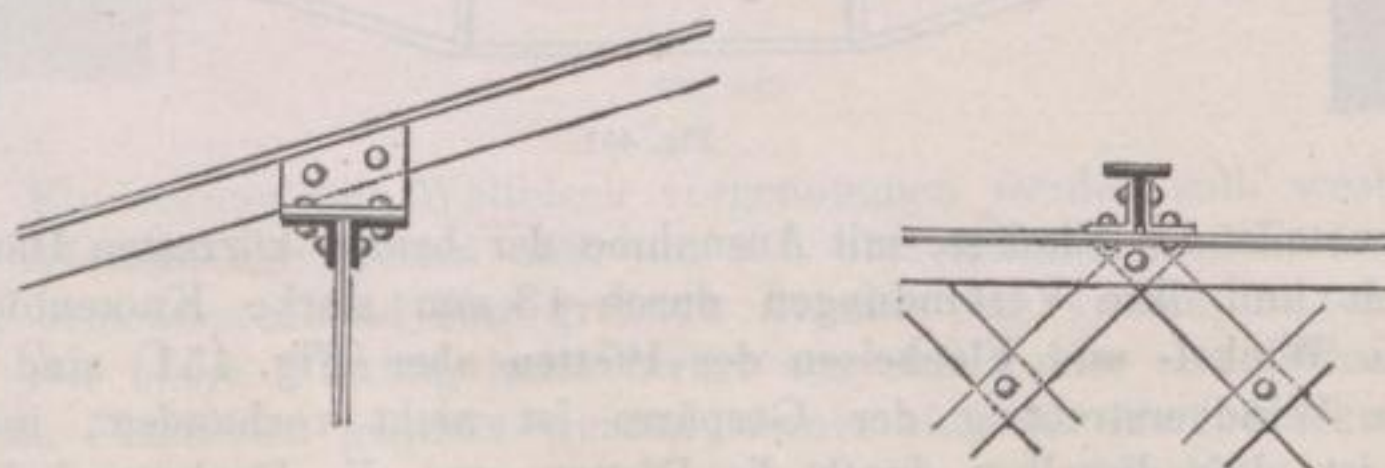


Fig. 453.

Bei solchen Dächern stützt sich das niedrigere Trägerende auf eiserne Träger aus Walzeisen oder Gitterwerksträger, welche in gewissen Abständen (4 bis 6 m) durch Säulen gestützt sind. Die Hauptbinder sind in der Regel über den Säulen angeordnet, manchmal aber liegen auch zwischen den letzteren noch Bindergespärre, um bei großen Säulenabständen nicht zu starke Pfetten zu benötigen. Die Figuren 453 und 454 zeigen, wie die Enden der Bindersparren

auf den Längsträgern befestigt werden können und ist hiebei im ersten Falle ein Sparren aus einfachen T-Eisen, im letzteren aus doppelten \square -Eisen vorausgesetzt; während Fig. 455 die Auflagerung eines gewalzten Doppelt T-Eisensparrens an der massiven Hauptwand eines Stationsgebäudes darstellt.

Um den an die Perronhalle anstossenden inneren Räumen des Gebäudes so viel als möglich Licht zuzuführen, wird in der Regel der dem Stationsgebäude zunächst liegende Teil der Dachfläche als Glasdach und nur der gegen die Traufe anstossende als Blechdach ausgeführt und zwar besitzen in der Regel beide Dachflächen dieselbe Neigung. Mufs, was wohl hie und da vorkommt, die Neigung des Pultdaches so flach werden, dafs ein Dichthalten des Glasdaches schwierig erscheint, so kann man den Ausweg ergreifen, den Glasflächen eine gröfsere Neigung wie dem übrigen Dache zu geben, wie dies beispielsweise in Fig. 456*), einer älteren Konstruktion dieser Art entnommen, angezeigt ist.

Der flache Teil des Daches hat eine Neigung von 1:9, der steilere (Glasfläche) etwa von 1:4. Die Unterstüzung des Daches ist an der Traufseite durch 78 mm im oberen Durchmesser dicke, gusseiserne Säulen hergestellt, welche in Entfernungen von 4,85 m unter sich und von der Wand stehen. Die Bindergespärre, welche über die Säulenreihe noch ca. 1,75 m vorspringen, finden ihre Stützpunkte

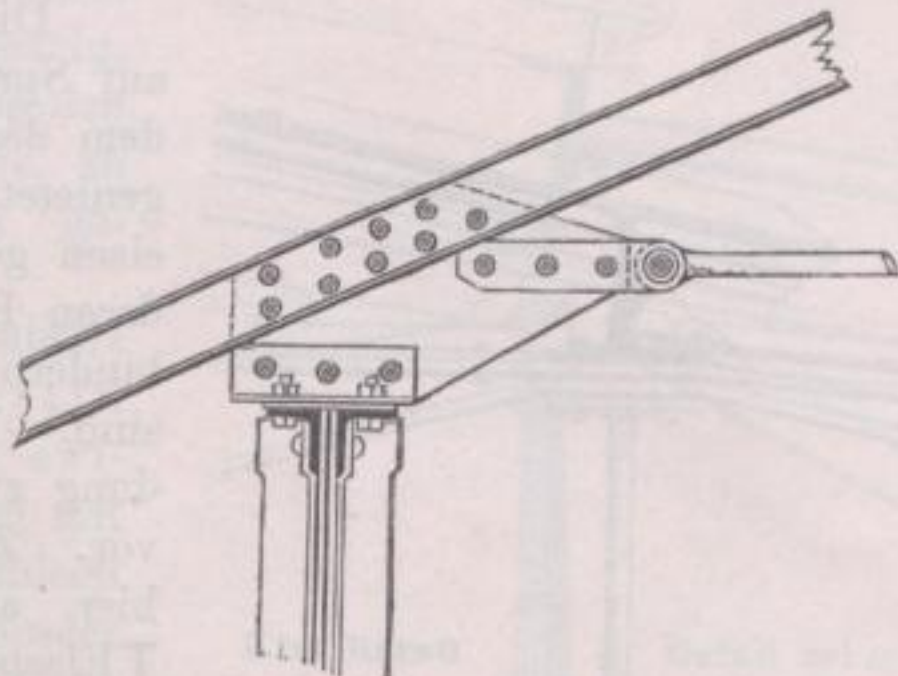


Fig. 454.

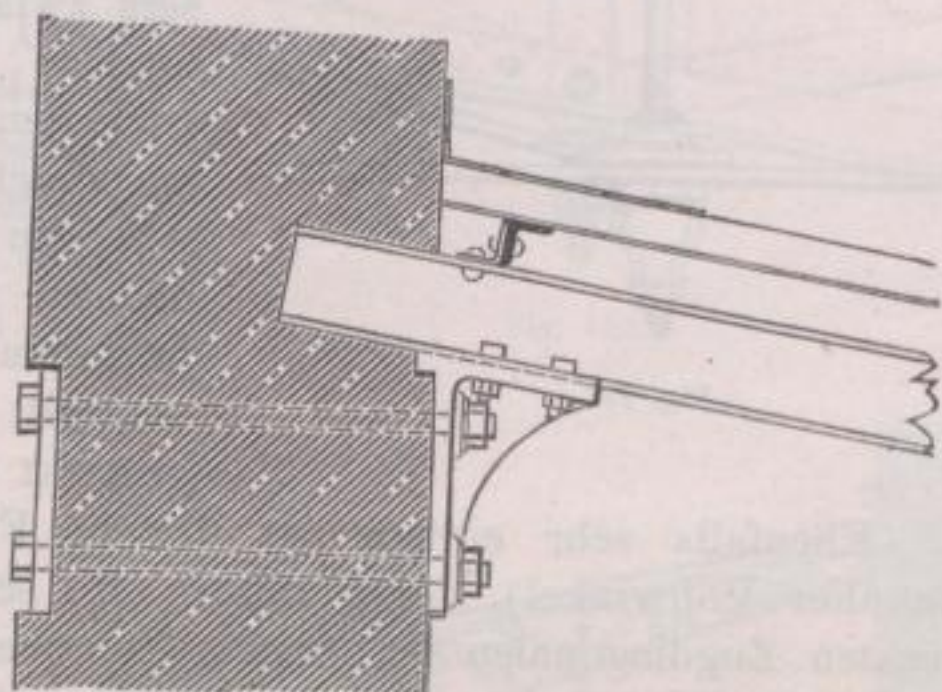


Fig. 455.

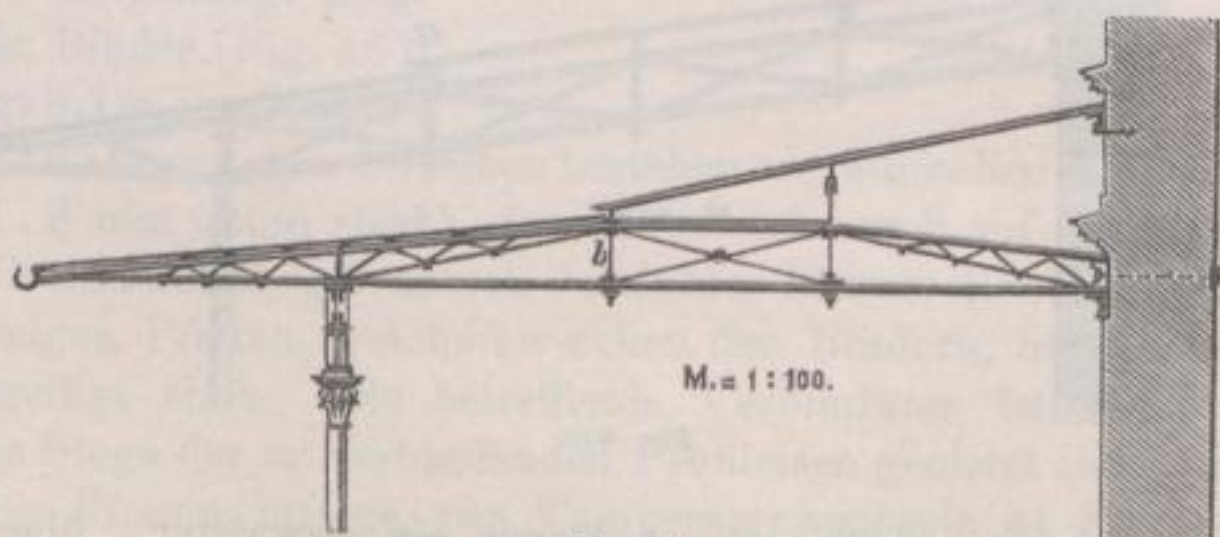


Fig. 456.

einerseits auf dem die Säulen verbindenden Gitterträger, andererseits auf gusseisernen, an die Wand geschraubten Konsolen. Die Hauptbinder liegen über

*) Perronhalle der Station Kattowitz. Zeitschr. f. Bauwesen 1863, Taf. H, S. 165.

den Säulen; außerdem wiederholen sich in der Mitte jeder Säulenweite die mit Bandeisen zickzackförmig verbundenen Sparrenschkel zwischen der Rinne und dem Fufse des Glasdaches (*b*). Durch diese Haupt- und Zwischenbinder werden die in Fig. 456 angedeuteten Winkeleisen gestützt, welche nebst den bei *b* angebrachten **T**Eisen das aus Eisenwellblech bestehende Deckmaterial tragen.

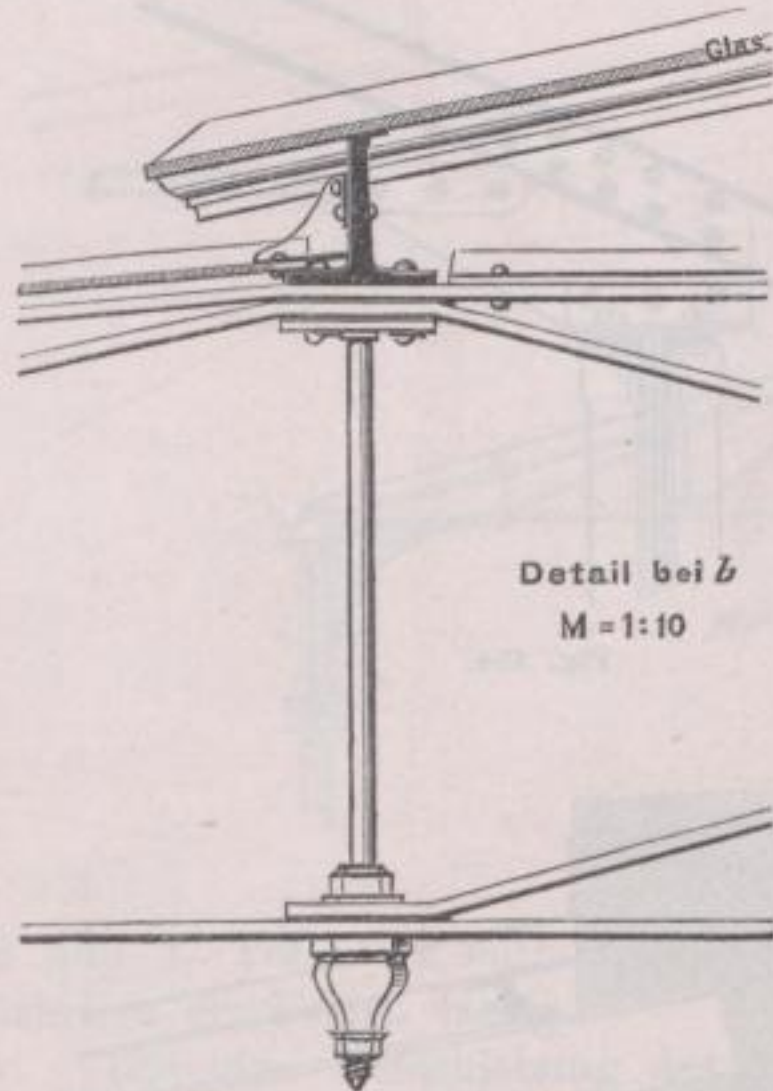


Fig. 457.

Die Glastafeln der Oberlichtfläche liegen auf Sprosseneisen, welche an der Wand auf dem daselbst angebrachten Winkeleisen aufgenietet, in der Mitte auf ein durch Rundeisen gestütztes Längsflacheisen, und am anderen Ende auf das zwischen den Hauptbindern freiliegende **T**Eisen *b* aufgekämmt sind. Fig. 457 stellt im Detail die Verbindung zwischen dem Blech- und Glasdache vor. Zur Befestigung der Wellenbleche sind hier an dem horizontalen Schenkel des **T**Eisens *b* schmale Blechstreifen genietet, an welche das Wellenblech, gleichfalls mit Nieten, befestigt ist. Um ein Eindringen des Wassers zwischen Blech- und Glasdach zu verhindern, ist daselbst ein schrägliegendes, nach den Wellen ausgeschnittenes Zinkblech angebracht und gut verlötet; ferner ist ein Abheben der Sprossen von dem **T**Eisen dadurch unmöglich gemacht, daß ein an letzterem angenietetes Häkchen einen Dorn umgreift, welcher durch das Sprosseneisen gesteckt ist.

Ebenfalls sehr einfach ist die in Fig. 458 gegebene Dachkonstruktion (Bahnhof Vohwinkel), deren Binder ein schrägliegender Parallelträger mit gekreuzten Zugdiagonalen ist. Seine Stützweite beträgt 5,40 m, die Säulenweite 7,0 m, die Binderentfernung 3,5 m, da auch in der Mitte zwischen 2 Säulen

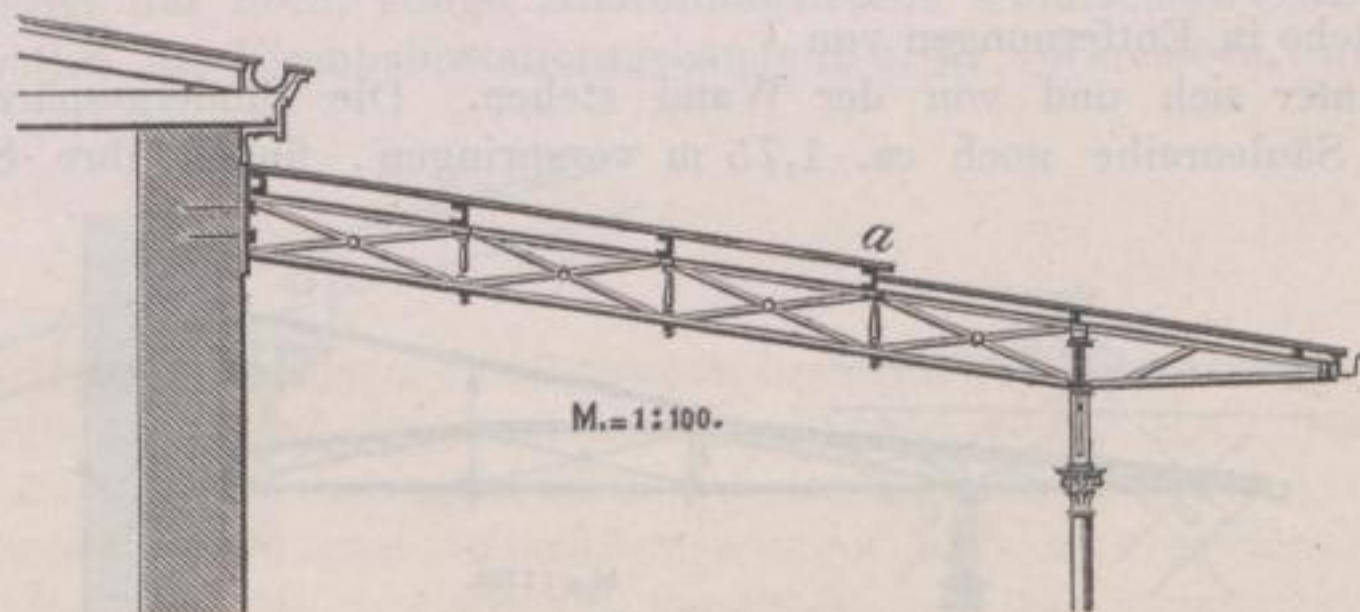


Fig. 458.

ein Binder liegt, dessen niedrigeres Auflager ein gewalzter, über die Säulen gelegter Doppelt**T**Träger bildet, während die Untergurten der Binder über den Säulen direkt auf diesen aufliegen. Die Befestigung der Träger an der Wand erfolgte durch Verbolzung ihrer Endvertikalen mit dem Mauerwerk. Die Gurten der 44,4 cm hohen Träger sind doppelte Winkeleisen von 46 . 46 . 9 mm Stärke; die Diagonalen bestehen aus 5 cm breiten Flacheisen, die Vertikalpfosten stellen

gufseiserne, verzierte Säulchen dar, welche Fig. 459 im Detail erkennen läßt. Der mittlere Teil der Dachfläche ist mit Glastafeln, der übrige mit Zinkwellenblech eingedeckt und die Unterstüzung dieser Dachflächen durch \square Eisen von verschiedenen Größen bewirkt. In Fig. 459 ist ferner der Anschluß der Blechdachfläche an das oberhalb liegende Glasdach detailliert dargestellt und dabei kenntlich gemacht, wie die Glastafeln gegen Abheben von den Pfetten und Abrutschen durch eiserne, an den Sprosseneisen befestigte Haken gesichert sind.

Fig. 460, welche die Droschkenhalle des kgl. Ostbahnhofes in Berlin darstellt, zeigt ein Pultdach, welches zwischen den Säulen und der Hauptmauer mit Rohglas, im übrigen mit Eisenwellenblech gedeckt wurde und besitzen dessen Binder eine Entfernung von 7,5 m, während die Entfernung der Säulen von der Wand 3,75 m, der Vorsprung der Traufe über die Säulenflucht 1,9 m beträgt. Zur Unterstüzung der Glassprossen dienen zwei mit den dreieckförmigen Dachbindern fest verbundene Fachwerkträger; zur Befestigung des Wellenbleches und der Rinne ist an der Traufe ein Längsträger in Form eines Doppelt Γ Eisens angebracht.

Den Uebergang zu vollständig freitragenden Dächern bildet das Perrondach der steuerfreien Niederlage zu Harburg, dessen Binder aus dreieckförmigen Gitterträgern bestehen, die an der Wand auf Konsolen gelagert, am anderen Ende aber durch eine Zugstange von oben her aufgehängt sind. Die Länge der Binder (Fig. 461 S. 338) beträgt 6,1 m, ihre Entfernung 4,0 m. Die Gurtungen derselben bestehen aus einfachen Γ Eisen (97.97.9 mm oben, 54.54.8 mm unten stark), das Gitterwerk aus 9 auf 36 mm starken Flach-

eisen. Das Deckmaterial, galvanisch verzinktes Eisenwellenblech, ruht auf 9 einfachen, Γ förmigen Pfetten, welche zwischen den Bindern, bündig mit deren oberer Gurtung eingefügt sind. Die betreffende Verbindung ist durch Winkelstücke, welche an die Stege der zu verbindenden Profileisen genietet sind, hergestellt. Eine Bewegung der Pfetten infolge von Temperaturwechseln ist durch ovale Bohrung der Schraubenlöcher in den mit den Pfetten zu verbindenden Schenkeln der Winkellaschen ermöglicht; auch hat man es für angezeigt gefunden, eine Windverstrebung zwischen je 2 Bindern anzubringen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion bezifferte sich auf 20,9, das Gesamtgewicht mit Einschluß der Dachung auf 33,4 kg pro qm überdachter Fläche.

Gottgetreu, Hochbaukonstruktion. III.

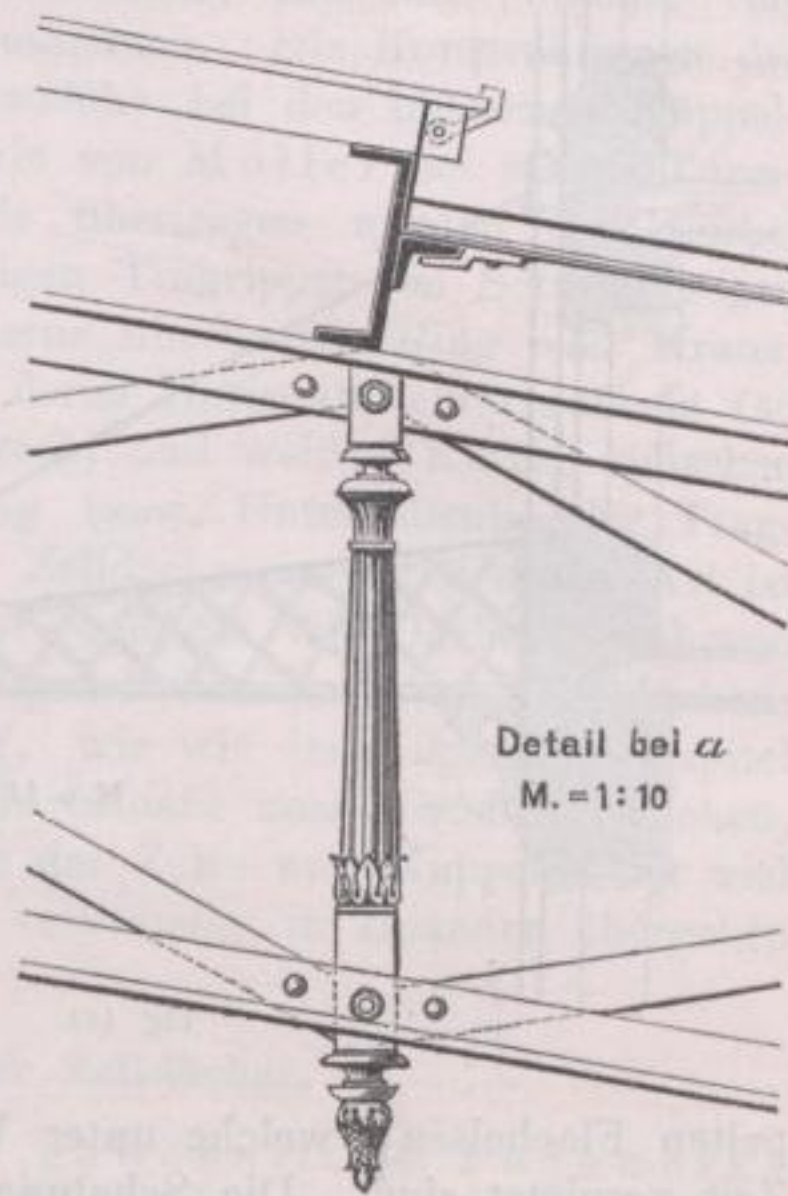


Fig. 459.

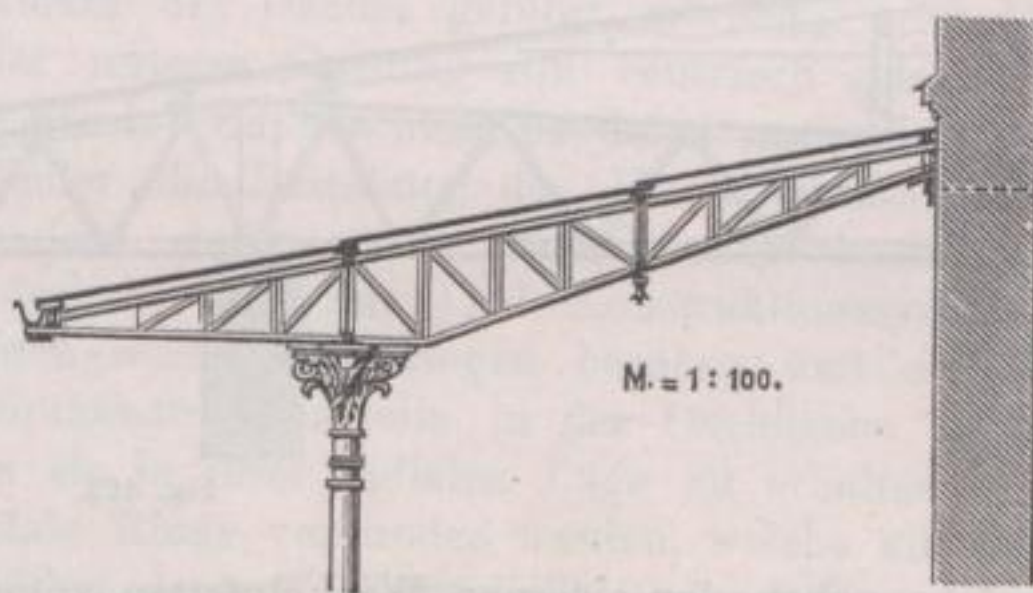


Fig. 460.

Vollständig freitragend ist das Dach der Droschkenhallen im Bahnhofs der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn zu

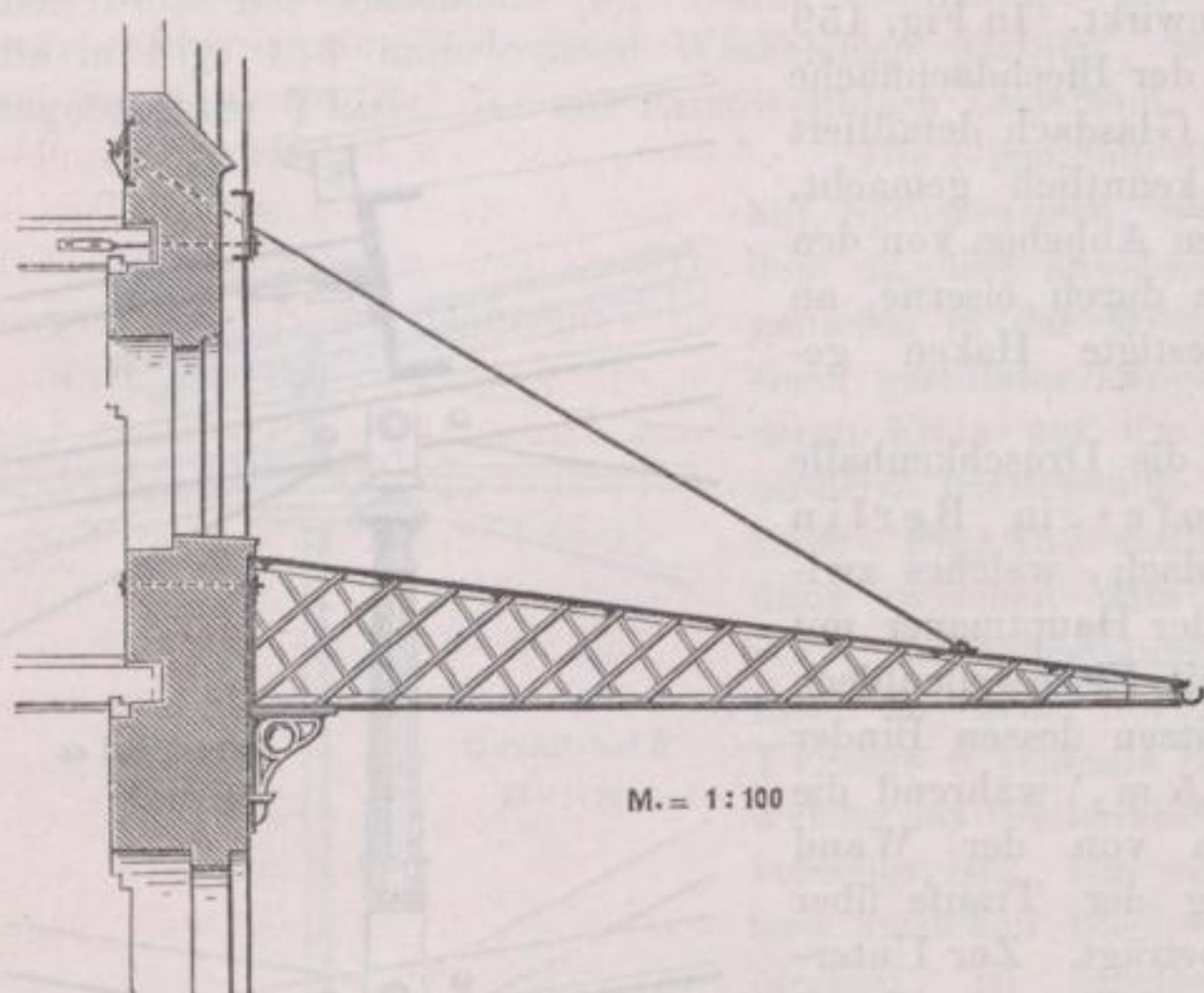


Fig. 461.

Berlin konstruiert, indem hier die eisernen Fachwerkbalken der inneren Räume des Gebäudes einfach über die Umfassungsmauern vortreten und die Dachfläche direkt auf sich nehmen (Fig. 462). Die Füllungsstäbe der Fachwerkträger, welche 5,5 m über die Flucht des Gebäudes vorspringen, sind zickzackförmig zwischen den Gurten angeordnet; letztere bestehen aus einfachen T-Eisen, die ersteren aus dop-

pelten Flacheisen, welche unter Verwendung von Futterblechen von Zeit zu Zeit vernietet sind. Die Schalung des Daches wird von Holzpfetten getragen,

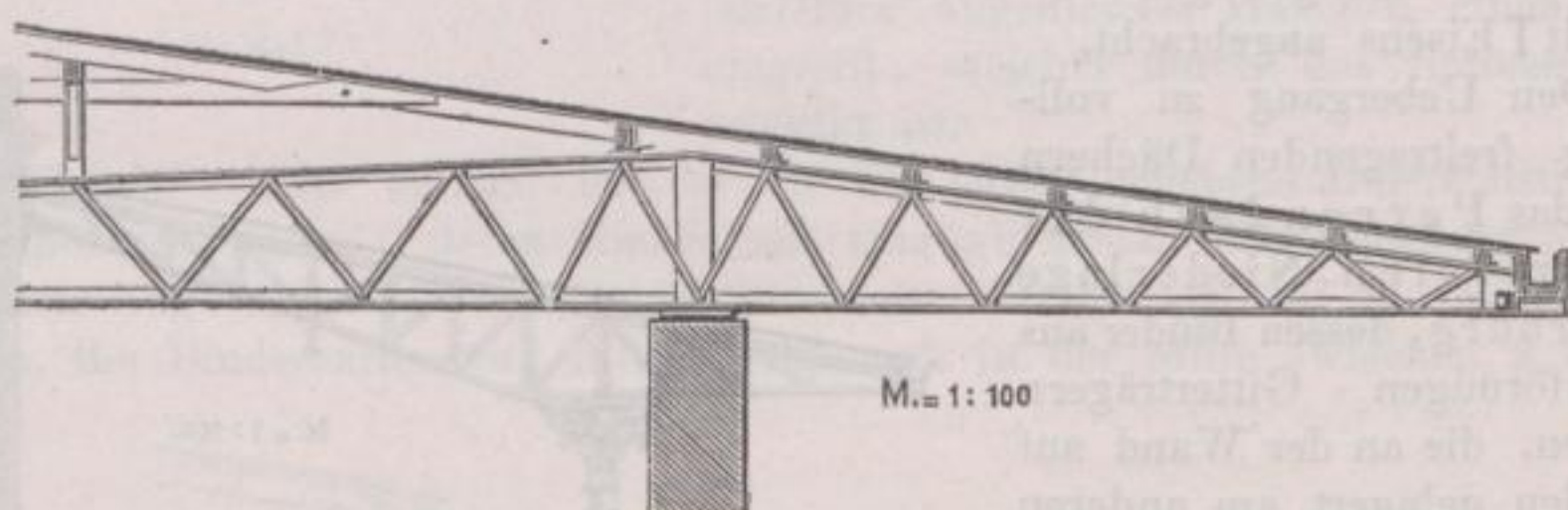


Fig. 462.

welche neben den eisernen Winkelpfetten angebracht und mit denselben verbolzt sind. (Näher im Detail dargestellt sind diese Träger in der Zeitschrift für Bauwesen 1870, Bl. 34.)

3. Zelt- und Pyramidendächer.

Unter Zeltdach begreift man diejenige Dachform, welche keinen First besitzt, sondern nach allen Seiten hin abgewalmt ist, somit die Grundgestalt einer Pyramide oder eines Kegels hat. Die Seitenflächen eines Zeltdaches können eben oder cylindrisch sein; Dächer letzterer Art, welche im Grundrifs ein Polygon von vielen Seiten oder die Kreisform zeigen, bilden den Uebergang zu den Kuppeldächern.

In konstruktiver Hinsicht sind hauptsächlich zwei Anordnungen der eisernen Zeltdächer möglich, je nachdem die Binder derselben nach den Prin-

zipien des Fachwerkes oder des Sprengwerkes bzw. Bogens konstruiert sind. Die erste Konstruktionsart entspricht vollständig der in der Holzkonstruktion üblichen Art der Ausführung solcher Dächer: die Binder liegen in den Gratebenen der Pyramide und stoßen, fest mit einander verbunden, sämtlich in der Axe des Raumes zusammen. Die Konstruktionen der zweiten Art erscheinen jenen nachgeahmt, welche bei den hölzernen Kuppeldächern gebräuchlich sind, und vereinzelt, wie von Moller bei seinen Turmdächern, auch auf die Zeltdächer in Holz übertragen wurden^{*)}. Hierbei stemmen sich die geraden oder bogenförmigen Tragrippen im Scheitel gegen einander, bzw. gegen einen mit einer Laterne überbauten Ring oder Kranz, während ein Kranz am Fusse der Gespärre deren Horizontalschub aufhebt (so daß sie das Mauerwerk nur senkrecht belasten), und weitere Kränze zwischen den eben genannten die seitliche Versteifung bzw. Unterstützung der Tragsparren bewirken. Die Ausführung eiserner Zeltdächer in der ersteren Art ist hauptsächlich am Platze bei quadratischer Grundform des Daches, während Konstruktionen der zweiten Art bei mehrseitigen Pyramiden- und Kegeldächern angezeigt sein dürften. Letztere sind auch, wie wir im folgenden Kapitel sehen werden, bei den eisernen Kuppeln die beinahe ausschließlich üblichen, wie denn überhaupt die Konstruktionsweisen der Zelt- und Kuppeldächer viel Aehnlichkeit besitzen, ja unter Umständen vollständig in einander übergehen können.

Statische Berechnung der Zeltdächer.

Werden die Binder solcher Dächer als gewöhnliche Fachwerke konstruiert, so kann die Berechnung in derselben Weise vorgenommen werden, wie bei den Satteldächern, und bedingt es hiebei keinen Unterschied, ob die radialen Binder bis zum Mittelpunkte des Daches geführt werden, oder der Druck ihrer oberen bzw. Zug der unteren Gurtung von centrisch gelegenen polygonalen Ringen aufgenommen wird. Zu beachten ist dabei nur, daß infolge der radialen Stellung der Binder die Belastung der Knotenpunkte nicht mehr annähernd gleich groß, sondern stetig gegen den Scheitel abnehmend sich berechnet. Wir betrachten deshalb hier nur jene Konstruktionssysteme, welche auf dem Prinzip der Sprengwerke und Bogen beruhen und so angeordnet sind, daß sämtliche Hauptkonstruktionsteile in der Dachfläche selbst liegen, und die Bindersparren, um sie in ihrer radialen Lage zu erhalten und seitlich abzusteuern, durch horizontale Ringe verbunden werden, welche mit den Sparren ein Netz von Vierecken bilden, deren Verschieblichkeit durch eingesetzte Diagonalen aufgehoben wird. (Fig. 463, S. 340.)

Bei flachen Zeltdächern genügt es, die gesamte Belastung (auch die durch Winddruck erzeugte) als vertikal und symmetrisch gegen die Mitte anzunehmen; bei hohen Zelt- oder Turmdächern aber muß die horizontale Windkraft entsprechend berücksichtigt werden.

Als Eigengewicht der Konstruktion darf hiebei ungefähr angenommen werden:

- bei flachen Zeltdächern 45 kg pro qm überd. Fläche,
- bei steilen Zeltdächern (Turmdächern) 60 bis 90 kg pro qm Pyramidenfläche.

Die hier in Frage kommende Berechnung der Zeltdächer ergibt sich im allgemeinen als ein spezieller Fall der im Nachfolgenden gegebenen Theorie der Kuppeldächer und wird hierauf verwiesen. Für die hohen Zelt- oder

^{*)} Vergl. II. Bd. Taf. XXXIII u. XXXIV, S. 218, 282, 291 u. ff.

Turmdächer wird in der Regel nur eine überschlägliche Rechnung durchgeführt, welche sich etwa wie folgt gestaltet:

1. Vertikale Belastung. Die Pyramide werde gebildet durch n Gratsparren, die in Entfernungen von 3 bis 5 m durch Ringe mit einander verbunden sind, welche zur seitlichen Aussteifung der Sparren und Aufnahme von Zwischendecken (Böden) dienen. Diese Gratsparren bilden die Träger des

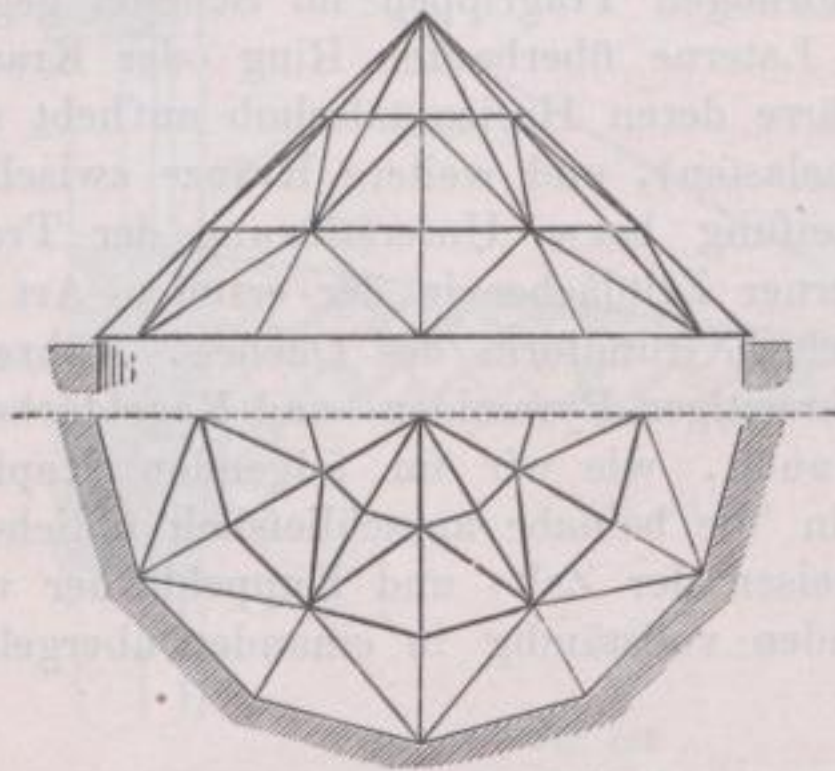


Fig. 463.

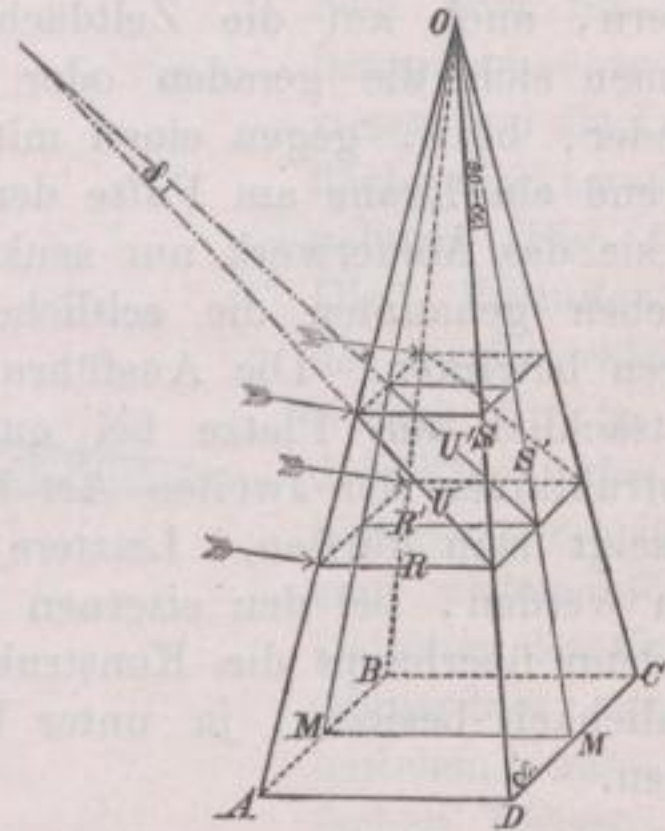


Fig. 464.

gesamten Dachgerüsts, der Dachfläche und ihrer Belastung, sowie einer allenfallsigen Belastung der Zwischendecken. Das Gewicht eines Pyramidenstückes von der Höhe y (Fig. 465) ist ausdrückbar durch:

$$G = g_0 + g_1 y^2,$$

worin g_0 das Gewicht der Helmstange samt Knopf und Kreuz, g_1 den Belastungskoeffizienten der Dachfläche vorstellt. Auf einen Gratsparren trifft somit, unter Vernachlässigung der Neigung der Dachfläche:

$$G' = \frac{G}{n} = \frac{g_0 + g_1 y^2}{n}$$

und folgt hieraus weiter der notwendige Querschnitt (F') durch Division mit der zul. Beanspruchung.

2. Winddruck. Bei vierseitigen (quadratischen) Pyramiden (Fig. 464) wird die Windbelastung einer Seite, z. B. derjenigen von ABO durch die Verstreungen der beiden Seitenflächen ADO und BCO aufgenommen. Wenden wir hierauf den auf Seite 295 angeführten Satz an, und bestimmen die Spannungen S' , R' , U' , welche in der Projektion $MO M$ einer dieser Seitenflächen auf die mittlere Vertikalebene die Knotenpunktlasten jener Seitenfläche erzeugen, so finden wir hieraus die Spannungen S , R , U . . . in den seitlichen Fachwerken ADO und BCO durch die Beziehungen:

$$S = \frac{S'}{\cos(90 - \alpha)} = \frac{S'}{\sin \alpha},$$

$$R = R',$$

$$U = \frac{U'}{\cos \delta}.$$

Durch den Winddruck werden die Sparren der Windseite auf Zug, diejenigen der entgegengesetzten Seite auf Druck beansprucht; außerdem findet infolge der durch die Pfetten übertragenen Windbelastung ein Angriff auf Biegung statt, welchem durch Aussteifung der Sparren in Form von hohen Mittelrippen wie *ab* Fig. 466 begegnet wird. Wird die Maximalzugkraft in dem Sparren der Windseite größer als der durch das Eigengewicht hervorgerufene Druck, so treten die Verankerungen, durch welche die Füße der Sparren mit dem Mauerwerke verbunden sind, in Funktion.

Bei sehr steilen Dächern kann bei der Bestimmung des Winddruckes der Einfachheit halber von der Neigung der Dachflächen abgesehen und die Windrichtung horizontal angenommen werden. Unter dieser Voraussetzung finden wir die Beanspruchung eines achtseitigen Pyramidendaches wie folgt: Der Wind wirke normal zur Fläche *AB* (Fig. 465) und die Intensität desselben sei *w* kg pro qm; alsdann ist der Druck auf die normal bzw. schräg getroffenen Seiten *AB*, *BC*, *AD* für ein Pyramidenstück von der Höhe *y*

$$W_1 + 2W_2 = \frac{xy}{2}w + 2 \cdot \frac{xy}{2} \cos 45^\circ \cdot w = 1,207 xyw$$

oder wenn $x = \xi y$ gesetzt wird:

$$W_1 + 2W_2 = 1,207 \xi y^2 w.$$

Mit Berücksichtigung des Druckes W_3 auf den Knopf der Spitze ist das Moment des Winddruckes für den Schnitt *mn*:

$$M_w = (W_1 + 2W_2) \frac{1}{3} y + W_3 (e + y);$$

das Moment der 8 Sparrenkräfte (*S*) bez. auf die Mittelaxe kann gesetzt werden: $4S \frac{z}{2} + 4S \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{z} = 2S \left(z + \frac{x^2}{z} \right)$. Durch Gleichsetzung dieser Momente ergibt sich:

$$S = \frac{M_w}{2 \left(z + \frac{x^2}{z} \right)},$$

und hieraus die notwendige Querschnittsfläche.

Die Berechnung der durch Wind erzeugten Biegungsspannungen der Gratsparren für die einzelnen Etagen, wobei von der Kontinuität der Sparren an den Ringen abgesehen und ferner der Winddruck gleichmäßig auf die Sparrenlänge zwischen zwei Böden verteilt angenommen werden kann, ergibt die Stärke der Versteifungsrippen *ab* Fig. 466 und im Verein mit den bereits für die vertikale und horizontale Belastung ermittelten Stärken den erforderlichen Gesamtquerschnitt der Sparren.

Die Spannungen in den Ringen und Diagonalen werden jedenfalls nicht

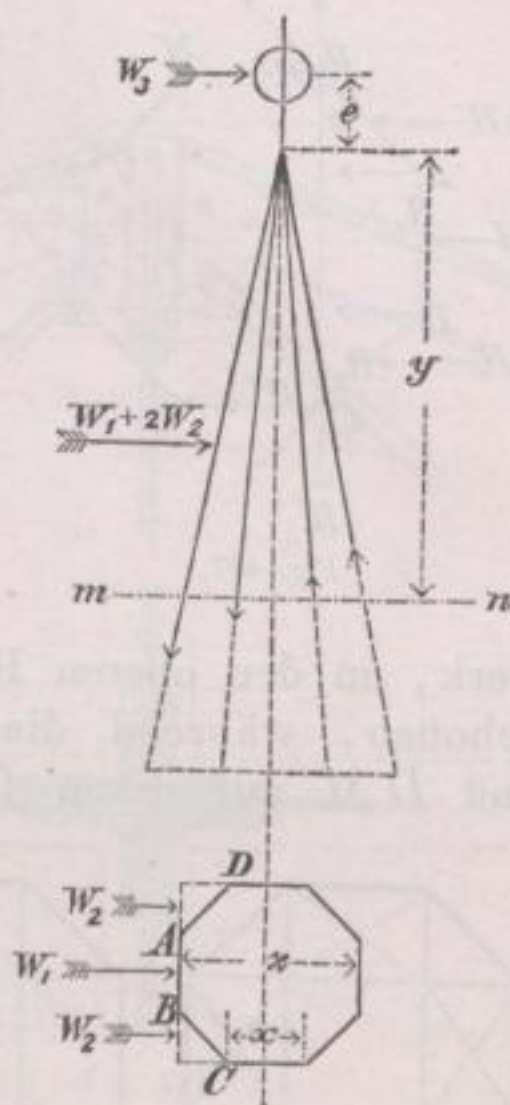


Fig. 465.

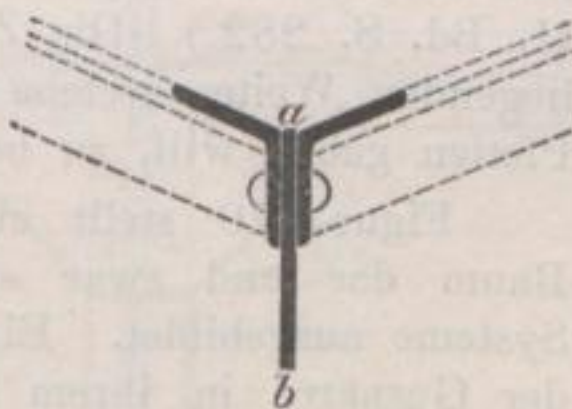


Fig. 466.

zu klein erhalten, wenn wir annehmen, daß die auf die Dachflächen DA , AB und BC wirkenden horizontalen Windkräfte lediglich durch die Verstrebenungen in den Seitenflächen CN und DM aufgenommen werden, indem dabei die Punkte C , N , D , M auf der Turmbasis als festliegend vorausgesetzt sind. (Fig. 467.)

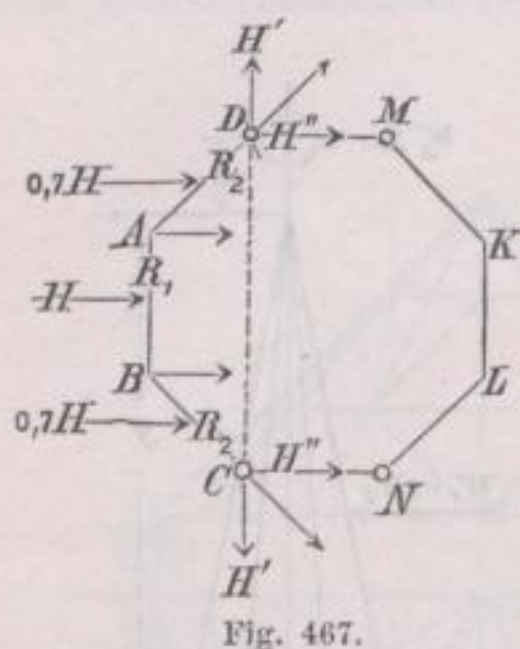


Fig. 467.

Ist H die durch die Sparren auf das Ringstück AB übertragene Horizontalkraft, so wirken auf AD und BC die Kräfte $H \cos 45^\circ = 0,707 H$, wodurch in den Polygonseiten die Pressungen

$$R_1 = \frac{0,85 H}{\tan 45^\circ} = 0,85 H,$$

$$R_2 = \frac{0,85 H}{\sin 45^\circ} = 1,2 H$$

entstehen. Auf die Knotenpunkte der Kanten C und D wirken nun die Komponenten der Kräfte R : $H' = 0,85 H$ und $H'' = 0,85 H + 0,35 H = 1,2 H$. Die Komponenten H' werden an der Basis durch das Mauerwerk, in den oberen Ringen passend durch Balken, wie CD u. s. w. aufgehoben, während die H'' durch das Fachwerk der Pyramidenflächen CN und DM auf deren festen Stützpunkt übergeführt werden; die hierbei auftretenden Spannungen lassen sich wie oben angegeben auffinden.

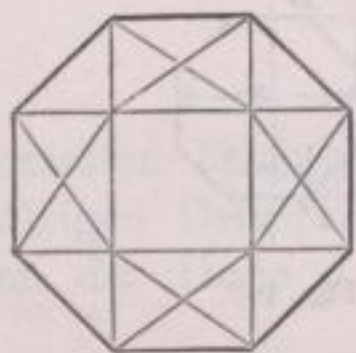


Fig. 468.

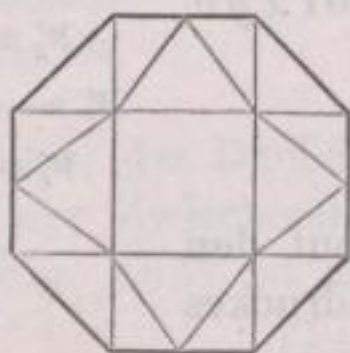


Fig. 469.

Die größte der Spannungen R ist für die Dimensionierung aller Seiten des betrachteten Ringes maßgebend. Um eine Verschiebung des Trapezes $DABC$ bei unsymmetrischem Angriff zu verhindern, werden zwischen die Balkenfelder Diagonalen nach Fig. 468 oder Fig. 469 u. s. w. eingesetzt. Wenn die Deckenbalken besonders (z. B. durch die Montierung des Helmes) belastet werden, so bedarf die Bestimmung ihrer Stärken hier keiner weiteren Erläuterung mehr.

Details der Zeltdächer.

a) **Flache Zeltdächer.** Zeltdächer über quadratischen Räumen. Diese werden am einfachsten so ausgeführt, daß zwei Hauptbinder in den Diagonalebene aufgestellt werden, welche die Schifftbinder in sich aufnehmen, ähnlich wie dies in der Holzkonstruktion üblich ist. (Vergl. II. Bd. S. 282.) Die Zahl und Entfernung der Schifter ist nach der freiliegenden Weite, welche man den parallel zu den Quadratseiten angeordneten Pfetten geben will, zu bemessen.

Figur 470 stellt ein solches Dach über einen 8 m im Geviert weiten Raum dar und zwar sind hier die Binder nach dem Polonceauschen Systeme ausgebildet. Ein besonderes Augenmerk hat man auf die Verbindung der Gespärre in ihrem Scheitel zu richten, und ist in dieser Beziehung in Fig. 471 angenommen, daß ein gußeiserner Schuh die einfach T förmigen Hauptsparren vereinigt und daß an demselben zugleich auch die Oesen für 5 hier zusammentreffende Zugstangen angegossen sind. Die Verbindung der horizontalen Zugstangen an ihrem Kreuzungspunkte kann am einfachsten durch ein

Ringschlofs vorgenommen werden. Vorteilhafter als durch gußeiserne Schuhe können die Kopfenden der Binder nach der in den Figuren 472 und 473 (S. 344) dargestellten Art verbunden werden und dürften diese Verbindungs-

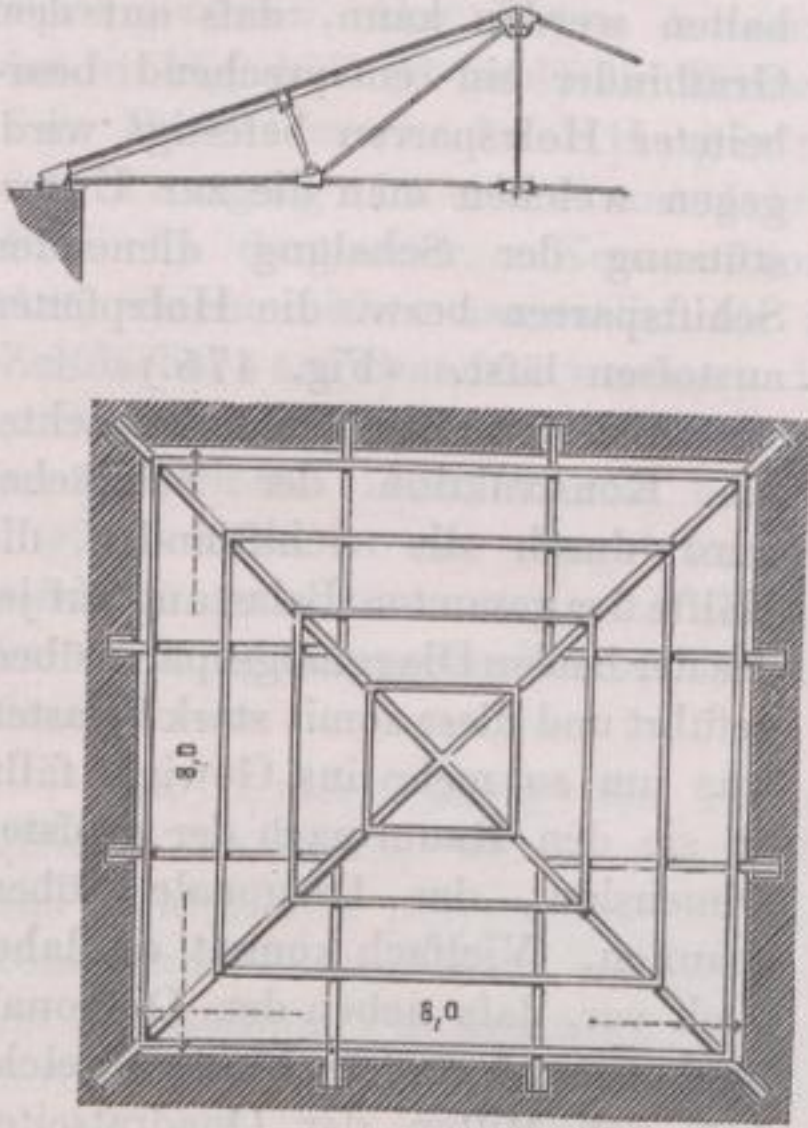


Fig. 470.

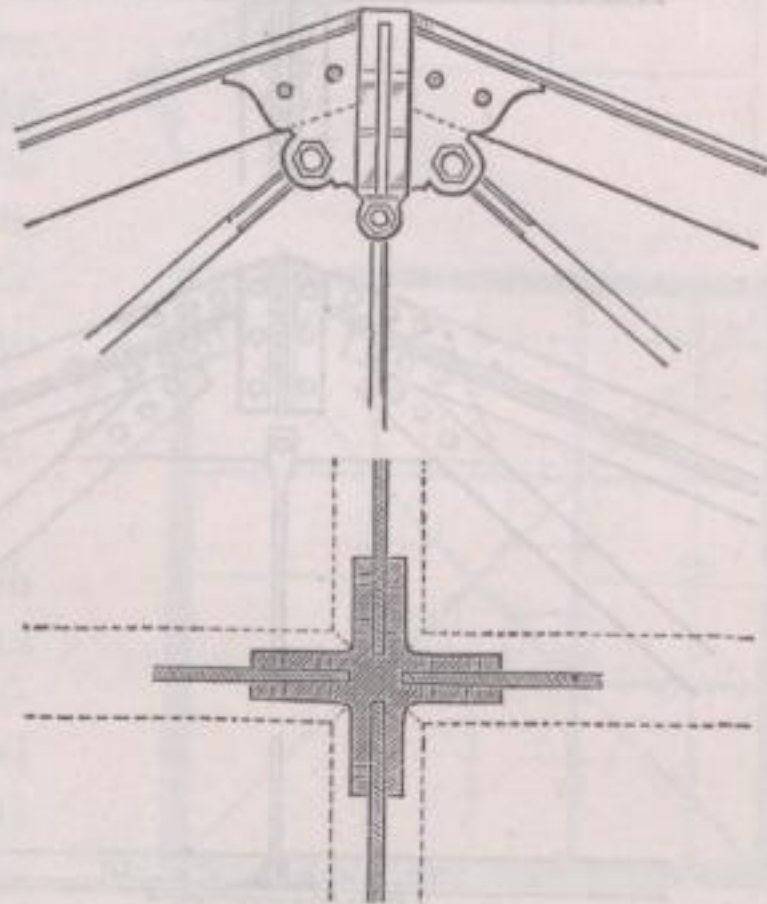


Fig. 471.

weisen hauptsächlich bei zusammengesetzten Sparrenprofilen am Platze sein. Die Vereinigung erfolgt hiebei durch Vernietung ihrer Knotenplatten, indem die eine derselben durch den Scheitelpunkt ungestoßen hindurchgreift, und die beiden Hälften der anderen, senkrecht dazu stehenden, vermittelst Eckeisen aufnimmt; Fig. 473 zeigt dann noch, wie die Ueberkreuzung der unteren, durch 2 Winkel gebildeten Gurtung hergestellt werden kann, während aus Fig. 472 ersichtlich ist, wie man manchmal auch die Flanschen der (hier doppelt \square förmig gedachten) Sparren durch besondere Deckplatten fest verbunden hat.

Die Vereinigung der Schiftsparren mit den Gratsparren zeigt Fig. 474 (S. 344), wobei die Stege der Profileisen durch winkelförmig gebrochene Bleche mit einander vernietet sind.

Auch diese Verbindung kann durch ein Deckblech, mit welchem die Flanschen der Haupt- und Nebensparren vernietet sind, noch weiter ausgesteift werden.

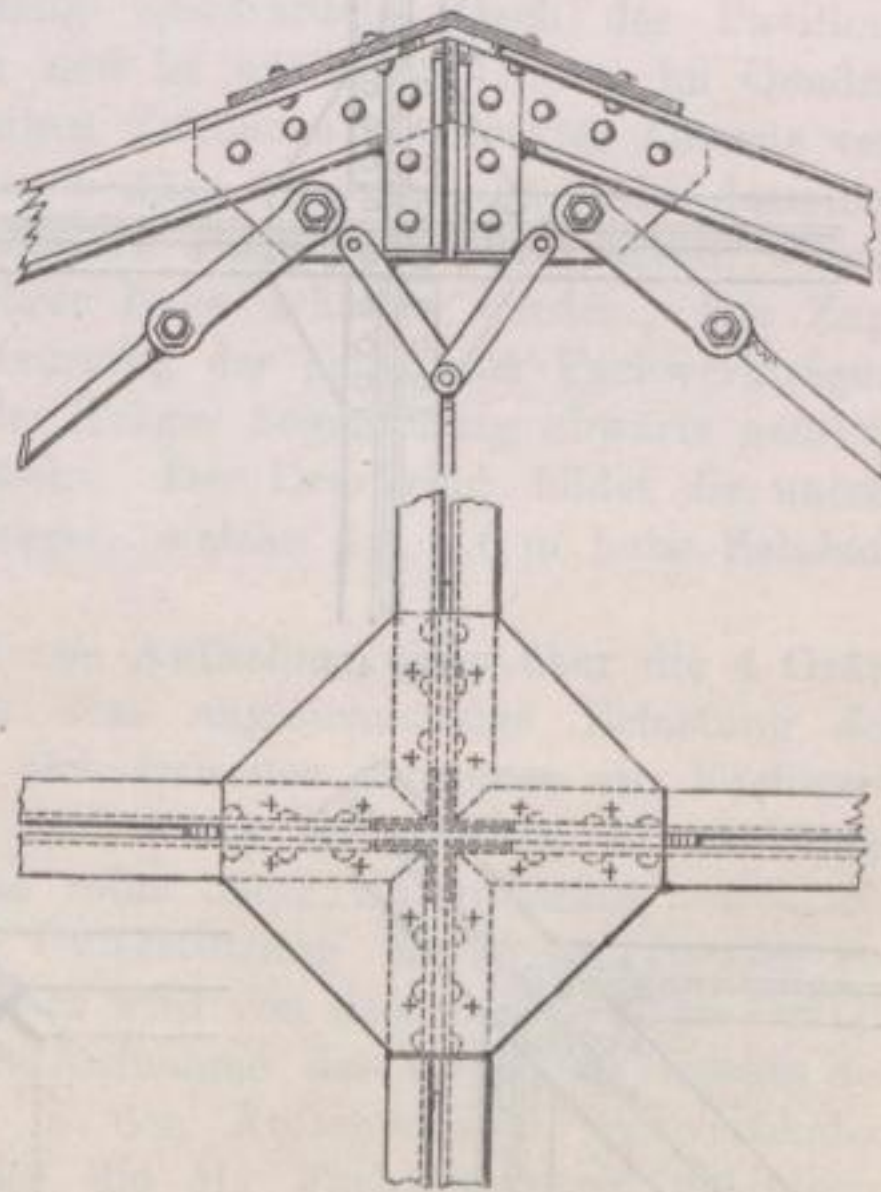


Fig. 472.

Zu bemerken ist noch, daß bei der gewöhnlichen Anordnung der Gratgebilde die Gratlinie selbst nicht ausgesprochen ist, da dies nur bei Verwendung schiefer Winkelleisen u. s. w. möglich wäre, daß aber die Form des Grats sehr leicht dadurch erhalten werden kann, daß auf dem Gratbinder ein entsprechend bearbeiteter Holzsparren befestigt wird, gegen welchen man die zur Unterstützung der Schalung dienenden Schiftsparren bzw. die Holzpfetten anstoßen läßt. (Fig. 475.)

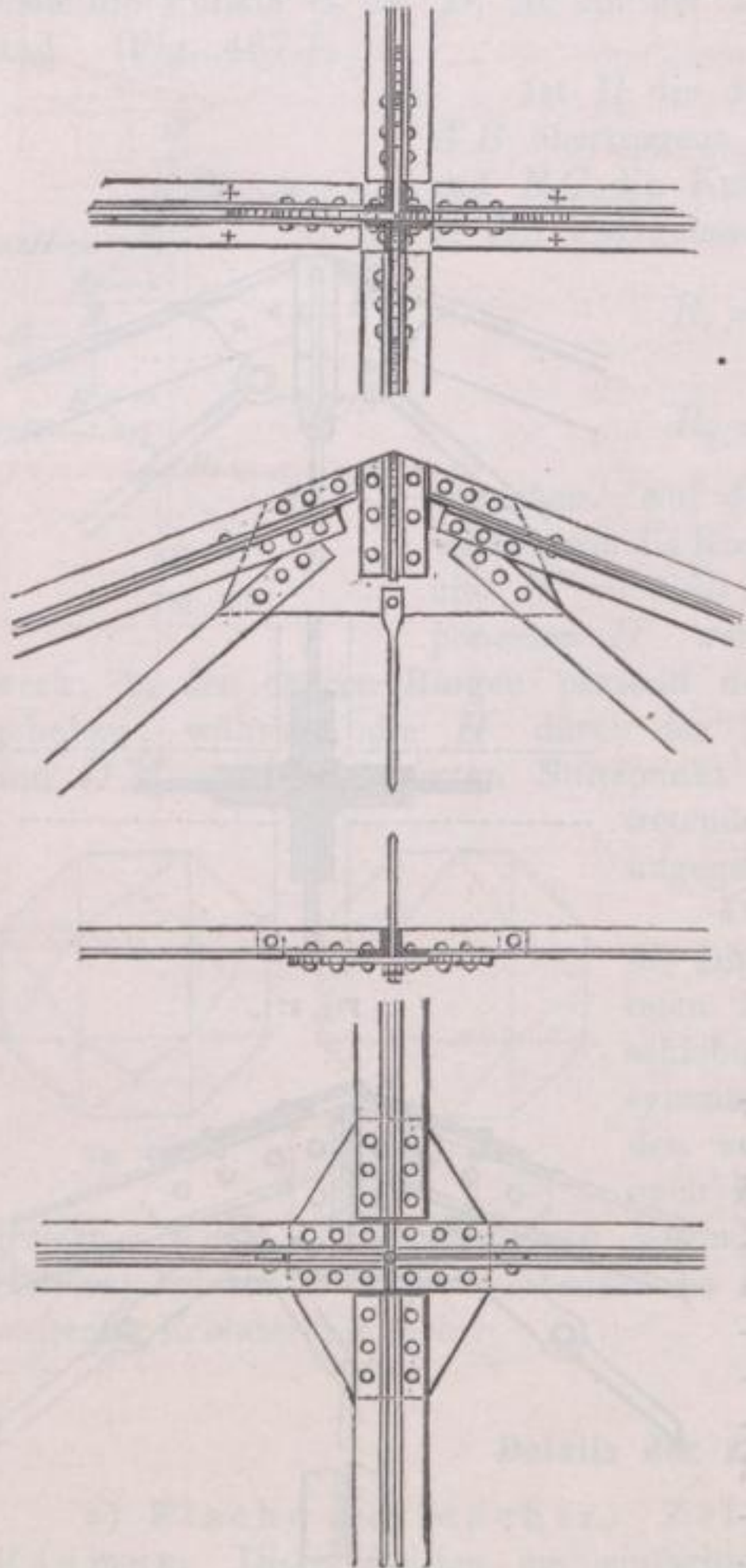


Fig. 473.

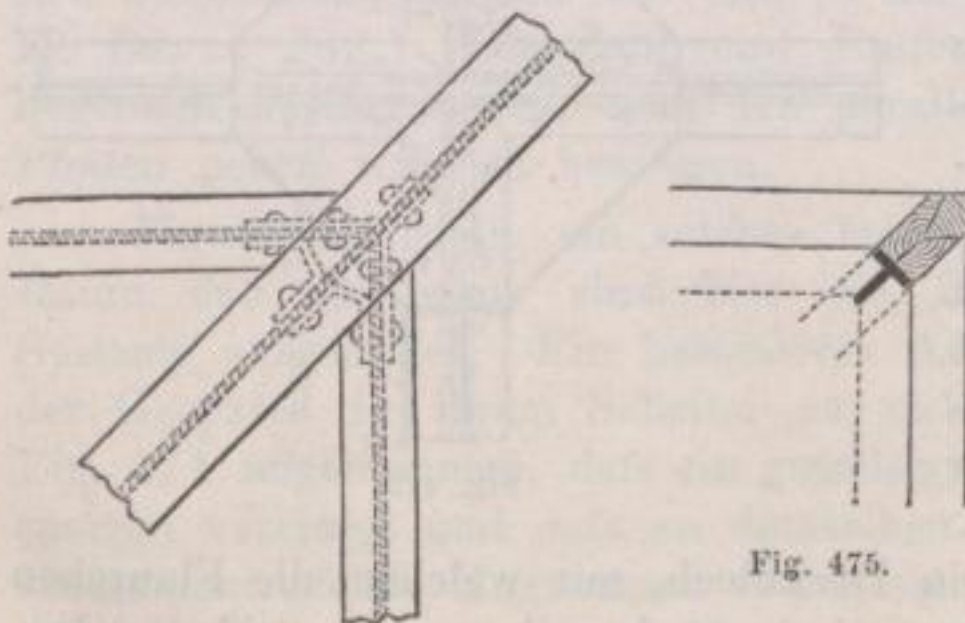


Fig. 474.

Fig. 475.

Bei der vorstehend betrachteten Konstruktion der Zeltdächer wird durch die Schiftbinder die Hälfte der gesamten Belastung auf jedes der beiden Diagonalgespärre übergeführt und diese somit stark belastet, was um so mehr ins Gewicht fällt, da sie den Raum nach der größten Dimension, der Diagonale, überspannen. Vielfach kommt es daher auch vor, daß neben den Diagonalbindern noch andere Binder, welche von den Mitten der Quadratseiten ausgehen, angeordnet werden. In einem solchen Falle ist die Verbindung der Gespärre in der Axe wegen der vielen zusammentreffenden Konstruktionsteile etwas kompliziert und man zieht es daher vor, die Gespärre, statt sie bis zur Mitte des Raumes zu führen, oben und unten durch Ringe, Kränze oder Rahmen zu vereinigen, welche die obere bzw. untere Gurtung der Binder aufnehmen. Der untere Ring wird hierbei an dem oberen (quadratischen) Rahmen mittelst besonderer Stangen aufgehängt.

Eine weitere Modifikation, in welcher quadratische Zeltdächer konstruiert werden, erklärt Figur 476. Hier sind die Hauptgespärre *aa*, *bb* senkrecht zu den Quadratseiten gestellt und überkreuzen sich, wobei sie durch Nietung mit einander verbunden werden. In den Gräten und zwischen den Hauptbindern werden weitere Tragrippen angeordnet, welche sich auf die oberen

Hauptgespärre einerseits, andererseits auf die Mauer stützen. Das hier besprochene Konstruktionssystem ist u. a. den Pavillons der Pariser Centralhallen zu Grunde gelegt.

Als Beispiel eines Zeltdaches, dessen Binder nach der zweiten Art, in Form von Sprengwerken oder Bogen konstruiert sind, ist in Fig. 477 (S. 346) die Bedachung eines der Pavillons des Hygiene-Ausstellungsgebäudes vom Jahre 1883 in Berlin *) dargestellt. Konstruktionen dieser Art, welche bisher namentlich für mehrseitige Zeltdächer angewendet wurden, lassen sich auch bei quadratischen vorteilhaft verwenden, namentlich bei Helmdächern, bei welchen die Pfettenkränze in der Regel keine zu bedeutende Länge erhalten und somit ohne Schwierigkeiten in genügender Stärke hergestellt werden können.

Die Unterstützung der 23 unter sich gleichen Pavillons, welche neben 2 größeren und 2 kleineren polygonalen Hallen, 4 Hofkonstruktionen und einem Kuppelbau das Areal der Ausstellung überdecken, erfolgte teils durch die als Glaswände konstruierten Umfassungen, teils (im Innern) durch 1 m hohe Fachwerkträger, welche auf 3,3 m hohen schmiedeisernen Pfeilern ruhen. Das in Fig. 477 (S. 346) schematisch dargestellte quadratische Dach der Pavillons hat gebogene, cylindrische Seitenflächen und ist mit einer 10,0 m im Quadrat weiten, gleichfalls mit einem bogenförmigen Zeltdache überdeckten Laterne versehen. Die Spannweite des Hauptdaches beträgt 18,5 m, die Höhe desselben 2,5 m; seine Tragrippen bilden 4 in Fachwerk ausgeführte Gratsparren, welche durch einen Zug- und Druckring in ihrer Lage erhalten werden. Der Zugring bildet zu gleicher Zeit die obere Gurtung der genannten Fachwerkträger, deren untere Gurtung, an den Enden der Träger bogenförmig abwärts geführt, den Uebergang zu den Pfeilern vermitteln. Der Druckring bildet die untere Gurtung oberhalb liegender Fachwerksträger, welche das 2,0 m hohe Zeltdach der Laterne unterstützen.

Diese 3 Hauptbestandteile genügen zur Aufnahme einer über die 4 Gräte symmetrisch verteilten Belastung. Um eine ungleichmäßige Belastung der Gräte unschädlich zu machen, befindet sich zwischen denselben ein Fachwerk aus Vertikalen und Diagonalen. Die Abdeckung des Daches ist aus bombiertem Wellenblech hergestellt, welches seine obere Unterstützung durch die Gräte bzw. den Druckring, die untere Unterstützung durch den Zugring erhält. Der Tangentialschub des Wellenbleches wird von dem zwischen den Gräten liegenden Fachwerke aufgenommen. Zur Aufnahme des vertikalen Druckes der Wellenbleche auf den Zugring dienen in den Außenwänden die vertikalen Fensterwände, im Innern des Gebäudes die als Fachwerkträger gebildeten Traversen.

*) Konstruiert von Dr. Pröll u. Scharowsky. Centralblatt d. Bauverwaltung 1883, S. 57.

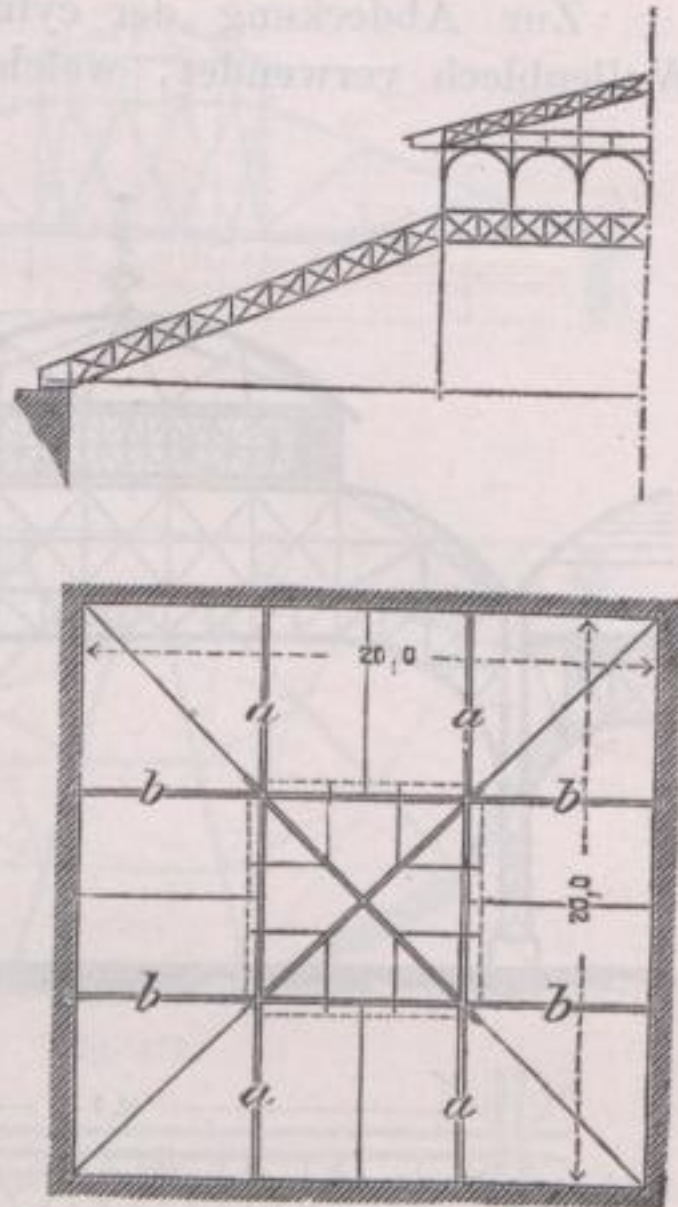


Fig. 476.

Die Konstruktion des oberen Zeldaches besteht aus 2 diagonal eingelegten Bogensparren von doppelt T förmigem Querschnitt, deren Horizontalschub von der oberen Gurtung der darunterliegenden Fachwerkträger aufgenommen wird.

Zur Abdeckung der cylindrischen Dachflächen ist gleichfalls bombiertes Wellenblech verwendet, welches von den Bogensparren bezw. den Fachwerk-

trägern unterstützt und dessen Tangentialschub von einem zwischen den beiden liegenden Systeme von Diagonalen unschädlich gemacht wird.

Das hier zur Anwendung gekommene Konstruktionssystem ist als ein sehr rationelles, die geringsten Stärken der Konstruktion bedingendes zu bezeichnen, was folgende Betrachtung ergibt. Es erzeugen nämlich die Bogensparren der oberen Zeltfläche in den Obergurten der Fachwerkträger Zugspannung, während diese von ihrer Funktion als Trägerteil Druckspannung erhalten; die unteren Gurten der Träger erhalten als Trägerteil Zugspannung, als Druckring des unteren Zeldaches dagegen Druckspannung und ähnlich verhält es sich mit den unteren Trägern. Die Spannungen aus den einzelnen Funktionen der Konstruktionsglieder heben sich also teilweise auf, infolge dessen erhalten die letzteren sehr geringe Abmessungen.

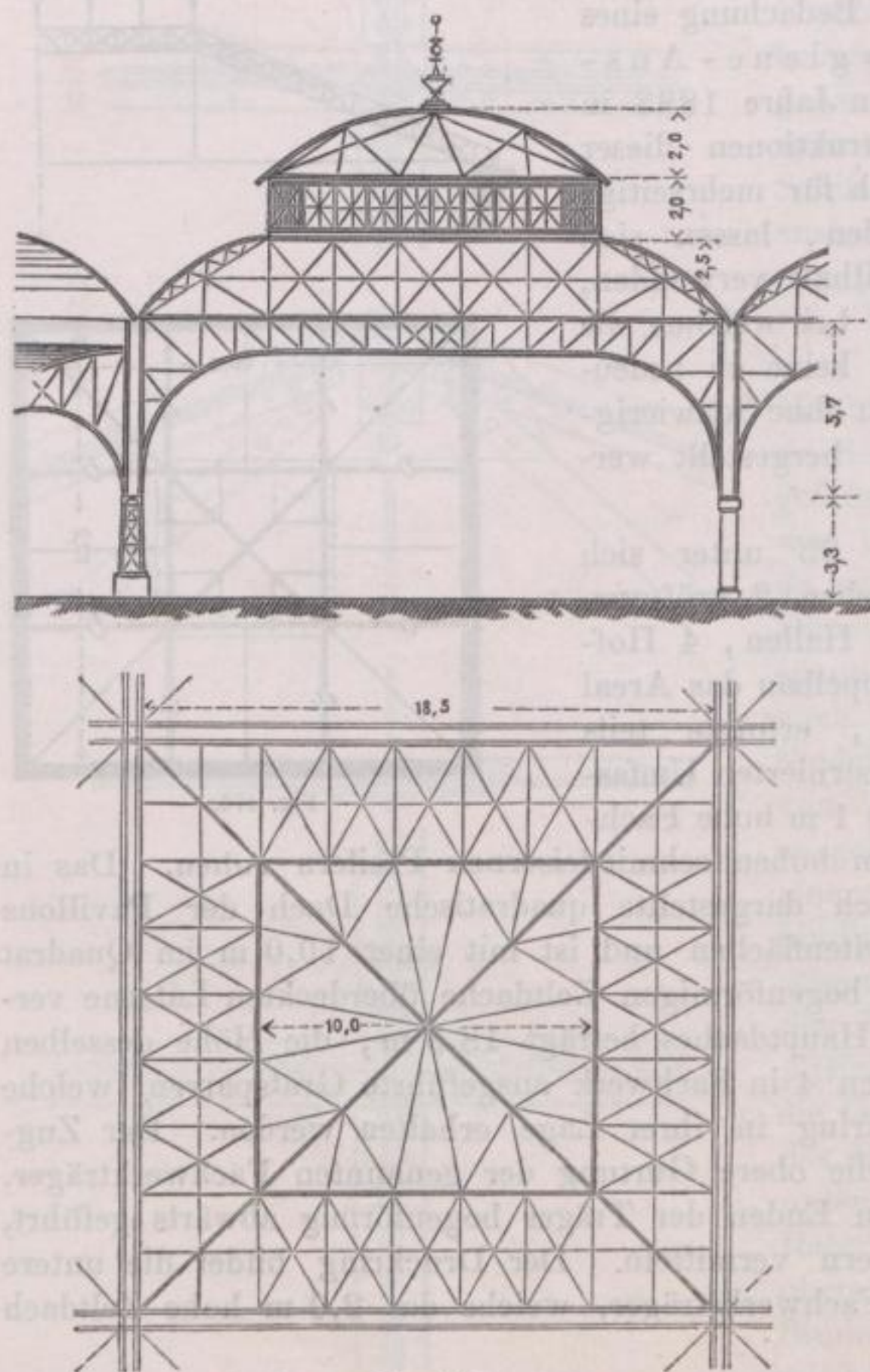


Fig. 477.

Zeldächer über sechs- und mehrseitigen Räumen werden nach den gleichen Prinzipien, wie die Zeldachkonstruktionen über quadratischen Räumen hergestellt; die Hauptbinder werden, in den Gräten liegend, central angeordnet, in der Regel jedoch nicht bis zu ihrer Durchdringung in der Mitte geführt, sondern an axial angeordnete Ringe angeschlossen, deren Ueberdeckung passend durch eine Laterne bewerkstelligt werden kann. Durch diese Anordnung wird in den Stabilitätsverhältnissen der Binder, welche die Umfangsmauern nur senkrecht belasten, nichts geändert und auch kein wesentlicher Mehrbedarf an Material herbeigeführt. Die seitliche Absteifung der radialen Binder wird oft nur durch Holzpfetten, welche eine Dachschalung unterstützen, hergestellt; es ist indes vorzuziehen, die Knotenpunkte der oberen

Gurtung durch polygonale Pfettenringe mit einander zu verbinden und fernerhin eine Bewegung des Daches infolge unsymmetrischer Belastung durch Kreuze, welche alternierend zwischen je 2 Bindern angeordnet werden, zu verhindern. Die Vertikalstäbe zwischen dem innersten oberen und unteren Ringe können auch durch sich überkreuzende Streben ersetzt werden, eine Anordnung, durch welche zugleich der Vorteil einer gleichmäßigeren Verteilung allenfalls unsymmetrisch wirkender Lasten erreicht wird (Fig. 478).

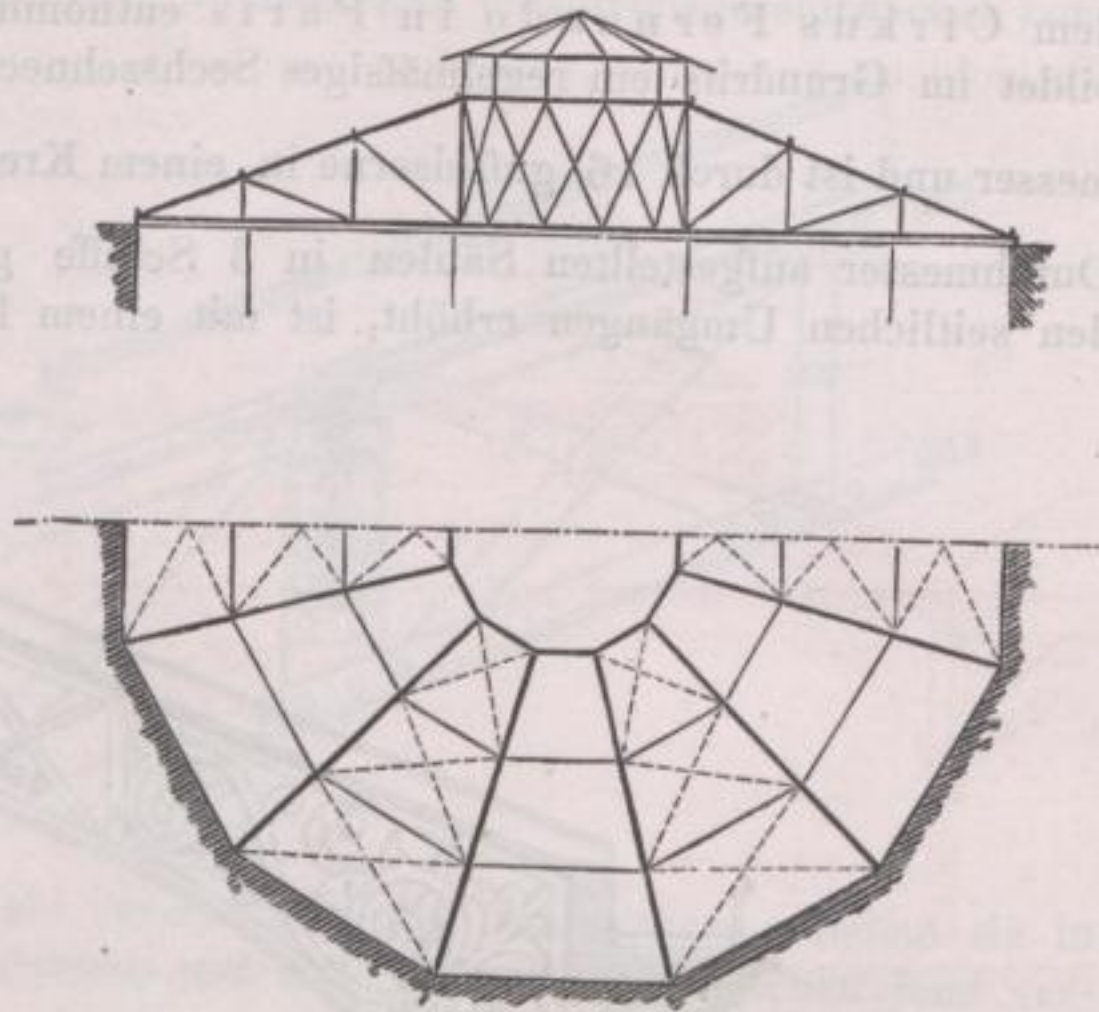


Fig. 478.

Zeltdächer mit größerer Zahl von Seitenflächen werden jedoch vorteilhafter nach Art der Kuppeldächer ausgeführt, indem man den Innenraum von allen Spannsträngen befreit und sämtliche Konstruktionsteile in die Dachfläche legt. Obwohl theoretisch die aufzuwendenden Eisenmassen sich in beiden Fällen nahezu gleich ergeben, indem für die untere Gurtung der

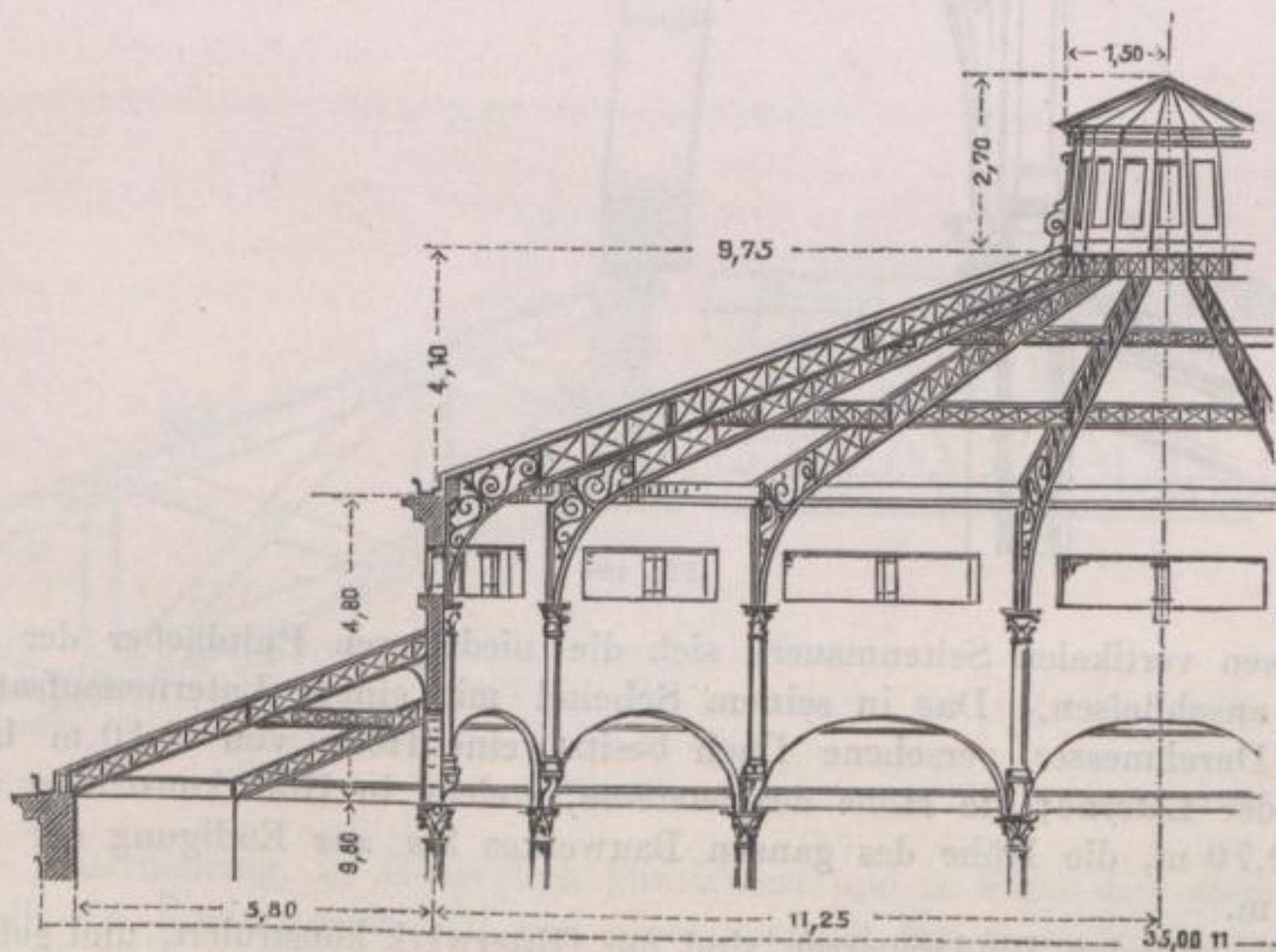


Fig. 479.

obigen Fachwerke der Mauerring und für die Vertikalen und Diagonalen die Zwischenringe und Kreuze eintreten, so besitzen doch die Konstruktionen letzterer Art den Vorteil, dass sie einfacher sind und weniger Verbindungsstellen

haben, welche immer einen Materialaufwand für Stofsplatten und Zusätze für die Nietlöcher u. s. w. bedingen.

Die Figuren 479 bis 482 zeigen eine Dachkonstruktion dieser Art, welche dem Cirkus Fernando in Paris entnommen ist. Der überdachte Raum bildet im Grundrifs ein regelmäfsiges Sechszehneck von 34,1 m innerem Durchmesser und ist durch 16 gusseiserne in einem Kreise von $\frac{22,5}{\cos 11,5^\circ} = 22,94$ m Durchmesser aufgestellten Säulen in 3 Schiffe geteilt. Der Mittelraum, über den seitlichen Umgängen erhöht, ist mit einem 16seitigen Zeltdach geschlossen,

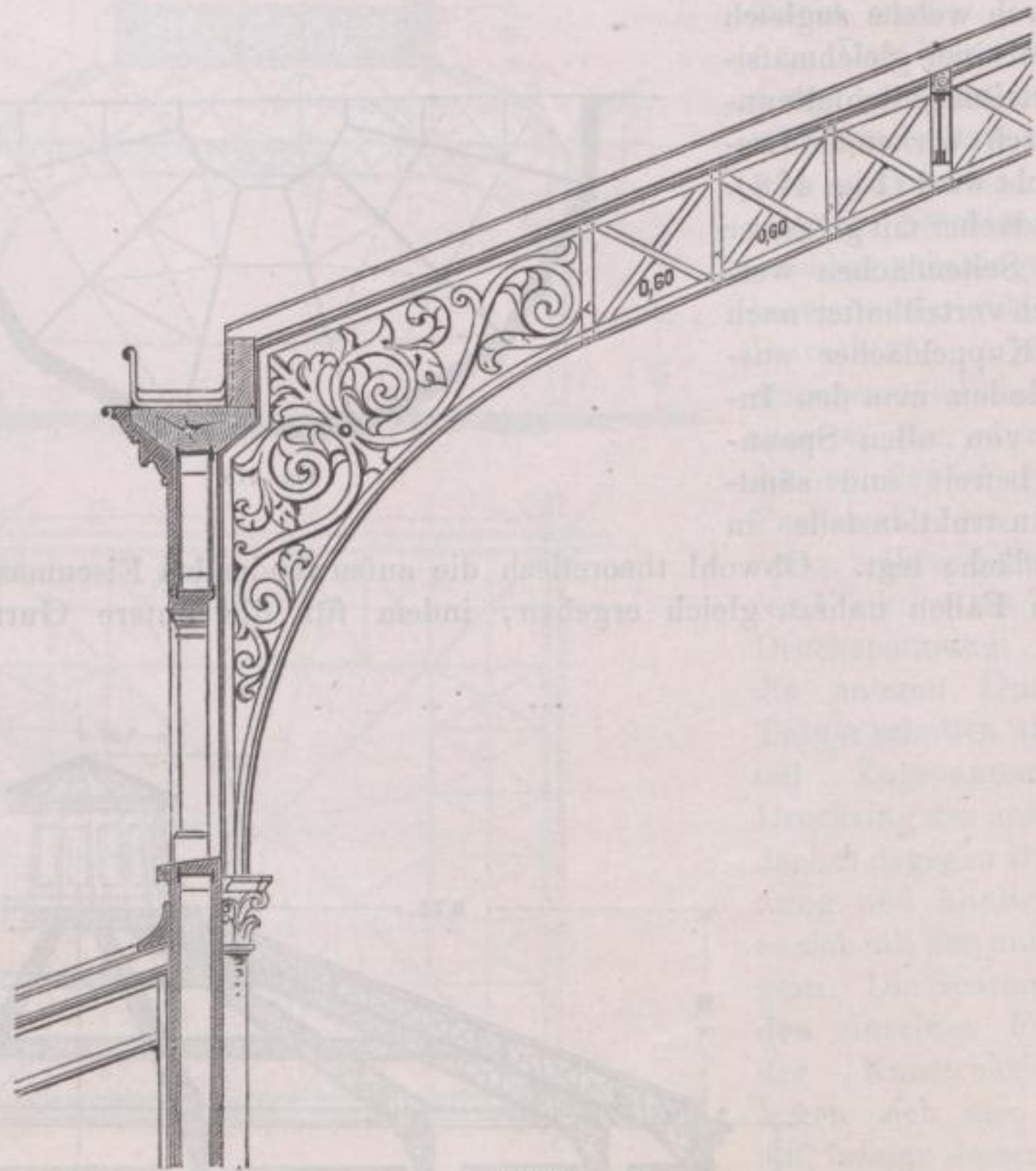


Fig. 480.

an dessen vertikalen Seitenmauern sich die niedrigeren Pultdächer der Seitenräume anschliessen. Das in seinem Scheitel mit einem Laternenaufsatz von 3,0 m Durchmesser versehene Dach besitzt eine Höhe von 4,10 m bis zum Fusse der Laterne; die Höhe der letzteren, welche in Holz konstruiert ist, beträgt 2,70 m, die Höhe des ganzen Bauwerkes bis zur Endigung der Laterne 21,40 m.

Die radialen Bindersparren sind aus Gitterwerk konstruiert, und geht deren untere Gurtung durch ein Bogensegment in die der Umfassungswand vorgelegten gusseisernen Säulchen über, wie dies Figur 480 in gröfserem Mafsstabe darstellt; die Höhe der Träger in der Nähe der Auflagerpunkte beträgt 0,60 m und nimmt gegen den Scheitel hin stetig bis zu 0,32 m ab. Die Gurtungen sind gebildet durch doppelte Winkeleisen (60 . 60 . 8), die Wandfüllung

besteht aus vertikalen und gekreuzten Flacheisen von 45.8 mm Stärke. Diese Sparren erhalten ihre Zwischenunterstützungen und seitliche Absteifung durch die zwei gitterartigen Pfetten, welche mit den Sparren vermittelst Winkleisen nach Fig. 481 verbunden sind. Die Pfetten sind entsprechend schwächer kon-

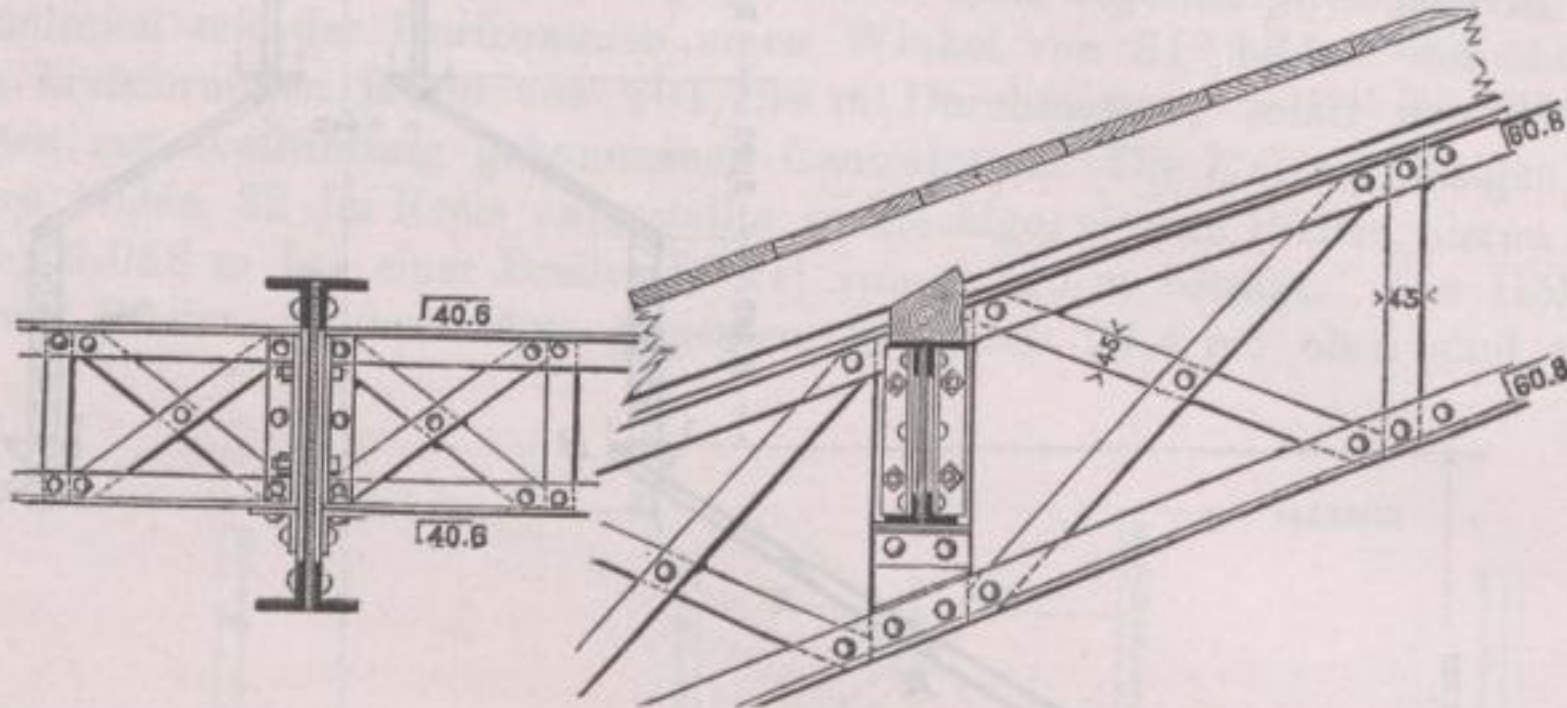


Fig. 481.

struiert als die Hauptsparren; sie unterstützen die Dachsparren, indem sie in ihrer oberen Gurtung hölzerne Pfetten auf sich nehmen, mit welchen jene verkämmt sind.

An ihrem Fußpunkte stützen sich die Hauptsparren auf die als Eisenschwerk konstruierte Umfangswand und ist der Schub der Sparren aufgehoben, indem über die eisernen Pfosten der Wand Doppelt-Eisen gelegt sind, welche so die Stelle eines Mauerringes vertreten.

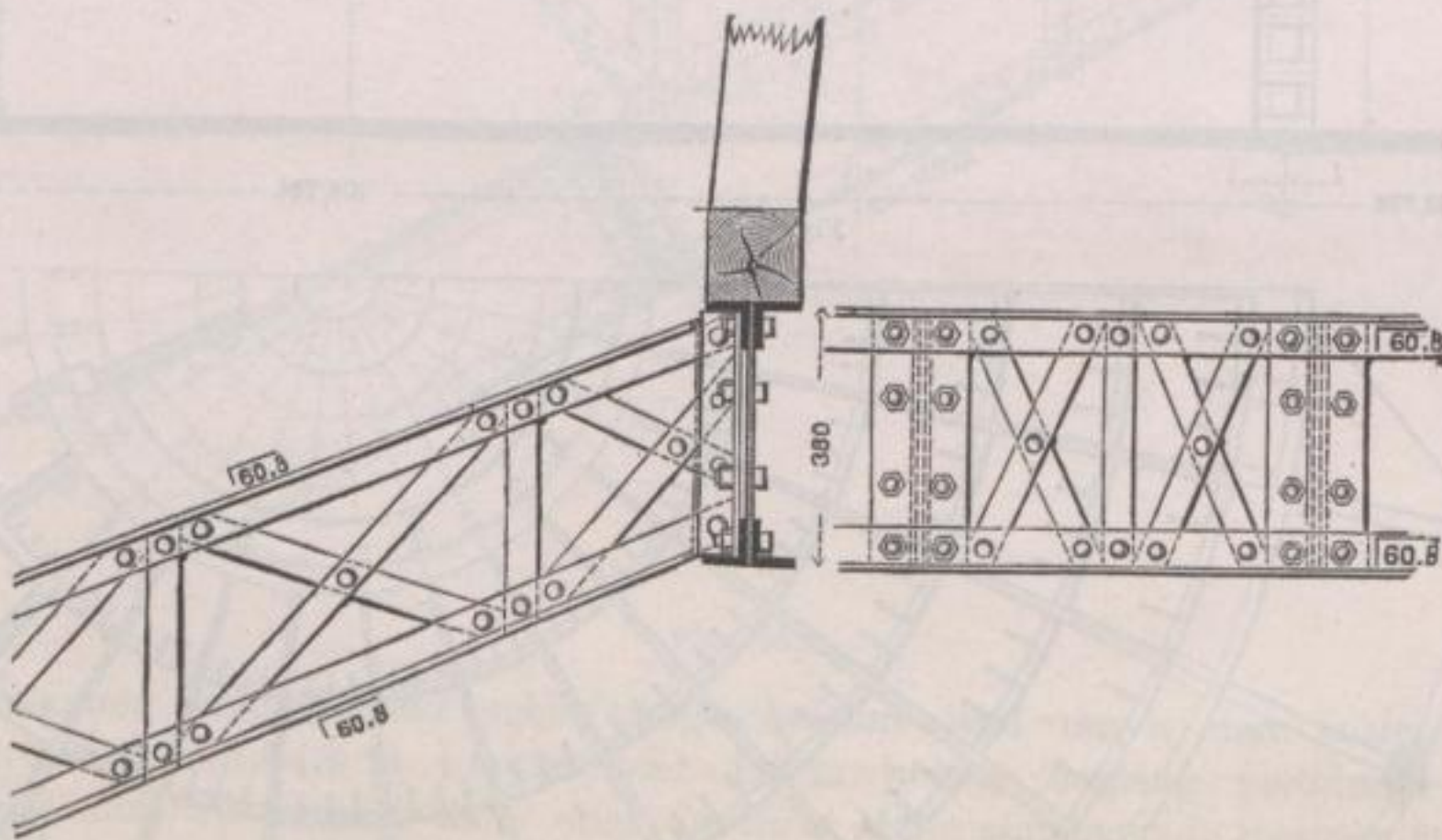


Fig. 482.

Der Laternenring, in Gitterwerk konstruiert und in Figur 482 dargestellt, nimmt alle 16 Bindersparren auf und dient zugleich der in Holz hergestellten Laterne zur Unterstützung.

Bei dem sehr leicht aussehenden Dachgerüste sind alle Details der frei vortretenden, nicht verdeckten Konstruktion mit zur Dekoration verwertet und hat der Architekt hiedurch eine Steigerung der malerischen Wirkung des Raumes erzielt.

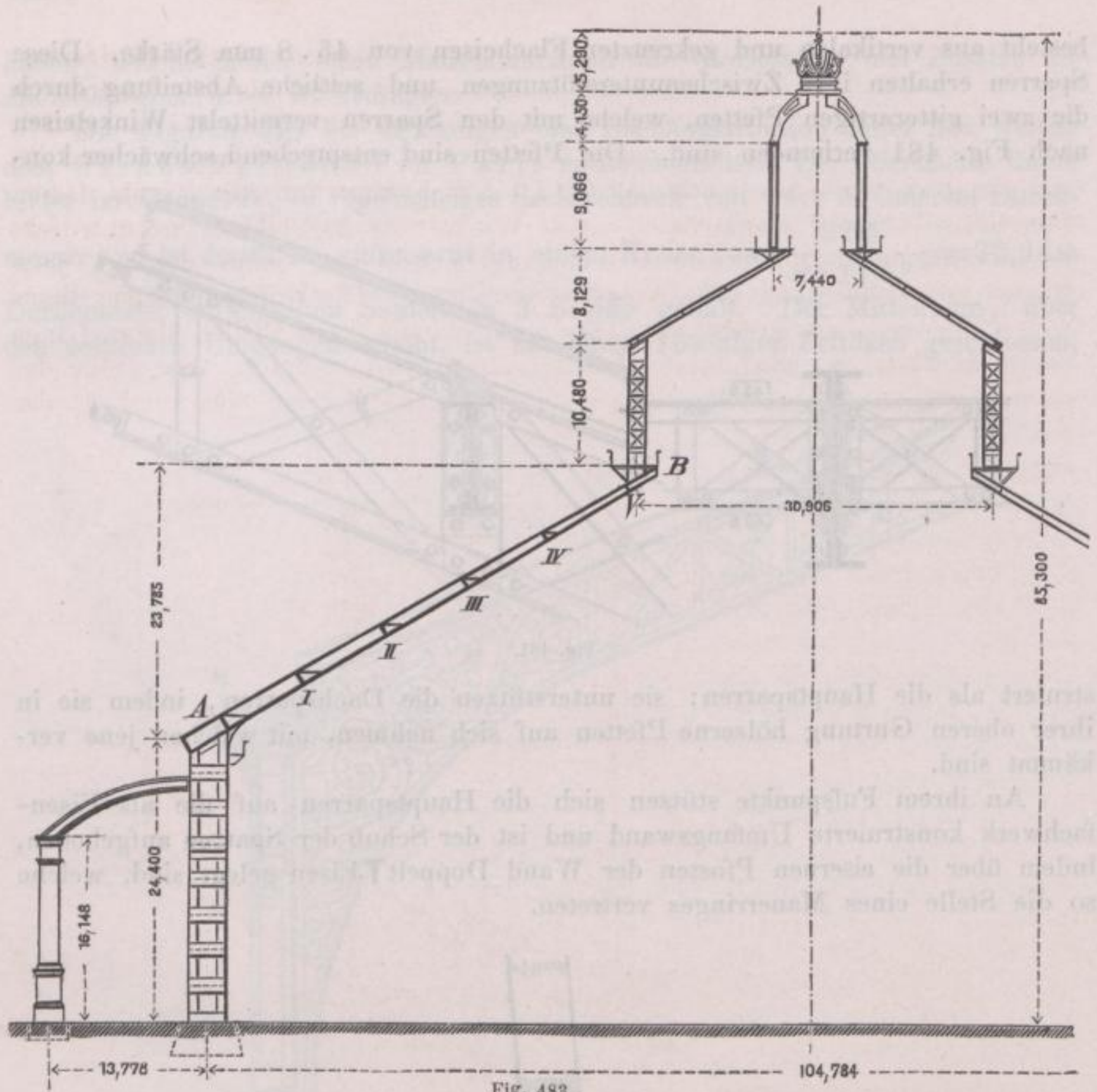


Fig. 483.

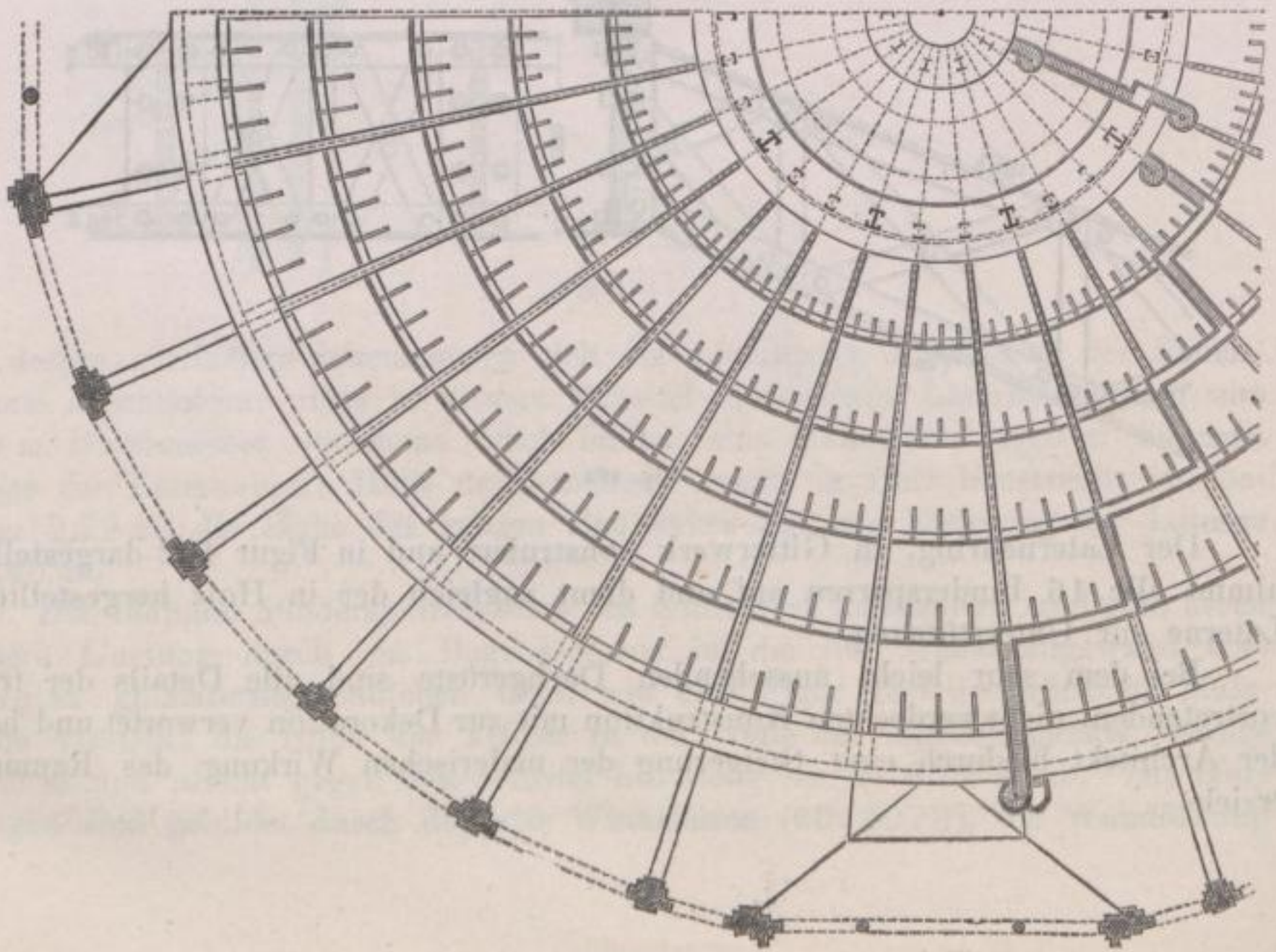


Fig. 484

Ein Beispiel eines Zeltdaches mit vollständig kreisförmigem Horizontalschnitte (Kegeldaches) giebt die in den Figuren 483 bis 491 dargestellte Dachkonstruktion der Rotunde der Weltausstellung zu Wien 1873*), welche in bis dahin nicht gekannten Dimensionen ausgeführt wurde. Das mit zwei Laternen versehene Dach hat die Form eines abgestumpften Kegels, dessen Mantellinien mit der Horizontalen einen Winkel von 31° bilden und überdeckt einen kreisförmigen Raum von 101,736 m Durchmesser, somit den bis jetzt größten zur Ausführung gekommenen Centralraum. Die Unterstützungen dieses Daches bilden 32 im Kreis aufgestellte rechteckige, eiserne Pfeiler, deren Länge (Tiefe) 3,048 m bei einer Breite (Dicke) von 1,220 m beträgt. Die Höhe der eisernen Pfeiler, in ihrer Axe gemessen, ist gleich 24,4 m; oben sind sie der

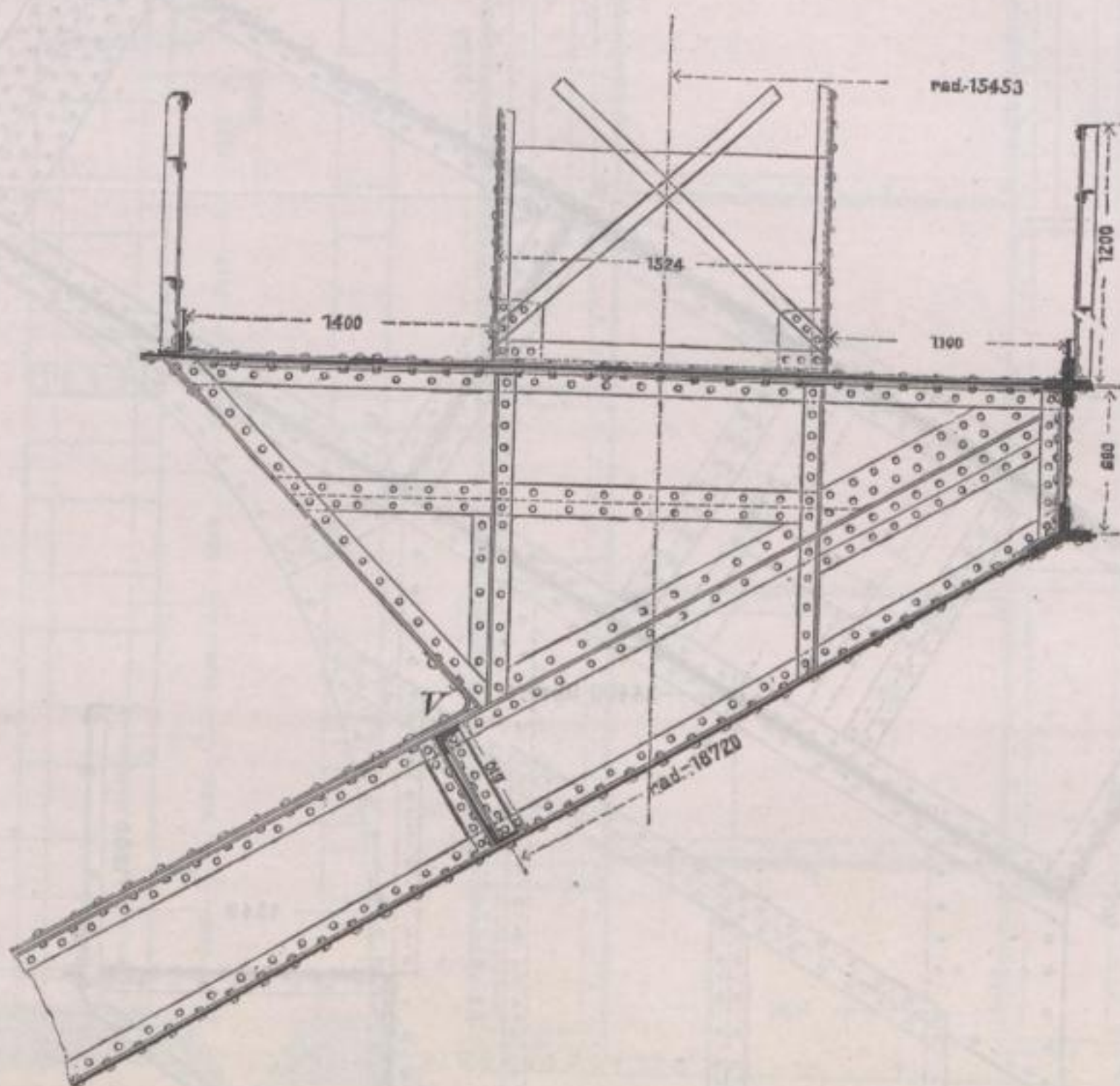


Fig. 485.

Dachneigung entsprechend schief abgeschnitten und durch den kastenförmig konstruierten, 3,548 m breiten und 1,5 m hohen Zugring verbunden, auf welchen sich 30 gerade, nach oben in ihrer Höhe abnehmende Sparren stützen, die sich in einer Höhe von 48,185 m über dem Boden mit dem Druckringe vereinigen. Der letztere stützt die 1,524 m tiefen Pfeiler der Laterne und ein Plateau von 4,076 m Breite, so daß innen und aussen Galerien sich bilden, welche durch aussen auf dem Dache angebrachte Treppenläufe zugänglich sind. An der Innenseite der Hauptpfeiler ist gleichfalls eine durch Treppen und Aufzüge erreichbare Galerie in 23,1 m Höhe angebracht, wie dies aus dem Quer- und Horizontalschnitte Figg. 483 und 484 ersichtlich ist.

*) Zeitschr. d. österr. Ingen.- u. Arch.-Vereins 1873, S. 137, Bl. 17 bis 19.

An der großen Laterne wiederholt sich die Konstruktion des Hauptdaches in geringeren Dimensionen; die lichte Weite derselben ist 29,382 m; 30 Pfeiler tragen das unter 31° ansteigende, von 30 Sparren und den 5,6 mm starken Deckblechen gebildete Dach, dessen Druckring ein 3,07 m breites Plateau und die zweite Laterne trägt; diese hat nur 10 Pfeiler, eine lichte Weite von 6,948 m und ist mit einem Kuppeldache geschlossen, das im Horizontalschnitte polygonal ist und mit Holz und Zink eingedeckt wurde. Die ganze Höhe des Centralbaues beträgt ohne die Krone 80,010 m, mit Einrechnung derselben 85,3 m.

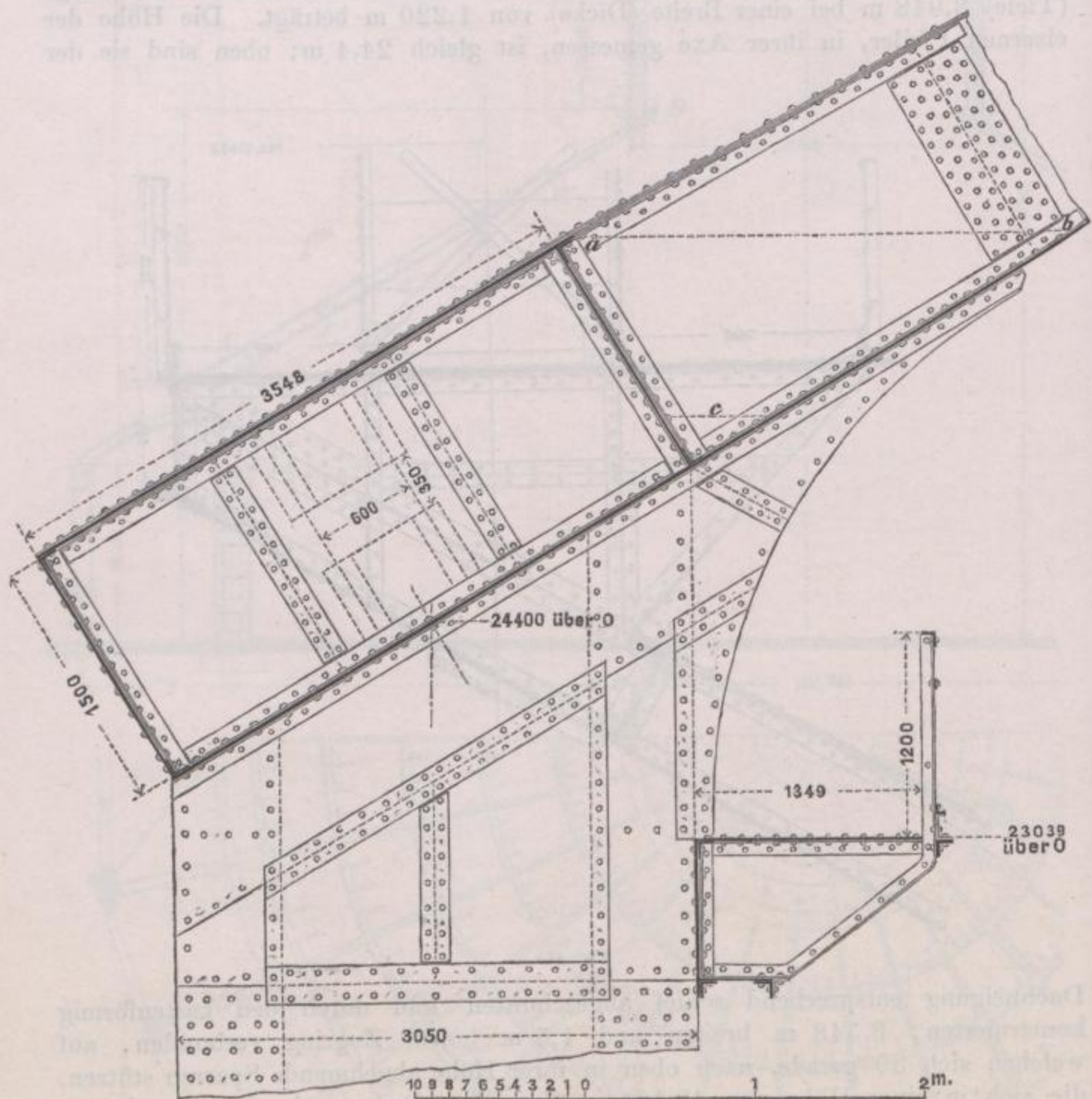


Fig. 486.

Die Figuren 483 und 484 stellen den Quer- und Horizontalschnitt des konstruktiven Gerippes der Rotunde und des sie umgebenden, mit Bogensparren überdeckten Umganges ohne die nachträglich angebrachten Verkleidungen dar, während die Figuren 485 und 486 den Druck- bzw. Zugring des Hauptdaches in größerem Maßstabe (1:50) geben.

Die Stützpfeiler des Daches, welche nach Fig. 487 (S. 353) in

Form hohler rechteckiger Röhren gebildet sind, bestehen aus 8 Winkeleisen von 100.100.13 mm Stärke und 13 mm starken Wandungen aus Blech, welche an den Ecken und Schmalseiten angeordnet und an ihren Stoffsugen mit

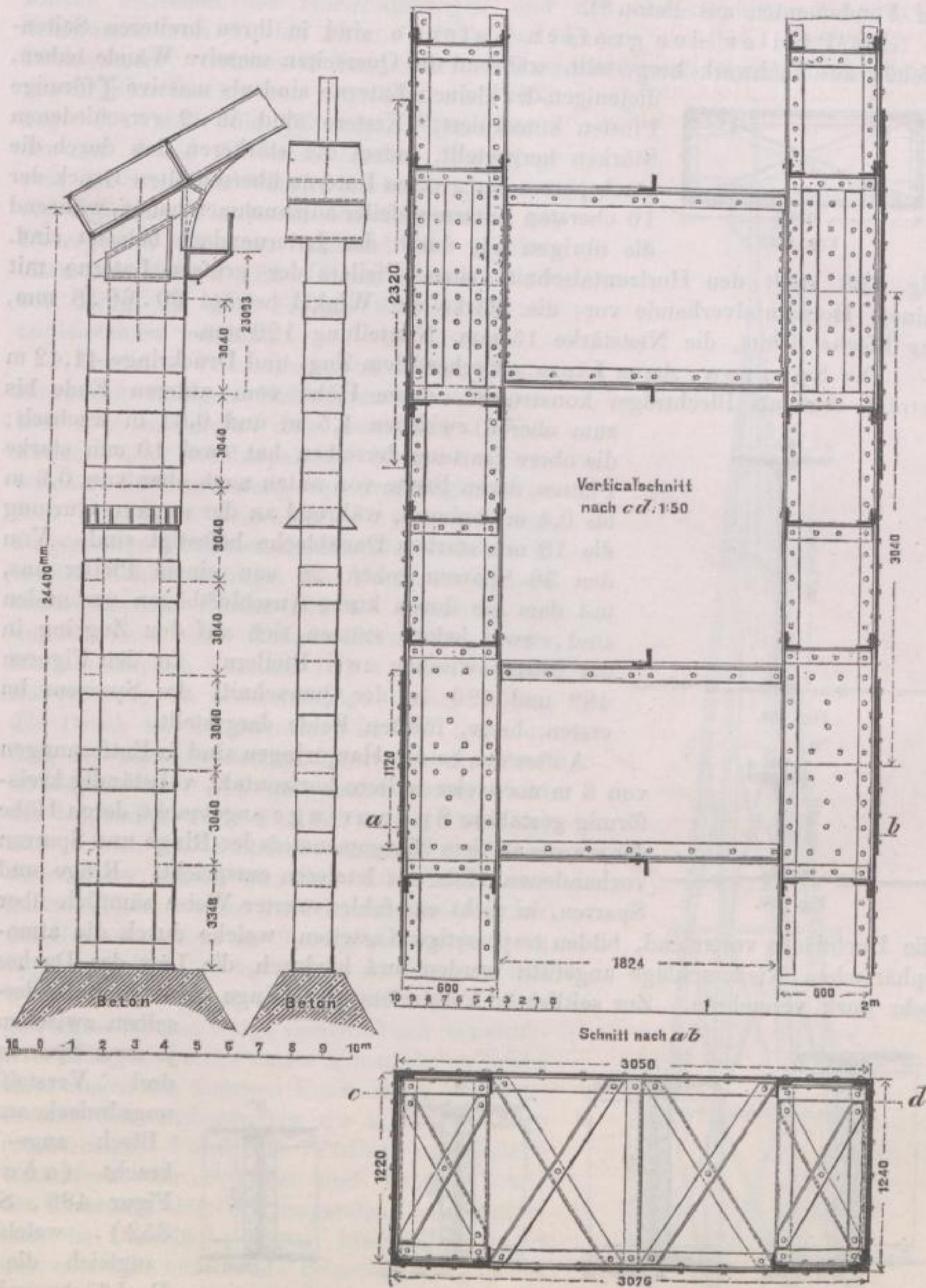


Fig. 487.

breiten Stofsblechen überdeckt sind. In Höhenentfernungen von 0,8 bis 1,4 resp. 1,12 bis 1,93 m sind horizontale Absteifungen angebracht, welche aus verkreuzten Rahmen von Winkeleisen gebildet und mit den Blechwänden durch Niete verbunden

sind. Die Niete in diesen Querverbänden sind 2,6 mm stark, alle übrigen haben 18 mm Durchmesser. Die Nietteilung ist gleich 160 mm. Die Füße der Pfeiler sind mit Winkeleisen eingerahmt und ruhen mit ihren Fußplatten auf Fundamenten aus Beton*).

Die Pfeiler der großen Laterne sind in ihren breiteren Seitenflächen aus Fachwerk hergestellt, während die Querseiten massive Wände haben, diejenigen der kleinen Laterne sind als massive I-förmige Pfosten konstruiert. Erstere sind in 2 verschiedenen Stärken hergestellt, indem die stärkeren den durch die Dachsparren der großen Laterne übermittelten Druck der 10 obersten Laternenpfeiler aufzunehmen haben, während die übrigen nur durch das Laternendach belastet sind.

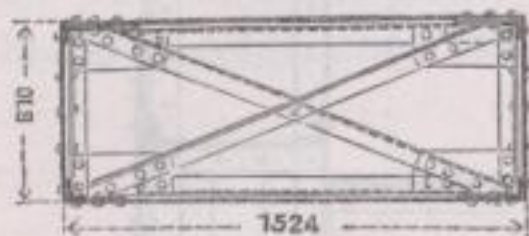


Fig. 488.

Fig. 488 stellt den Horizontalschnitt eines Pfeilers der großen Laterne mit seinem Horizontalverbande vor; die Stärke der Winkel beträgt 60.60.8 mm, der Bleche 6 mm, die Nietstärke 15 mm, Nietteilung 120 mm.

Die Sparren, deren Länge zwischen dem Zug- und Druckringe 41,42 m beträgt, sind als Blechträger konstruiert, deren Höhe vom unteren Ende bis zum oberen zwischen 1,5 m und 0,61 m wechselt; die obere Gurtung derselben hat zwei 10 mm starke Platten, deren Breite von unten nach oben von 0,6 m bis 0,4 m abnimmt, während an der unteren Gurtung die 12 mm starken Dachbleche befestigt sind. Von den 30 Sparren gehen 28 von einem Pfeiler aus, mit dem sie durch kurze Anschlußbögen verbunden sind, zwei jedoch stützen sich auf den Zugring in der Mitte zwischen zwei Pfeilern. In den Figuren 489 und 490 ist der Querschnitt des Sparrens im ersten, bzw. fünften Felde dargestellt.

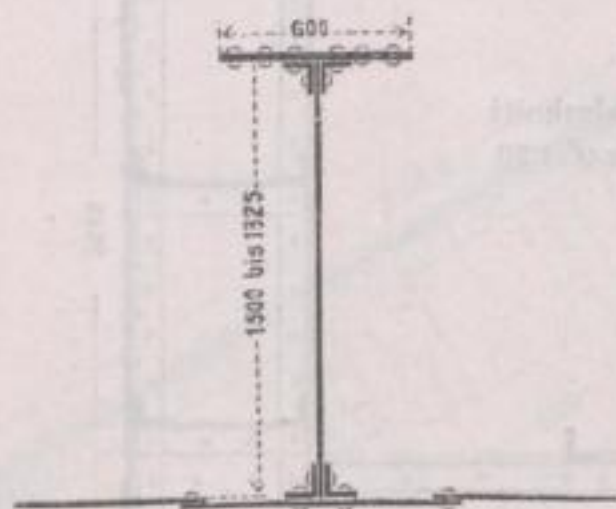


Fig. 489.

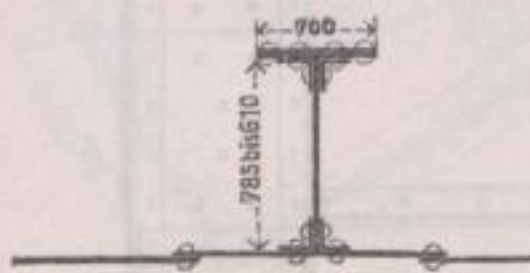


Fig. 490.

Außer den beiden Hauptringen sind in Entfernungen von 8 m noch vier weitere horizontale, vollständig kreisförmig gestaltete Spannringe angebracht, deren Höhe der jeweils an dem Zusammenstoß der Ringe und Sparren vorhandenen Höhe der letzteren entspricht. Ringe und Sparren, in nicht empfehlenswerter Weise sämtlich über

die Dachfläche vortretend, bilden trapezartige Kassetten, welche durch die atmosphärischen Niederschläge angefüllt werden und hiedurch die Last des Daches sehr stark vermehren. Zur seitlichen Versteifung der Ringe sind oberhalb derselben zwischen

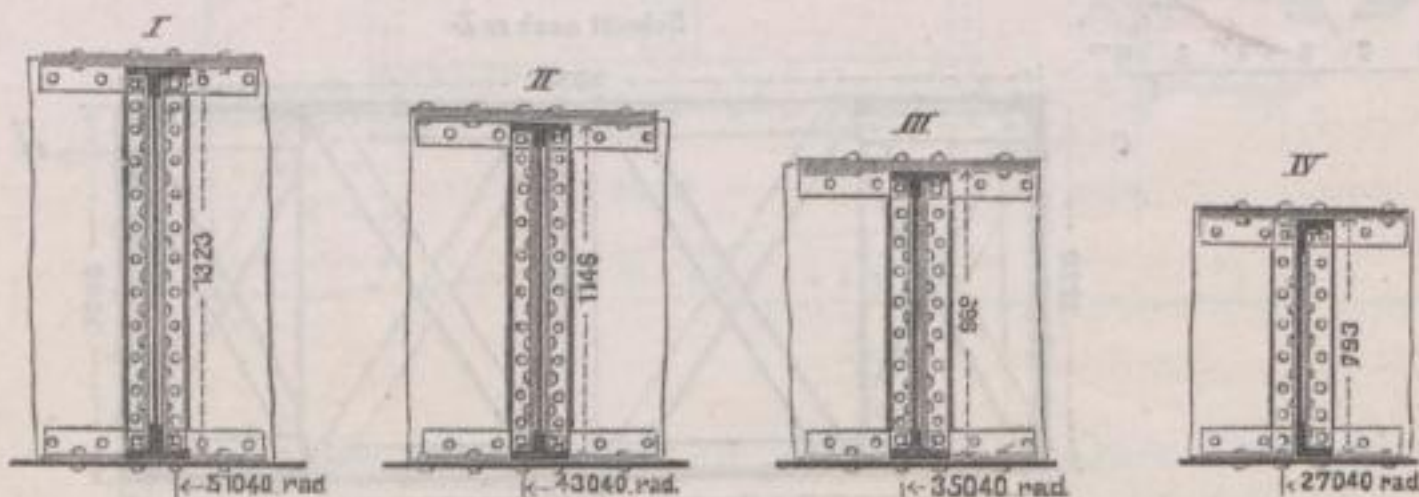


Fig. 491.

selben zwischen je zwei Sparren drei Versteifungsdreiecke aus

Blech angebracht (abc, Figur 486, S. 352), welche zugleich die Dachfläche mit

unterstützen sollen. Letztere ist aus Blechplatten zusammengesetzt, deren Stärke 12, 11 und 10 mm beträgt; in der Richtung der Mantellinien ist der Anschluß

*) Die interessante Montierung der Pfeiler und Dachkonstruktion ist eingehend beschrieben a. a. O. S. 139.

dieser Platten an einander durch einfaches Uebereinandergreifen der Ränder hergestellt, während die gegeneinander versetzten Stosfugen in der Richtung der Parallelkreise durch (aufsenliegende) einfache Laschen gedeckt sind. Es entstehen sonach zwischen den Horizontalringen und den tieferliegenden Dachblechen Spielräume von 10 bis 12 mm Höhe und dienen dieselben zum Ablauf des Dachwassers, welches in den untersten Kassetten durch innerhalb der Pfeiler angeordnete Blechröhren abgeführt wird. Die Fig. 491 stellt die I-förmigen Querschnitte der mit *I* bis *IV* bezeichneten Spannringe vor; die Stärke der Vertikalbleche ist 12,5 mm, der doppelten Platten in den Obergurten 10, Untergurten 13 mm, während die Winkel-eisen bei Ring *I* und *IV* zu 100.100.13, bei Ring *II* und *III* zu 80.80.10 mm angenommen wurden.

Um eine Vorstellung von den in diesem Bauwerke thätigen Kräften zu erwecken, sei hier noch mitgeteilt, daß nach den Berechnungen des Bau-Inspektors H. Schmidt, welcher die Bearbeitung des ursprünglich von dem englischen Ingenieur Scott Russel aufgestellten Projektes durchzuführen hatte, in runden Zahlen beträgt: der Vertikaldruck auf einen eisernen Pfeiler 109 t, der Druck im unteren Teile eines Radialsparrens 211 t, der Horizontalschub daselbst 181 t, die Tangentialspannung im unteren Ringe sonach 863 t, der Druck im Laternenringe 217 t. Der Umfang der Rotunde beträgt 338,8 m, die überdeckte Fläche 9 405 qm, das Gesamtgewicht der tragenden Teile 2 518,5 t (2 518 500 kg) und endlich das Konstruktionsgewicht pro qm überdeckter Fläche 268 kg. Die Zahlen ergaben sich aus einer Berechnung, bei welcher das Gesamtgewicht zu 300 kg pro qm (100 kg Eigengewicht, 200 kg zuf. Last) angenommen wurde. Die angegebene hohe Ziffer des Eigengewichtes ist eine Folge verschiedener konstruktiver Mängel, welche dieser Konstruktion neben ihrer unschönen äußeren Erscheinung anhaften; es sind dies insbesondere die unzuweckmäßige (rechteckige) Form der Pfeiler, unrationelle Grundform der Sparren und Ringe, sowie der Umstand, daß alle tragenden Teile außerhalb der Dachfläche liegen; hiedurch ist nicht nur eine sehr bedeutende Belastung des Daches im Winter, wenn sich die Kassetten mit Schnee und Eis füllen, zu berücksichtigen, sondern es ist auch eine Absteifung der oberen Gurten der Sparren und Ringe, welche bei innenliegendem Konstruktionsgerüste durch die Dach-

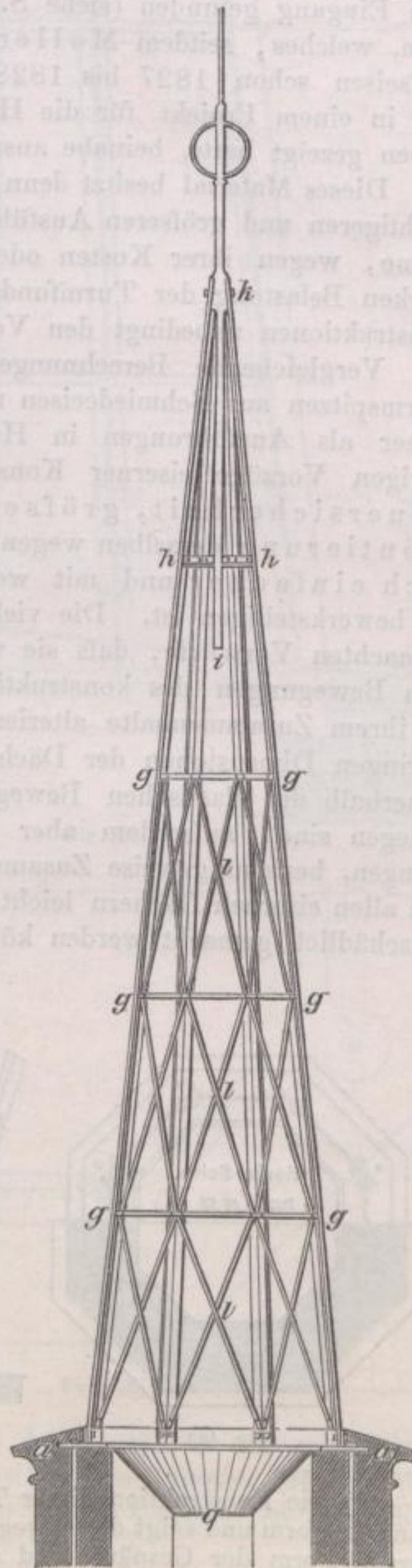


Fig. 492.
23*

fläche leicht gewonnen werden kann, hier nicht vorhanden. Bei Vermeidung dieser Mängel, namentlich bei Zugrundelegung einer parabolischen Sparrenform (Kuppel) und polygonaler Ringe hätten nach Schmidt die wirkenden Kräfte und das Eisengewicht um ca. ein Drittel geringer werden können.

b) Steile Zelt- oder Turmdächer. Die Verwendung des Gufs- oder Schmiedeeisens zum Baue der eisernen Turmhelme hat schon ziemlich früh Eingang gefunden (siehe S. 249) und namentlich war es das Schmiedeeisen, welches, seitdem Moller seine Verwendbarkeit und Vorzüge vor dem Gufseisen schon 1827 bis 1828 beim Baue der Kuppel des Mainzer Domes und in einem Projekt für die Herstellung der Spitzen der Seitentürme*) desselben gezeigt hatte, beinahe ausschließlich verwendet wurde.

Dieses Material besitzt denn auch so viele Vorzüge, daß man ihm bei allen wichtigeren und größeren Ausführungen, wo von der Errichtung massiver Turmhelme, wegen ihrer Kosten oder wegen der durch dieselben herbeigeführten starken Belastung der Turmfundamente abgesehen werden muß, vor den Holzkonstruktionen unbedingt den Vorzug einräumen wird.

Vergleichende Berechnungen haben ergeben, daß die Herstellung der Turmspitzen aus Schmiedeeisen mit Metalldachungen verhältnismäßig nur wenig höher als Ausführungen in Holz kommen; unbestreitbar dagegen sind die übrigen Vorzüge eiserner Konstruktionen vor Holzbauten, namentlich ihre Feuersicherheit, größere Festigkeit und der Umstand, daß die Montierung derselben wegen der leichteren Verbindung aller Teile wesentlich einfacher und mit weniger Rüstungen, als bei den Zimmerwerken zu bewerkstelligen ist. Die vielfach von Architekten den eisernen Pyramiden gemachten Vorwürfe, daß sie wegen der bei Temperaturänderungen eintretenden Bewegungen des konstruktiven Gerüstes die Turmmauern erschüttern und in ihrem Zusammenhalte alterieren, dürfte ziemlich gegenstandslos sein, da bei geringen Dimensionen der Dächer jene Wirkungen nur minimal und jedenfalls innerhalb der elastischen Beweglichkeit und Nachgiebigkeit des Mauerwerkes gelegen sind, außerdem aber (bei größeren Konstruktionen) solche Ausdehnungen, beziehungsweise Zusammenziehungen der eisernen Helmbasis durch die bei allen eisernen Dächern leicht erreichbare geringe Beweglichkeit der Auflager unschädlich gemacht werden können. In neuerer Zeit sind denn auch, von

älteren Ausführungen ganz zu schweigen, solche Turmkonstruktionen selbst in den bedeutendsten Dimensionen hergestellt worden und haben sich dieselben vollkommen bewährt.

Aeltere Konstruktionen eiserner Turmdächer, von kleineren Abmessungen, welche in Preußen durch den

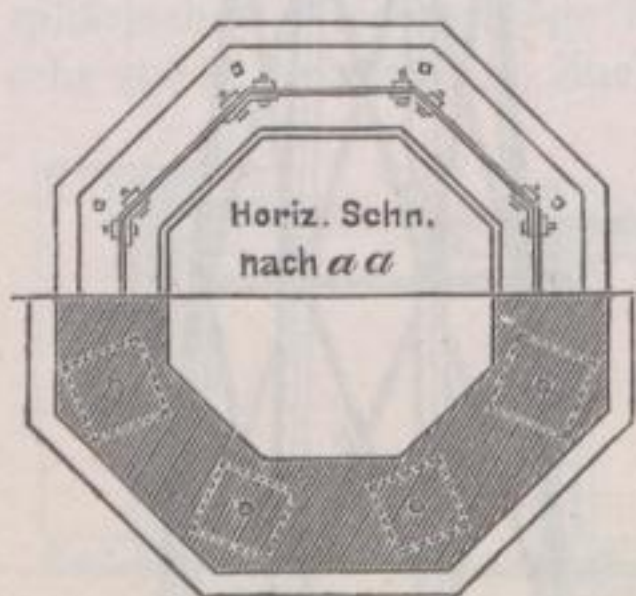


Fig. 493.

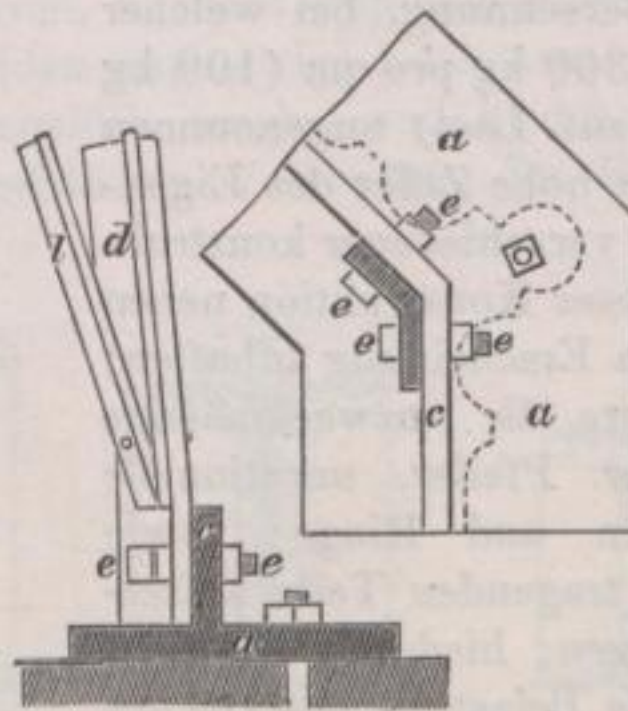


Fig. 494.

*) Die Konstruktion dieser Turmspitzen ist derjenigen der Kuppel (vergl. S. 256) ganz konform und zeigt dieser gegenüber keine weitere Modifikation, als sie durch die gerade Form der Gespärre und die polygonale der Kränze bedingt ist. (Moller, Beiträge zur Lehre von den Konstruktionen, Bl. III.)

Geh. Reg.-Rat Stein*) 1842 bis 1844 und 1850 bis 1854 zur Ausführung kamen, sind in den Figuren 492 bis 499 dargestellt.

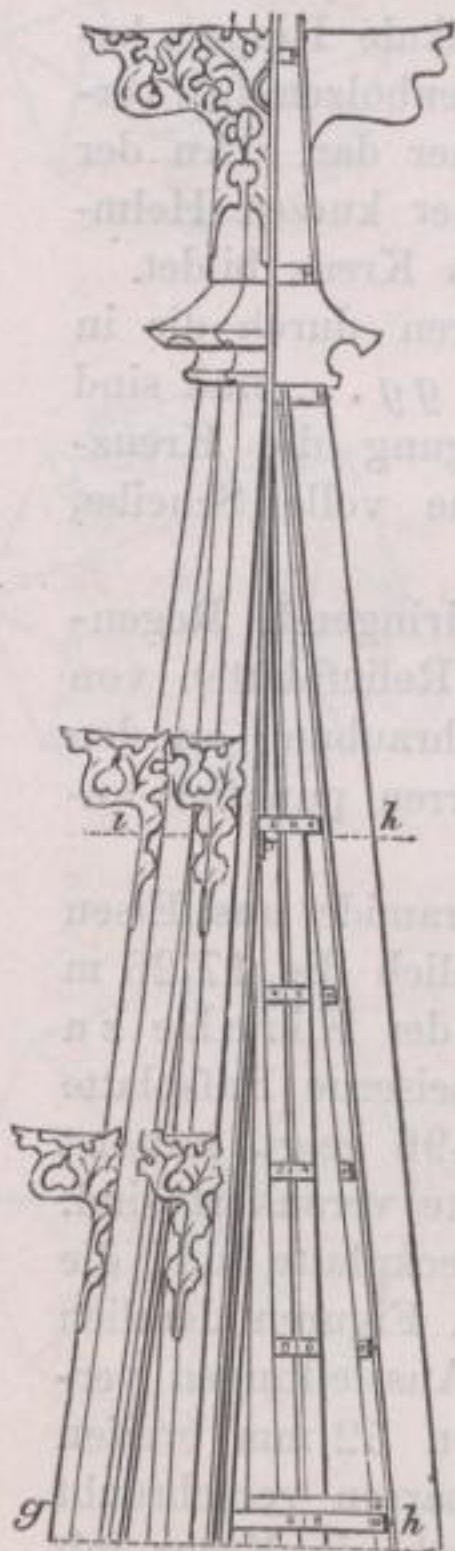


Fig. 497.

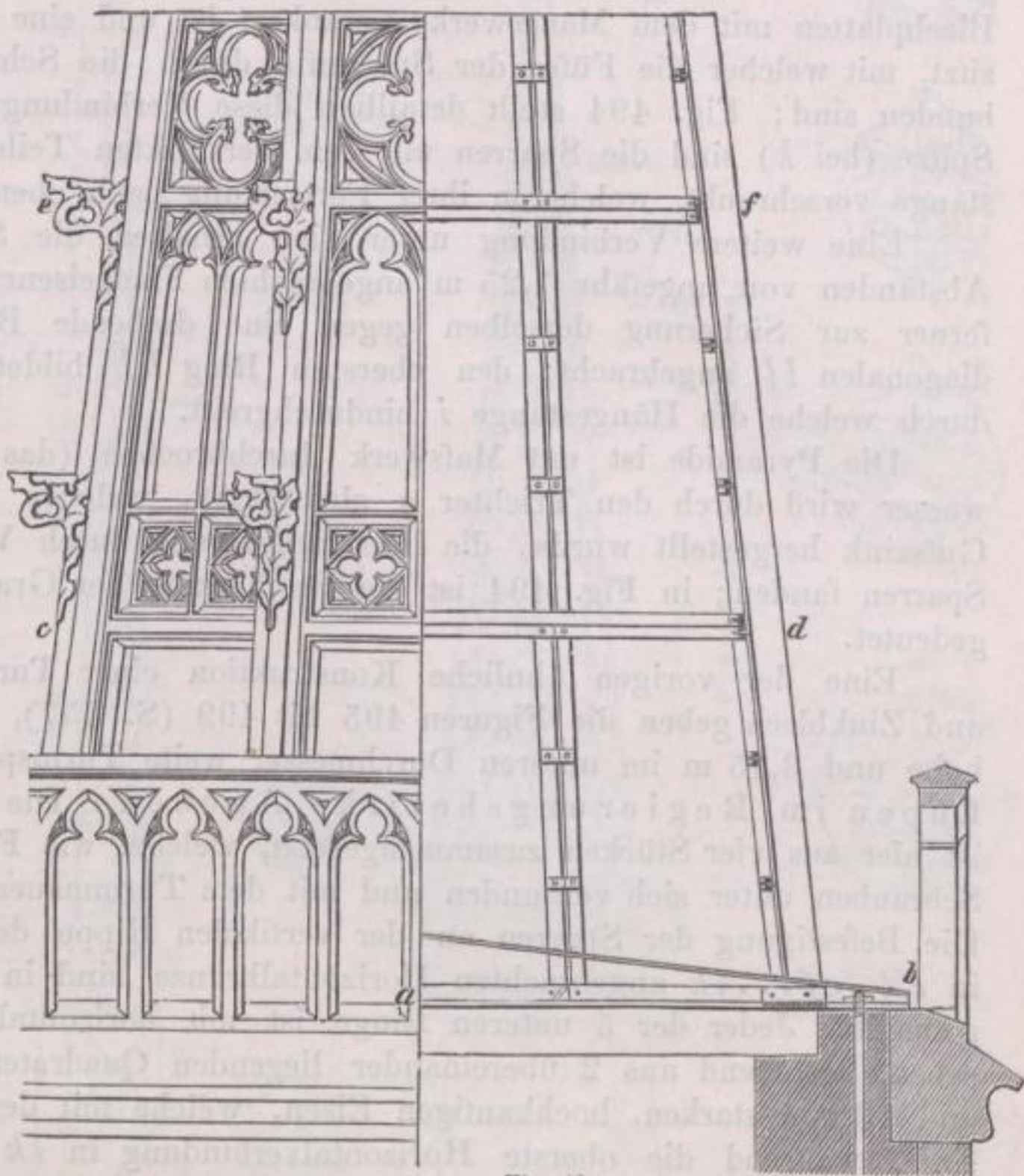


Fig. 495.



Fig. 498.



Fig. 499.

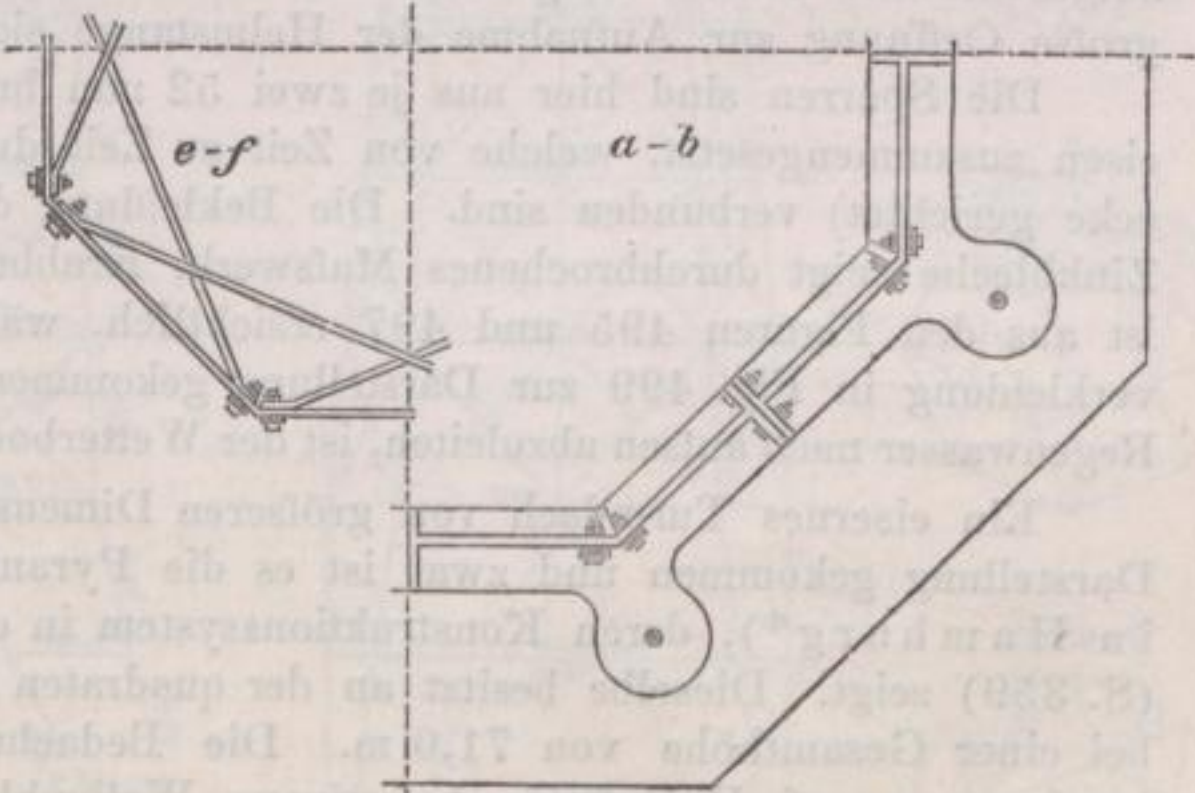


Fig. 496.

Fig. 492 stellt den Querschnitt, Fig. 493 den Grundrifs des achtseitigen Giebeltürmchens der Klosterkirche in Berlin dar, dessen Mauern eine lichte Weite von nur 1,08 m haben. Die Trag- oder Gratsparren sind hier

*) Zeitschr. f. Bauw. 1860, Bl. 51, 52 u. 53.

aus starkem, nach den Seiten des Achteckes gerichteten Schabloneneisen hergestellt und mit Zink verkleidet. Am Fusse der Pyramide befindet sich die gusseiserne achteckige Platte *aa*, welche durch 8 Bolzen und quadratische Blechplatten mit dem Mauerwerke verankert ist und eine vertikale Rippe *c* besitzt, mit welcher die Füße der Sparren *d* durch die Schraubenbolzen (*e*) verbunden sind; Fig. 494 stellt detailliert diese Verbindung näher dar. An der Spitze (bei *k*) sind die Sparren mit dem verstärkten Teile einer kurzen Helmstange verschraubt, welche in ihrer Fortsetzung nach oben das Kreuz bildet.

Eine weitere Verbindung unter sich erhalten die Sparren durch die in Abständen von ungefähr 1,25 m angebrachten Flacheisenringe *gg*... und sind ferner zur Sicherung derselben gegen eine drehende Bewegung die Kreuzdiagonalen *ll* angebracht; den obersten Ring *hh* bildet eine volle Scheibe, durch welche die Hängestange *i* hindurchgreift.

Die Pyramide ist mit Mafswerk durchbrochen (das eindringende Regenwasser wird durch den Trichter *q* abgeführt), welches aus Reliefplatten von Gufszink hergestellt wurde, die ihre Befestigung durch Verschraubung an den Sparren fanden; in Fig. 494 ist die Profilierung der Gratsparren punktiert angedeutet.

Eine der vorigen ähnliche Konstruktion einer Turmpyramide aus Eisen und Zinkblech geben die Figuren 495 bis 499 (S. 357), nämlich die 17,26 m hohe und 3,45 m im unteren Durchmesser weite Turmspitze der Kirche zu Eupen im Regierungsbezirke Aachen. Die gusseiserne Fußplatte ist hier aus vier Stücken zusammengesetzt, welche, wie Fig. 496 zeigt, mittelst Schrauben unter sich verbunden und mit dem Turmmauerwerke verankert sind. Die Befestigung der Sparren an der vertikalen Rippe der Deckplatte und die in *cd*, *ef*...*ik* angebrachten Horizontalkränze sind in den Figuren deutlich gemacht. Jeder der 5 unteren Ringe ist mit horizontalen Aussteifungen versehen, bestehend aus 2 übereinander liegenden Quadraten von 52 mm breiten und 13 mm starken, hochkantigen Eisen, welche mit den Sparren verschraubt sind, während die oberste Horizontalverbindung in *ik* durch ein Kreuz mit aufgeschroteten Enden hergestellt ist, in dessen Mitte die 39 mm im Quadrat große Oeffnung zur Aufnahme der Helmstange sich befindet.

Die Sparren sind hier aus je zwei 52 mm breiten, 13 mm starken Flacheisen zusammengesetzt, welche von Zeit zu Zeit durch Lappen (nach dem Achtecke gerichtet) verbunden sind. Die Bekleidung des Gespärres aus getriebenem Zinkbleche zeigt durchbrochenes Mafswerk, Krabben, Kreuzblume u. s. w. und ist aus den Figuren 495 und 497 ersichtlich, während das Profil der Rippenverkleidung in Fig. 499 zur Darstellung gekommen ist. Um das eindringende Regenwasser nach außen abzuleiten, ist der Wetterboden *ab* (Fig. 495) angebracht.

Ein eisernes Turmdach von größeren Dimensionen ist auf Taf. XXX zur Darstellung gekommen und zwar ist es die Pyramide der St. Petrikirche in Hamburg*), deren Konstruktionssystem in einfachen Linien die Fig. 500 (S. 359) zeigt. Dieselbe besitzt an der quadratischen Basis eine Weite von 11,6 m, bei einer Gesamthöhe von 71,0 m. Die Bedachung des Helmes besteht aus kupfernem, auf Holzpfetten befestigtem Wellenbleche, welches wegen seiner nahezu unbegrenzten Dauer dem billigeren Zinkwellenbleche bei soliden Ausführungen in der Regel vorgezogen wird.

Die Hauptform des Helmes bildet eine regulär achtseitige Pyramide

*) Schwedler, die St. Petrikirche zu Hamburg, Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 166, Bl. 37 bis 39.

von 58 m Höhe und 11,5 m unterem Durchmesser, welche durch den 13,0 m hohen, zwischen den vier Giebelmauern liegenden Teil des Daches in die quadratische Form der Turmmauern übergeführt wird. Durch diese Ueberführung ist es bedingt, daß in jedem der vier in den Ecken der Konstruktionsbasis liegenden Stützpunkte drei Sparren, nämlich ein Grat- und zwei Giebel-sparren, ähnlich wie die Kanten einer umgekehrten dreiseitigen Pyramide zusammentreffen. Die vier Gratsparren des Unterteiles laufen nach oben als Gratsparren der regulären Pyramide weiter, deren vier anderen Gräte sich auf die Spitzen der unteren Giebel aufsetzen, wodurch in Verbindung mit den Giebel-sparren hier die Form einer fünfflächigen Ecke entsteht.

In Höhenentfernungen von 2,5 bis 5,0 m besitzt das Dach 19 horizontale, zu förmlichen Zwischendecken (Böden) sich erweiternde Ringe, deren Konstruktion die Fig. 500 (S. 359) darstellt und dürfte aus diesen Grundrissen in Verbindung mit der beigegebenen Vertikalprojektion des ganzen Turmdaches sowohl, als auch derjenigen einer Seitenfläche, das System der Konstruktion hinlänglich genau zu entnehmen sein.

Die nach oben abnehmende Entfernung der Ringe wurde darnach bemessen, daß in die von den Sparren und Ringen gebildeten Trapeze ein wirksamer Diagonalverband zur Festlegung dieser Vierecke in der Dachfläche angebracht werden konnte. Die Aussteifung der achtseitigen Ringe in ihrer Horizontalebene wird durch die Balkenlagen erzielt.

In dem Unterteil des Turmdaches ist die Unverschieblichkeit des Fußringes durch das Mauerwerk genügend hergestellt, dagegen wird der Ring 4, welcher der oberen achtseitigen Pyramide als Basis dient, durch vier diagonal angeordnete, in ihrer Mitte fest verbundene Balken ausgesteift, während die Ringe 2 und 3 mit je zwei sich senkrecht kreuzenden Paaren von Etagenbalken verbunden sind, welche auf den Giebelmauern aufliegen und die Verankerung der letzteren bewerkstelligen. In 2 und 3 sind ferner die drei in einem Eckpunkte zusammenlaufenden Sparren dadurch in gegenseitig unverschiebliche Verbindung gebracht, daß zwischen ihnen dreieckförmige, horizontale Versteifungsfachwerke angebracht sind (Fig. 500 S. 359, und Fig. 1 Taf. XXX).

Ueber dem Boden 4, dessen centrale Balkenlage mit Rücksicht auf den hier erfolgenden Uebergang der Giebel-sparren in die Gratsparren angeordnet wurde, setzt sich, bis zur Horizontalebene 9, die Konstruktionsweise der Böden 2 und 3 fort und sind von den beiden sich kreuzenden Balkenpaaren die einen Hauptträger, die anderen sekundäre oder Zwischenträger; Haupt- und Zwischenträger, welche in den aufeinander folgenden Böden ihre Richtung wechseln, verbinden sich in den Ecken mit den Ringen und werden durch eingesetzte Diagonalkreuze zu unverschieblichen Figuren verbunden. Der mittlere, zwischen den Balken frei bleibende Raum dient zur Durchführung der bis zum Boden 17 ansteigenden Treppe.

Die Böden 10 bis 16 bestehen aus einem inneren centralen Ringe, welcher durch acht radiale Stichbalken mit den äußeren Ringen und Sparren verbunden ist, wobei ebenfalls diagonale Verbände die Unverschieblichkeit herstellen.

Die Diagonalverbände 18 und 19 gehören zur Spitze, welche, für sich montiert, auf den Boden 16 aufgesetzt wurde, so daß nachträglich nur noch die Sparrenteile zwischen Boden 17 und 18 einzufügen waren (vgl. Fig. 501, welche die Ansicht des Turmes vor dem Heben der Spitze darstellt; die hier

angedeutete Galerie wurde nur provisorisch angeietet, um das Heben der Spitze bewirken zu können).

Oberhalb der Horizontalebene 19 sind die Sparren nur durch polygonal gebogene Winkeleisen verbunden, 1 m unter der geometrischen Spitze der Pyramide aber mit einer kurzen eisernen Röhre vernietet, an welcher der Turmknopf, die Windfahne und Blitzableiterstange angeschlossen sind (vgl. Fig. 10 Taf. XXX).

Die Figuren 2 und 2a (Taf. XXX) zeigen in einem Vertikalschnitte der Pyramide die Konstruktion des Helmes, die Verteilung der hölzernen Pfetten, die Form der Etagenbalken und die Treppenanlage, durch welche die einzelnen Geschosse bis zum Boden 17 in Kommunikation gesetzt worden sind.

Die Sparren haben, bei der hier vorliegenden großen Verschiedenheit ihrer Beanspruchung, sehr stark variierende Querschnitte erhalten; gemeinsam ist allen Sparrenprofilen indes ein Winkeleisen von 80 mm Schenkellänge, dessen Winkel dem halben äußeren Kantenwinkel der achtseitigen Pyramide entspricht; die Stärke desselben nimmt von oben nach unten von 8 bis 13 mm zu. Vom Boden 17 aufwärts bestehen die Sparren nur aus einem Winkeleisen, abwärts bis Boden 15 aus zweien; an letzterer Stelle tritt eine Rippe von 160.10 mm Querschnitt hinzu, welche bei Boden 10 einen Querschnitt von 180.15 mm annimmt; bei Boden 7 wird ihre Breite = 200, im untersten Teile des Daches = 250 mm. Vom Boden 8 abwärts treten zu den Winkeln und der Rippe noch innere Deckplatten von der Breite der Winkeleisen hinzu; sie bestehen aus zwei Flacheisen (um ein Biegen des Bleches zu vermeiden) und besitzen im unteren Teile 170 mm Breite und 13 mm Stärke.

Die Stöße der Winkeleisen in den Sparren liegen an den Knotenplatten, die nach dem Achteckswinkel gebogen sind, die der Versteifungsrippen etwas höher; diese Verteilung wurde auch mit Rücksicht auf die Montierung gewählt, bei welcher der Aufbau des Turmes in einzelnen Etagen erfolgte und nach dem Aufbaue einer jeden derselben sofort die Einnetzung der Deckenträger und die Befestigung des Deckmaterials vorgenommen wurde.

In den Figuren 3 bis 9 sind ferner Details des Fußes der Pyramide und der Ringe bzw. Böden 2, 3, 7 und 10 dargestellt. Durch das Zusammentreffen der Giebelsparren mit den Gratsparren entsteht im Verein mit der Verankerung der Auflagerplatten eine ziemlich komplizierte Verbindung an den Sparrenfüßen (Fig. 4). Der wesentlichste Teil dieser Zusammenführung ist eine in den nötigen Biegungen ausgeschmiedete Platte, an welche die Sparren mit den Schenkeln ihrer Winkeleisen und den Deckplatten angeietet sind. Der Stofs der Platten ist durch ein innen angebrachtes Laschenblech gedeckt; die

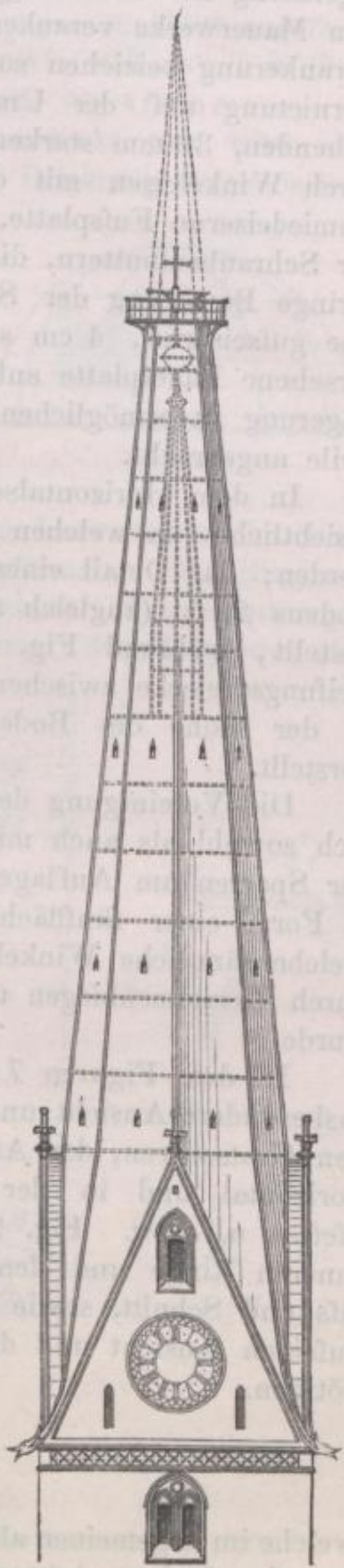


Fig. 501.

genannte Knotenplatte ist durch Fußwinkleisen mit einer horizontalen, schmiedeisernen Fußplatte vernietet und dient auch zur Befestigung des \square förmigen, die Auflager verbindenden Ringes. Die Rippen der Sparren, durch seitlich angenietete Bleche verstärkt, sind durch \perp förmige, besonders geschmiedete Stücke gegenseitig in Verbindung gebracht und durch die zwei äußeren Bolzen mit dem Mauerwerke verankert. Um auch die beiden innenliegenden Bolzen zur Verankerung beiziehen zu können, ist zwischen denselben eine Traverse durch Vernietung auf der Unterlagplatte befestigt und letztere mit einem radial stehenden, 30 mm starken Bleche in Verbindung gebracht, welches andererseits durch Winkleisen mit der Gurtplatte des Gratsparrens verknüpft ist. Die schmiedeiserne Fußplatte, durch welche, ebenso wie durch die Unterlagplatten der Schraubenmutter, die Ankerbolzen mit Spielraum hindurchgehen, um eine geringe Bewegung der Sparrenfüße zu gestatten, setzt sich nach Fig. 3 auf eine gusseiserne, 4 cm starke, an der unteren Seite mit vortretenden Rippen versehene Lagerplatte auf; in der Ausführung wurden jedoch, um eine bessere Lagerung zu ermöglichen, die unteren Rippen weggelassen und oben vortretende Teile angebracht.

In dem Horizontalschnitte CD , Fig. 1 sind die Balkenlagen 2, 3 und 4 ersichtlich, von welchen die beiden ersteren durch die Giebelmauern unterstützt werden; das Detail einer solchen Auflagerung, nämlich der Hauptträger des Bodens 2, ist (zugleich mit dem Querschnitte des betr. Ringes) in Fig. 5 dargestellt, während Fig. 6 den mittleren Teil einer der obengenannten Versteifungsdreiecke zwischen den drei in ein Auflager gehenden Sparren und zwar in der Höhe des Bodens 3, sowie das Detail des Gratsparrens daselbst vorstellt.

Die Vereinigung der Giebel- und Gratsparren an den Giebelspitzen, unter sich sowohl als auch mit dem Ringe 4, ist ähnlich wie die Zusammenführung der Sparren am Auflager gelöst worden, indem auch hier in erster Linie eine in Form einer fünfflächigen Ecke ausgeschmiedete Platte vorhanden ist, an welche sämtliche Winkelschenkel angenietet sind und eine weitere Verbindung durch Zusammenbiegen und Zusammennieten der Stehrippen der Sparren erzielt wurde.

In den Figuren 7 und 8 sind ferner Details des Bodens 7 dargestellt, insbesondere Ansicht und Grundriß der Hauptträger und deren Verbindung mit den Gratsparren, der Anschluß der Querträger an letztere, die Befestigung der horizontal und in der Dachfläche angebrachten Verstrebungen, der Holzpfetten u. s. w. Fig. 9 endlich giebt ein Stück des Bodens 10 mit seinem inneren Ringe und den ihn unterstützenden \perp förmigen Konsolen in Grundriß und Schnitt, sowie die Verbindung von Sparren, Ring und Pfetten in einer äußeren Ansicht und dürften diese Figuren einer weiteren Erklärung nicht benötigen.

4. Die Kuppeldächer,

welche im allgemeinen als Rotationsflächen mit vertikaler Drehaxe, oder als solchen Rotationsflächen einbeschriebene Polyeder zu bezeichnen sind, können, ähnlich wie dies bereits bei den Zeltdächern hervorgehoben wurde, in zweierlei Weise konstruiert werden, je nachdem ihre Binder oder Haupttragparren als Trägerfachwerk oder als Sprengwerk bzw. Bogen angeordnet werden. Die Konstruktionen ersterer Art sind in der Regel nicht gebräuchlich, aus den bereits angegebenen Gründen und würden nur da Anwendung verdienen, wo sie nicht

blofs das Dach, sondern auch die Decke des betr. Raumes mit zu bilden hätten, da letztere dann sehr einfach an die Untergurtung der radialen Gespärre befestigt werden könnte. In einem solchen Falle hätte Konstruktion und Berechnung des Daches nach den bereits gemachten Bemerkungen keine Schwierigkeit. Wir werden daher auch hier nur auf die Konstruktionen, welche der zweiten Gruppe einzureihen sind, näher eingehen und zwar zunächst auf deren

Statische Berechnung. a) Gegliederte, aus einzelnen um Gelenke drehbaren Stäben zusammengesetzte Systeme.

Bei der gewöhnlichen Berechnung dieser Dachkonstruktionen wird eine symmetrisch gegen den Pol der Kuppelfläche verteilte Belastung angenommen und die Konstruktionsteile in den auf der Kuppelfläche liegenden Knotenpunkten scharnierartig verbunden gedacht, wenn auch die Meridianbögen (Sparren) kontinuierlich zwischen den Ringen verlaufen. Die Belastung eines beliebigen Knotenpunktes K , Fig. 502, entspricht dann derjenigen einer Fläche $abcd$, deren Eckpunkte in den Mitten der trapezförmigen Felder liegen. Oft ist die Kuppelfläche im Scheitel nicht geschlossen, sondern mit einer Laterne durchbrochen, deren Gewicht der oberste Ring (Laternenring) aufnimmt. Der Ring am Fusse der Kuppel wird auch als Mauerring bezeichnet. Die Spannkraften der Stäbe lassen sich bei gleichmäßiger Belastung der Ringzonen der Kuppel sehr einfach rechnerisch und graphisch bestimmen.

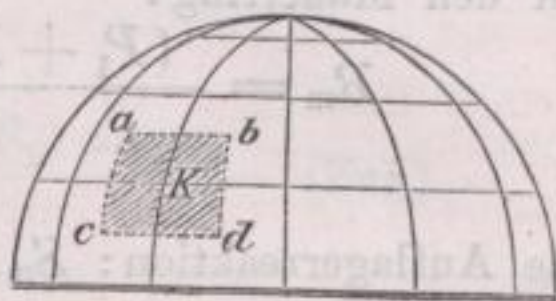


Fig. 502.

Spannungen in den Sparren und Ringen. Das Kuppeldach habe n Sparren und m Ringe; der Centriwinkel der Ringpolygons ist also $\frac{2\pi}{n}$.

Denkt man sich durch 2 Meridianebenen ein Gespärre des Kuppeldaches abgetrennt und die Spannkraften (R) der Ringe an den Schnittstellen angebracht, Fig. 503, so giebt wegen der Symmetrie der Belastung, deren Resultante an jedem Knotenpunkte eine horizontale Kraft:

$$H_x = 2R_x \sin\left(\frac{\pi}{n}\right),$$

woraus auch folgt:

$$R_x = \frac{H_x}{2 \sin\left(\frac{\pi}{n}\right)} \dots (\alpha).$$

Denkt man sich nun den x ten Knotenpunkt für sich ins Gleichgewicht gesetzt, so ergibt sich aus dem Gleichgewicht der vertikalen Kräfte:

$$S_x \sin \alpha_x = -(P_1 + P_2 + \dots + P_x); \text{ oder } S_x = -\frac{P_1 + P_2 + \dots + P_x}{\sin \alpha_x},$$

und aus dem der horizontalen (Fig. 504):

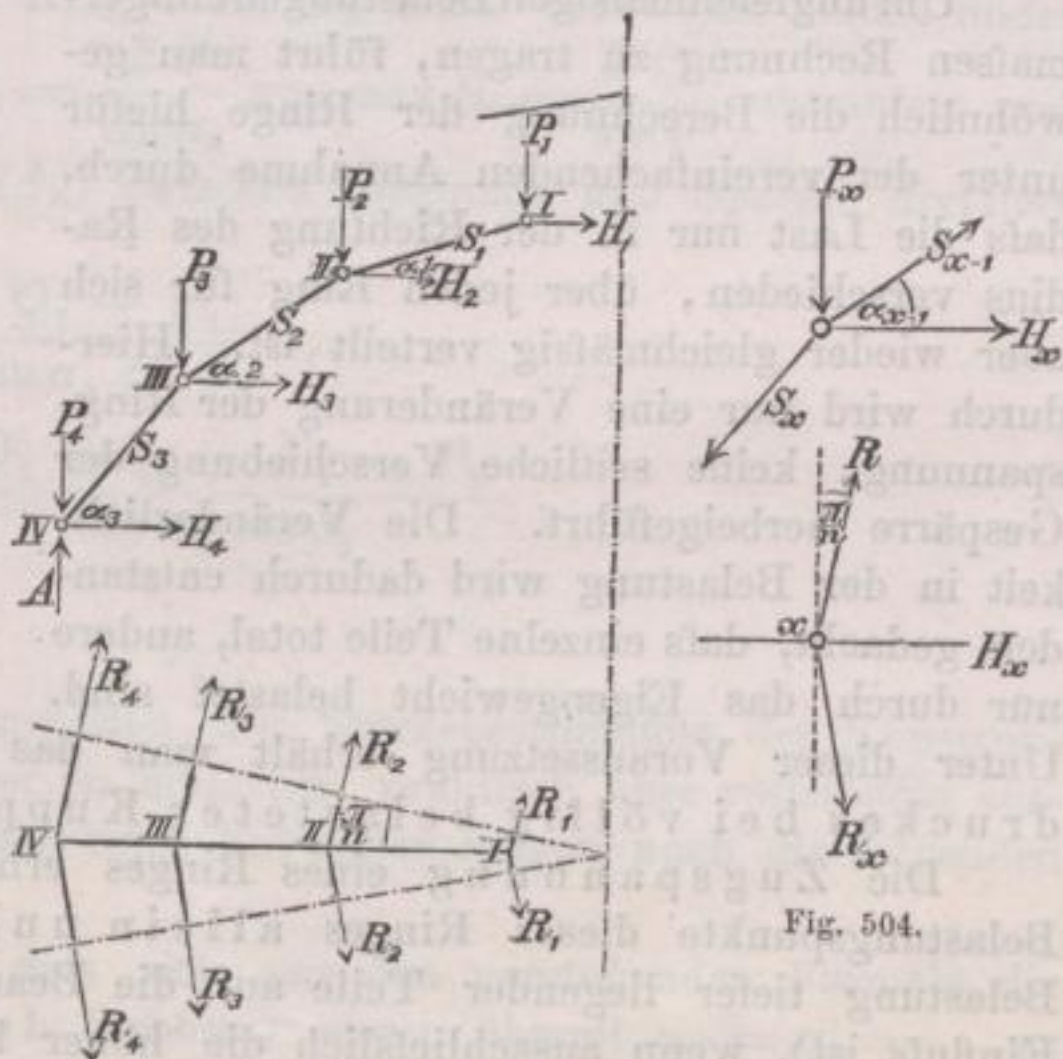


Fig. 503.

Fig. 504.

$H_x = -S_x \cos \alpha_x + S_{x-1} \cos \alpha_{x-1}$, oder wenn für H_x und S_x obige Werte eingesetzt werden:

$$R_x = \frac{(P_1 + P_2 + \dots + P_{x-1}) \cotg \alpha_{x-1} - (P_1 + P_2 + \dots + P_x) \cotg \alpha_x}{2 \sin \frac{\pi}{n}}$$

Speziell folgt hieraus für den Laternenring:

$$R_1 = -\frac{P_1 \cotg \alpha_1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad (\text{Druck}),$$

für den Mauerring:

$$R_m = \frac{(P_1 + P_2 + \dots + P_{m-1}) \cotg \alpha_{m-1}}{2 \sin \left(\frac{\pi}{n}\right)} \dots (\text{Zug}),$$

die Auflagerreaktion: $S_{m-1} \sin \alpha_{m-1} = A = P_1 + P_2 + \dots + P_{m-1}$.

Auf graphischem Wege können die Spannungen S und die Horizontalkräfte H nach Fig. 505 sehr einfach gefunden werden; es ergibt sich $Iu_1 = S_1$; $IIu_2 = S_2$; $IIIu_3 = S_3$; ferner $u_1 0 = H_1$; $u_2 u_1 = H_2$; $u_3 u_2 = H_3$; $0u_3 = H_4$; sodann aus den Kräften H die Größe der betr. Ringspannungen nach Gl. (a).

Um ungleichmäßigen Belastungen einigermaßen Rechnung zu tragen, führt man gewöhnlich die Berechnung der Ringe hierfür unter der vereinfachenden Annahme durch, daß die Last nur in der Richtung des Radius verschieden, über jeden Ring für sich aber wieder gleichmäßig verteilt ist. Hierdurch wird nur eine Veränderung der Ringspannung, keine seitliche Verschiebung der Gespärre herbeigeführt. Die Veränderlichkeit in der Belastung wird dadurch entstanden gedacht, daß einzelne Teile total, andere nur durch das Eigengewicht belastet sind.

Unter dieser Voraussetzung erhält man das Maximum des Sparrendruckes bei völlig belasteter Kuppel.

Die Zugspannung eines Ringes erhält ihr Maximum, wenn die Belastungspunkte dieses Ringes allein unbelastet sind, oder (weil die Belastung tiefer liegender Teile auf die Beanspruchung höher liegender ohne Einfluss ist), wenn ausschließlich die höher liegenden Ringe vollbelastet sind. Das Maximum der Druckspannung eines Ringes tritt bei entgegengesetzter Belastung ein, wobei also nur der Ring voll belastet, die übrigen Teile der Kuppel aber unbelastet sind.

Die Diagonalen zwischen zwei Sparren sind am meisten beansprucht, wenn die halbe Kuppel auf einer Seite des durch die Mitte der Diagonalen gehenden Durchmessers belastet, die andere unbelastet ist. Hierbei haben die beiden neben der Belastungsscheide liegenden Sparren Spannungen, die sich, wie die Belastungen, welche mit p und q pro Längeneinheit oder P und Q pro Knotenpunkt für Eigengewicht, resp. Vollbelastung bezeichnet seien, verhalten, und diese Differenz haben die Diagonalen zu übertragen; dieselben werden

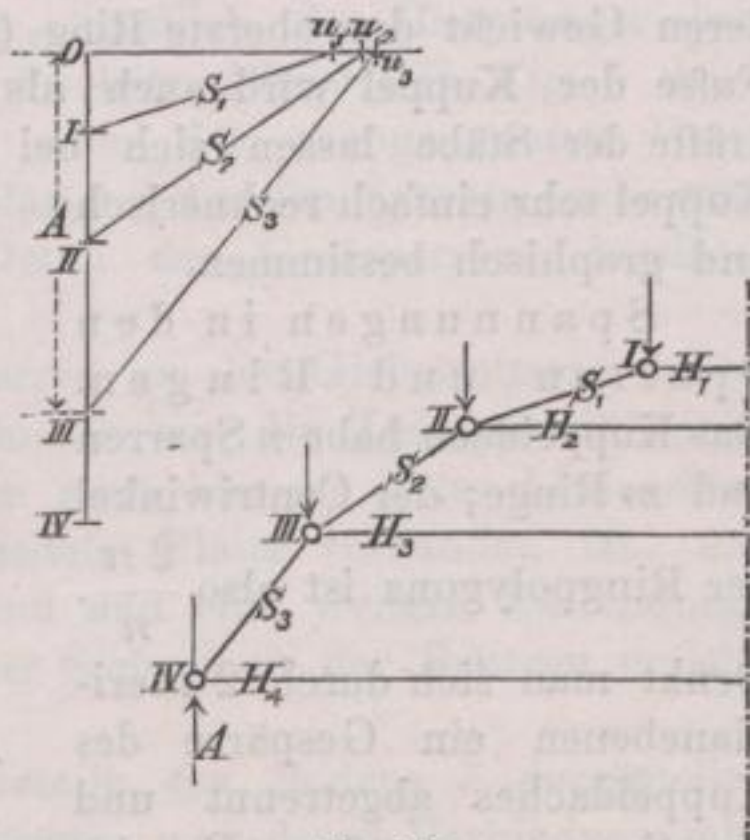


Fig. 505.

daher überschüssig stark erhalten, wenn ihr Querschnitt dieser Beanspruchung angepaßt wird.

Mit Rücksicht auf vorstehende Bemerkungen erhalten wir nun, da die Spannungen des Laternen- und Mauerringes sich bei voller Belastung am größten ergeben, die Maximalspannungen der Zwischenringe zu:

$$\max R_2 = \frac{Q_1 \cotg \alpha_1 - (Q_1 + P_2) \cotg \alpha_2}{2 \sin \left(\frac{\pi}{n} \right)} \quad (\text{Zug}),$$

$$\min R_2 = \frac{P_1 \cotg \alpha_1 - (P_1 + Q_2) \cotg \alpha_2}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad (\text{Druck}),$$

$$\max R_3 = \frac{(Q_1 + Q_2) \cotg \alpha_2 - (Q_1 + Q_2 + P_3) \cotg \alpha_3}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad (\text{Zug}),$$

$$\min R_3 = \frac{(P_1 + P_2) \cotg \alpha_2 - (P_1 + P_2 + Q_3) \cotg \alpha_3}{2 \sin \left(\frac{\pi}{n} \right)} \quad (\text{Druck}).$$

$$\vdots \quad \vdots \quad \vdots \quad \vdots \quad \vdots$$

Die Maximalspannung der Diagonalen D_x eines beliebigen Feldes findet man nach obigem, wenn $\min S_x = \frac{\sum P}{\sin \alpha_x}$ von $\max S_x = \frac{\sum Q}{\sin \alpha}$ subtrahiert und durch den Cosinus des Winkels (β_x) zwischen Diagonale und Sparren dividiert wird; also

$$D_1 \leq \frac{Q_1 - P_1}{\sin \alpha_1 \cos \beta_1},$$

$$D_2 \leq \frac{Q_1 + Q_2 - P_1 - P_2}{\sin \alpha_2 \cos \beta_2}.$$

$$\vdots \quad \vdots \quad \vdots$$

Die vorstehenden Formeln gestatten die Stärkebestimmung der Konstruktionsteile gegliederter Kuppeldächer in einfacher, praktisch aber vollständig ausreichender Weise; als Anhaltspunkt beim Entwerfen mögen noch die folgenden Bemerkungen angefügt werden.

Zunächst ist zu beachten, daß sich aus den vorstehenden Formeln die entsprechenden für das Zeltdach ergeben, wenn überall $\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_n$ gesetzt wird; dieselben gestatten aber ferner auch, das Profil des Kuppeldaches derartig zu modifizieren, daß in den Sparren oder Ringen gewisse vorgeschriebene Beanspruchungen entstehen. Sollen z. B. die Sparren überall einen gleich großen Axialdruck erhalten, so kann dieser angenommen und daraus nach den Gleichungen

$$\sin \alpha_x = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_x}{S_x}$$

die Berechnung der Neigungswinkel α vorgenommen werden; aus der Bedingung ferner, daß die Ringe die mittlere Spannung Null haben sollen, würde man folgern: $\max R + \min R = 0$, also beispielsweise für den Ring II erhalten:

$$\cotg \alpha_2 = \cotg \alpha_1 \frac{P_1 + Q_1}{P_1 + Q_1 + P_2 + Q_2}$$

und könnte hierdurch den folgenden Neigungswinkel α_2 aus dem vorhergehenden α_1 bestimmen u. s. f.

Da die Sparren und Ringe auf Druck in Anspruch genommen sind, müssen sie entsprechend steif konstruiert werden. Eine gewisse Aussteifung der Ringe ist durch die Holzpfetten gegeben, wenn dieselben neben die Ringe gelegt und mit denselben verbolzt werden. Die durch die Pfetten transversal belasteten Sparren müssen weiterhin in ihrer Vertikalebene eine Aussteifung (durch Stehbleche, Gitterträger u. s. w.) erhalten, welche die Last auf die Knotenpunkte zu übertragen imstande ist. Für den Fall, als der Sparren zwischen je zwei Knotenpunkten gerade ist, überträgt jenes Aussteifungsblech durch seine Biegefestigkeit in allen Fällen die ganze Last zwischen den Knotenpunkten; entspricht dagegen die Sparrenform der Gleichgewichtskurve für die Kuppel, so daß jeder zwischen zwei Meridianebenen liegende Teil für sich im Gleichgewicht ist (siehe unten), so überträgt der Sparren selbst die gleichförmig verteilte Last und kommt der versteifende Träger nur bei ungleichförmiger Belastung zur Wirkung. Hieraus ergibt sich, daß, wenn die ganze Kuppel, mit Ausnahme eines zwischen zwei Knotenpunkten sich befindlichen Sparrenteiles, belastet ist, dieser mit der Kraft $q - p$ pro Längeneinheit nach oben gebogen wird, für den Fall jedoch, als nur dieser Teil belastet, die Kuppel sonst aber unbelastet ist, eine Biegung desselben Konstruktionsteiles mit gleicher Intensität nach unten eintritt.

Für flache Kuppeldächer, deren Höhe im Verhältnis zur Spannweite nicht bedeutend ist, so daß annähernd Eigengewicht und Belastung gleichmäßig über deren Horizontalprojektion ausgebreitet angenommen werden kann, hat Schwedler aus der allgemeinen Theorie der homogenen Kuppelflächen*) folgende Sätze abgeleitet:

Ist der Meridian einer Flachkuppel von der Pfeilhöhe h und Spannweite $2r$ eine gemeine Parabel von der Gleichung $y = h \frac{x^2}{r^2}$

(Fig. 506), so ist das Material nach allen Richtungen gleich stark beansprucht und zwar mit $\frac{qr^2}{4h}$ pro lfd. Einheit gedrückt.

Ist das Profil der Kuppel wie eine kubische Parabel, $y = h \frac{x^3}{r^3}$, so sind bei gleichmäßiger Last die nach der Richtung der Parallelkreise wirkenden Kräfte gleich Null, die Kraft in der Richtung der Meridiane dagegen ist

$$S = \frac{qr^3}{6hx}$$

(pro Längeneinheit des Parallelkreises), welche zunimmt mit der Entfernung von der Axe und im Pol ($x=0$) unendlich groß werden würde, wenn nicht daselbst entweder diese Krümmung verlassen oder ein Ausschnitt für eine Laterne angeordnet wird.

*) Zeitschr. für Bauwesen, 1866, S. 7 u. ff.

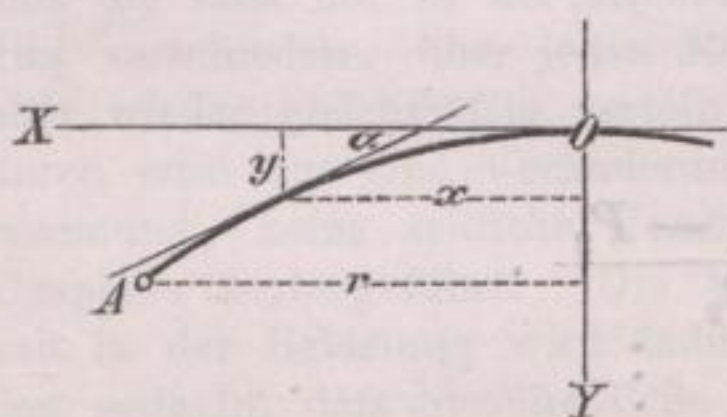


Fig. 506.

der St. Nikolaikirche in Potsdam, aus Gufseisen, erbaut 1850, mit einer Spannweite von 22,55 m und derjenigen des Mainzer Domes (S. 256, Figg. 372 bis 374) aus Schmiedeeisen, erbaut 1828, mit einer Spannweite von 13,75 m Erwähnung gethan. Die beiden Konstruktionen zeigen recht deutlich, mit wie viel geringeren Eisenmengen die schmiedeeisernen Konstruktionen gegenüber den gufseisernen ausgeführt werden können.

Es ist ferner auch auf Figur 1, Tafel XII hinzuweisen, welche den als Bogenfachwerk ausgeführten Kuppelstarr des auf Taf. XI dargestellten und auf S. 194 beschriebenen Palmenhauses im botanischen Garten zu München darstellt. Diese Kuppel ist, gleichfalls aus Schmiedeeisen, zu Anfang der 60er Jahre erbaut worden.

Eine ältere Kuppelkonstruktion aus Schmiedeeisen, welche, was das Detail der Konstruktionsglieder und ihrer Verbindungen betrifft, mit der des Mainzer

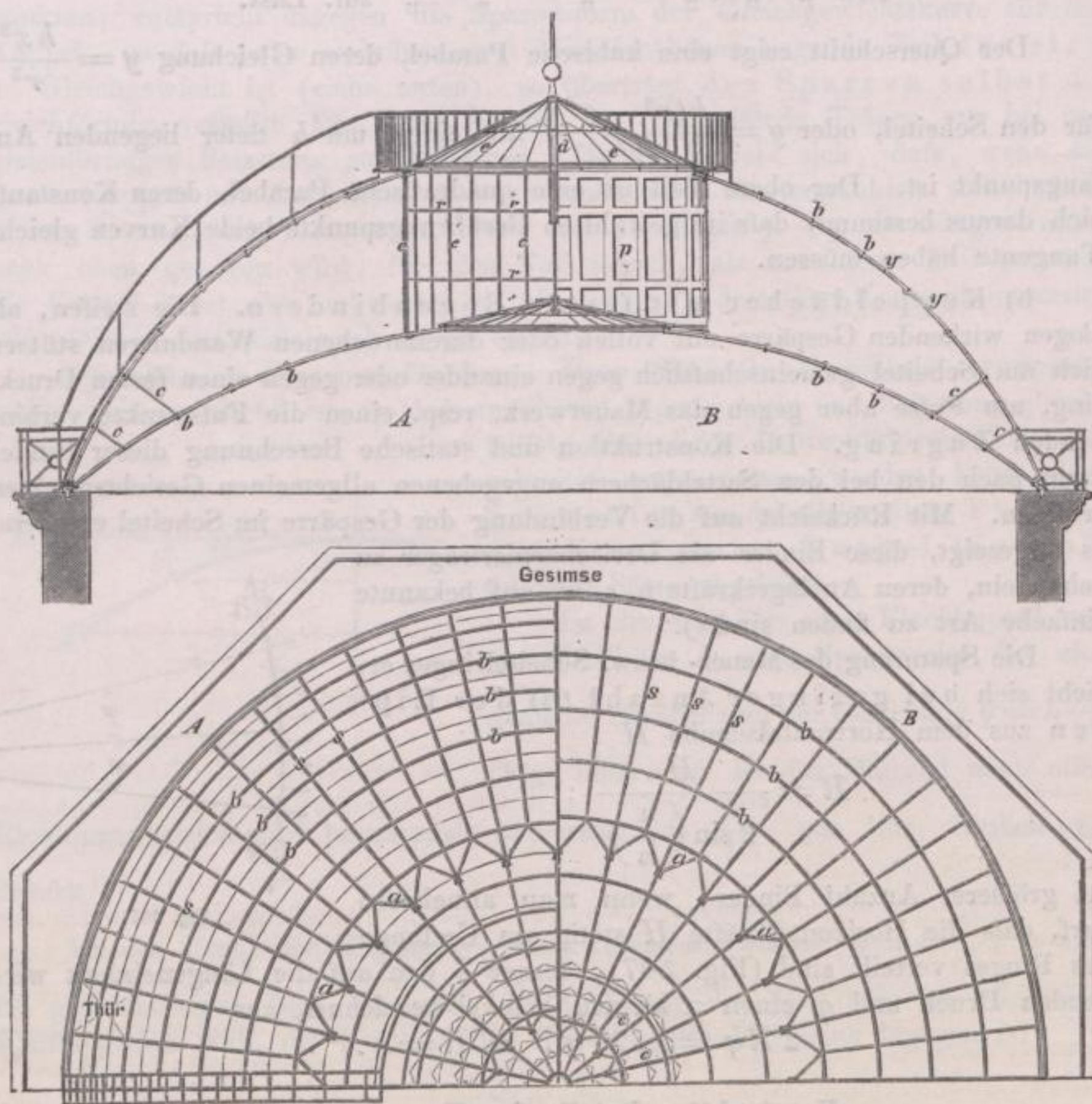


Fig. 508.

Domes große Ähnlichkeit aufweist, ist die in den Figuren 508 bis 513 dargestellte, von Görz, einem Schüler Möllers, entworfene Doppelkuppel über dem Speisesaale des vorm. herzogl. Schlosses zu Wiesbaden.

Die Lichtweite des kreisrunden Saales beträgt 15,0 m, die Stützweite der mit gemeinschaftlichen Auflagern versehenen Kuppeln 15,6 m. Die Kuppelflächen, von welchen die äußere die mit Kupferblech gedeckte Dachfläche, die innere eine reich verzierte Putzdecke trägt, sind mit Oberlichtern durchbrochen, welche außen 4,5 m, innen 3,6 m im Durchmesser haben.

Jede Kuppel hat 28 Haupt- und 28 Nebensparren (s, s im Grundrifs Fig. 508) aus gekrümmten Flacheisen, welche im äußeren Dach 8,4, im inneren 11,4 m Radius und einen Querschnitt von 36.18 mm haben. Die Hauptsparren reichen bis zu den Laternenkränzen, welche die Basen der kegelförmigen Oberlichtdächer bilden, die Zwischensparren dagegen besitzen nur etwa $\frac{2}{3}$ der Länge der Hauptsparren und verbinden sich mit denselben durch gabelförmige Schienen *aa*, Fig. 508. Jeder der Sparren, deren Entfernung

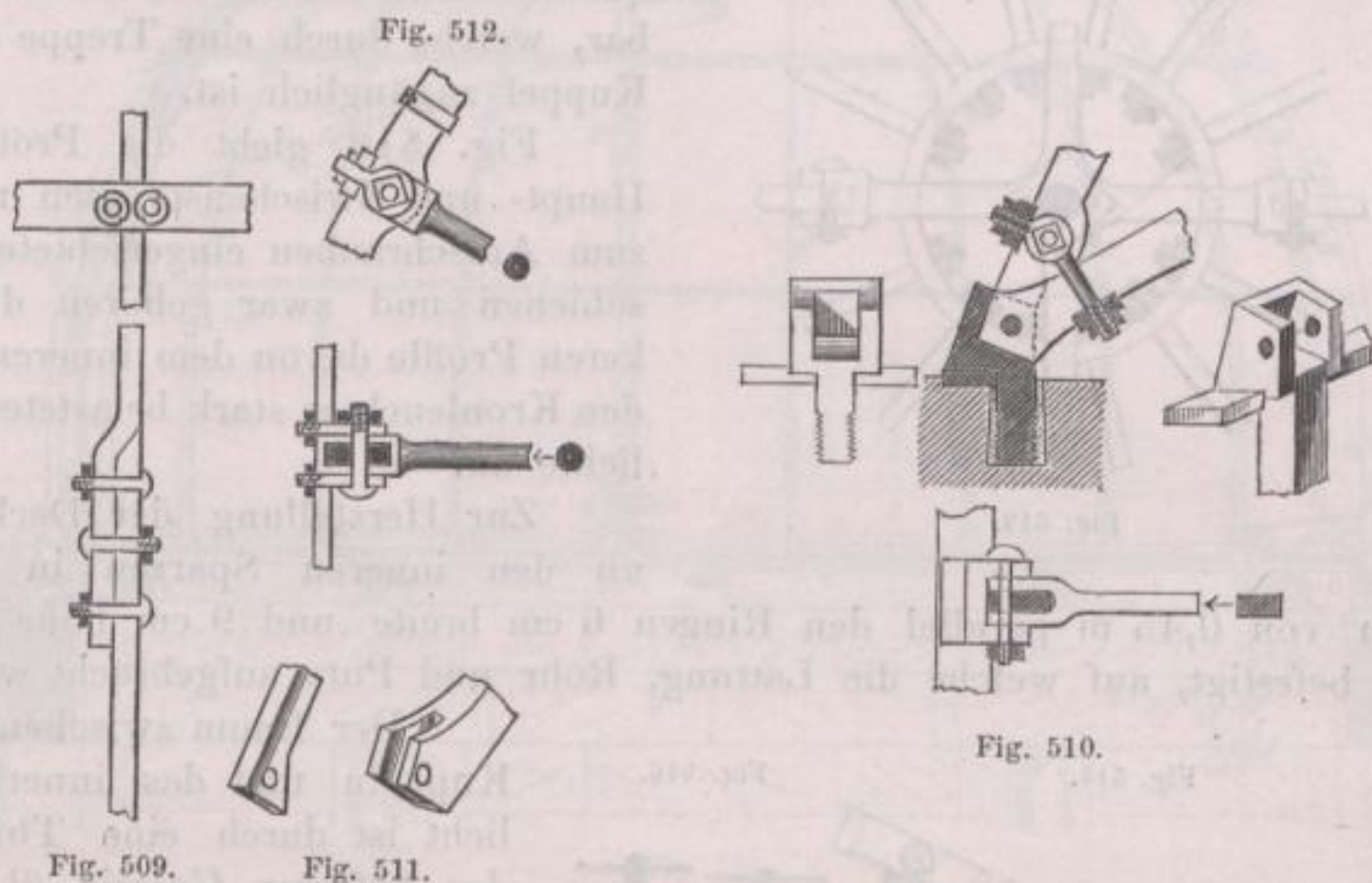


Fig. 509.

Fig. 511.

Fig. 510.

am Fusse der Kuppeln gleich 0,87 m ist, besteht aus 2 Teilen, welche durch Ueberplattung und 3 eingezogene Schraubenbolzen verbunden sind (Fig. 509). Im unteren Teile sind die Sparren der äußeren und inneren Dachfläche durch kurze Spannriegel (*c*, Fig. 508) gegenseitig mit einander verbunden und abgesteift, und besitzen ein gemeinschaftliches Auflager, gebildet durch einen eisernen Schuh, mit welchem die durch Schlitzzapfen verbundenen Sparrenfüße verschraubt sind. Zur Aufhebung des Sparrenschubes stützen sich die mit Steinschrauben versehenen Sparrenschuhe gegen einen rechteckigen, teilweise in die Gesimssteine eingelassenen Mauerring. Fig. 510 stellt diese Verbindung in verschiedenen Projektionen dar, während Fig. 511 eine isometrische Projektion der Sparrenfüße giebt.

Die horizontalen Ringe *bb* der Kuppel, 36 auf 12 mm stark, sind in Entfernungen von 0,90 m angebracht und mit den Sparren durch Winkelschrauben und Bolzen verbunden (Fig. 509 und 512), außerdem aber mit denselben verkämmt. Zwischen je zwei Ringen der äußeren Dachfläche liegen zur besseren Unterstützung der Kupferblechtafeln Schienen *y*, aus 18 mm breitem, 4 mm dickem Bandeisen, welche durch vernietete Haftbleche an den Sparren befestigt sind (Fig. 508).

Die Sprossen der Oberlichtflächen sind ähnlich wie die Hauptsparren durch Ringe ausgesteift. Die inneren Oberlichtsprossen laufen im Scheitel gegen

einen Ring (Fig. 513), welcher vermittelt eines kreuzförmigen Bügels den schweren Kronleuchter trägt; das Kreuz ist der größeren Sicherheit wegen nochmals mittelst zweier Hängestangen (*d*, Fig. 508) an den Scheitelpunkt des äußeren Oberlichtes aufgehängt.

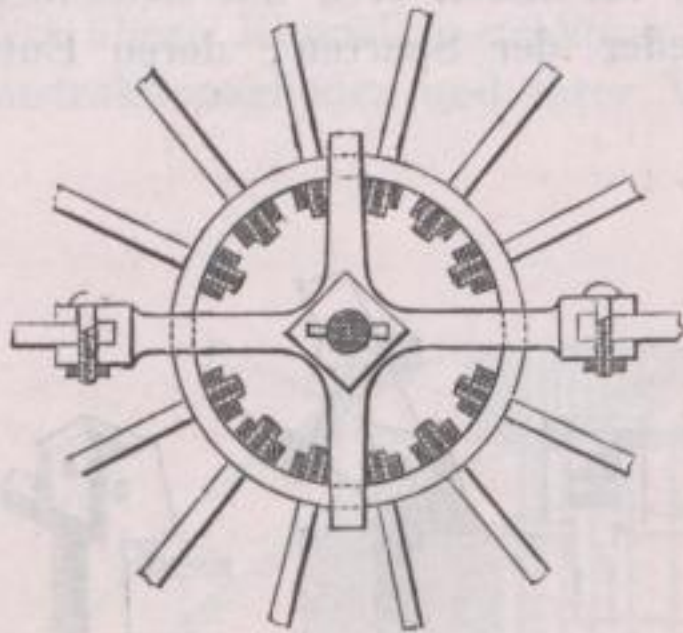
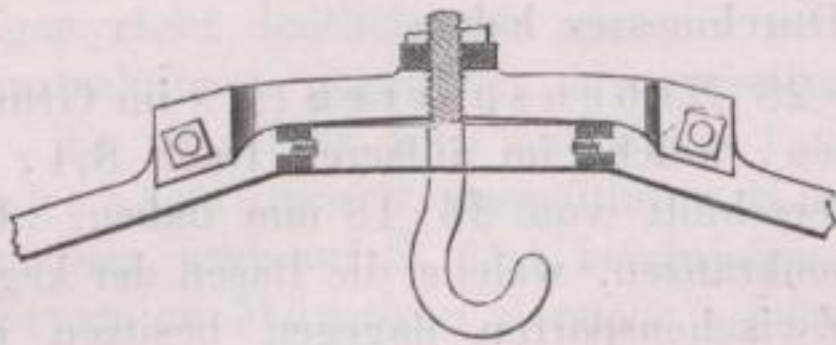


Fig. 513.

Die Verbindung zwischen den inneren Oberlichtsprossen und inneren Kuppelsparren zeigt Fig. 515, diejenige der entsprechenden Teile auf den äußeren Flächen Fig. 514; in letzterer ist zugleich die um das Oberlicht laufende Galerie, aus flachen Tragschienen mit darauf genieteten quadratischen Schienen bestehend, sichtbar, welche durch eine Treppe auf der Kuppel zugänglich ist.

Fig. 516 giebt die Profile der Haupt- und Zwischensprossen mit den zum Aufschrauben eingerichteten Kittschienen und zwar gehören die stärkeren Profile davon dem inneren durch den Kronleuchter stark belasteten Oberlichte an.

Zur Herstellung der Decke sind an den inneren Sparren in Entfernungen von 0,45 m parallel den Ringen 6 cm breite und 9 cm hohe Dielenstücke befestigt, auf welche die Lattung, Rohr und Putz aufgebracht wurde.

Der Raum zwischen beiden Kuppeln und das innere Oberlicht ist durch eine Thüre von der äußeren Galerie über dem Hauptgesims aus zugänglich gemacht. Zur besseren Reflexion des Lichtes ist die innere Lichtöffnung mit einer gestemmtten, weiß gestrichenen Bretterwand umgeben, welche zwischen den vertikalen Stangen *c* und den horizontalen Reifeisen *r* (Fig. 508) befestigt ist.

Eine große Einfachheit der Konstruktion zeigt die Drehkuppel der von Hansen erbauten Sternwarte von Athen*) (Fig. 517 bis 519, S. 371). Dieselbe bedeckt den zur Aufnahme eines großen Refraktors bestimmten Rundbau und zeigt eine eigentümliche Anordnung ihrer 24 Rippen, insofern, als dieselben nicht nach dem Scheitelpunkte der Kuppelfläche laufen, sondern zu je zweien (in einer Entfernung von 0,6 m von einander) mit dem in ihrer Mitte liegenden Meridian

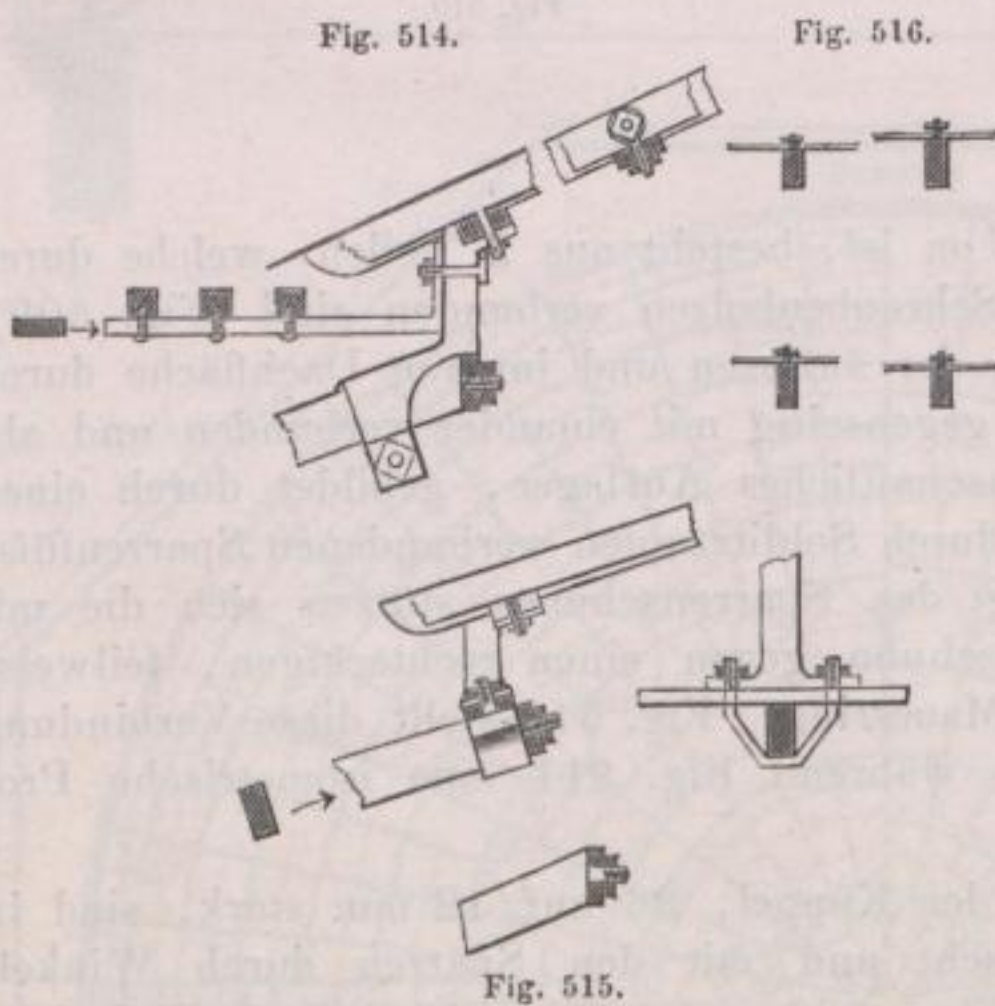


Fig. 514.

Fig. 516.

Fig. 515.

zur Aufnahme eines großen Refraktors bestimmten Rundbau und zeigt eine eigentümliche Anordnung ihrer 24 Rippen, insofern, als dieselben nicht nach dem Scheitelpunkte der Kuppelfläche laufen, sondern zu je zweien (in einer Entfernung von 0,6 m von einander) mit dem in ihrer Mitte liegenden Meridian

*) Allgem. Bauzeitung 1846, S. 126, Bl. 34.

parallel laufen, wodurch der für die Beobachtungen erforderliche Ausschnitt in der Dachfläche, vermittelst welchen man in Verbindung mit einer der Kuppel

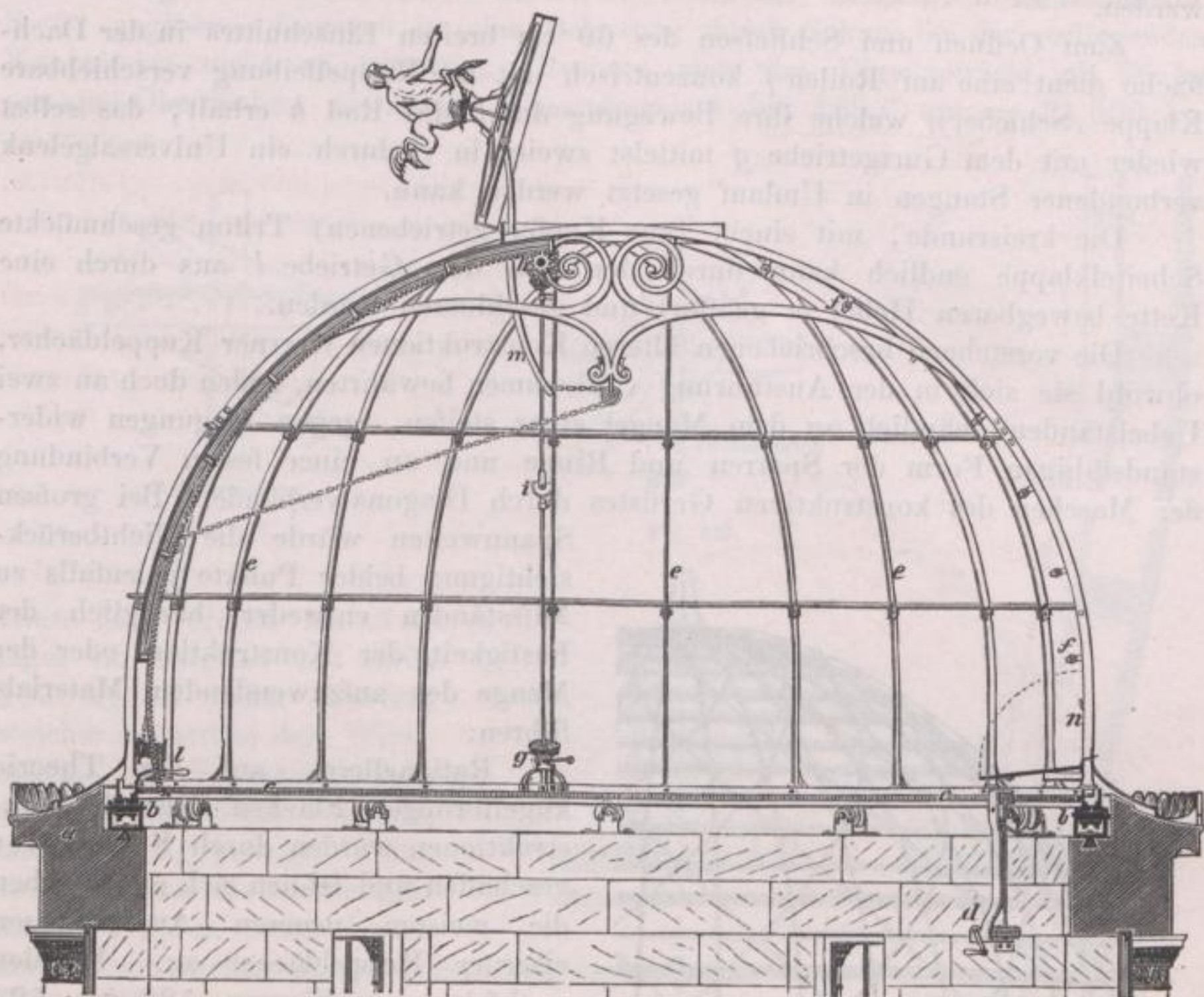


Fig. 517.

zu gebenden Drehung um ihre vertikale Axe den ganzen Himmelsraum beobachten kann, sowohl innen als außen weniger auffällig erscheint.

Die Spannweite der mit Kupfer abgedeckten Kuppel beträgt nur 5,1 m, ihre Höhe von der Auflagerfläche bis zum äußeren Scheitelpunkte der die Form eines überhöhten Halbkreises besitzenden Rippen 3,30 m. Die 5 cm hohen Rippen (*e*) sind an ihrem unteren Ende mit einem Reifen *e*, welcher über die konisch geformten, auf den Gesimssteinen *a* aufgesetzten Rollen *b* läuft (Fig. 519), im Scheitel mit dem horizontalen, 1,20 m im Durchmesser weiten Ring der dort befindlichen Oeffnung verbunden. Zwischen beiden bilden Ringe aus Flachschienen die seitliche Verspannung der Sparren, an welche sie sich mit umgebogenen Enden und Verschraubung anschließen.

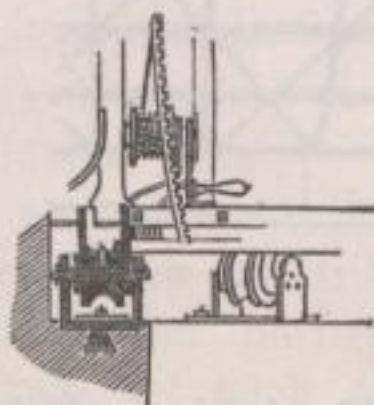


Fig. 519.

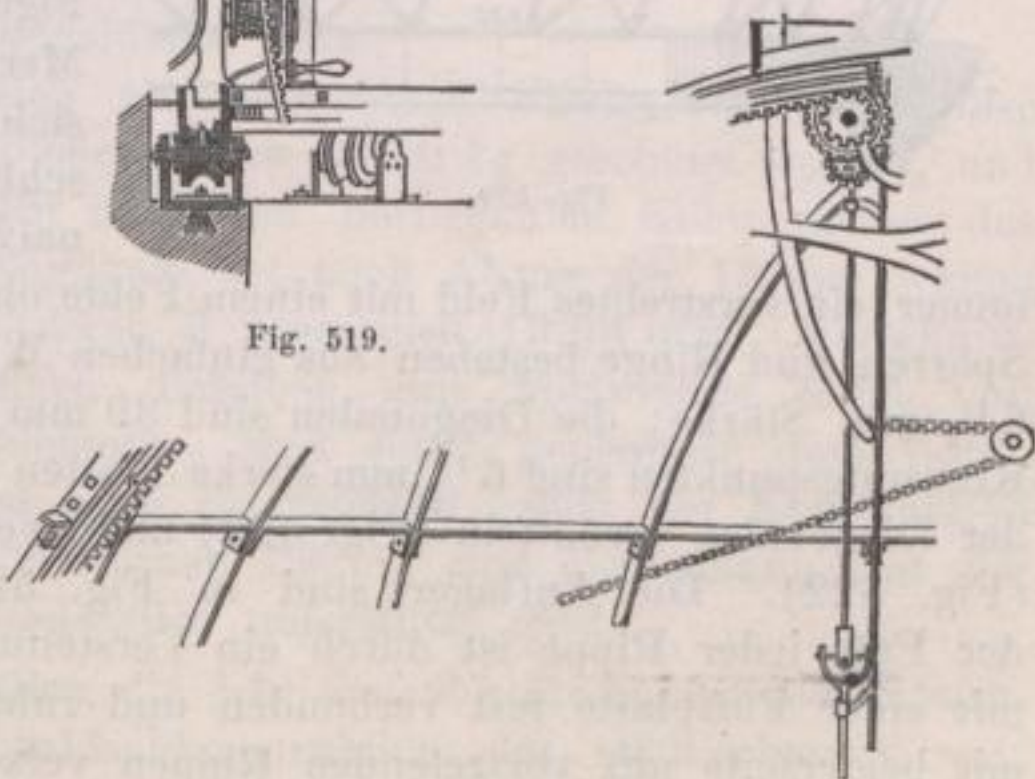


Fig. 518.

Die Drehung der Kuppel kann durch das Getriebe d , welches in den nach inwendig gezahnten Reifen c eingreift, in rotierende Bewegung gesetzt werden.

Zum Oeffnen und Schliessen des 60 cm breiten Einschnittes in der Dachfläche dient eine auf Rollen f konzentrisch mit der Kuppelleibung verschiebbare Klappe (Schieber), welche ihre Bewegung durch das Rad h erhält, das selbst wieder mit dem Gurtgetriebe g mittelst zweier in i durch ein Universalgelenk verbundener Stangen in Umlauf gesetzt werden kann.

Die kreisrunde, mit einem (aus Kupfer getriebenen) Triton geschmückte Scheitelklappe endlich kann durch den von dem Getriebe l aus durch eine Kette bewegbaren Hebel m geöffnet und geschlossen werden.

Die vorstehend beschriebenen älteren Konstruktionen eiserner Kuppeldächer, obwohl sie sich in der Ausführung vollkommen bewährten, leiden doch an zwei Uebelständen, nämlich an dem Mangel einer steifen, gegen Biegungen widerstandsfähigen Form der Sparren und Ringe und an einer festen Verbindung der Maschen des konstruktiven Gerüstes durch Diagonalverbände. Bei großen

Spannweiten würde die Nichtberücksichtigung beider Punkte jedenfalls zu Mifsständen entweder bezüglich der Festigkeit der Konstruktion oder der Menge des aufzuwendenden Materials führen.

Rationellere, auf der Theorie kugelförmiger Flächen fußende Konstruktionen wurden durch Schwedler geschaffen und lehnen sich an dieselben die meisten neueren Ausführungen eiserner Kuppeldächer an. In den nachfolgenden Figuren 520 bis 523 ist die von Schwedler entworfene Kuppelkonstruktion der neuen Synagoge zu Berlin veranschaulicht.

Die Hauptform und die Hauptmaße derselben giebt der Querschnitt Figur 520. Die Kuppel hat 36 in Meridianen liegende Sparren, welche sich im Scheitel an eine Platte anschließen, und 11 Ringe. Der Diagonalverband ist so angeordnet, daß

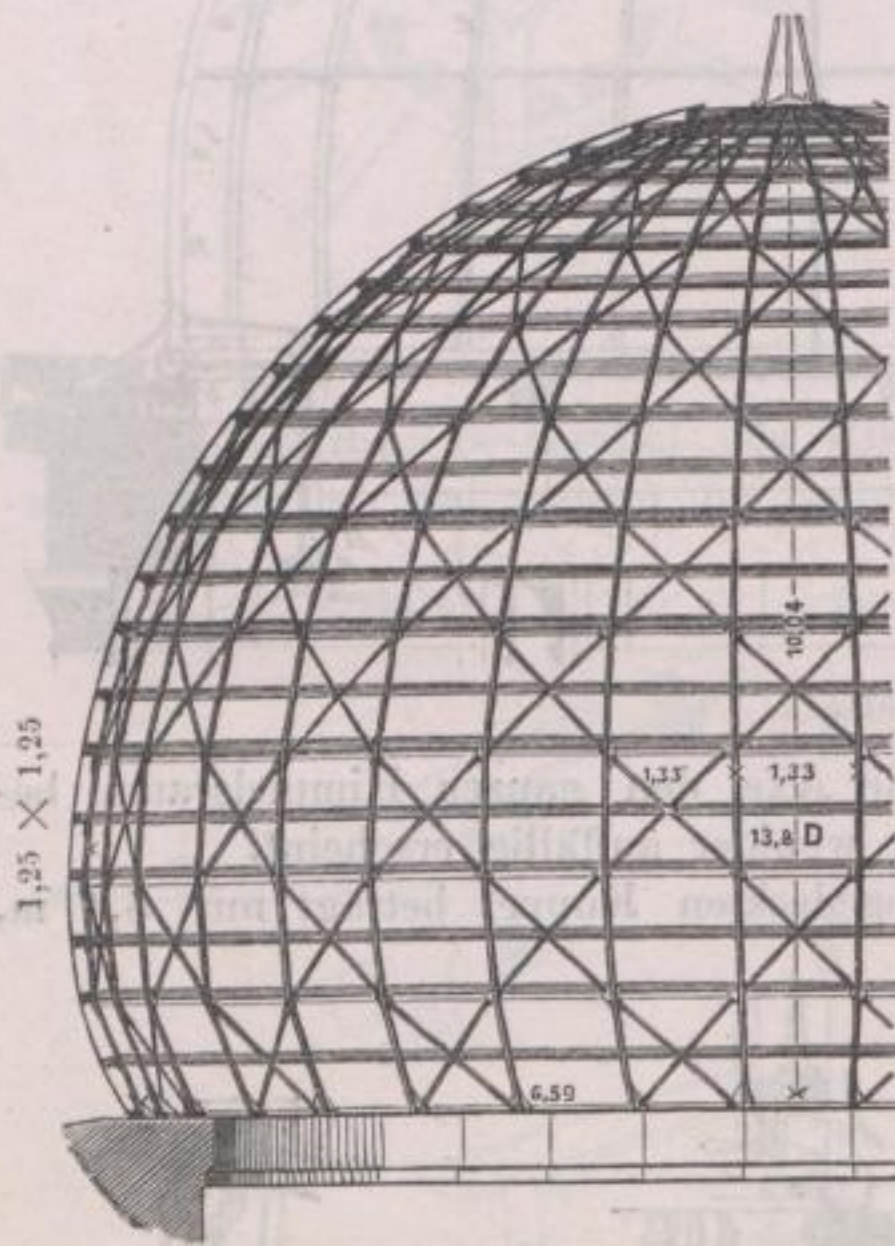
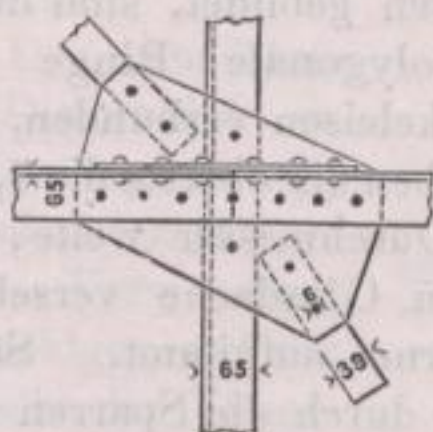


Fig. 520.

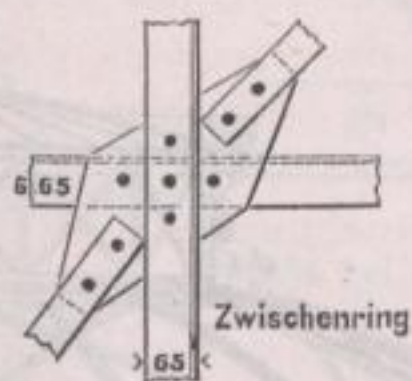
immer ein verstreutes Feld mit einem Felde ohne Verband abwechselt. Sämtliche Sparren und Ringe bestehen aus einfachen Winkeleisen von 65 . 65 mm Seite bei $6\frac{1}{2}$ mm Stärke; die Diagonalen sind 39 mm breit und $6\frac{1}{2}$ mm stark. An den Kreuzungspunkten sind $6\frac{1}{2}$ mm starke Platten eingeschoben, welche den Anschluß der Diagonalen vermitteln (Fig. 523) und eventuell auch als Stofsplatten dienen (Fig. 522). Die Auflager sind in Fig. 521 in 3 Projektionen dargestellt; der Fuß jeder Rippe ist durch ein Versteifungsblech und doppelte Winkeleisen mit einer Fußplatte fest verbunden und ruht mit dieser auf einer gußeisernen, mit beiderseits mit vortretenden Rippen versehenen Unterlagplatte, welche mittelst einer Zwischenlage von Cement auf das Mauerwerk aufgesetzt ist. Die Zinkdachung wurde auf einer durch Holzpfetten unterstützten Schalung befestigt.

Das gesamte Eisengewicht dieser Konstruktion ergab sich in der Ausführung zu 19,5 kg pro qm Oberfläche der Kuppel. Eine überschlägliche statische Berechnung der Kuppel hat Schwedler in der Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 31 gegeben. Darnach ist eine Belastung durch Schnee bei der vorliegenden Kuppelform nicht zu erwarten. Rechnet man das Eigengewicht mit 76 kg pro qm Oberfläche, so ist das Gesamtgewicht bei 408,6 qm = 31 000 kg.



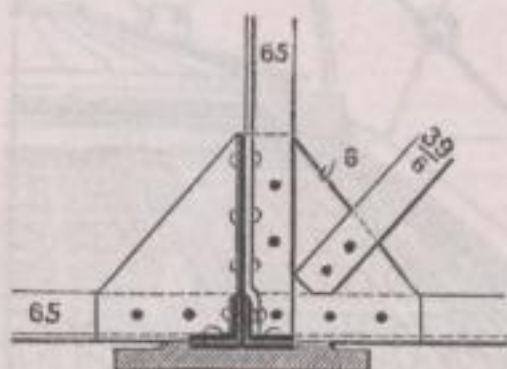
Stoffsverbindung.

Fig. 522.



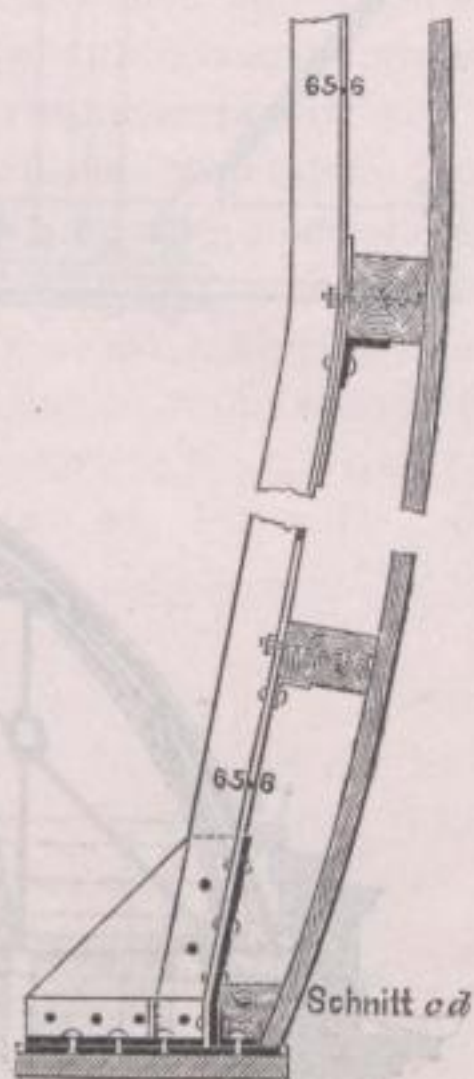
Zwischenring

Fig. 523.

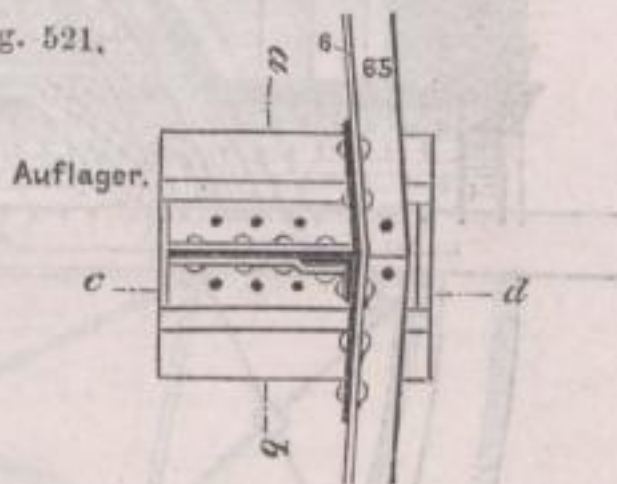


Schnitt a b.

Fig. 521.



Schnitt c d



Auflager.

Diese Last drückt am Auflager im maximo mit circa 1000 kg auf jeden Sparren, welcher außerdem dem Winddrucke zu widerstehen hat, der pro lfdn. Meter Sparren circa 159 kg beträgt. Ohne Rücksicht auf die Kontinuität ist bei 1,25 m freier Länge eines Sparrenteiles das reduzierte Biegemoment

$$\frac{636 \cdot 125}{8 \cdot 730} = 13,6, \text{ das Widerstandsmoment eines Stabes von } 6,5 \text{ cm Höhe und } 0,65 \text{ cm Breite aber}$$

$$\frac{0,65 \cdot 6,5^2}{6} = 27,46, \text{ mithin ist der eine Schenkel}$$

der gewählten Winkeleisen zur Aussteifung hinreichend, der andere zur Fortpflanzung des Druckes.

Der Winddruck gegen die Kuppelfläche kann ungefähr gleich der Hälfte desjenigen auf eine obere Fläche von der Größe des Kuppelquerschnittes (98,5 qm) oder gleich 6 250 kg geschätzt werden, und haben demselben circa 8 Diagonalen mit ihren horizontalen Komponenten das Gleichgewicht zu halten. Jede Diagonale hat nach Abzug der 13 mm weiten Nietlöcher noch 1,71 qcm, somit deren 8 zusammen 13,68 qcm Querschnitt. Bei einer Neigung von 45° können dieselben eine horizontale Kraft von $0,7 \cdot 730 \cdot 13,68 = 7000$ kg aufnehmen, sind somit gegenüber dem Winddruck hinreichend fest. Hierbei ist noch zu beachten, daß die Konstruktion durch die Verschraubung mit den hölzernen Pfetten und Benagelung mit der Schalung in ihrer Stabilität außerordentlich unterstützt wird.

Die Figuren 524 bis 529 stellen die sehr einfache für bescheidene Spannweiten sehr empfehlenswerte Kuppeldachkonstruktion des städtischen Vierordt-Bades in Karlsruhe dar. Die als Wartesaal dienende Rotunde hat 11,55 m Lichtweite ist, (Fig. 524) durch ein spitzbogenförmiges, mit einem

3,60 m weiten Oberlicht versehenes Kuppelgewölbe überdeckt und mit einer 12,0 m Stützweite besitzenden Eisenkonstruktion überdacht. In der Höhe des Dachanfanges ist die 0,81 m dicke, kreisrunde Umfangsmauer verstärkt durch

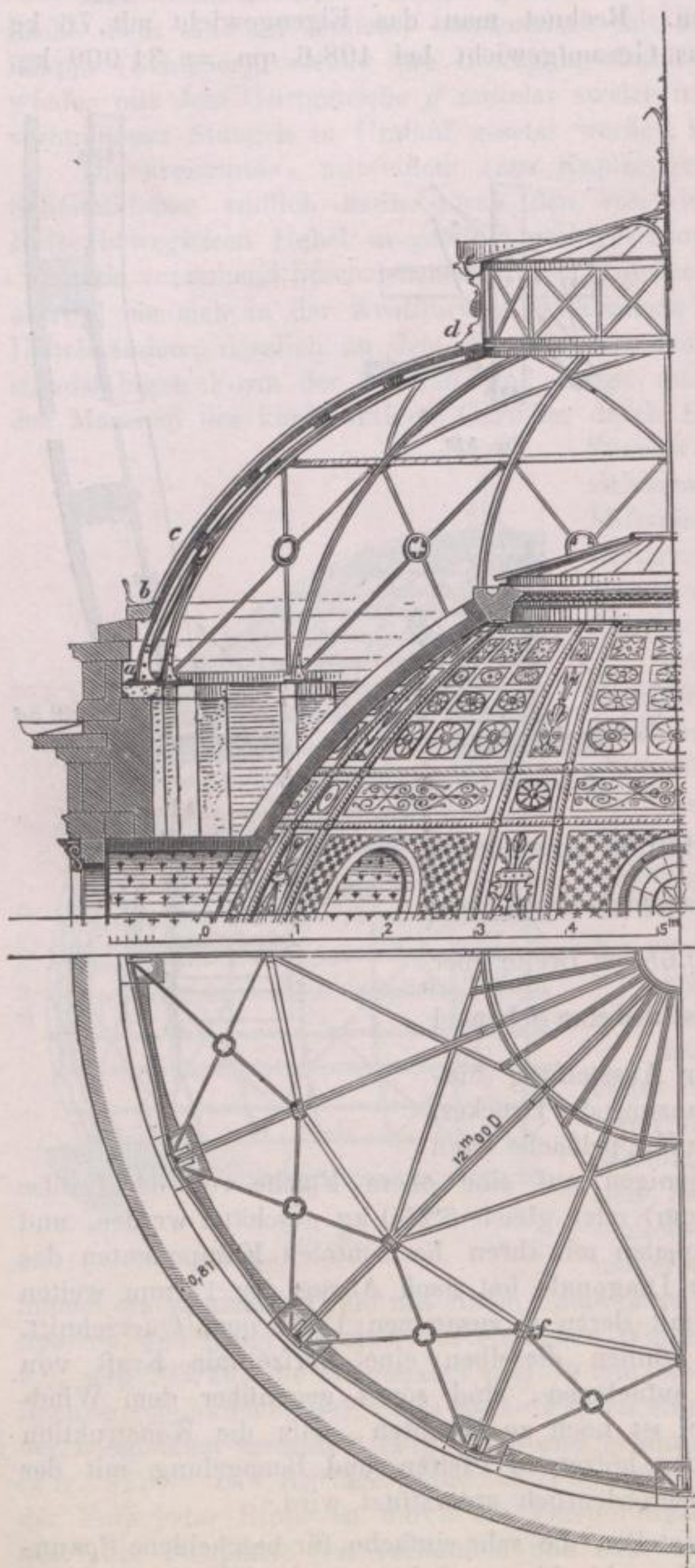


Fig. 524.

16 Pfeilervorsprünge, welche den 16 Bogenrippen des Daches entsprechen; letztere aus 95 mm hohen einfachen **T**Eisen gebildet, sind durch 3 polygonale Ringe aus Winkeleisen verbunden, von welchen der oberste die 4,0 m im Durchmesser weite, mit einem Glasdache versehene Laterne aufnimmt. Sämtliche durch die Sparren und Ringe gebildeten Vierecke der Dachfläche haben einen Diagonalverband erhalten, welcher in den oberen Feldern aus Flach-, in den unteren aus Rundeisen hergestellt ist. Die Kuppel ist mit Zinkblech gedeckt und mit vortretenden Rippen, Palmetten und Fruchtschnüren verziert.

Von den Detailfiguren stellt Fig. 525 die Verbindung am Auflager vor, welche dort zwischen Sparrenfuß und Fußplatte, Mauerung und diagonalen Rundeisen angeordnet ist. Dieser untere Teil der Rippen ist nach außen durch die gemauerte Attika des Rundbaues verdeckt, deren Anschluss an die Dachdeckung unter Vermittelung der mit Palmetten verzierten Schwelle *b* in Figur 526 ersichtlich gemacht ist. Die Tafeln der Zinkblechdachung liegen auf den Schalbrettern und diese sind an den mittelst Winkelstücken bündig zwischen den Sparren eingesetzten Holzpfeften befestigt. Aehnlich wie diese Holzpfeften sind auch die beiden oberen Ringe mit den Sparren verknüpft.

Fig. 527 zeigt das Detail an der Laterne bei *d* und zwar die Verbindung zwischen dem doppelten Laternenringe, den Sparren und den Pfosten der Laterne; die Vereinigung letzterer mit den Rahmenwinkeln bei *e* und die Auflagerung der Glas-sprossen des kegel-förmigen Oberlichtes ist in Fig. 528 de-daiilliert.

Der Anschluss der Diagonalen an die Knotenpunkte (*f*) des mittleren Ringes unter Verwendung rechteckiger, auf der Flansche der T-Sparren liegender Deck-platten endlich ist durch Fig. 529 in einer oberen Ansicht veranschaulicht.

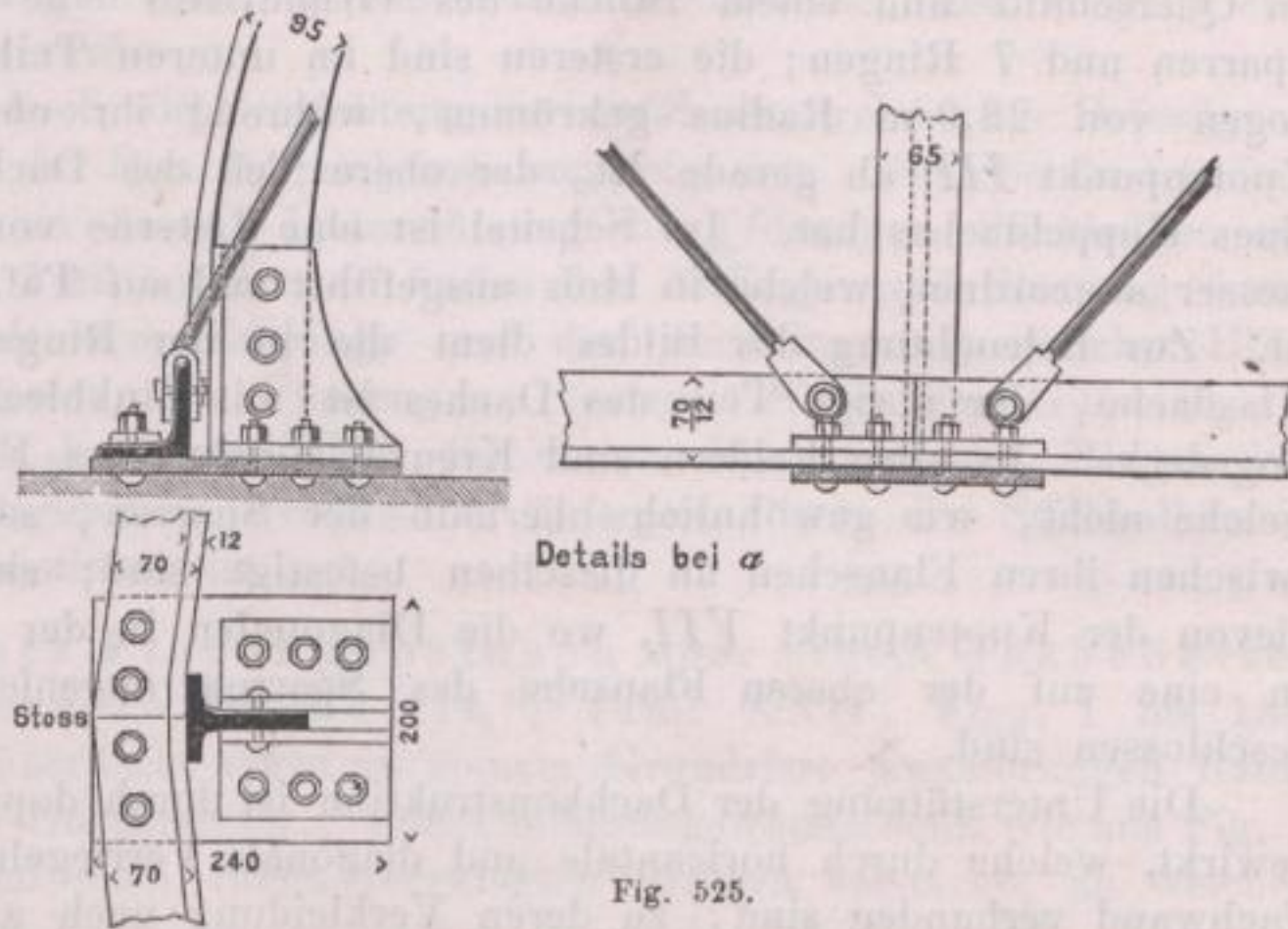


Fig. 525.

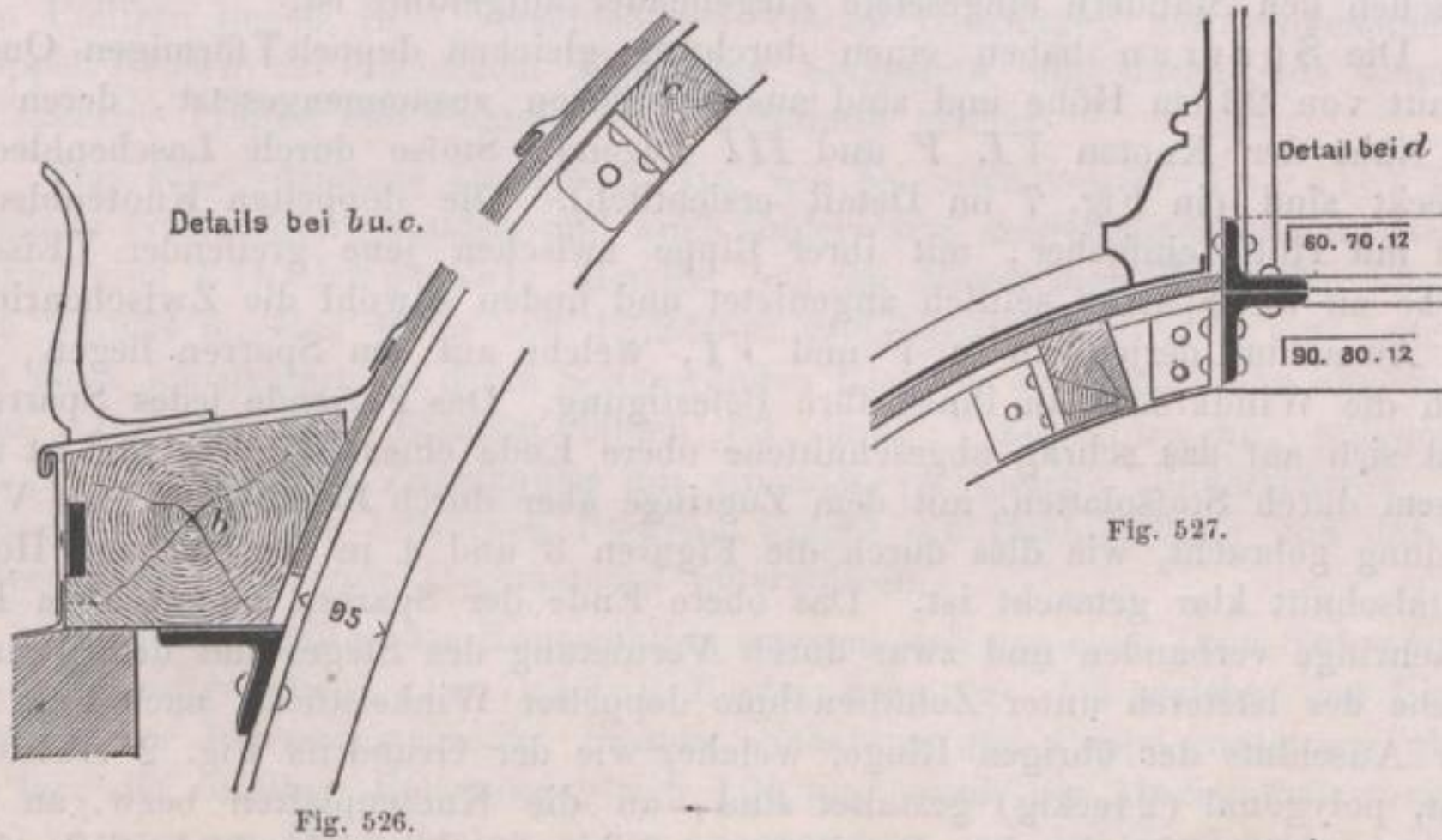


Fig. 527.

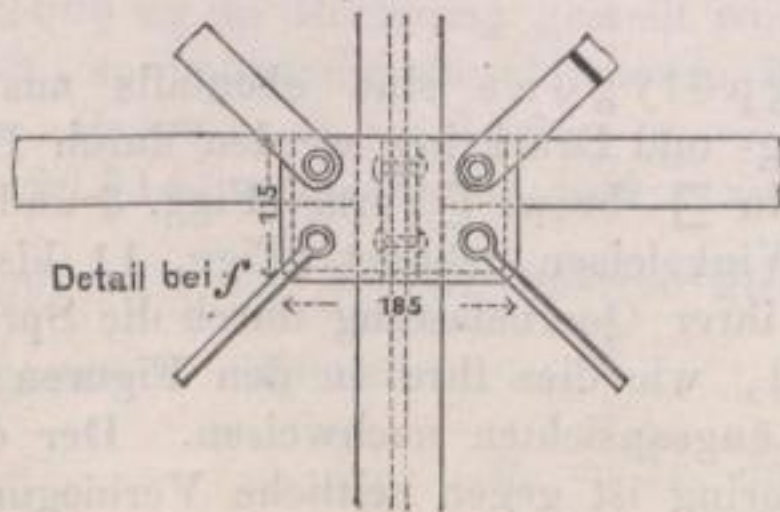


Fig. 529.

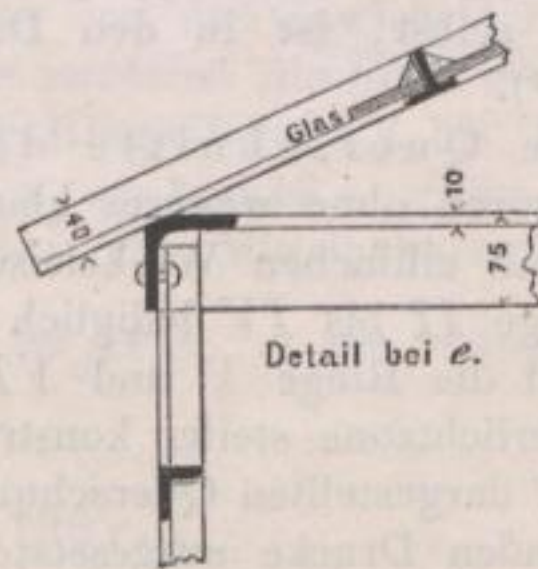


Fig. 528.

Welche Stärken man den Bestandteilen größerer Kuppeldächer zu geben hat, mögen die folgenden Beispiele darthun.

Die Aufgabe, ein Kuppeldach über einen Raum von 38,40 m lichtem Durchmesser zu konstruieren, ist auf Taf. XXXI gelöst, welche die Dachkonstruktion des Münchener Panoramas vorstellt. Die Figuren 1 und 2 zeigen im Querschnitt und einem Stücke des Grundrisses eine Flachkuppel mit 24 Sparren und 7 Ringen; die ersteren sind im unteren Teile nach einem Kreisbogen von 23,0 m Radius gekrümmt, während ihr oberer Teil etwa von Knotenpunkt *III* ab gerade ist, der obere Teil des Daches somit die Form eines Kuppeldaches hat. Im Scheitel ist eine Laterne von 6,40 m im Durchmesser angeordnet, welche in Holz ausgeführt und auf Taf. XXXI weggelassen ist. Zur Beleuchtung des Bildes dient die in der Ringzone *V*, *VI* liegende Glasfläche, der übrige Teil des Daches ist mit Zinkblechtafeln auf Schalung eingedeckt. In allen Feldern sind Kreuzdiagonalen aus Flacheisen angeordnet, welche nicht, wie gewöhnlich oberhalb der Sparren, sondern in der Mitte zwischen ihren Flanschen an dieselben befestigt sind; eine Ausnahme macht hievon der Knotenpunkt *VII*, wo die Diagonalen in der gewöhnlichen Weise an eine auf der oberen Flansche des Sparren angenietete Deckplatte angeschlossen sind.

Die Unterstützung der Dachkonstruktion ist durch doppelt **T**förmige Ständer bewirkt, welche durch horizontale und diagonale Verriegelung zu einer eisernen Fachwand verbunden sind, zu deren Verkleidung nach außen eine schwache, zwischen den Ständern eingesetzte Ziegelmauer aufgeführt ist.

Die Sparren haben einen durchweg gleichen doppelt **T**förmigen Querschnitt von 23 cm Höhe und sind aus 4 Stücken zusammengesetzt, deren in der Nähe der Knoten *VI*, *V* und *III* liegende Stöße durch Laschenbleche gedeckt sind (in Fig. 7 im Detail ersichtlich). Die doppelten Knotenbleche sind mit Hülfe einfacher, mit ihrer Rippe zwischen jene greifender **T**Eisenstücke an die Sparren seitlich angenietet und finden sowohl die Zwischenringe mit Ausnahme derjenigen in *V* und *VI*, welche auf den Sparren liegen, als auch die Windkreuze an ihnen ihre Befestigung. Das Fußende jedes Sparrens setzt sich auf das schräg abgeschnittene obere Ende eines Ständers und ist mit diesem durch Stofsplatten, mit dem Zugringe aber durch Eckeisen in feste Verbindung gebracht, wie dies durch die Figuren 3 und 4 in Ansicht und Horizontalschnitt klar gemacht ist. Das obere Ende der Sparren ist mit dem Laternenringe verbunden und zwar durch Vernietung des Steges mit dem Wandbleche der letzteren unter Zuhülfenahme doppelter Winkelstücke, nach Fig. 14. Der Anschluß der übrigen Ringe, welche, wie der Grundriss Fig. 2 erkennen läßt, polygonal (24eckig) gestaltet sind, an die Knotenplatten bzw. an die Sparren selbst, ist in den Detailfiguren 6 bis 13 hinreichend deutlich dargestellt*).

Die Querschnitte der Ringpolygone sind ebenfalls aus den Detailfiguren ohne weiteres klar; der Zug- und Druckring werden durch Blechträger mit einfachen Winkeleisengurten in \square - bzw. \square Form (Figg. 3 und 14), die Ringe *II* bis *IV* lediglich durch Winkeleisen gebildet (Figg. 11 bis 13), während die Ringe *V* und *VI* infolge ihrer Querbelastung durch die Sprossen der Oberlichtzone steifer konstruiert sind, wie dies ihre in den Figuren 7, 8 und 10 dargestellten Querschnitte und Längsansichten nachweisen. Der einem bedeutenden Drucke ausgesetzte Laternenring ist gegen seitliche Verbiegung in besonders kräftiger Weise dadurch gesichert, daß seine Gurten mit Winkel-

*) Die in den Detailfiguren angegebenen Knoten der Ringe beziehen sich auf die Mittelaxe, bzw. auf die Unterkante des Mauerringes.

stücken und T-förmigen Steifen mit den Flanschen der Sparren in Verbindung gebracht sind; außerdem ist die schwache Blechwand desselben gegen etwaiges Einknicken infolge der durch die Pfosten der Laterne hervorgerufenen Vertikaldrucke durch T-Eisen gesichert, welche seitlich an dieselbe, den Bindern entsprechend, angenietet sind.

Schließlich ist noch die Vorrichtung zu erwähnen, welche zur Befestigung des Bildes dient und in Fig. 2 punktiert angezeigt ist. Dieselbe besteht aus einem Holzrahmen, zu dessen Unterstützung die I-förmigen Stichbalken angeordnet sind (Figg. 3 bis 5); letztere finden ihre Auflager und Stützung durch direkte Vernietung mit dem Zugringe und den nach innen in gleicher Höhe mit ersteren angeordneten, von Pfosten zu Pfosten freiliegenden Gitterträgern, außerdem aber noch durch ein über die oberen Flanschen des Ringes und Trägers laufendes Flacheisen, welches der äußerste Punkt der Stichbalken in Schwebe zu halten bestimmt ist.

Parabolisches Flachkuppeldach über einem Gasbehälter in der Fichtestraße in Berlin*) (Taf. XXII, Figg. 1 bis 18). Diese Konstruktion überdeckt einen in seinem Grundrisse kreisförmigen Raum mit 54,60 m lichtem Durchmesser. Die Umfassungswände sind, wie aus Fig. 2 ersichtlich ist, mit 16 nach innen vorgelegten Pfeilern verstärkt, an welchen Eisenbahnschienen zur Führung der Gasbehälterglocke befestigt sind. Zwischen den Pfeilern liegen in 3 verschiedenen Höhen Umgänge, aus eingemauerten Doppelt-Eisen mit hölzernem Fußboden hergestellt und durch eine schmale, gußeiserne Treppe mit einander in Verbindung gesetzt.

Das schmiedeeiserne Dachgerüst ist, wie bei allen von Schwedler über Berliner Gasbehältergebäuden und auch anderwärts ausgeführten Dachkonstruktionen eine Flachkuppel; dieselbe hat im Mauerringe einen Durchmesser von 54,924 m, eine Höhe von 12,240 m und besitzt im Scheitel eine Laterne, aus Holz konstruiert, in deren Seitenwänden Klappen zur Ventilation angebracht sind. Das tragende Element bilden 32 durch 7 konzentrische, polygonale Ringe und diagonale Zugstangen mit einander verbundene Bindersparren; auf denselben liegen die hölzernen Pfetten, welche die Dachschalung und das aus Theerpappe bestehende Deckmaterial unterstützen.

Die Einzelheiten der Konstruktion ergaben sich aus einer (von Schwedler a. a. O. mitgeteilten) statischen Berechnung, bei welcher das Eigengewicht der Eisenkonstruktion, Pfetten, Schalung und Pappe zusammen gleich 70 kg, die zufällige Belastung gleich 100 kg, somit die Maximalbelastung zu 170 kg pro qm Horizontalprojektion angenommen und das Gewicht der Laterne mit 2000 kg in Rechnung gestellt wurde. Was zunächst die Form der Kuppel betrifft, so haben die umschriebenen Kreise der Ringpolygone I bis VII folgende Radien: $r_1 = 3,766$, $r_2 = 7,689$, $r_3 = 11,613$, $r_4 = 15,913$, $r_5 = 20,714$, $r_6 = 24,951$ und $r_7 = 27,462$ m. Der Mittelpunktswinkel der Polygonseiten ist bei 32 Sparren gleich $\frac{2\pi}{32} = 11,25^\circ$; die Länge einer Polygonsseite allgemein

$$a_x = 2r_x \sin \frac{\pi}{n} = 0,196 r_x,$$

woraus die speziellen Werte für $a_1, a_2 \dots a_7$ bestimmt werden können.

*) Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 179 ff., Bl. 31 u. 32.

Dem Profile der Kuppel liegt eine kubische Parabel von der Gleichung

$$y = 0,000058 x^3$$

zu Grunde, welche indes, um die unten verzeichneten Maximalspannungen zu erhalten, etwas modifiziert wurde, so daß sich die in den Figuren 3 und 3a der Sparrenkurve eingeschriebenen Maße ergaben. Die Längen der Sparren in den Polyederkanten gemessen ergeben sich hieraus zu

$$l_1 = 3,947, \quad l_2 = 4,001, \quad l_3 = 4,536 \\ l_4 = 5,571, \quad l_5 = 5,586, \quad l_6 = 3,995 \text{ m};$$

die Längen der Diagonalen sodann aus der Formel:

$$d_x^2 = l_x^2 + a_x \cdot a_{x+1}.$$

Bezeichnet man ferner das pro Ring betreffende Eigengewicht mit P , die gesamte Belastung (Eigengewicht + zuf. Last) pro Ring mit Q , so wirken oberhalb der einzelnen Ringe einschließlichs derselben Lastsummen, welche sich ergeben für den

$$\begin{array}{l} \text{Laternenring} \left\{ \begin{array}{l} P_1 = 2000 + 5,73^2 \pi \cdot 70 = 9217 \\ Q_1 = 2000 + 5,73^2 \pi \cdot 170 = 19526 \end{array} \right. \\ \text{Ring II} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma_1^2 P = 2000 + 9,65^2 \pi \cdot 70 = 22468 \\ \Sigma_1^2 Q = 2000 + 9,65^2 \pi \cdot 170 = 51708 \text{ und ähnlich für} \end{array} \right. \\ \text{Ring III} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma_1^3 P = 43617 \\ \Sigma_1^3 Q = 103070 \end{array} \right. \quad \text{Ring V} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma_1^5 P = 116562 \\ \Sigma_1^5 Q = 280222 \end{array} \right. \\ \text{Ring IV} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma_1^4 P = 75690 \\ \Sigma_1^4 Q = 180962 \end{array} \right. \quad \text{Ring VI} \left\{ \begin{array}{l} \Sigma_1^6 P = 152994 \\ \Sigma_1^6 Q = 368699 \end{array} \right. \end{array}$$

Nach den allgemeinen Formeln für die Grenzspannungen der Sparren und Ringe S bzw. R (S. 365) erhalten wir nun folgende Werte:

Stell- ziffern	1	2	3	4	5	6	7
S_{\max}	— 5 502	— 8 245	— 10 212	— 11 179	— 13 336	— 14 814	—
S_{\min}	— 2 591	— 3 577	— 4 297	— 4 671	— 5 600	— 5 226	—
R_{\max}	— 27 898	+ 1 677	+ 6 628	+ 12 545	+ 8 049	+ 10 971	+ 47 783
R_{\min}	— 13 169	— 19 950	— 17 228	— 12 252	— 11 865	— 4 939	+ 19 828

Die Sparren haben außer den vorstehend ermittelten Druckkräften S noch eine Biegung auszuhalten, welche aus der zufälligen Belastung von 100 kg pro qm bei ungleichmäßiger Belastung resultiert (S. 366) und sind daher durch Blechplatten ausgesteift.

Zwischen Ring I und II ist die mittlere Breite des Feldes 1,12 m und die Belastung pro Längeneinheit des Sparrens 112 kg, daher das Biegemoment

$$M_1 = \frac{112 \cdot 3,92 \cdot 392}{8} = 21513 \text{ kgem},$$

für welches das Widerstandsmoment der Mittelrippe von 17.0,65 cm Stärke

$$W_1 = \frac{0,65 \cdot 17^2}{6} \cdot 750 = 23481 \text{ kgem}$$

mehr als ausreichend ist. Die Winkeleisen der oberen Gurtung haben $59 \cdot 59 \cdot 0,8 = 17,6$ qcm Querschnitt, während der von ihnen aufzunehmende Druck nur 5 502 kg beträgt.

Sparrenstück II bis III : mittlere Breite eines Feldes 1,89 m, Belastung pro lfd. m des Sparrens 189 kg, daher $M_2 = 36303$; für die Blech-

platte (18,3 . 0,65 cm) berechnet sich $W_2 = 27210$ und sind daher 9093 kgem durch die Gurtungen zu ersetzen. Der Schwerpunktsabstand der letzteren ist 14,6 cm, die Materialanstrengung $\frac{14,6}{18,3} 750 = 598$ kg, daher der nötige

$$\text{Gurtquerschnitt } \frac{9093}{14,6 \cdot 598} = 1,04 \text{ qcm.}$$

Die Untergurtung besteht aus 2 Flacheisenstäben von 3,9 . 0,65 cm Stärke; für die obere Gurtung ist nötig

$$\frac{8245}{750} + 1,04 = 12,03 \text{ qcm}$$

und wird dieselbe durch 2 Eckeisen von 5,9 . 5,9 . 0,8 = 17,6 qcm Querschnitt dargestellt.

Aehnlich ergeben sich die Dimensionen der übrigen Sparrenteile und zwar besitzt das

Sparrenstück	eine Mittelrippe	untere Gurtung	obere Gurtung
III bis IV	22,3 . 0,65,	2 × 3,9 . 0,65,	2 × 5,9 . 5,9 . 0,8 cm.
IV „ V	26 . 0,65,	2 × 3,9 . 0,65,	2 × 5,9 . 5,9 . 1,0 „
V „ VI	26 . 0,65,	2 × 3,9 . 0,65,	2 × 6,55 . 6,55 . 1,0 „
VI „ VII	21 . 0,65,	2 × 3,9 . 0,65,	2 × 6,55 . 6,55 . 1,0 „

Ringe. Der Laternenring hat einem Maximaldruck von 27898 kg zu widerstehen und besteht aus einem Winkeleisen 7,85 . 7,85 . 1,3 und einer Platte 18,3 . 1,3 mit zusammen 42,51 qcm Querschnitt, während mit Rücksicht auf seine Druckfestigkeit nur 37,2 qcm nötig sind. Die übrigen Ringe haben folgende Querschnittsabmessungen erhalten:

Ring II: ein Winkeleisen 7,85 . 10,4 . 1,3 = 22,03 qcm (Max.-Druck 19550 kg)
 „ III: „ „ 7,85 . 7,85 . 1,3 = 18,72 „ („ „ 17228 „)
 „ IV: „ „ 7,85 . 7,85 . 1,0 = 14,70 „ (Max. - Zug 12545 „)
 „ V: „ „ 7,85 . 7,85 . 1,0 = 14,70 „ (Max.-Druck 11865 „)
 „ VI: „ „ 6,55 . 6,55 . 1,0 = 12,10 „ (Max. - Zug 10971 „)
 „ VII: eine Platte 22,9 . 3,25 = (22,9 - 2,6*) 3,25 = 66 qcm (M.-Zug 47783 kg).

Diagonalen. Der Sparrendruck beträgt in Maximo 14814 kg; hievon werden $14814 - \frac{3873}{0,63} = 6148$ kg durch die ungleichmäßige Belastung erzeugt;

im ungünstigsten Falle müßte dieser Druck durch 2 Diagonalen aufgenommen werden, also 3074 kg durch eine derselben und zwar in der Sparrenrichtung. In der Diagonale ergibt sich eine Kraft von $\frac{7,15}{4,25} \cdot 3047 = 5184$ kg,

wofür bei Rundeisen von 2,6 cm Durchmesser 5,31 qcm Querschnitt vorhanden ist, welcher als ausreichend erachtet wurde, weil das Eintreten der Beanspruchung in so hohem Grade nicht wahrscheinlich ist.

Die Diagonalen der obersten Zone gehen über zwei Sparrenfelder und sind aus Flacheisen von 5,9 . 1,0 cm Stärke mit (5,9 - 1,95) 1,0 = 3,95 qcm Netto-Querschnitt hergestellt.

Die Darstellung der Konstruktion auf Taf. XXXII giebt in der Uebersichtszeichnung der Figuren 1 und 2 Grundrifs und Querschnitt des Systemes im großen und ganzen, mit der Anordnung der Sparren, Ringe und Pfetten, der Laterne, Verspannungen u. s. w.; in den Figuren 3 und 3a die Ansicht

*) Verschwächung durch ein Nietloch.

eines Radialsparrens in größerem Maßstabe mit derjenigen eines Binders der Laterne. Wie die Figuren zeigen, ist die Umfassungsmauer des Gebäudes mit ihrem Abschlußgesims und einer Attika höher als der innere Dachanfang geführt, so daß die Rinne entsprechend höher gelegt und durch ein gegen die Außenwand ansteigendes kegelförmiges Dach mit dieser verbunden werden mußte. Zur Unterstützung der Dachrinne sind (Fig. 3) besondere Stützen aus doppelten Winkelseisen (39 . 39 . 6,5 mm) angeordnet, die an die Sparren genietet wurden; die neben der Rinne liegende Pfette, auf welcher die kleinen Holzsparren des Kegels aufruhend, liegt lose auf den Winkelseisen und kann sich eventuell etwas verschieben.

Was die konstruktive Durchbildung der Details betrifft, so zeigen zunächst die Figg. 4 bis 7 die Auflagerung der Sparrenenden und den Zugring in verschiedenen Projektionen. Erstere ist in Fig. 530 auch in isometrischer Projektion dargestellt, um klar zu machen, wie der Sparrenfuß sowohl mit der in Form einer

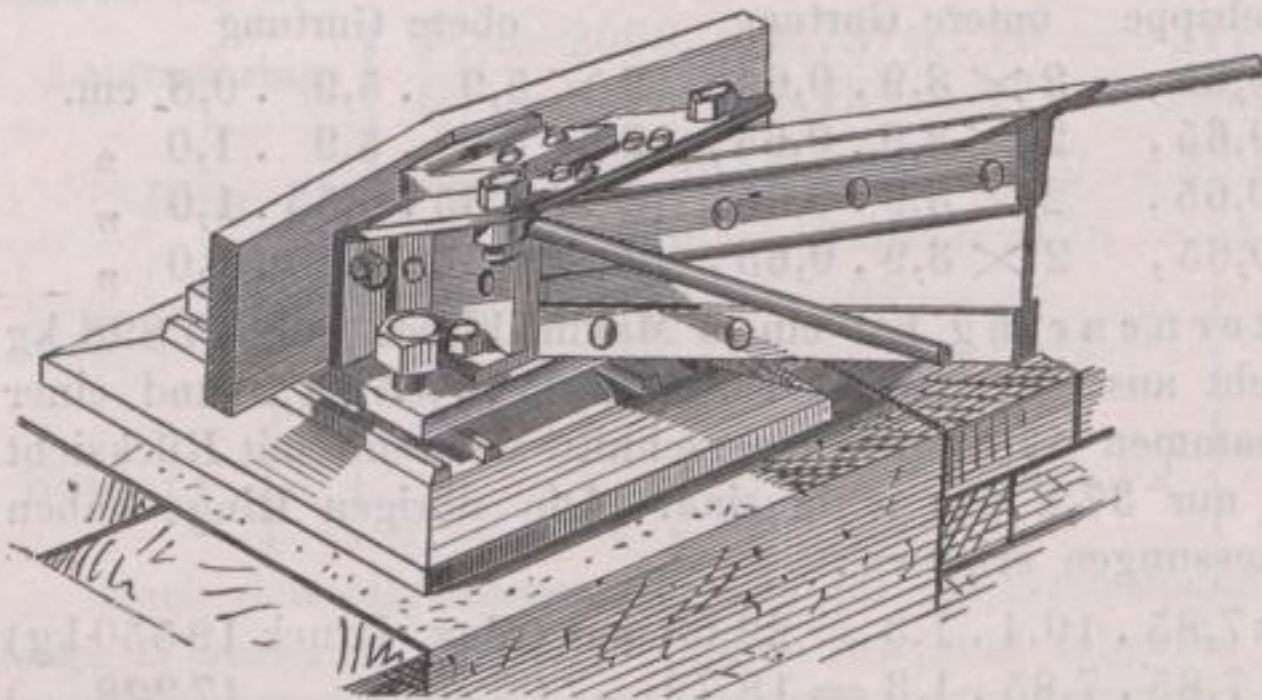


Fig. 530.

stumpfen, dreiflächigen Ecke gebogenen Deckplatte, als auch mit der Lagerplatte durch 2 horizontal und vertikal in die Ecke gelegte Winkelbleche verbunden ist. Mit der um den Sparrenfuß gebogenen Deckplatte, welche zugleich zum Anschluß der Diagonalstangen dient, stemmt sich der Sparren gegen den Mauerring,

während der vertikale Druck mittelst 4, durch die schmiedeiserne Fußplatte gehende Stellschrauben auf die gusseisernen Mauerplatten übertragen wird; letztere sind mit gehobelten radialen Bahnen versehen, in welche die Schäfte der genannten Stellschrauben eingreifen, um eine Ausgleichung kleiner Fehler beim Verlegen der Platten und eine Ausgleichung des Auflagerdruckes zu ermöglichen. Die Stöße des Mauerringes, welche beliebig zwischen den Eckpunkten liegen, sind durch doppelte Laschen und 7 Niete beiderseits der Fuge nach Fig. 7 gedeckt.

Die Figuren 8 bis 12 geben die Details der Knotenpunkte VI, V...II, in welche gleichzeitig auch die Stöße der Sparren und Ringe verlegt sind. Der Stoß der Sparren-Mittelrippen wird durch doppelte Laschenbleche, derjenige der Gurtwinkel und der in der Dachfläche liegenden Schenkel der Ringe durch die zwischen den Sparren und Ringen eingeschobenen 13 mm starken Knotenplatten gedeckt, während die von der Dachfläche abstehenden Winkelschenkel der Ringe wieder eigene Laschen erhalten haben. Zur Aussteifung der Ringe dienen die neben ihnen liegenden Holzpfetten, mit welchen sie durch schwache Schrauben verbolzt sind. Diese Ringpfetten werden an ihren Enden direkt mit den Deckplatten der Knotenpunkte verbolzt, die übrigen Pfetten aber an ca. 15 cm lange, 65 . 65 . 6,5 mm starke, auf die Sparren genietete Winkelstücke mittelst 10 mm dicker Schraubenbolzen befestigt.

Die Verbindung der Diagonalen mit den Knotenplatten geschieht durch Augen und durchgezogene Schraubenbolzen, deren Abmessungen mit Rücksicht

auf den in den Diagonalstangen herrschenden Maximalzug zu wählen sind. Unter sich verbinden sich die 26 mm starken Rundeisen durch einen gußeisernen Ring (Fig. 18), in welchen sie mit ihren etwas verstärkten Enden so eingreifen, daß sie mittelst der Muttern angespannt werden können. Die gußeisernen, verhältnismäßig schweren Ringe werden, um ein Durchschlagen der Kreuze zu verhindern, mit Schleifen an den Holzpfetten aufgehängt.

Die Detailzeichnung des Laternenringes mit dem Anschlusse der Radialsparren und Diagonalen giebt Fig. 13 in einer Unteransicht sowie im Vertikalschnitt; weiterhin sind noch in Fig. 17 eine Innenansicht dieses Ringes und die Stofsdeckung seiner Vertikalplatte, in den Figuren 14 bis 16 endlich die Ueberkreuzung der flachen Diagonalen des ersten Feldes, sowie die Knotenpunkte *b* und *e* (Fig. 1) in größerem Mafsstabe zur Darstellung gebracht worden.

Oberlichtkonstruktionen.

Als Anhang zu den Dachkonstruktionen in Eisen lassen wir hier noch einige Angaben über die Konstruktion der Glasdächer (Oberlichter) folgen, welche als Ergänzung zu der in Bd. II, S. 318 ff. enthaltenen Abhandlung über die Glasdachungen sowohl als auch zu den im vorstehenden bei der Beschreibung der Dachgerüste mitbesprochenen konstruktiven Anlagen der Dachoberlichte gelten mag.

Die Anlage der Oberlichtkonstruktionen ist wesentlich abhängig von der Art der zu beleuchtenden Räume und von den Anforderungen, welche man an sie bezüglich der Haltbarkeit und der Undurchlässigkeit gegen die Niederschläge der Atmosphäre, ferner bezüglich ihres äußeren Aussehens stellt. Ein wichtiger Punkt für die Konstruktion derselben ist die Neigung der Glasflächen, welche mit Rücksicht auf das Dichthalten derselben und auf das Abtropfen des allenfalls sich bildenden Schwitzwassers eine gewisse minimale Gröfse nicht überschreiten darf; als solche kann man eine Neigung von 1:2 bis 1:3,5 betrachten. Besser ist es jedoch, die Glasdächer mit stärkerer Neigung auszuführen, damit der zur Winterszeit sich auf denselben ablagernde Schnee möglichst wenig liegen bleibt und von selbst abrutscht, wozu indes eine Neigung von mindestens 1:1,4 als erforderlich angesehen wird.

Hat die Dachfläche, in welcher das Oberlicht angebracht werden soll, selbst die erforderliche Neigung, so ordnet man die Oberlichtfläche parallel zu ihr an, wobei sie etwas aus derselben herausgebaut wird, um die Dichtung gegen die übrige anschließende Dachdeckung besser bewerkstelligen zu können und ist hiermit ferner in vielen Fällen die Absicht verknüpft, durch die seitlichen Flächen des Lichtes Abzugsöffnungen für Rauch, Dampf u. s. w. aus dem zu beleuchtenden Raum zu gewinnen. Bei flachen Dächern werden die Glasflächen, mit steileren Neigungen versehen, für sich als besondere Aufsätze (Laternen u. s. w.) auf die Dachfläche aufgesetzt. Bei cylindrisch gebogenen Dachflächen erhalten die Glasdächer häufig die Form treppenartig aufeinanderfolgender Pultdächer, deren Neigung mit Rücksicht auf das oben angegebene Minimalmafs gewählt ist. Will man besondere Aufbauten vermeiden, so kann man im Scheitel flacher Dächer, namentlich von Bogendächern, welche daselbst in der Regel eine sehr geringe Neigung besitzen, die Glasflächen in Form kleiner, quer zum First laufender Satteldächer gestalten, wofür Taf. XXVII in den Figuren 1 und 2 ein Beispiel giebt.

Das zu Oberlichtkonstruktionen verwendete Glas ist meistens das rhei-

nische Doppelglas (geblasenes Glas) oder das Rohglas (gegossenes Glas), seltener sogenanntes Prefshartglas. Die Tafeln des geblasenen Doppelglases haben gewöhnlich eine Breite von 40 bis 60 cm bei einer Länge von 80 cm; Rohglas besitzt bei gleicher Breite eine Länge von 1,0 m und darüber. Bei sehr langen Tafeln (über 1,5 m) ist eine gleichmäßige Auflagerung derselben schwer zu erzielen und geben solche Glasflächen mehr zu Brüchen Veranlassung. Die Stärke der Glasplatten soll ebenfalls über ein gewisses Maß nicht hinausgehen, weil sie sonst sehr schwer zu kühlen sind; als Maximaldicke darf 15 mm angesehen werden, doch ist es ratsam über 10 bis 12 mm nicht hinauszugehen. Mit Rücksicht auf den Hagelschlag ist als untere Grenze 5 bis 6 mm anzusehen.

Die Unterstüzung größerer Glasflächen, welche nicht aus einer Glastafel hergestellt werden können, erfolgt zunächst durch Sprosseneisen, welche die Oberlichtfläche in entsprechend große Felder teilen und ihre Auflagerung auf den Dachpfetten finden. Auf den Sprossen liegen die Glasplatten mit ihren seitlichen Rändern, während ihre oberen und unteren Kanten sich gegenseitig überdecken und diese Ueberdeckung kommt neben der Konstruktion der Sprossen und der Art und Weise, wie die Glastafeln mit ihnen in Verbindung treten, für die Erreichung des Zweckes der Glasdächer hauptsächlich in Betracht. Beobachtungen ausgeführter Glasdachungen haben ergeben, daß das Uebereinandergreifen der Tafelenden bei kleinen Längen derselben verhältnismäßig gering sein kann (30 bis 40 mm), während bei großen Längen, wobei die Platten nicht so gut aufliegen, größere Ueberdeckungen (von 100 bis 150 mm) anzuwenden sind.

Bezüglich der Verschiedenartigkeit in der Bildung der Sprossen verweisen wir auf die Tafeln XVIII, XXI, XXII, XXV, XXVIII des Atlas, sowie auf S. 319 ff. Bd. II, woselbst eine Reihe von Sprosseneisen und die zur Dichtung, Abführung des Schwitzwassers u. s. w. gemachten Vorschläge dargestellt sind.

Die gebräuchlichste und einfachste Art der Auflagerung der Glastafeln auf den Sprossen ist diejenige, wobei Kitt verwendet wird, und es haben hierbei die Sprossen meist die einfache T- oder Kreuzform. Als anderweitiges Material zur Auflagerung und Dichtung wurden Filz, Tuchstreifen, Holz, Metall u. s. w. verwendet, auch hat man manchmal die Fuge oder den Kittfalz durch Holzleisten und darüber gestülpte Blechkappen abgedeckt. Eine andere Verbindung hat sich durch das Bestreben ergeben, die Dichtung so herzustellen, daß nur Glas und Metall zur Verwendung kommen; hierbei werden die Sprossen in Rinnenform gestaltet und gegen dieselben die Glastafeln durch federnde Metallplatten angedrückt, das eindringende Wasser aber wird durch die Sprossen

selbst auf die unterhalb liegende Dachfläche abgeführt.

Um ein Abheben der Glasplatten durch den Wind zu verhüten, dienen dünne Stifte, welche durch die Rippen der Sprossen gesteckt sind (Figur 531), oder Haken nach Figur 459 S. 337, welche zugleich auch ein Herabrutschen der Tafeln bei starker Neigung verhindern.

Andere Vorkehrungen letz-

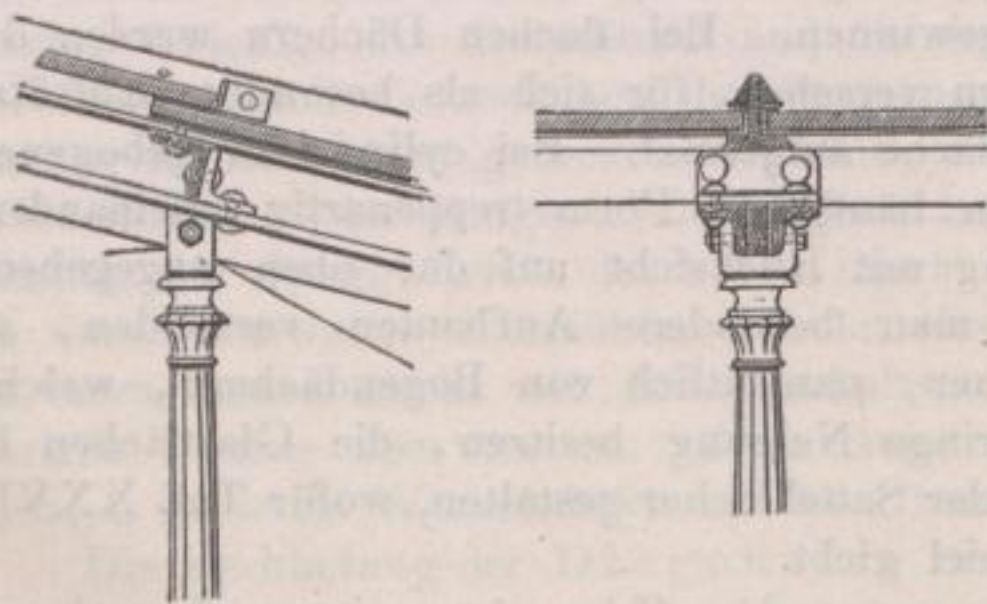


Fig. 531.

terer Art bilden Winkelstücke, um die Ränder des Glases gebogene Blechstreifen, welche seitlich an die Sprossenrippen genietet sind (Fig. 532).

Bei Oberlichtern über inneren, geschlossenen Räumen ist fernerhin der Abführung des an den Glastafeln und Sprossen sich bildenden Schwitzwassers Aufmerksamkeit zu schenken und läßt sich dies dadurch bewirken, daß entweder das Schwitzwasser jeder Tafel durch den Spielraum an der Ueberdeckung hindurch nach außen abfließen kann, oder daß das gesamte Schwitzwasser an dem unteren Teil des Oberlichtes gesammelt und durch Röhren nach außen abgeleitet wird, oder endlich durch Anbringung besonderer Querrinnen unter den Ueberdeckungsstellen der Glastafeln; diese Querrinnen münden entweder direkt in die Rinnensprossen und geben ihr Wasser an dieselben ab, oder sie kommunizieren mit den an die Sprossen angehängten Längsrinnen (Figur 532) und wird dann das Wasser beider am unteren Ende der Längsrinnen (durch die Unterstützungsböcke der Pfetten hindurch) auf die folgenden Glastafeln, resp. auf die Dachdeckung abgeführt u. s. w.

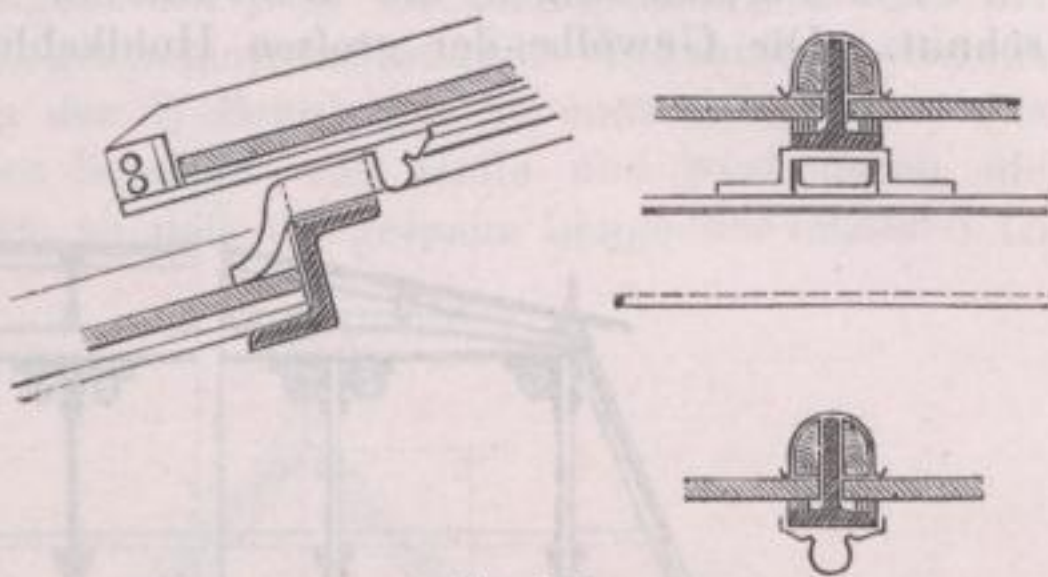


Fig. 532.

Die geringste Rücksichtnahme auf die Bildung des Schwitzwassers erfordern Glasdachungen über offenen, nicht geschlossenen Räumen, bei welchen eine mehr oder weniger große Luftzirkulation zwischen innen und außen stattfindet, demnach eine Schweißwasserbildung bei einigermaßen starkem Glas ganz ausgeschlossen ist; in diesem Fall hat man zur Trockenhaltung des betreffenden Raumes lediglich eine Dichtung der Glasfläche gegen das Eindringen von Regen und Schnee ins Auge zu fassen.

In besseren, eleganteren Räumen, Vestibules, Sälen, Bildergalerien u. s. w. erzielt man vielfach die nötige Dichtigkeit durch doppelte Oberlichter, von welchen das obere, direkt den Niederschlägen der Atmosphäre ausgesetzt, letztere mit möglichster Sicherheit abzuführen hat, während die innere Lichtfläche, zur Verdeckung des konstruktiven Gerüsts der oberen meist in mattem oder gemustertem Glas ausgeführt, sehr einfach, mehr mit Rücksicht auf die formale Seite, zu konstruieren ist.

Die Größe der Oberlichtflächen soll in minimo $\frac{1}{9}$ der Grundfläche des zu beleuchtenden Raumes betragen, darf aber in einzelnen Fällen, wo gute Beleuchtung notwendig ist (Treppenhäuser), bis auf $\frac{1}{4}$ vergrößert werden*).

Zur weiteren Illustrierung der im Vorstehenden gegebenen Bemerkungen, mögen noch die nachstehenden Beispiele dienen. Fig. 533 S. 384 stellt eine ältere Konstruktion dar und zwar einen der Oberlicht-Aufsätze, welche zur Beleuchtung der großen Bildersäle in der Alten-Pinakothek zu München dienen. Der Ausschnitt in der Decke, welche durch ein großes, aus Platten gewölbtes Muldengewölbe gebildet ist, hat eine Breite von 2,10 m und eine Länge von 3,15 m und ist thunlichst nahe an die Dachfläche gerückt, um den

*) Die Anlage der Oberlichter für Gemäldesammlungen u. s. w. ist eingehend besprochen von Prof. Magnus, Ztschr. f. Bauw. 1884, S. 201; A. Tiede, ebend. 1871, S. 185; v. Dehn-Rothfelsen, ebend. 1879, S. 13.

Einfall von direktem Licht möglichst zu begünstigen. Der Ueberbau der Laterne besteht aus schrägen Seitenwänden von geschliffenem, starkem Spiegelglas und ist durch ein Dach von starkem Kupferblech geschlossen; es ist hierdurch der Vorteil erreicht, daß nicht nur eine Beschädigung des Oberlichtes durch Hagelschlag ausgeschlossen ist, es ist auch im Winter der Lichteinfall gesichert, da sich an den fast vertikalen Wänden Schnee nicht ablagern kann und ist ferner gleichzeitig das sogenannte Zenithlicht, welches in derartigen Räumen sehr störend wirkt und möglichst ausgeschlossen werden muß, glücklich vermieden.

Die Figuren zeigen die Konstruktion in einem Quer- und Längsdurchschnitt. Die Gewölbe der grossen Hohlkehlen setzen sich gegen einen Kranz

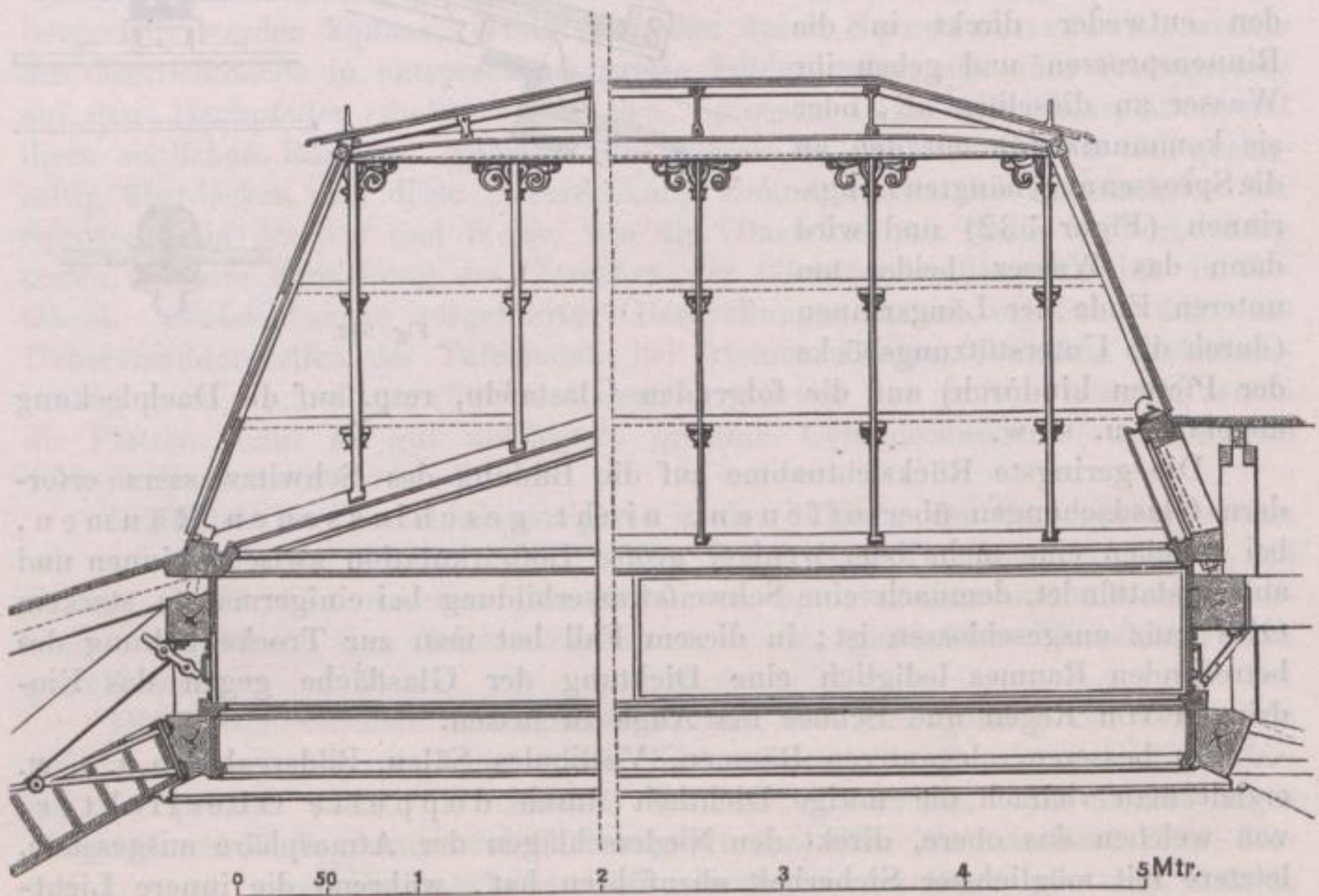


Fig. 533.

aus Eichenholz, welcher nach allen vier Seiten durch eiserne Schlaudern mit den Mauern verbunden ist. Um diesen Kranz, oder das Gewölbe so wenig als möglich zu belasten, ist über ihm ein zweiter eichener Kranz angebracht, der durch die Streben des Dachstuhles im Gleichgewicht gehalten wird; an den Langseiten liegen auf diesem letzteren Kranze die Dachsparren und auf diesen das Rahmholz, welches die untere Begrenzung der Lichtlaterne bildet und zur Befestigung der Sprossen dient, indem letztere durch dasselbe hindurch greifen, den untenliegenden Kranz durchsetzen und an demselben festgeschraubt werden. Die Laternensprossen der schmalen Seite wurden nur in dem oberen Rahmen festgeschraubt und schliesslich das Holzgerüste nach innen mit einer Holzverkleidung versehen. Am Fusse der aus drei Reihen übereinander liegenden Tafeln bestehenden Glasfläche befindet sich, wie aus Fig. 533 ersichtlich, eine kupferne Rinne, die das Schwitzwasser der Gläser aufnimmt und durch Ableitungsröhren auf die untere Dachfläche abführt.

Bei der in den folgenden Holzschnitten dargestellten Konstruktion ist die

Lichtfläche des Daches in einzelne Streifen zerlegt; ihre Ueberdeckung haben dieselben durch eine Reihe kleiner Satteldächer erhalten, welche quer zum Firste laufen und an ihren Enden mit nahezu senkrecht stehenden dreieckigen Schilden abgeschlossen sind. Die starke Neigung der Dachflächen von 45° ermöglicht eine rasche Abführung des Wassers und Schnees. Die Konstruktion ist der Perronhalle des Bahnhofes Königsbrücke der Berliner Stadtbahn entnommen und wurde bereits auf S. 323 einer kurzen Besprechung unterzogen.

Wie auf Taf. XXVII zu ersehen, befinden sich im Scheitel des Bogendaches zwischen den Hauptgebinden je 5 solcher Systeme, während der 1,5 m breite Streifen über den Bogenträgern selbst mit Wellenblech eingedeckt ist. Der Oberlichtausschnitt aus der Wellenblechdecke erstreckt sich auf eine Breite von 7,273 m beiderseits des Scheitels der Halle und wird durch die Lichtdächer um 45 cm überdeckt, so daß die gesamte Länge der letzteren 15,446 m

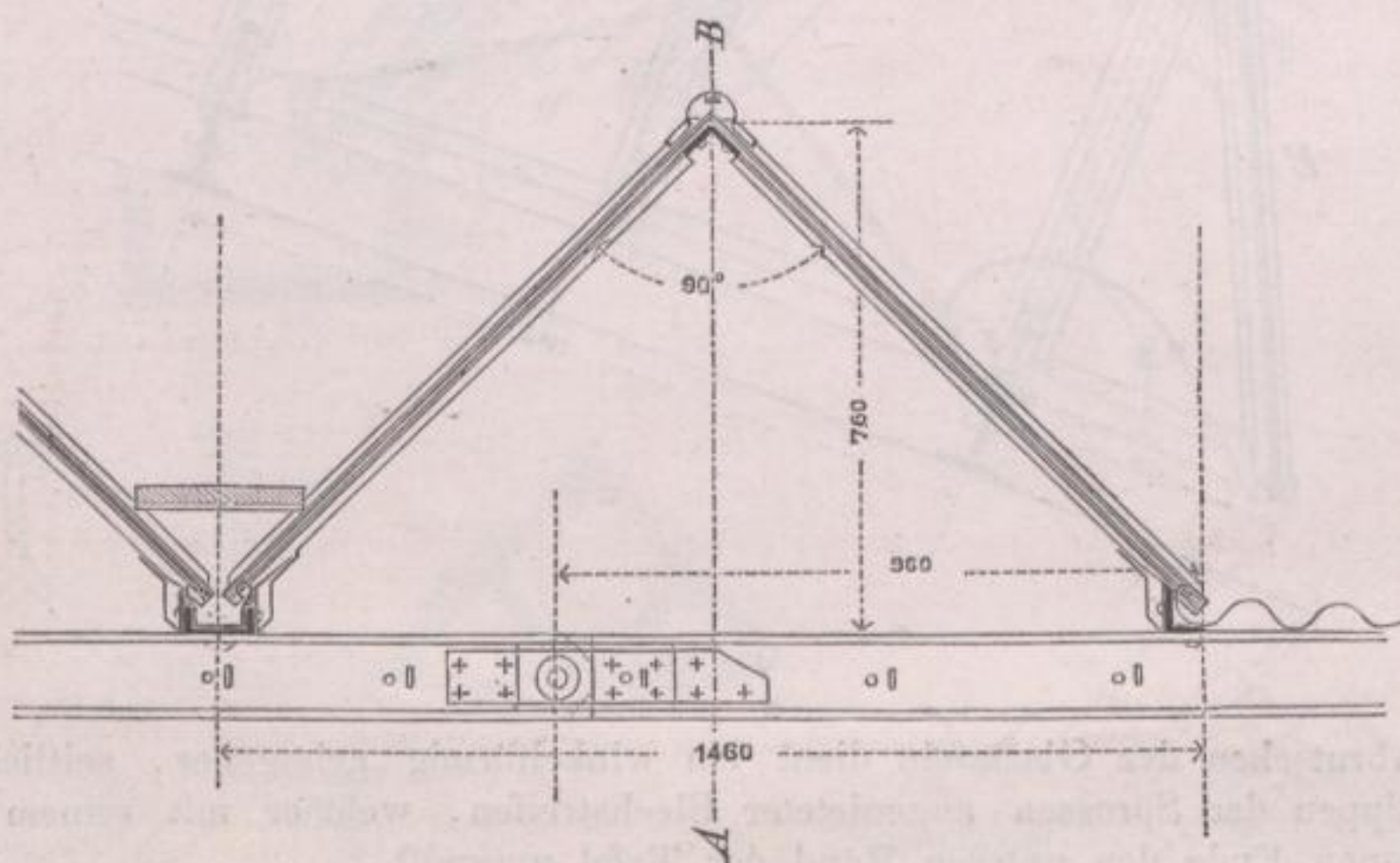


Fig. 534.

beträgt. Die Konstruktion ist durch Quer- und Längenschnitt, sowie Details deutlich gemacht. Die Lichtdachflächen zeigen im Querschnitte ein gleichschenkelig rechtwinkliges Dreieck von 76 cm Höhe und 1,46 m Basis, gemessen von Mitte zu Mitte der Kehl-Rinneneisen (Fig. 534).

Um die Dächer nach ihrer Längsrichtung unverschieblich zu machen, wurden je zwei Felder zunächst dem Scheitel und den Enden durch Kreuze und Rundeisen verstrebt (Fig. 535 und 536, S. 386). Die angegebene Höhe der Dachflächen ermöglicht es, daß eine Tafellänge des Glases vom First bis zur Kehle ohne Stofs durchgreifen kann, daß somit Längsfugen in der Glasdachfläche nicht vorhanden sind. Die seitlichen Kanten der Glasplatten liegen auf den \perp förmigen Sprossen in einem Kittfalz und sind durch dünne, in die Rippen der \perp Eisen gesteckte Stifte gegen Abheben durch den Wind gesichert (Fig. 537, S. 387). Allenfalls durch diese Fugen eindringendes Wasser wird aufgenommen von den Zinkrinnen, welche an den Sparren hängen und in die in den Kehlen zwischen je zwei Satteldächern liegenden \perp förmigen Rinnen bzw. auf die seitlich anstossende Dachfläche ausmünden. Diese \perp Eisen, durch die Dachpfetten gestützt, dienen andererseits den Sprossen als Stütze,

welche an sie, wie Fig. 538 (S. 387) zeigt, mittelst gebogener Winkelstücke angenietet sind. In die Rinneneisen sind die Zinkblechrinnen eingelegt, welche mit ihren aufgebogenen Rändern den Zwischenraum zwischen den \perp Eisen und den überstehenden Enden der Glastafeln schliessen. Zur Versicherung gegen

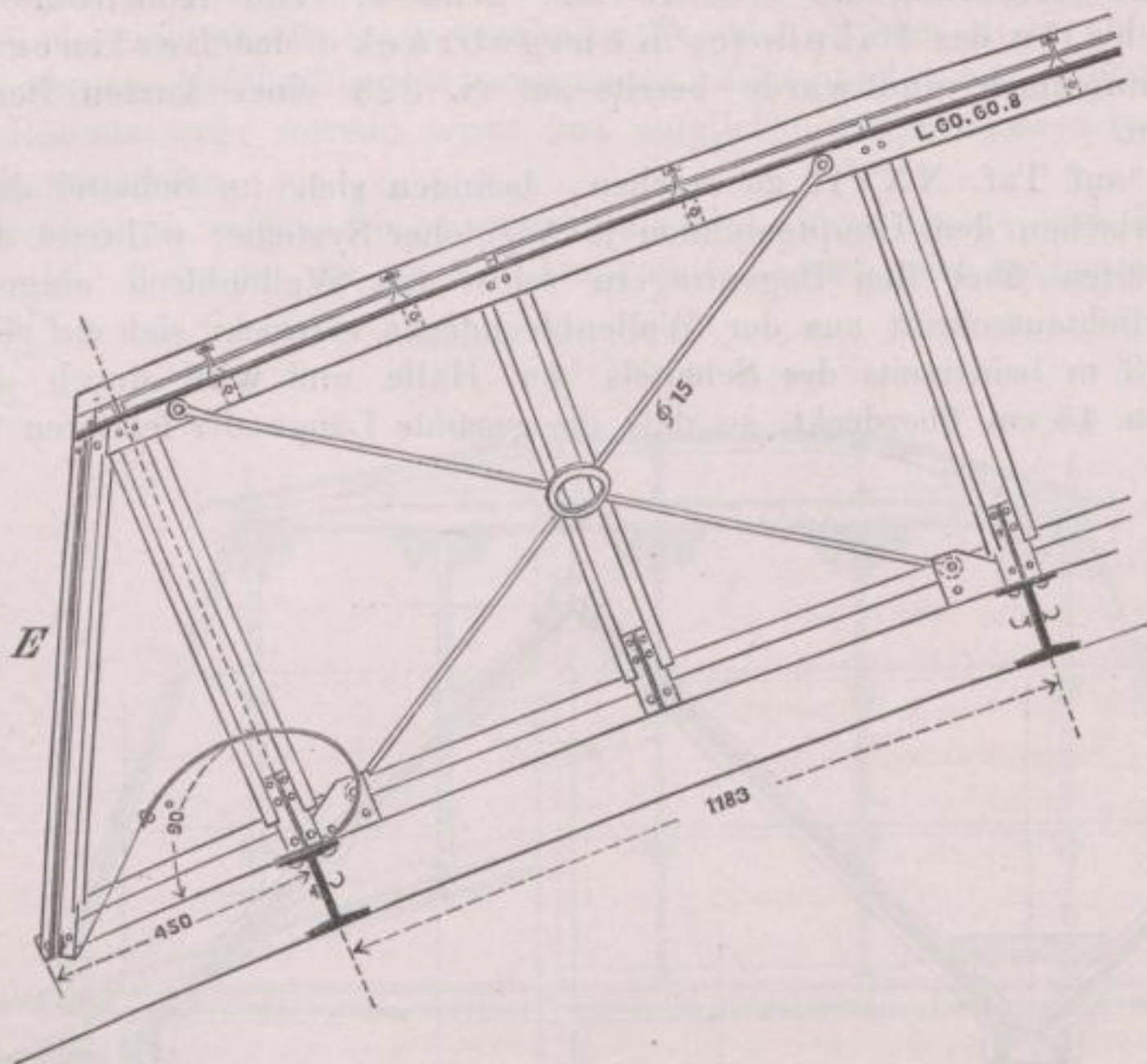


Fig. 535.

das Abrutschen der Glastafeln dient ein winkelförmig gebogener, seitlich an die Rippen der Sprossen angenieteter Blechstreifen, welcher mit seinem umgebogenen Ende den unteren Rand der Tafel umgreift.

Die Verbindung und Abdichtung im Scheitel geht gleichfalls aus Fig. 538 hervor; die Flanschen der Sprosseneisen wurden mit dem Firstwinkeleisen vernietet und die sich hier begegnenden Ränder der Glastafeln durch halbrunde, 70 mm dicke Holzleisten überdeckt. Die Befestigung der letzteren erfolgte mittelst Schraubenbolzen, welche mit breit ausgeschmiedeten Lappen (Fig. 539, S. 387) auf die Winkelschenkel des Firsteisens genietet sind; eine Kappe aus Blei-

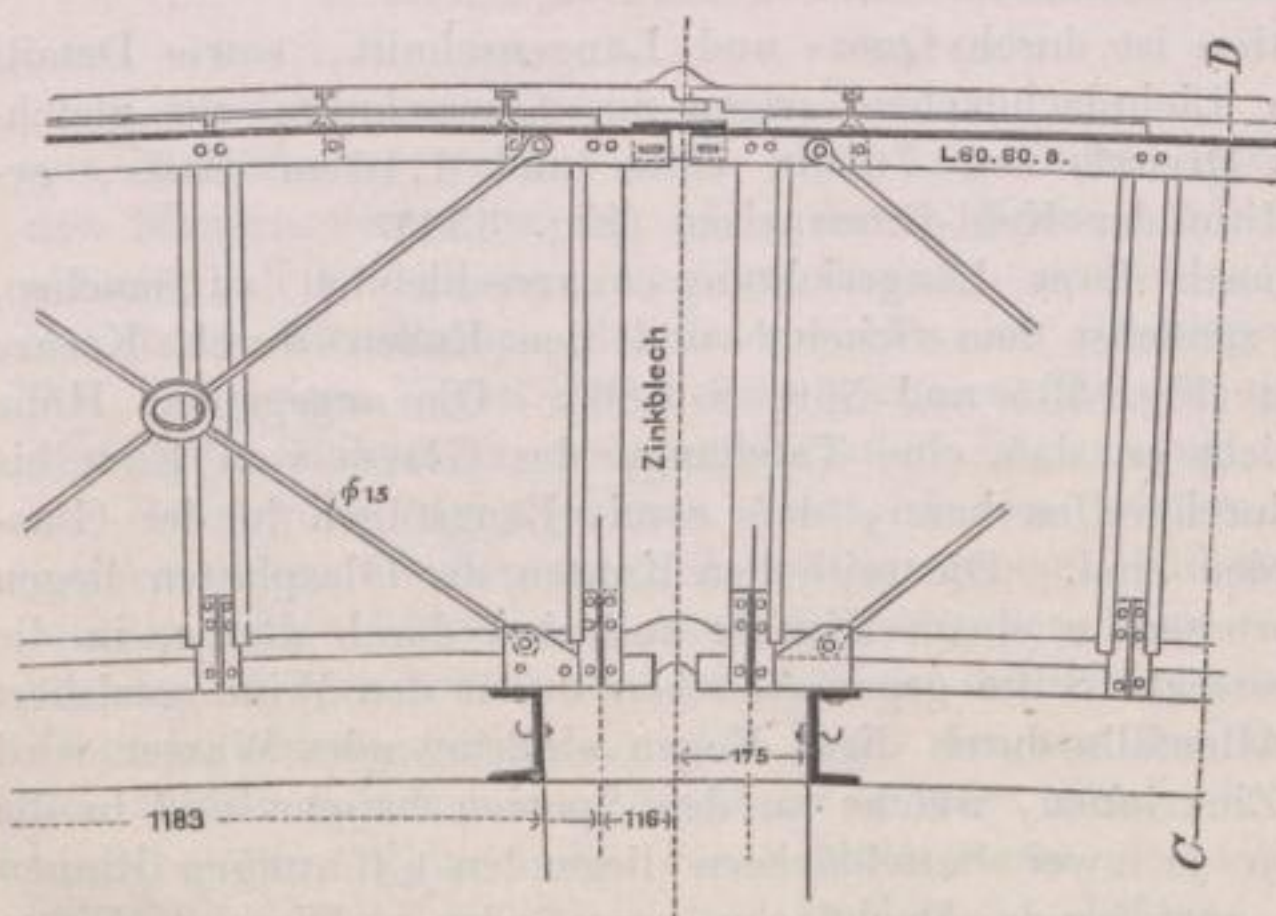


Fig. 536.

blech stellt die weitere Dichtung und den Schutz der Firstleiste gegen eindringendes Wasser her.

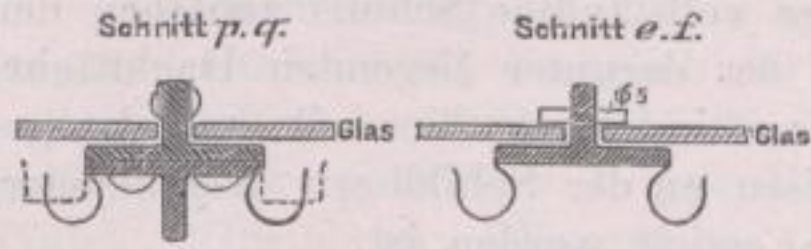


Fig. 537.

Die Oberlichtsysteme sind im Scheitel der Halle derartig verbunden, dass eine geringe Verschieblichkeit in der Längsrichtung derselben Rechnung getragen ist; dieselbe ist dadurch erreicht,

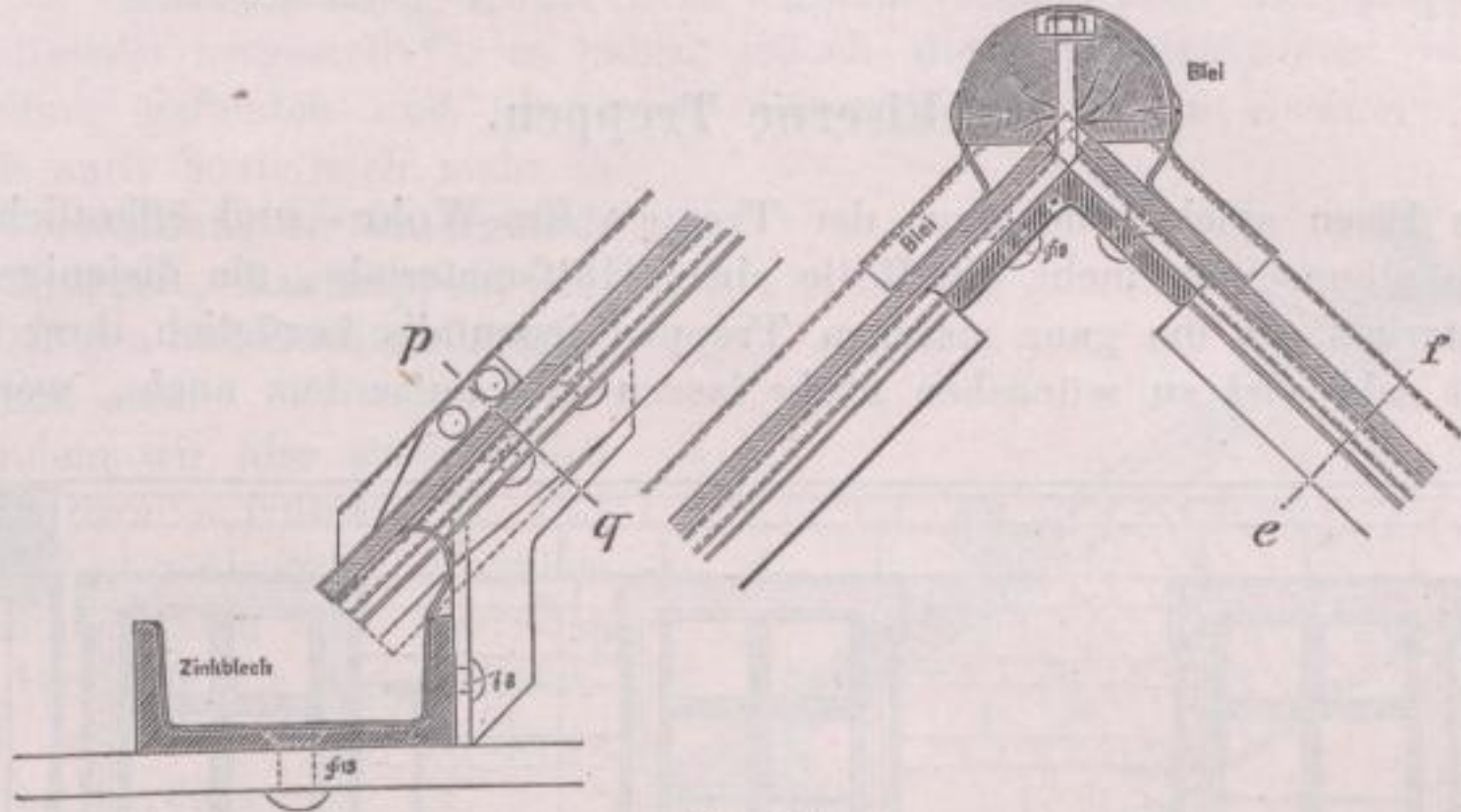


Fig. 538.

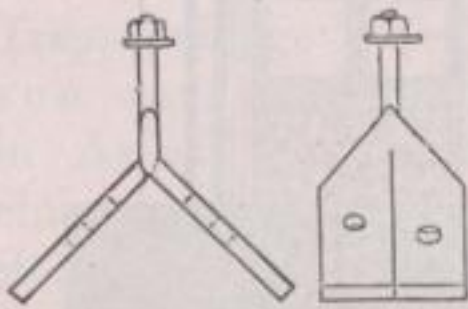


Fig. 539.

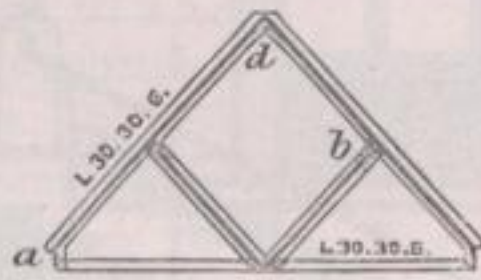


Fig. 540.

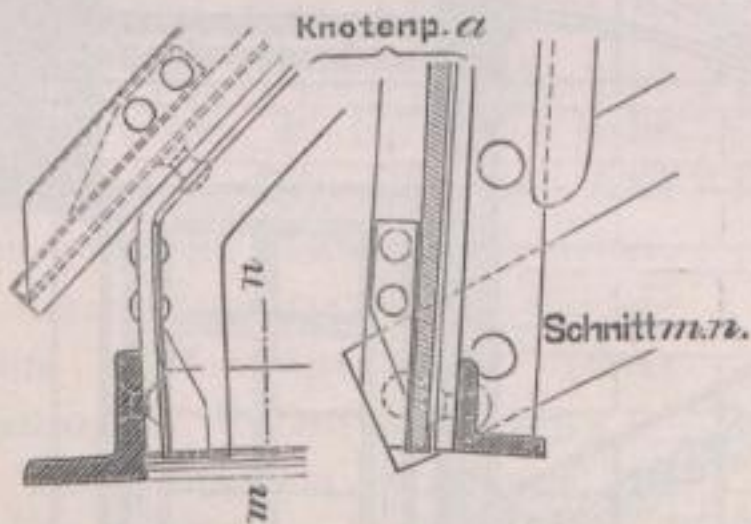


Fig. 541.

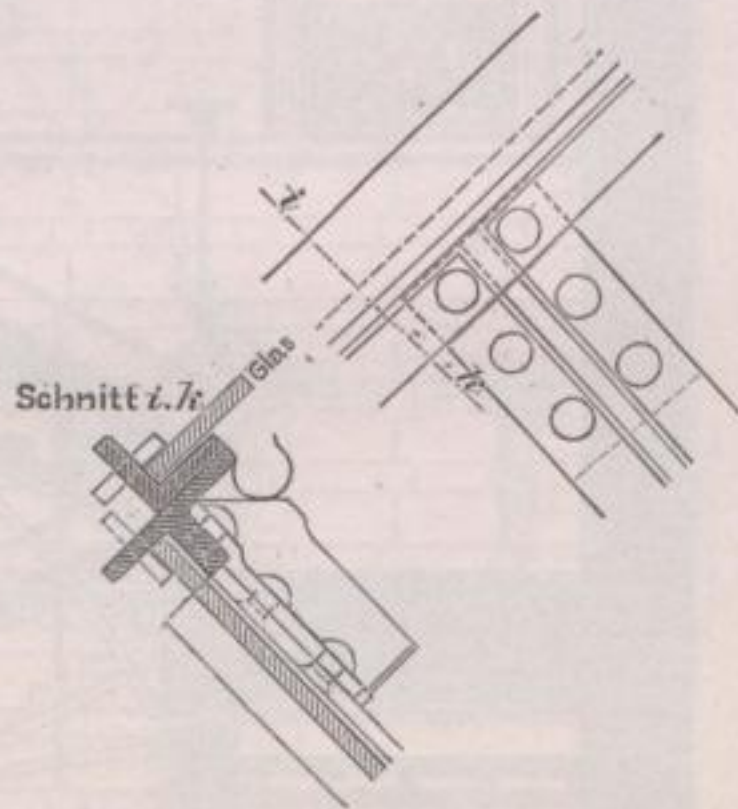


Fig. 542.

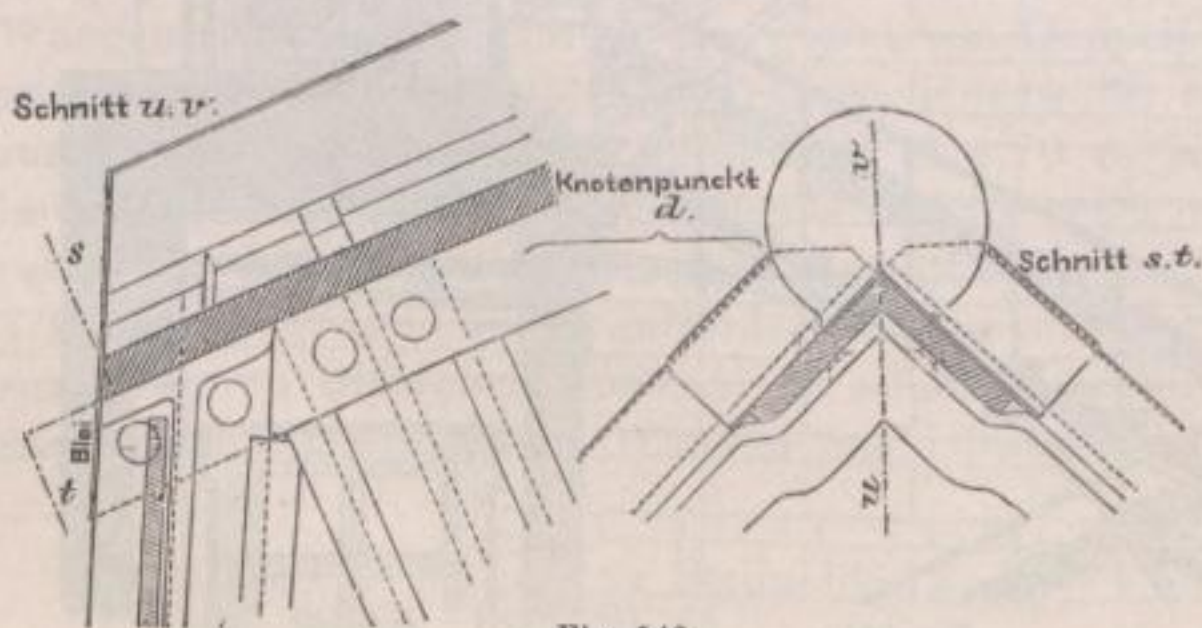


Fig. 543.

dass die Firstwinkel und Deckleisten beweglich verbunden sind und die Ueberdeckung des zwischen den Sparren beider Hälften verbleibenden Zwischenraumes durch einen gebogenen Blechstreifen hergestellt ist.

Den Abschluss der Oberlichtdächer an den

Enden zeigt Fig. 540 (S. 387) in der Ansicht und ist derselbe weiterhin noch durch die Detailfiguren 541 bis 543 (S. 387) erläutert. Wir fügen zum Schlufs noch die Bemerkung hinzu, dafs der vollständige Schlufs zwischen den überstehenden Enden der Oberlichter und der darunter liegenden Dachfläche, durch welchen das Eintreiben von Schnee verhindert werden soll, mittelst gebogener, an die Pfetten bezw. die Winkeleisen an der Schildbasis angenieteteter, aus Fig. 535 (S. 386) ersichtlicher Bleche erzielt worden ist.

D. Eiserne Treppen.

Das Eisen spielt beim Baue der Treppen für Wohn- und öffentliche Gebäude im allgemeinen mehr die Rolle eines Hilfsmaterials, als diejenige eines Hauptmaterials, da die ganz eisernen Treppen jedenfalls bezüglich ihrer Feuer-sicherheit sehr viel zu wünschen übrig lassen und ausserdem auch, wenn sie

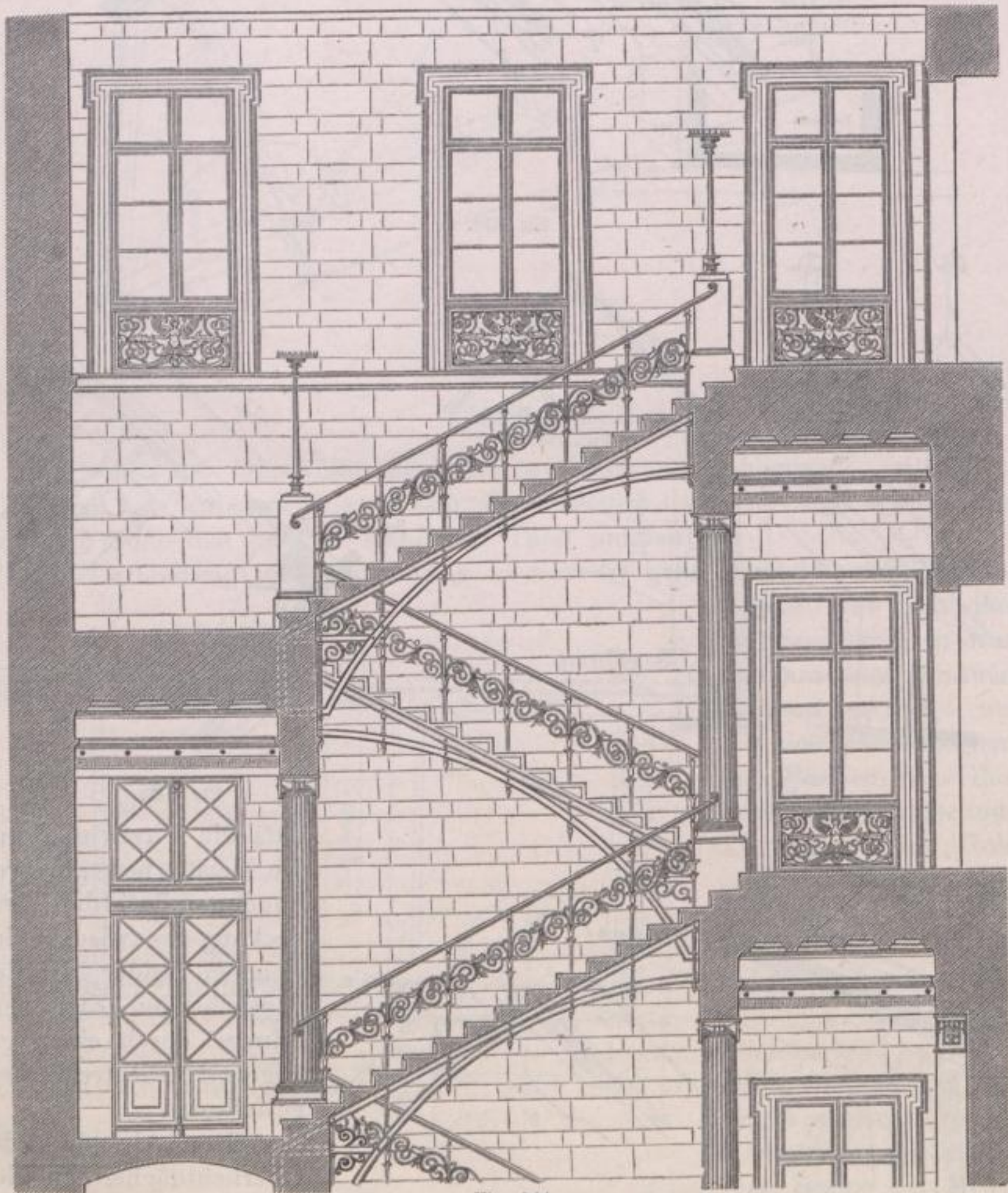


Fig. 544.

nicht mit Teppichen u. s. w. belegt werden, keineswegs angenehm zu be-
gehen sind.

Die Verwendung des Eisens bei Haupttreppen wird vielmehr durch konstruktive Rücksichten, bezüglich der Festigkeit, Leichtigkeit und Raumersparnis bedingt und es leistet dasselbe in Fällen, wo es zur Unterstützung massiver Stufen, bezw. gewölbter Treppenläufe, als Ersatz für steinerne Pfeiler oder Säulen, Gurtbögen, Wangen u. s. w. verwendet wird, sehr gute Dienste. Schon in verhältnismäßig früher Zeit wurden vielfach auch Haupttreppen ganz aus Gufseisen hergestellt*), es haben jedoch diese Konstruktionen nur wenig Verbreitung gefunden und dürfte der Schwerpunkt ganz eiserner Treppenanlagen auch heute noch mehr in ihrer Verwendung zu untergeordneten Treppen, Lauftreppen, Revisionsstiegen auf Dächern u. s. w. zu suchen sein.

Indem wir hier ausdrücklich auf die bereits früher, S. 171 und 172, gemachten Angaben verweisen, sollen hier nur noch einige Beispiele für mehr vorherrschend eiserne Treppenanlagen angereicht werden.

In Fig. 544 (S. 388) ist die Treppenanlage eines von Hansen entworfenen Privatgebäudes in Athen**) dargestellt, welche eine massive Marmortreppe vorstellt, deren Stufen an ihrer inneren Seite durch eiserne Bögen gestützt sind. Die Treppe ist zweiarmig, und ersteigt man mit ihr zwei je 5,75 m hohe Stockwerke. Die Podeste sind durch jonische Säulen unterstützt, auf deren Architrav sich die eisernen Stufenträger mit ihren horizontalen Enden aufsetzen.

In größerem Umfange ist das Eisen bei der in den folgenden Figuren dargestellten Treppe zur Anwendung gekommen (Leibnitz-Realschule zu Hannover), indem hier nicht bloß die Wangen der Sandsteinstufen aus gewalztem Doppelt-Eisen hergestellt, sondern auch die Podeste auf solchen Trägern eingewölbt sind. Die Treppe, welche zur Ersteigung dreier Stockwerke von je 4,70 m Höhe dient, ist, wie deren in Fig. 545 zur Hälfte dargestellter Grundrifs zeigt, eine dreiarmige; die Stufen ruhen auf dreieckigen, gufseisernen Aufsattelungen, welche auf die Flanschen der I-Träger geschraubt sind, außerdem ist der mittlere Arm von 3,0 m Länge zur größeren Sicherheit nochmal in seiner Mitte durch einen I-förmigen Träger unterstützt. Die eisernen Wangen und die die Podestbalken unterstützenden

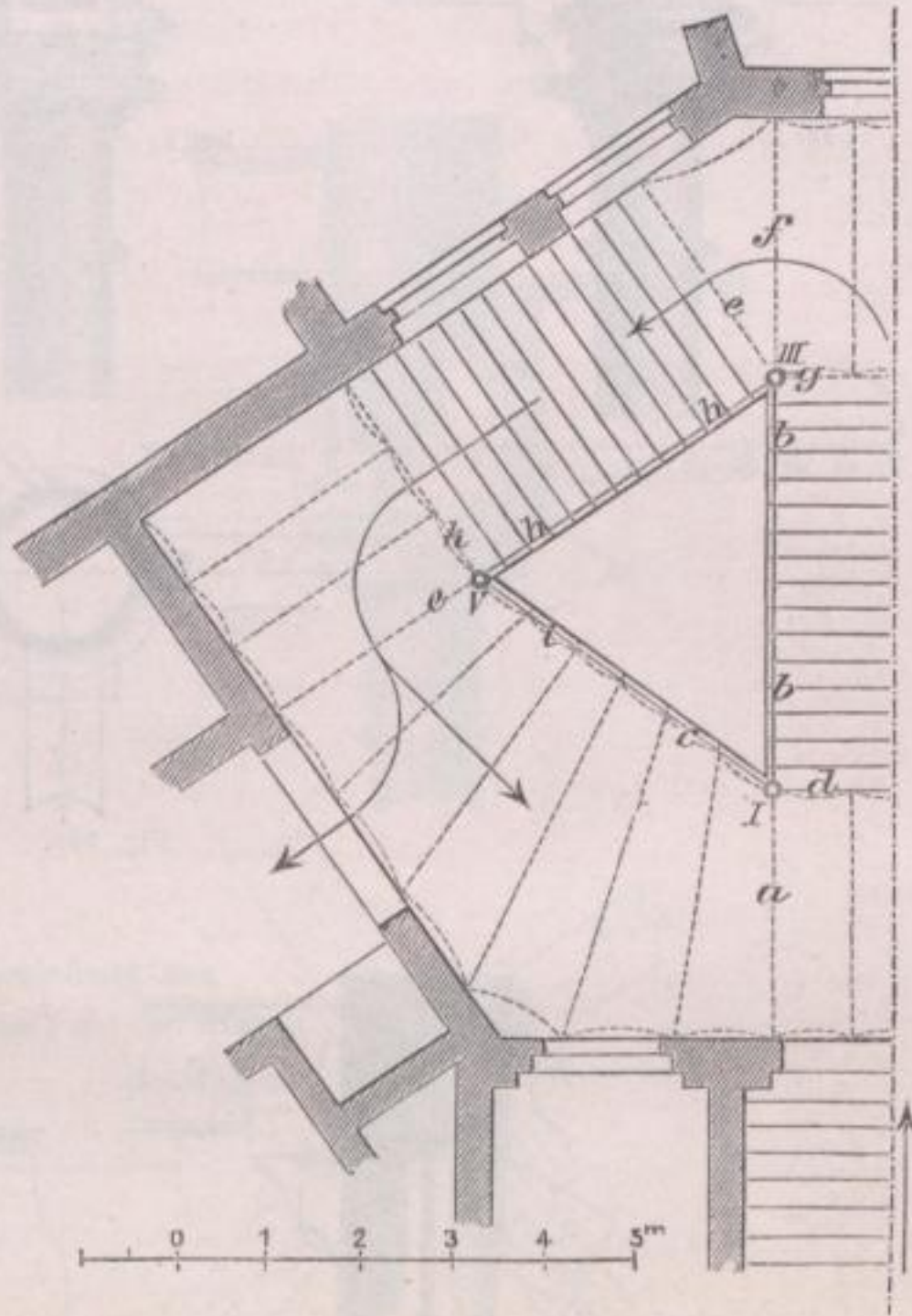


Fig. 545.

*) Notizbl. d. Arch.-V. zu Berlin 1834 u. 1838.

**) Allg. Bauztg. 1846, Bl. 68.

Verbindung des Säulenkopfes bei I mit den Trägern

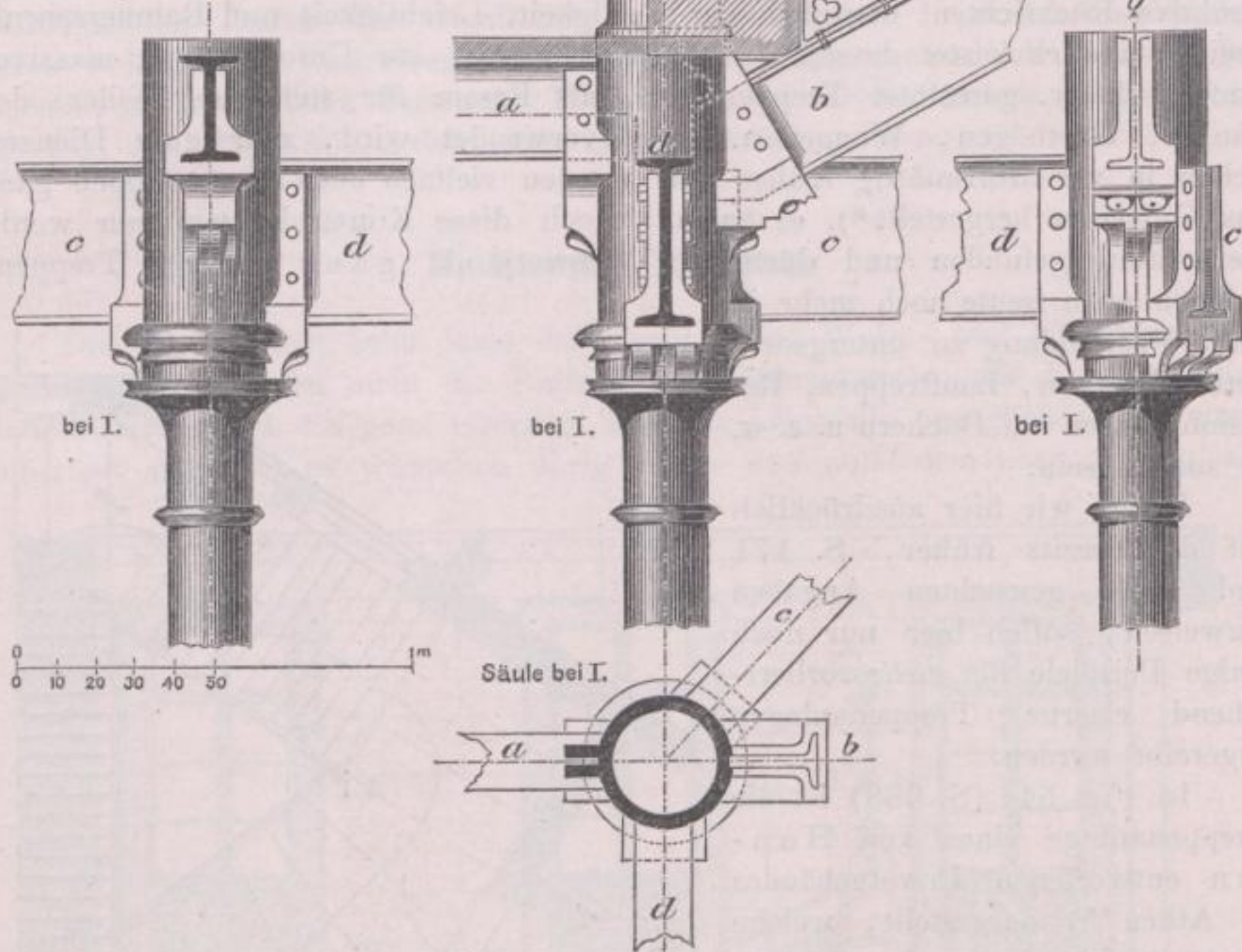


Fig. 546.

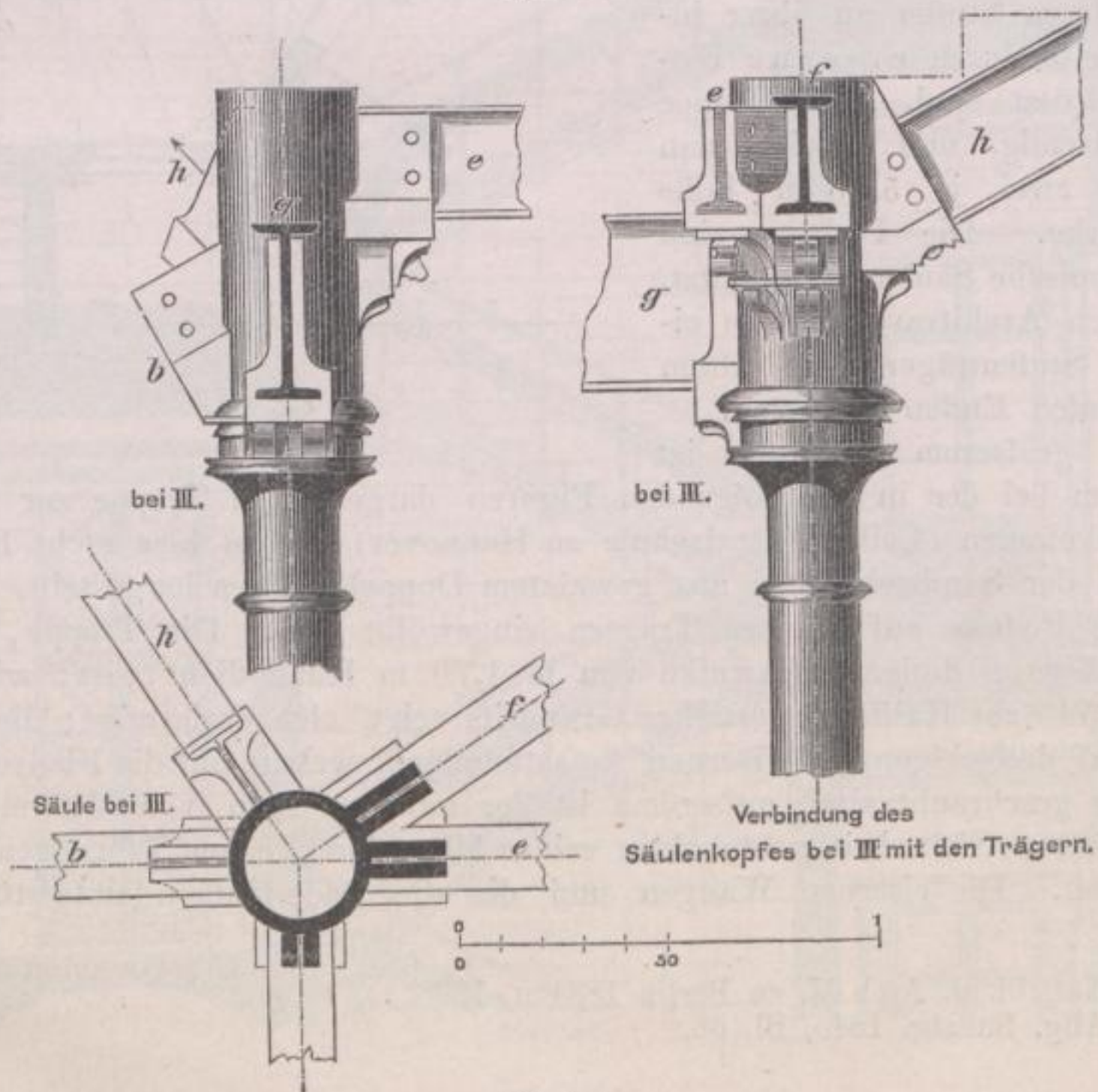


Fig. 547.

Verbindung des Säulenkopfes bei III mit den Trägern.

Rahmen verbinden sich an ihren Endpunkten mit den Muffen eiserner Säulen, auf welchen die ganze Treppenkonstruktion ruht. Zur näheren Erläuterung dienen die Detailfiguren 546 bis 548, welche die im Grundrifs Fig. 545 mit *I*, *III* und *V* bezeichneten Verbindungsstellen in größerem Mafsstabe zur Anschauung bringen.

Die in früherer Zeit vielfach zur Ausführung gekommenen ganz gußeisernen Treppen zeigen mannigfache Motive in ihrer Konstruktion, welche in den meisten Fällen den aufgesattelten hölzernen Treppen nachgeahmt sind. Die einfachste gerade (unterstützte) Treppe ergibt sich, wenn die gußeisernen Wangen oben abgetreppelt hergestellt werden, so daß auf dieselben direkt die gegossenen Trittstufen oder, als Ersatz derselben, geschnittene Stein-

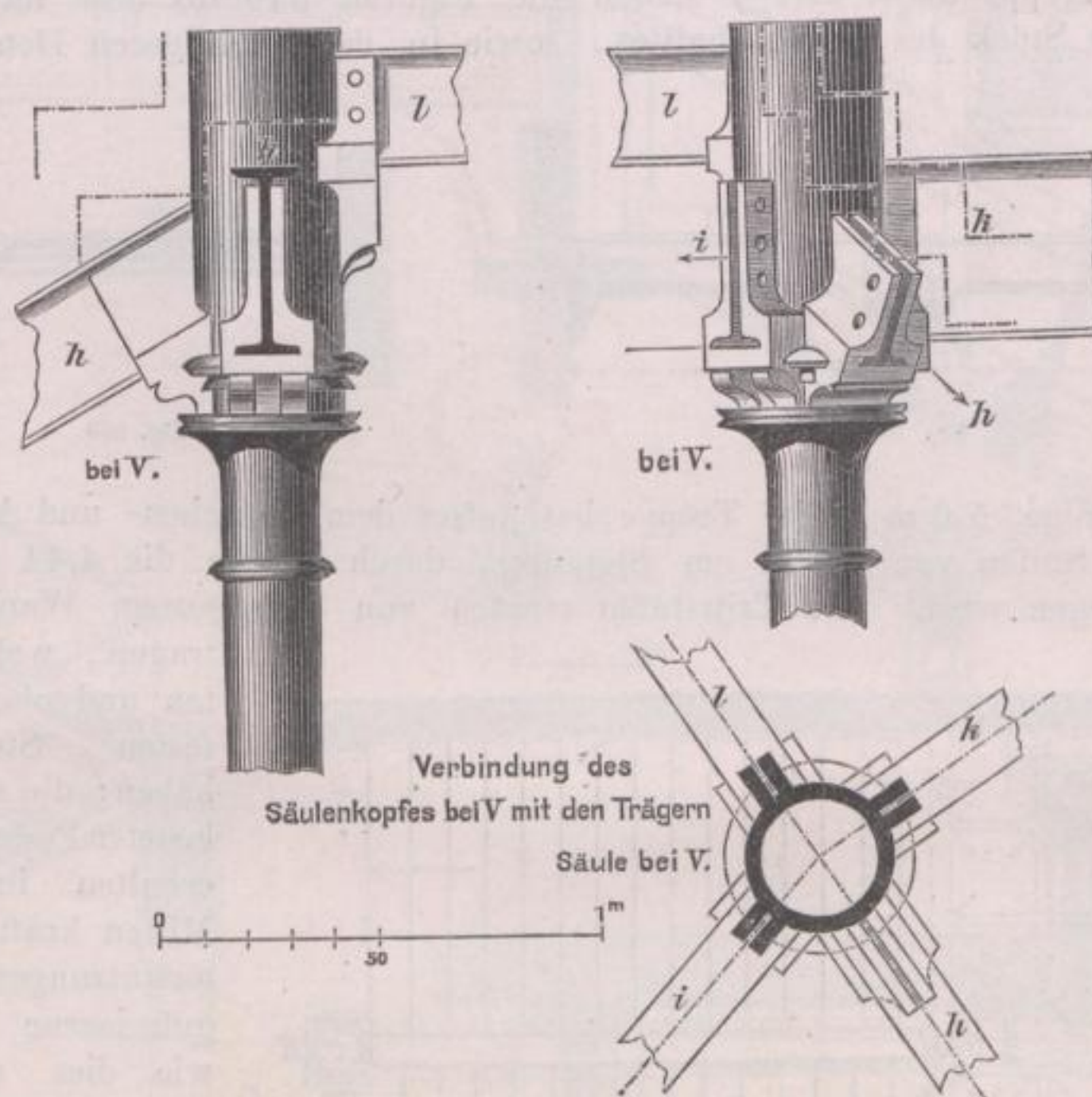


Fig. 548.

platten, Bohlen u. s. w. gelegt werden können; anderenfalls werden die Wangen als gleichbreite Platten gegossen und zur Aufnahme der Stufen besondere dreieckförmige, massive oder durchbrochene Aufsätze geschraubt. Die Befestigung der Trittplatten an den Wangen geschieht durch Aufschrauben, wozu häufig die Geländerstäbe benutzt werden, indem dieselben mit einer Schraube durch die Deckplatten hindurch in die Wangen eingreifen. Die Futterstufen, wenn sie nicht aus einem Stück mit den Tritten gegossen sind, greifen mit Feder und Nut in Wangen und Trittstufen ein, oder sind mit diesen Konstruktionsteilen verschraubt. Am Fufse sind die Wangen, deren Höhe (Breite) 15 bis 20 cm bei einer Dicke von 2,5 bis 3 cm beträgt, mit einer angegossenen und durch Rippen abgesteiften Platte versehen und mit dem Fundamentmauerwerke ver-

ankert; an ihrem oberen Ende findet eine Verbindung der Wangen mit den eisernen Podestbalken durch Eingriff mit Feder und Nut, unterstützt durch Verschrauben, oder durch Verschrauben der Flanschen, Annietzung mittelst Eck-eisen u. s. w. statt. Bei sehr breiten Treppen (über 2,5 m) werden die Stufen nicht bloß an den Enden, sondern auch in ihrer Mitte durch Wangen unterstützt. Die Podeste werden durch die Podestbalken, Querbalken und allenfalls ferner noch eingesetzte Zwischenträger oder Kreuze gebildet. Alle Konstruktionsteile einer solchen gusseisernen Treppe können durch ornamentalen Guß eine reiche Verzierung erhalten; stellen sich aber dann, namentlich wenn die Gußmodelle eigens angefertigt werden müssen, so hoch im Preise, daß in vielen Fällen freitragende Steintreppen auch nicht höher zu stehen kommen werden.

Eine Treppe dieser Art*) stellen die Figuren 549 bis 556 im Grundrifs, einem Stück des Durchschnittes, sowie in den wichtigeren Details dar.

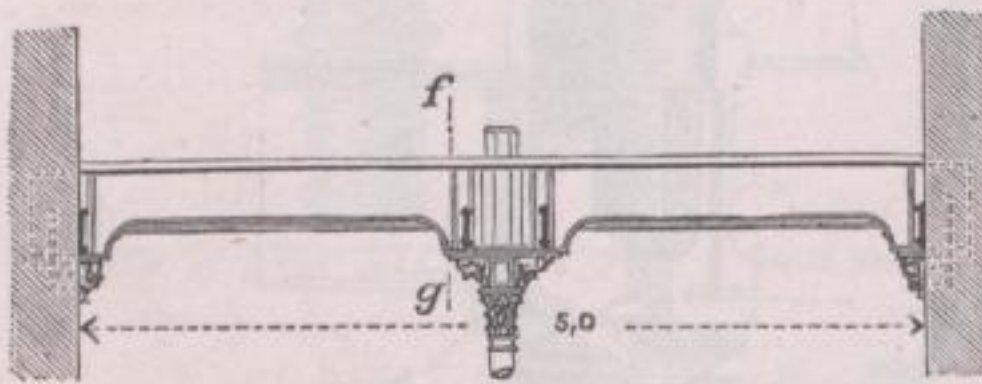


Fig. 549.

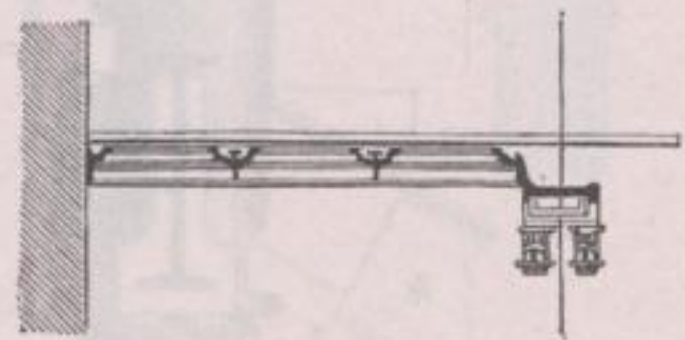


Fig. 550.

Die zweiarmige, 5,0 m breite Treppe hat außer dem Zwischen- und Austrittspodest 27 Stufen von 15,31 cm Steigung, durch welche die 4,44 m hohe Etage erstiegen wird. Die Trittstufen werden von gusseisernen Wangen ge-

tragen, welche unten und oben einen festen Stützpunkt haben; die stark belasteten Podestbalken erhalten in ihren Mitten kräftige Unterstü- zungen durch gusseiserne Säulen, wie dies aus der Ansicht des Podest- trägers Figur 549 des näheren ersicht- lich ist und sind gegen seitlichen Druck durch einen breiten Podestquerbalken (in Fig. 550 im Schnitt nach *LM* dargestellt)

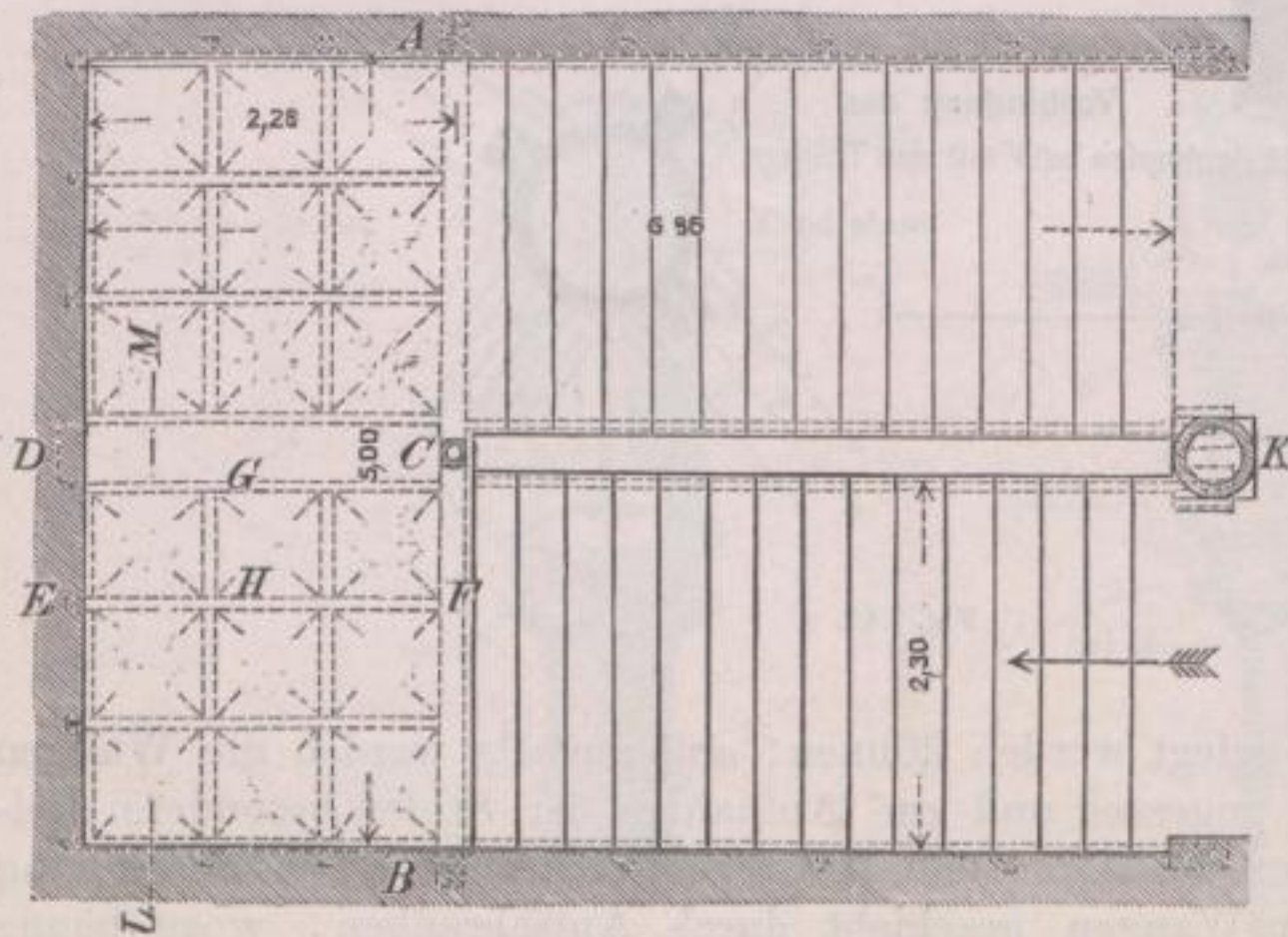


Fig. 551.

abgesteift. Die Belagplatten des Podestes sind dann weiterhin noch durch Quer- und Zwischenträger unterstützt, welche aus dem Grundrifs Fig. 551 hervorgehen.

*) Haupttreppe des Kollegialgerichts-Gebäudes zu Posen. Prakt. Maschinenkonstr. 1877, Taf. 70.

Der Austritt des oberen Treppenlaufes (vgl. Fig. 552) wird durch kräftige, 40 cm dicke Hohlsäulen getragen, welche darauf schließen lassen, daß sie durch das Gewölbe des anstossenden Korridors stark belastet sind.

Die Handleisten, Trittstufen und Podestbeläge sind von Eschenholz, letztere aus 100 bis 120 mm breiten, durch Nut und Feder verbundenen Leisten

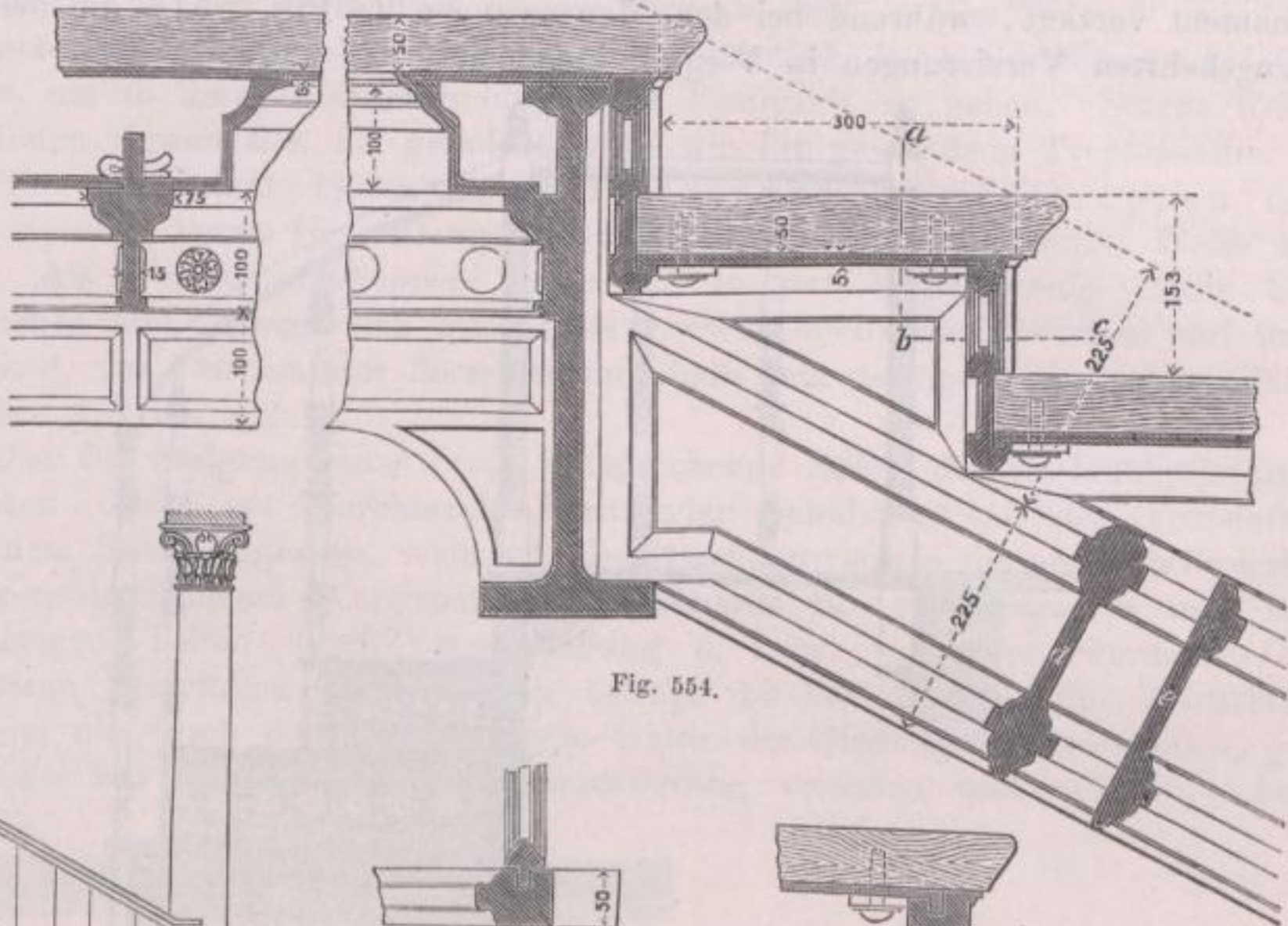


Fig. 554.

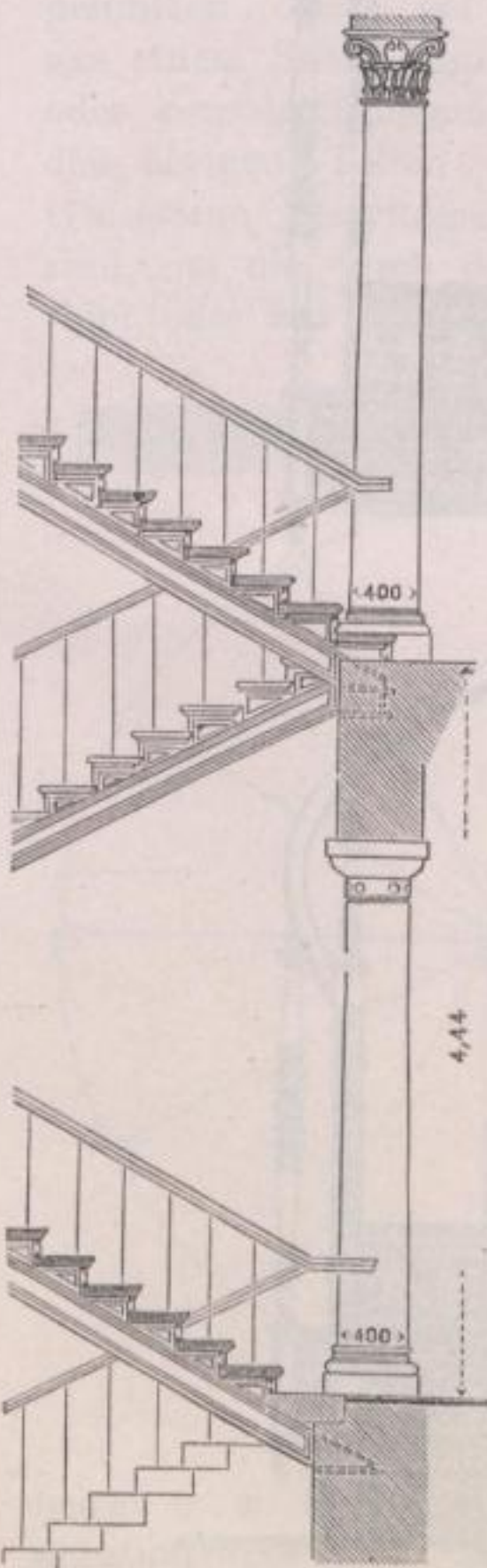


Fig. 552.

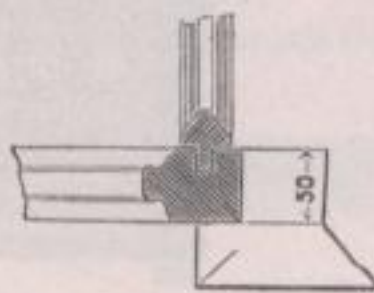


Fig. 555.

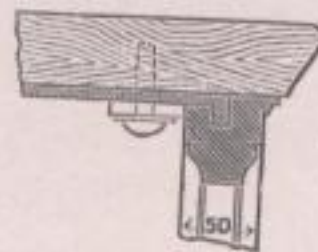


Fig. 553.

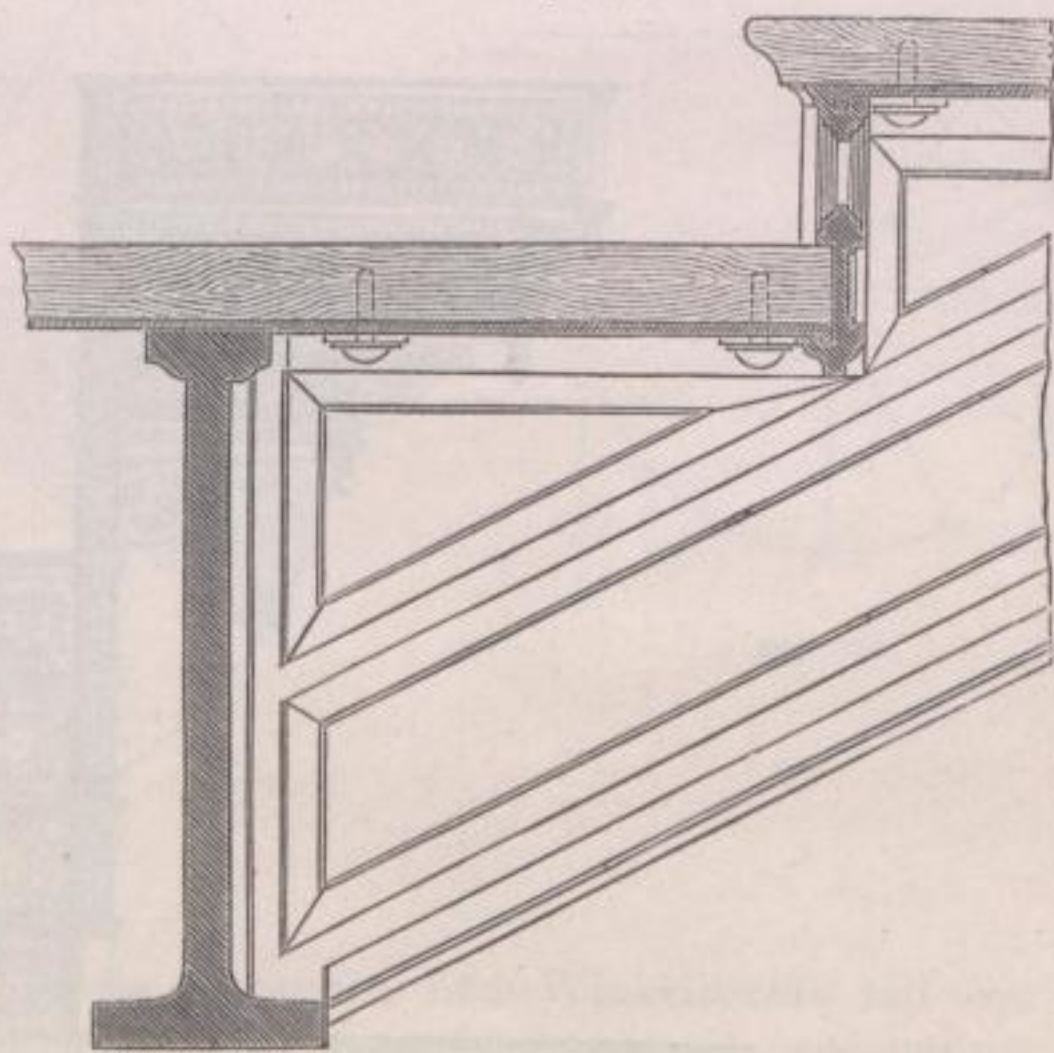


Fig. 556.

zusammengesetzt. Die Trittstufen liegen nicht direkt auf den Wangen, sondern auf schwachen Gussplatten, welche mit Nasen und Leisten in entsprechende Nuten der Setzstufen greifen und an je vier an der Wange angegossene Lappen

festgeschraubt sind; die hierzu verwendeten Holzschrauben bringen zugleich die Holzbeläge mit ihren gusseisernen Unterlagplatten in feste Verbindung, wie solche aus den Detailfiguren ersichtlich ist.

Die Profile der freiliegenden, die inneren Stufenkanten unterstützenden Wange sind symmetrisch gestaltet (*d* Fig. 554) und mit durchbrochenem Ornament verziert, während bei den Mauerwangen (*e* Fig. 554) die der Wand zugekehrten Verzierungen in Wegfall kommen.

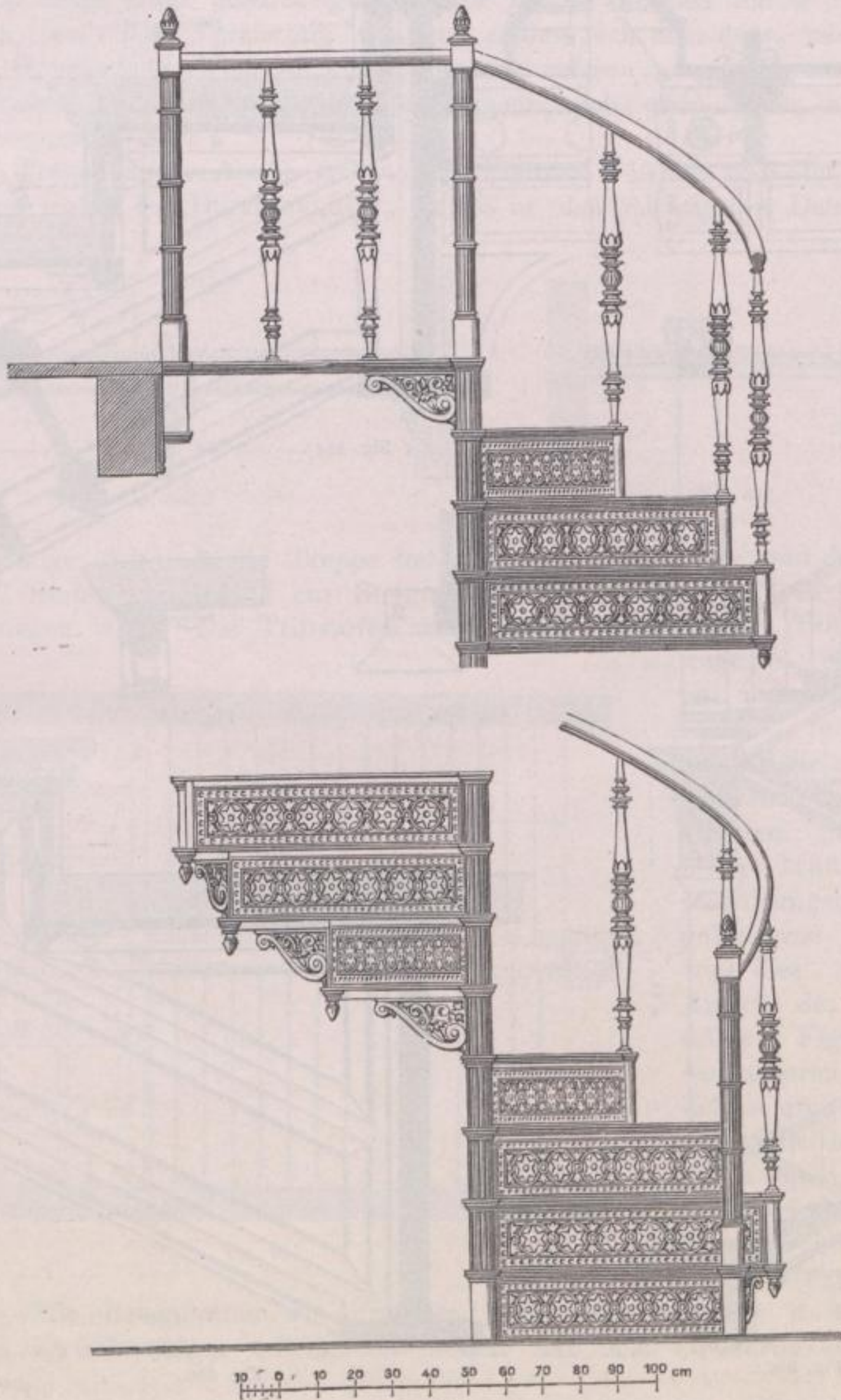


Fig. 557.

Die übrigen Details werden verständlich sein, wenn wir hinzufügen, daß Fig. 554 einen Querschnitt durch den unteren Treppenarm und das Podest,

Figg. 553 und 555 Schnitte nach *ab*, bzw. *bc* in Fig. 554 und Fig. 556 einen Schnitt durch den aufgehenden Treppenlauf am Podest vorstellt.

Freitragende eiserne Treppen werden oft so hergestellt, daß die Setzstufen als Träger ausgebildet werden, welche mit einem Ende in die Treppenhauswände eingespannt sind und die Trittstufen auf sich aufnehmen; hierbei wird in der Regel noch an der inneren Seite in den Winkel zwischen der Setz- und Trittstufe ein dreieckiges Wangenstück durch Verschraubung eingesetzt, um so der Stufenverbindung mehr Festigkeit zu geben. Solche Konstruktionen eignen sich für gerade sowohl wie für gewundene Treppenläufe.

Eine Spezialität bilden die gusseisernen Wendeltreppen mit voller Spindel, deren Herstellung in mannigfacher, oft verkünstelter Weise erfolgt. Als Verbindungstreppen sollen sie in der Regel wenig Raum beanspruchen und bewegt sich demgemäß, sowie auch mit Rücksicht auf ihre Festigkeit, der Durchmesser derselben innerhalb sehr geringer Grenzen ungefähr zwischen 1,5 bis 2,2 m.

Das der Steigung einer Stufe entsprechende Stück der in Hohlguß ausgeführten, ca. 6 cm Durchmesser besitzenden Spindel ist mit den Trittstufen aus einem Stück gegossen, während die Setzstufen, sowie die äußeren dreieck- oder konsolenförmigen Wangenstücke meistens für sich gegossen und mit den übrigen Teilen durch Verschraubung u. s. w. verbunden werden. Die Gußstärke der Stufen und Wangen beträgt 10 bis 13 mm; die Trittstufen sind, um die durch den Guß erzeugte Glätte der Oberfläche zu vermeiden, gerippt oder mit durchbrochener Ornamentierung versehen und mit Teppichen

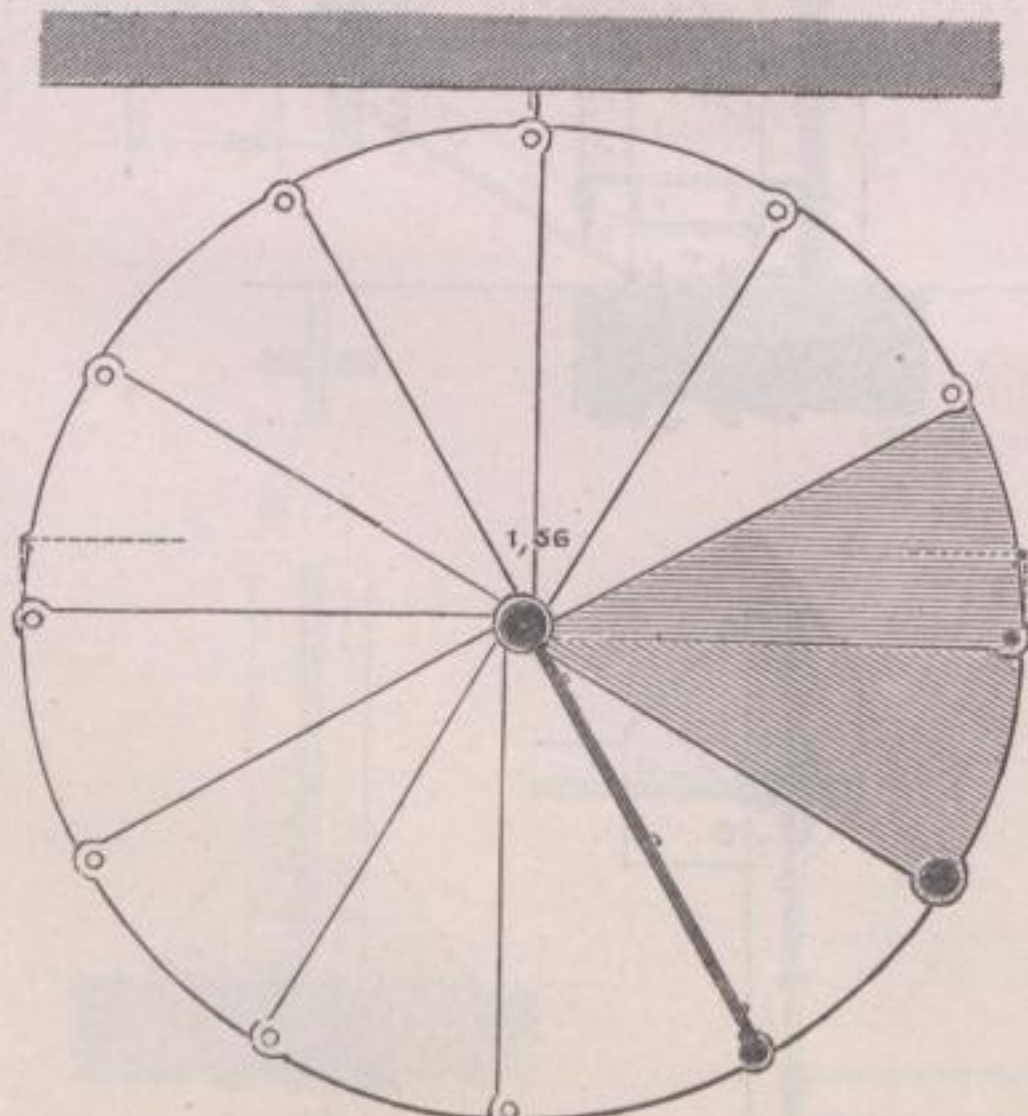


Fig. 558.

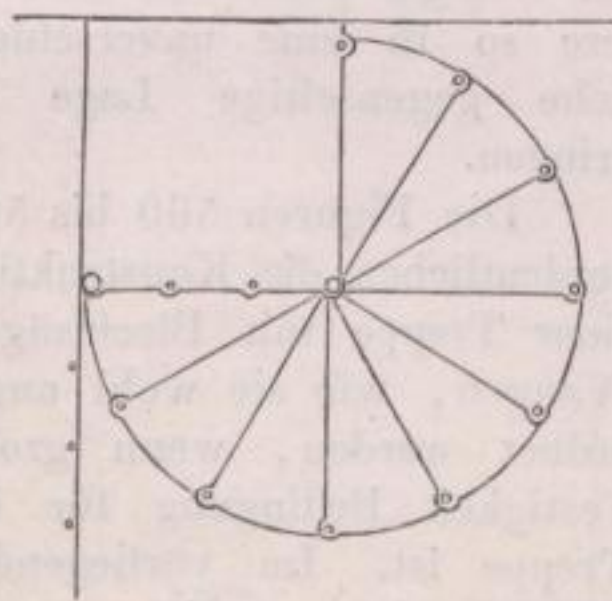


Fig. 559.

belegt u. s. w.; ebenso werden die Setzstufen und Winkelstücke mit zur Dekoration verwertet. Alle diese Teile sind dann noch dadurch gegenseitig und mit dem Geländer in innige Verbindung zu bringen, daß die an den Ecken der Trittstufen angebrachten Geländertrillen durch die oberen und unteren Trittplatten sowie die cylindrischen Hülsen an der Aufsenkante der Setzstufen hindurchgreifen und mit einer als Knauf ausgebildeten Schraubenmutter diese

Stücke fest auf einander pressen. Ein gleiches wird bei den mit Falz auf einander gesetzten Spindelstücken bewirkt, indem eine eiserne Stange, unten auf dem Fundamente ruhend, die hohlen Spindeltrommeln durchsetzt und am oberen Ende mit einer Schraubenmutter angezogen wird.

Unter Hinweis auf die Figuren 557 (S. 394) bis 559 (S. 395), welche eine solche Wendeltreppe *) im Aufriss und in den Grundrissen darstellen, verlassen wir diesen nur wenig konstruktives Interesse bietenden Gegenstand und wenden uns zu einer kurzen Besprechung der schmiedeeisernen Treppen.

Dieselben kommen beinahe ausschliesslich in Form gerader, gestützter, seltener als gewundene und freitragende Treppen vor. In den ersteren Fällen ist ihre Herstellung aus Blech und Profileisen eine sehr einfache **); die Wangen werden als Blechträger oder Gitterträger konstruiert, welche nach Art der hölzernen Wangentreppe die Trittstufen zwischen sich aufnehmen. Die Futterstufen lassen sich als Querverbindungen der Wangen ausbilden, um letztere so in eine unverschiebbliche gegenseitige Lage zu bringen.

Die Figuren 560 bis 565 verdeutlichen die Konstruktion einer Treppe mit Blechträger-Wangen, wie sie wohl angeordnet werden, wenn grosse Festigkeit Bedingung für die Treppe ist. Im vorliegenden Falle handelt es sich um die Zugänglichmachung eines eisernen Steges, welcher die Geleise im Bahnhofe München übersetzt und mit seinem Belag 5,55 m über dem Terrain liegt, und ist dies erreicht durch beiderseits angelegte gerade Treppenläufe mit je 29, durch ein nahezu quadratisches Zwischenpodest unterbrochenen Stufen. Die 17,7 cm hohen, 29,5 cm

*) Nach H. Strack und F. Hitzig, der innere Ausbau von Wohngebäuden, Heft XII, Berlin, bei Ernst u. Korn.

***) Ueber die Verwendung des Wellenbleches zu Treppenkonstruktionen s. S. 117.

Fig. 560.

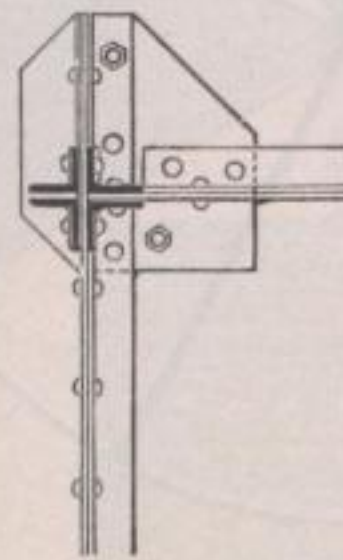
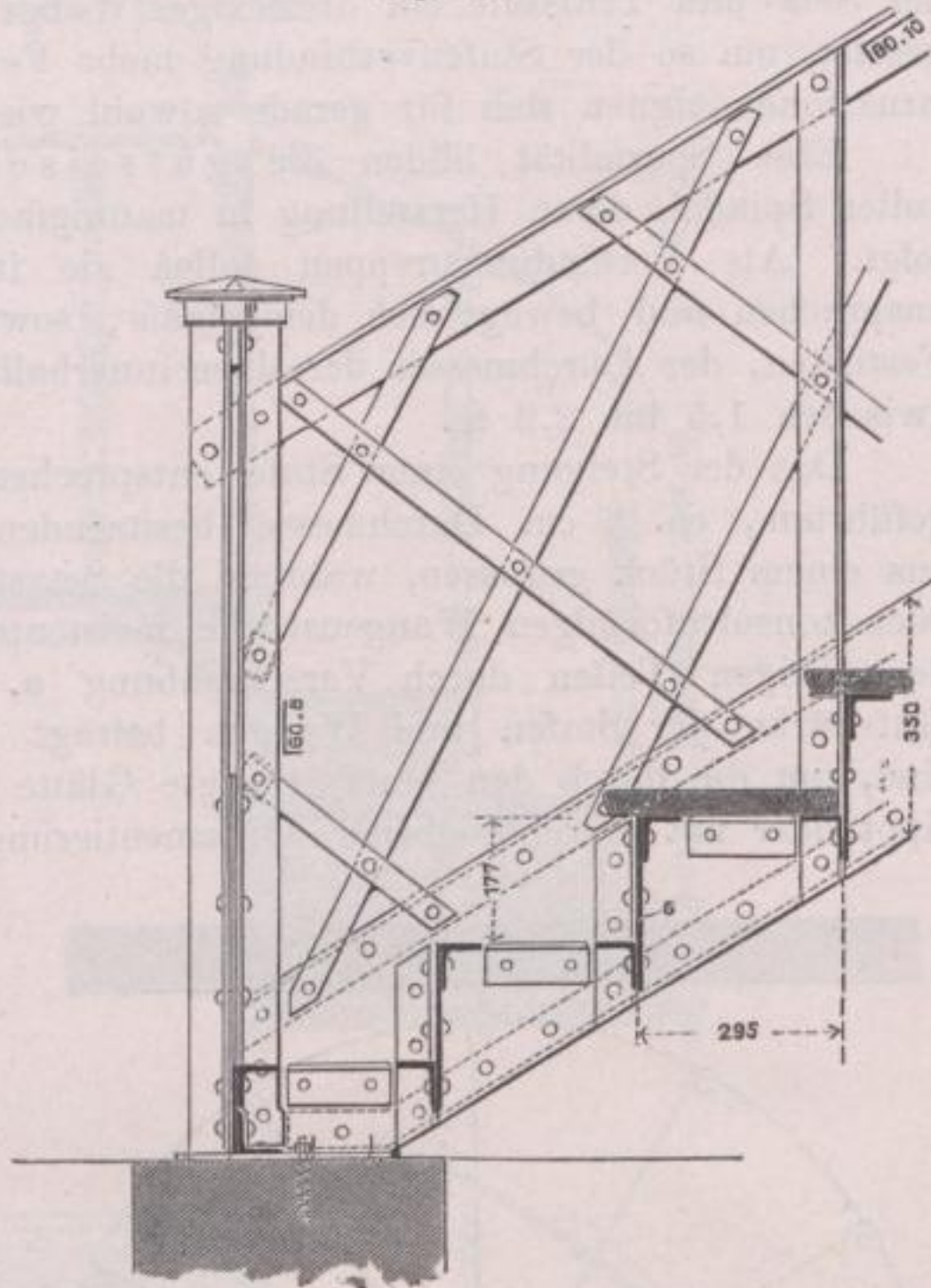


Fig. 561.

breiten und 2,40 m langen Stufen besitzen (Figur 560) Tritte aus 3 cm starken Bohlen, welche seitlich an kurzen, mit der Blechwand vernieteten Winkleisenstücken, an der Vorder- und Hinterkante aber auf den Eckeisen der aus Blech gebildeten Setzstufen aufliegen. Zur Verbindung dieser Querwände

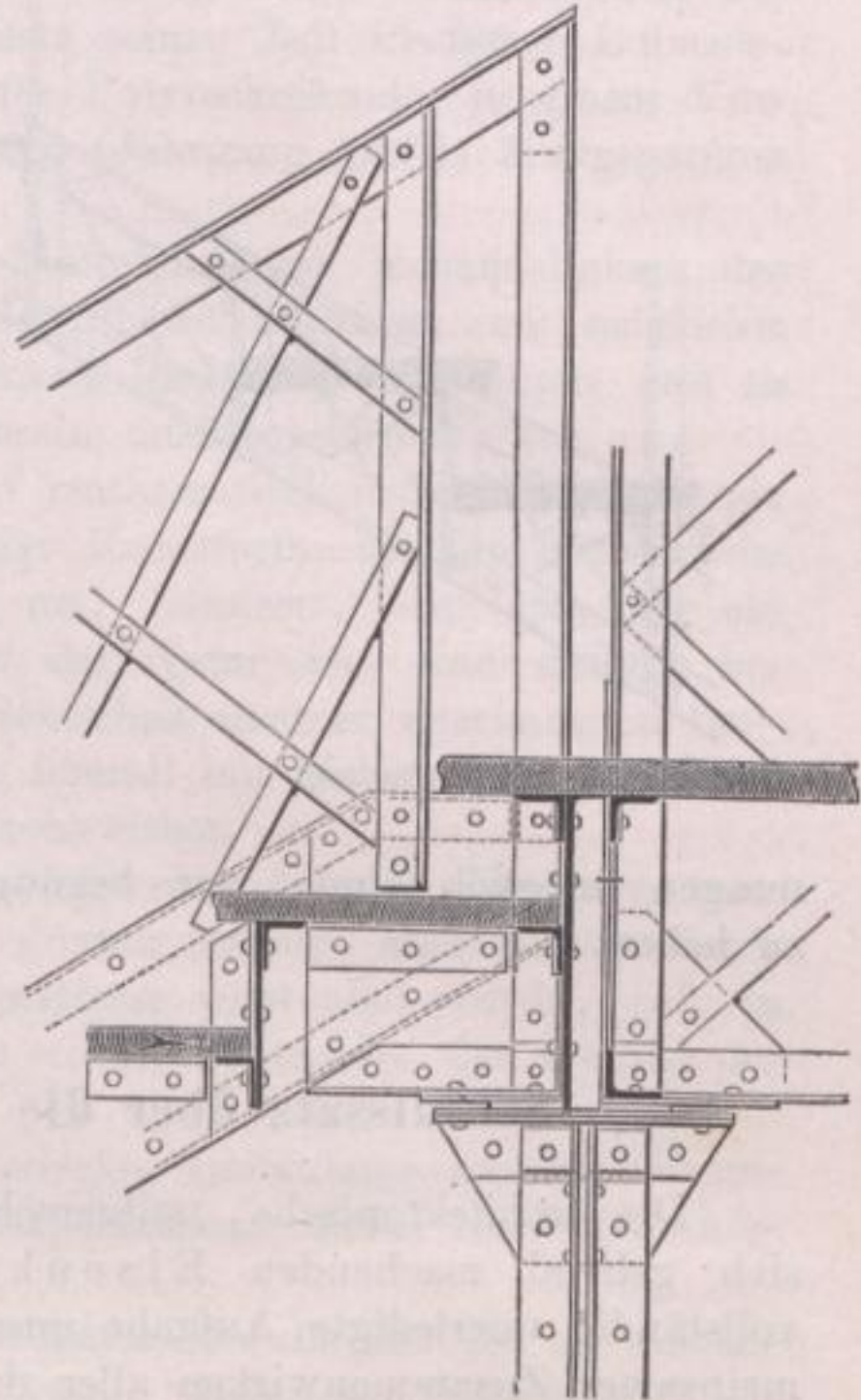
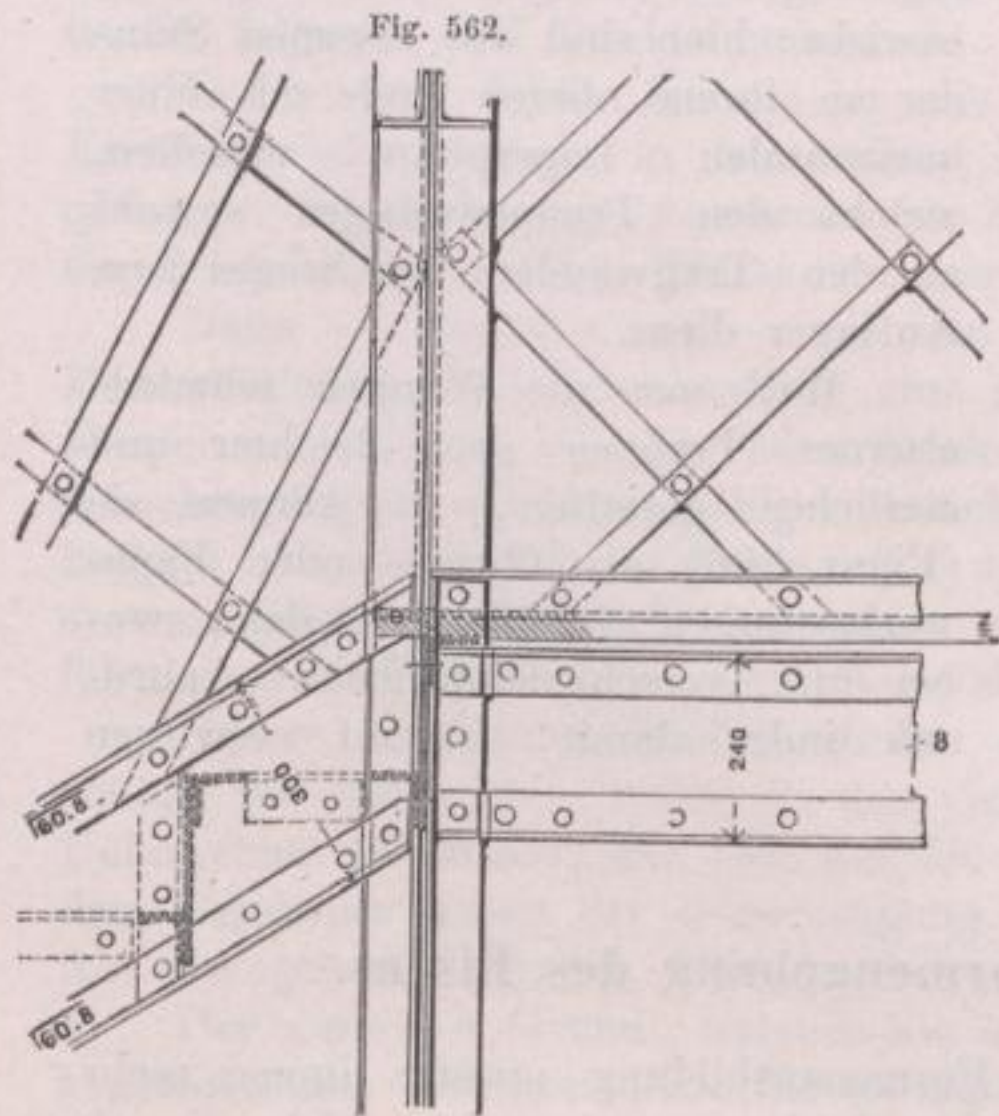


Fig. 564.

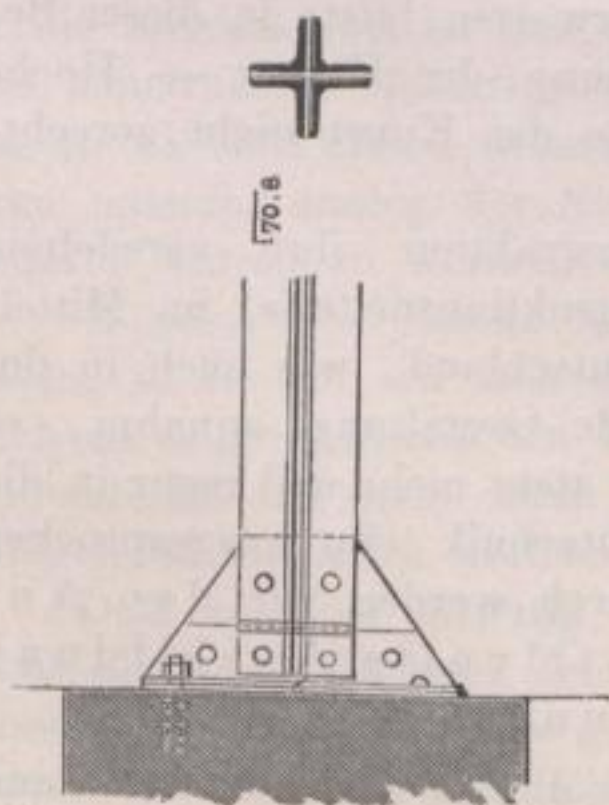


Fig. 563.

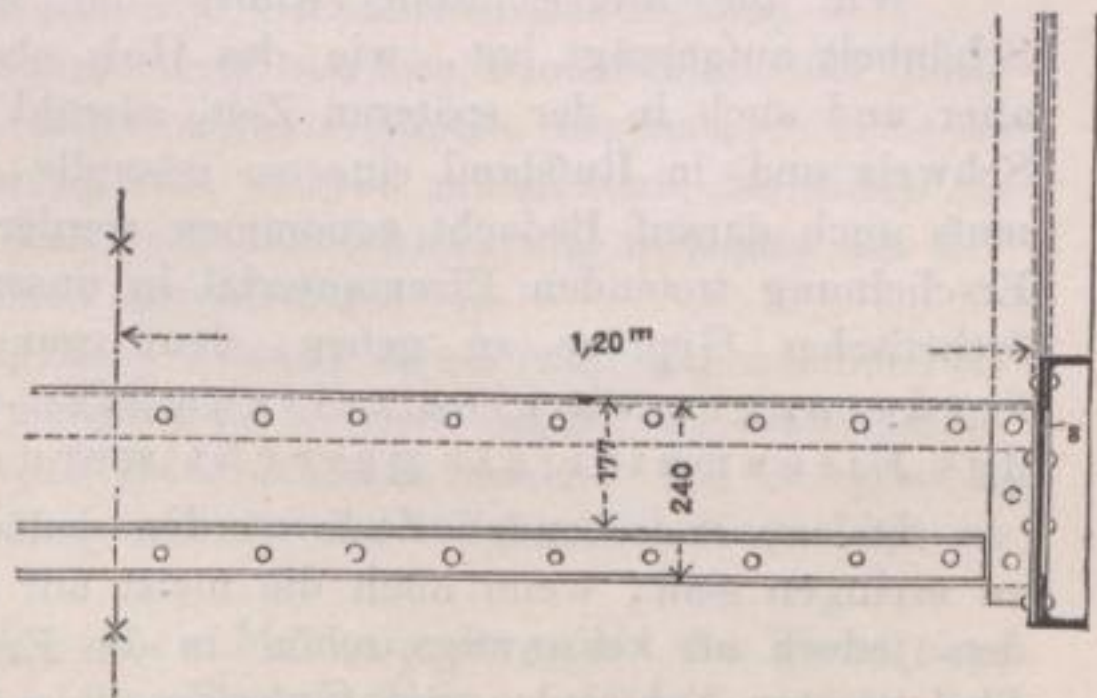


Fig. 565.

(in Fig. 565 in der Ansicht dargestellt) mit den Wangen dienen vertikale, zugleich die Absteifung des Wangenbleches besorgende Winkel; die Fortsetzungen einiger nach oben bilden die Pfosten des Geländers. Am Antritte ruhen die Wangen auf einer Unterlagplatte, welche mit dem Fundamente verankert ist (Fig. 561).

Am Austritte des Zwischenpodestes verbinden sich die Wangen nach Fig. 562 mit den aus 4 Winkleisen gebildeten Podestpfeilern, deren Fuß nach Figur 563 gestattet ist. Die Podestbeläge werden auf \perp förmigen Querträgern be-

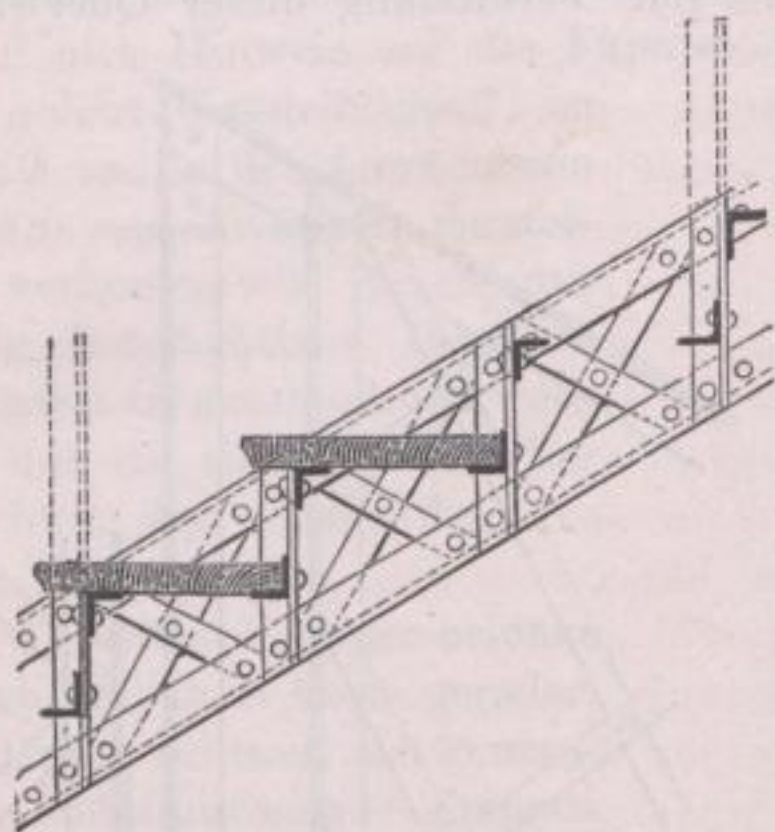


Fig. 566.

festigt, welche an die 24 cm hohen, die Fortsetzung der Wangen bildenden Längsträger angenietet sind. Am Austritte gegen den Steg ist die Auflagerung der Wangen nach Fig. 564 bewirkt; hier sind die eisernen Ständer an ihrem oberen Ende mit einer horizontalen Lagerplatte versehen, welche den Treppenwangen sowohl als den Tragwänden des Steges zum Auflager dient.

Will man die Wangen schmiedeiserner Treppen noch leichter und zierlicher gestalten, so können sie (Figur 566) als Gitter- oder Fachwerkswangen gebildet werden, wobei die verschiedenartigsten Anord-

nungen möglich sind; wir begnügen uns indes damit, hierauf verwiesen zu haben.

Schlufssatz über die Formgebung des Eisens.

Die architektonische, stilgerechte Formenausbildung unserer immer mehr sich geltend machenden Eisenkonstruktionen ist eine bisher noch vollständig unerledigte Aufgabe unserer Zeit, deren Lösung sich nur durch gemeinsames Zusammenwirken aller dazu Berufenen erwarten läßt; in dieser Beziehung möchte das Verlangen nach strenger Trennung der Fächer — Hochbau- und Ingenieur-Wissenschaften — im Interesse der Kunst nicht gerechtfertigt erscheinen.

Wie die altgriechische Kunst der Steinkonstruktion ihre veredelnde Schönheit aufgeprägt hat, wie das Holz als Konstruktionsmaterial im Mittelalter und auch in der späteren Zeit, sowohl in Deutschland, wie auch in der Schweiz und in Rußland eine so reizvolle, formale Gestaltung annahm, so muß auch darauf Bedacht genommen werden, dem stets mehr und mehr in die Erscheinung tretenden Eisenmaterial in unserer Bautechnik ein ausgesprochen ästhetisches Gepräge zu geben, denn nur hierdurch werden wir den Anforderungen an eine zeitgemäße und stilvolle Ausbildung des Eisenmaterials gerecht werden können.

Die zu erstrebenden Ziele werden jedoch auf diesem Gebiete nur dann zu erringen sein, wenn auch die meist auf mathematischen Gesetzen beruhenden, jedoch oft keineswegs schön in die Erscheinung tretenden Konstruktions-Skelette von Schmiede- und Gufseisen eine ästhetische, stilgemäße Weihe erhalten und dies läßt sich nur dann erreichen, wenn — wie dies in allen früheren Kunstperioden geschehen ist — entweder die Bedürfnisform künstlerisch ausgebildet oder, wenn dies nicht gelingen sollte, dieselbe durch ausdrucksvolle Kunstformen symbolisch verkleidet wird.

Es ist unmöglich, durch mathematische Berechnungen allein ästhetische

Kunstwerke zu schaffen; obwohl die Konstruktion stets für die Baukunst eine streng notwendige Bedingung war, so hat sie doch nur dann einen schöpferischen Kunstwert, wenn sie zugleich einen entwicklungsfähigen Schönheitsgedanken in sich birgt.

Die Hauptschwierigkeiten, welche in der erfolgreichen, ästhetischen Behandlung der Eisenkonstruktionen liegen, faßte seiner Zeit Professor Lucae, der feinfühlende Architekt des Charlottenhofer Polytechnikums, in einem Vortrage, welcher in die Zeitschrift für Bauwesen (Jahrgang 1870) übergegangen ist, in folgende drei Punkte zusammen:

In erster Linie betonte er die verhältnismäßige Kostspieligkeit des Eisenmaterials, welche in den meisten Fällen darauf hinweist, mit möglichst geringem Gewichte den konstruktiven Zwecken Rechnung zu tragen und so ein Schönheitsplus seiner Masse von vornherein auszuschließen.

Denn — sagt Lucae — die rein auf mathematischem Kalkül beruhende Konstruktionsform ist ebensowenig eine fertige Kunstform, als der menschliche Körper mit seinen offenliegenden Muskeln und Bändern, oder gar nur ein Knochengerippe ein lebensfähiges Geschöpf der Natur ist, und deshalb behauptet er, auch wohl mit Recht, daß die Schönheit unserer anerkannten Baustysteme mit darin begründet erscheint, daß überall ein Ueberschuß an Masse für das zum Tragen notwendige Material nachweisbar ist.

Unsere steinernen Säulen würden beispielsweise dieselbe Funktion ausüben im Stande sein, wenn sie um vieles dünner wären, aber gerade dieser Ueberschuß an Masse, der hier auf die Kunstform verwendet wurde, ruft in dem Beschauer neben der Ueberzeugung der vollen Sicherheit, das Gefühl der fein erwogenen Schönheit hervor.

Der zweite Grund, welcher die ästhetische Ausbildung unserer Eisenkonstruktionen erschwert, ist die geringe Körperlichkeit dieses sonst so wichtigen Baumaterials.

Das Eisen entzieht dem Architekten gewissermaßen die Materie, an welcher er die architektonische Schönheit entwickeln kann; giebt man ihm aber, über das konstruktive Bedürfnis hinaus, eine größere Körperlichkeit, so werden wir das in vielen Fällen, besonders wenn es sich um gusseiserne Säulen handelt, thun müssen, analog der Steinkonstruktion, ohne dem Prinzip der Architektur dadurch untreu zu werden, ohne gerade eine Unwahrheit zu begehen.

Würden wir jedoch dem Schmiedeeisen stärkere Dimensionen als nötig geben, so rauben wir ihm offenbar seine charakteristische Eigenart, welche es auch in seiner ästhetischen Erscheinung sich wahren muß, denn das Eisen als Baumaterial soll stets durch Zierlichkeit sich auszeichnen und trotzdem den beruhigenden Eindruck vollster Sicherheit hervorrufen!

Daß zu einer allseitig befriedigenden Lösung dieses schwierigen Dilemmas nicht allein ein äußerst feines Formgefühl, sondern auch ein bedeutendes wissenschaftliches Können gehört, wird jeder erfahren haben, der es versucht hat, aus der Natur des Eisens heraus eine neue, stilgemäße Kunstform zu schaffen.

Der dritte Grund ist nach Lucaes Meinung der, daß das Eisen eine außerordentliche Beweglichkeit und leichte Formgebung zuläßt, sodafs der Konstrukteur ihm ohne Schwierigkeit jede beliebige Gestalt verleihen kann und zwar viel bequemer, als dies beim Stein oder beim Holze der Fall ist, welche beide in bezug auf ihre Natur und ihre technische Behandlungsweise dem Techniker viel engere Grenzen vorschreiben. Das Eisen fordert durch seine leichte Formbarkeit förmlich dazu heraus, mit ihm eine Menge Experimente zu

machen, um ein und dieselbe Aufgabe zu lösen, und da diejenigen, welche die so häufig kompliziertesten Berechnungen anstellen, auch die gefundenen Resultate möglichst erschöpfend zum Ausdruck bringen wollen, so ergibt sich immerhin ein höchst achtunggebietendes wissenschaftliches, keineswegs aber ein das Gefühl des Künstlers befriedigendes Resultat.

Trotz aller Schwierigkeiten, welche das Eisen als Baumaterial einer stilgemäßen Formgebung entgegengesetzt, sind doch im Laufe der Zeit sehr beachtenswerte Erfolge zu verzeichnen; namentlich ist dies der Fall bei der schon längere Zeit gepflegten Verwendung des Gufseisens, besonders als Säulenmaterial.

Hier sind wir auf dem Punkt angelangt, wo selbst das durch die Steinarchitektur sonst verwöhnte Auge für das ungestörte Gefühl stilistischer Schönheit empfänglich sich erweist und kann man sich heute bereits der Hoffnung hingeben, daß das Vorurteil gegen die allgemeine Einführung des Eisens, welches sich in vielen Architekturschulen so überaus geltend macht, nach und nach schwinden wird. Eine uns folgende Nachkommenschaft, welche derart mit der Eisenkonstruktion aufwächst, wie wir mit der Steinkonstruktion aufgewachsen sind, wird schließlich das volle ungestörte Gefühl der Schönheit in sich aufzunehmen im stande sein. Wenn heute noch so viele Architekten beim Ueberhandnehmen des Eisens unbefriedigt bleiben, so liegt hauptsächlich der Grund einerseits in dem Umstande, daß eine ihnen lieb gewordene Schönheits-Tradition dadurch alteriert wird, andererseits in dem geringen Verständnis, mit welchem sie der Eisenkonstruktion gegenüberstehen.

Um das Gufseisen stilgemäÙ zu formen haben unsere hervorragendsten Architekten wie Schinkel, Hesse, Knoblauch, Stüler, Hitzig, Neureuther, Adler u. s. w. Vorzügliches geleistet; in dieser Beziehung verweisen wir, um nur einige Fälle anzudeuten — auf das Berliner Börsengebäude*), auf die Synagoge*) und Thomaskirche*) ebenfalls in Berlin; wir verweisen ferner auf Seite 160, einen Beitrag zur Frage der Verwendung des Eisens als Hilfsmaterial für den monumentalen Gewölbebau von Professor Dollinger in Stuttgart.

Für monumentale Deckenkonstruktionen hat Stüler in der gewölbten Decke über dem großen Saale des neuen Museums in Berlin ein nachahmenswertes Motiv geschaffen, bei welcher das Eisen eine ganz hervorragende, stilgemäÙ in die Erscheinung tretende Rolle spielt, und gilt dasselbe von der segmentbogenförmigen Kassettendecke über dem Börsensaale in Berlin von Hitzig, wobei ein mächtiger, jedoch nicht in die Erscheinung tretender Sichelträger die aus Gypsplatten hergestellten, reich ornamentierten Kassettfelder von oben in Schwebel hält.

Die beiden Decken sind auf den Tafeln IV und V im Detail dargestellt und liefern den Beweis, daß man recht wohl von den oft starren, traditionellen, antiken Formen absehen darf, um durch zeitgemäÙ und selbständig geschaffene Gebilde die überkommene Formenwelt nicht erstarren zu lassen, sondern um sie zu erweitern, um sie zu bereichern. Soll jedoch die streng antike Kassettendecke für sehr weit gespannte Räume beibehalten werden, so treten als Konstruktionsmittel die verschiedenen einfachen, doppelten und kastenförmigen T-Träger in Funktion, welche jedoch ihrer unschönen äußeren Form wegen mit Holz oder Stuck verkleidet werden müssen; hierdurch geht selbstverständlich die charakteristische Form,

*) Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.

welche für alle Eisenkonstruktionen zu erstreben ist, gänzlich verloren. Das Eisen nimmt in einem solchen Falle den Charakter der Hilfskonstruktion an, und ist dem Auge seines unschönen Aussehens wegen durch Verkleidung mit anderen besser formbareren Baustoffen zu entziehen. Näheres über solche Decken giebt S. 237 u. s. w. und die Atlas-Tafeln XIV, XV, XVI.

In äußerst befriedigender Weise ist es unserer Zeit gelungen, den gusseisernen Säulen eine stilgemäße Form zu geben, und liegt der Grund hierfür in der frühzeitigen und vielfachen Verwendung des Gusseisens als Stützmaterial, vor allen Dingen aber auch an dem regen Anteil, welchen selbst der Altmeister Schinkel in dieser Beziehung schon daran genommen hat.

Die Säulen des Treppenhauses im Palais des Prinzen Karl in Berlin z. B. zeigen einen reich skulptierten, mit Kanälen versehenen Säulenschaft und erinnern ihre Kapitell-Bildung an das bekannte Kapitell vom Turm der Winde.

Als nahezu unübertroffen in bezug auf stilgemäße Formgebung möchte das Kapitell und die Basis jener Säule gelten, welche von Hitzig bei dem Börsenbaue in Berlin zur Ausführung gebracht wurde. Die Atlas-Tafel XXXIII stellt diese schöne Säule in Fig. 1 unter freier Ergänzung des Schaftes dar, und läßt eine äußerst feine Empfindung für die antik-klassische Formenwelt erkennen.

In Figur 2 ist eine Säule mit Konsolen dargestellt, wie sie von A. Orth bei einer Perronhalle der Elberfelder Eisenbahn in Anwendung gebracht wurde. Die Säule, in einem Stück gegossen, wurde mit Ausnahme der beiden ornamentiert durchbrochenen Konsolen mittelst Zinkgufs dekorativ ausgestattet. Durch die Anordnung eines eigenen Säulenstuhles mit achtseitigem Sockel wurde die sonst viel zu schlank erscheinende Stütze in ein für Gusseisen äußerst harmonisches Verhältnis gebracht.

In Fig. 3 hat es der Verfasser dieses Buches versucht, dieselbe Aufgabe in noch schlankerer Form durch die Anordnung eines vielfach gegliederten Säulenfußes zu lösen:

Ein in antikem Sinne ausgeführtes Säulenkapitell vom Architekten Prof. Ende ist auf Tafel XI und XII mitgeteilt; in bezug auf die technische Behandlung gusseiserner Säulen wird hier auf das auf Seite 142 u. s. w. Gesagte verwiesen.

Eine ganz neue Säulenform, welche die bisherige Tradition vollständig durchbricht, tritt uns überall bei den Unterführungen der Berliner Stadtbahn entgegen.

Zu den Mittelstützen der hier angeordneten kontinuierlichen Träger wurden hauptsächlich gusseiserne Säulen gewählt, deren architektonische Ausbildung das Ergebnis einer innerhalb des Architekten-Vereins zu Berlin ausgeschriebenen Konkurrenz ist. Sämtliche Säulen, obwohl sie einige kleine Verschiedenheiten in formaler Beziehung erkennen lassen, sind mit kugelförmigen Scharnieren als sogenannte Pendelsäulen konstruiert.

Eine solche Konstruktion, wie sie hier zur Ausführung gekommen ist, ist vollständig neu und möchte deshalb eine weitere Besprechung verdienen.

Nach den beigegebenen Figuren 567 und 568 (S. 402) bestehen die Säulen aus fünf Teilen und zwar aus dem Fundamentbock mit Sockelbekleidung, dem unteren und dem oberen Zapfenstück mit Pfanne, dem Schaft und endlich dem Kopfstück.

Der Fundamentbock in Fig. 567 im Grundris und Schnitt dargestellt, ist auf einer achteckigen, 40 mm starken Grundsteinplatte befestigt. Gegen seit-

liche Verschiebungen ist dieselbe mit vier angegossenen, in der Zeichnung einpunktigten Zapfen versehen, welche in den Steinquader eingreifen; auf den Fundamentbock baut sich dann die Säule in ihren einzelnen Teilen so auf,

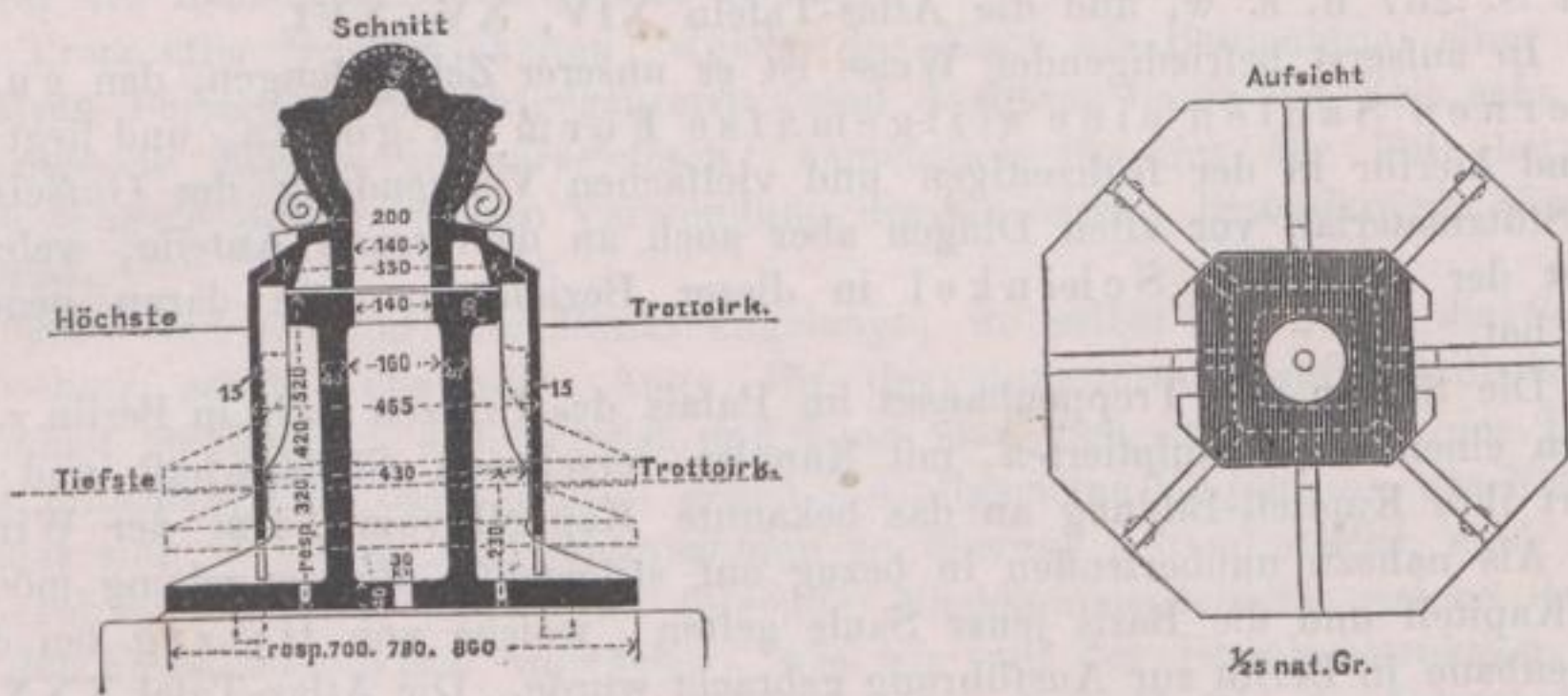


Fig. 567.

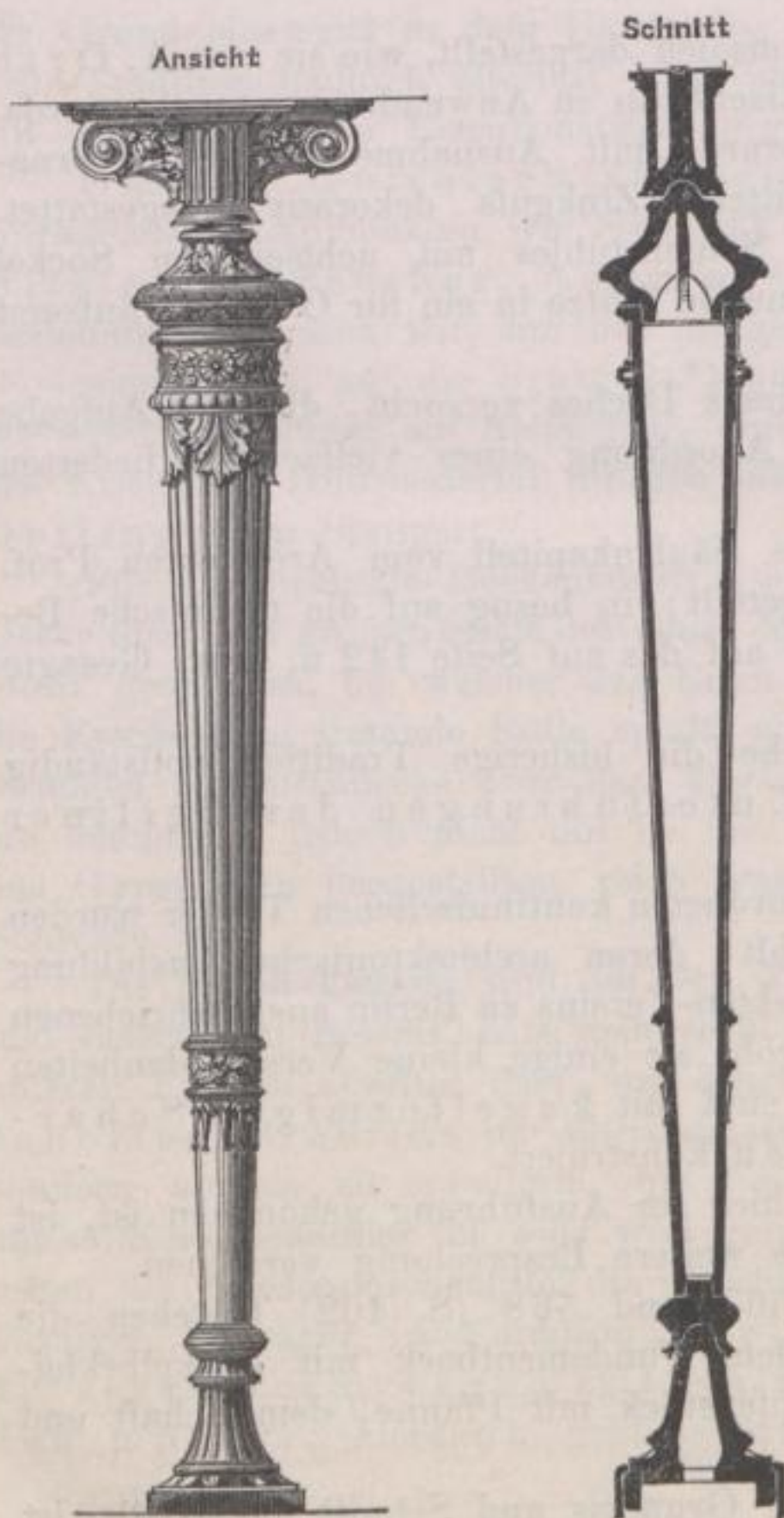


Fig. 568.

dafs die sich berührenden Flächen in den Gelenken, sowie die zwischen Säulenschaft und Pfanne sauber gehobelt, beziehungsweise abgedreht sind, was in unserer Figur durch kleine Kreuzchen bezeichnet ist. Zur Befestigung des Kopfstückes an der unteren Trägergurtung dienen vier starke Schrauben.

Die Wandstärken der Säulen differieren je nach ihrer verschiedenen Höhe und ihrer Belastung von 100, 125 bis 155 t, von 15, 25 bis 35 mm; der Durchmesser des in die Grundplatte des Fundamentbockes eingeschriebenen Kreises mißt 700, 780 bis 810 mm.

In Fig. 568 ist eine dieser zierlichen Säulen in Ansicht und Durchschnitt dargestellt und möchte einer weiteren Erläuterung nicht bedürfen.

Auf der Atlas-Tafel XXXV in Figur 1 ist die eben beschriebene Pendelsäule, welche der Ueberführung des Wilhelm-Ufers angehört, perspektivisch dargestellt.

In Fig. 2 sind bei der Ueberführung der Strafe Alt-Moabit und der der Königsstrafe zwei gekuppelte Träger nach dem bereits erwähnten Säulenmodell, aber mit schmiedeisernem Schaft gewählt; vor

den Stirnen der Mittelpfeiler sind die gekuppelten Träger durch ein gemeinschaftliches Kopfstück aus Gufseisen zu einem Trägerpaar vereinigt.

Die Figuren 3 und 4 derselben Tafel stellen die ähnlichen Pendelsäulen bei der Ueberführung der Strafse an der Spandauer Brücke, beziehungsweise an der Ueberführung der Charlottenburger Strafse dar.

Das Endresultat über die Formgebung von gufseisernen Säulen kann zweifellos nach den vorliegenden Resultaten als ein durchaus befriedigendes bezeichnet werden, und mag hier auf diesem speziellen Felde auch auf die Leistungen unserer hervorragenden Giefsereien, wie Wasserafingen, Lauchhammer, Nürnberg, Ilsenburg u. s. w. hingewiesen werden, welche alle mehr oder weniger sich durch ihre reichhaltigen und bestausgestatteten Musterbücher auszeichnen und welche die deutsche Gufstechnik zu hohem Ansehen gebracht haben.

Diese Musterbücher sind meistens auch reich an Darstellungen von Konsolen, Kandelabern, Brunnengehäusen u. s. w.; auf der Tafel XXXIII sind in den Figuren 4 bis 10 Konsolformen mitgeteilt, welche durch ihr leicht gehaltenes ornamentales, und teils naturalistisches Rankenwerk darauf hindeuten, dafs es bei diesen nicht darauf ankam, grofse Lasten zu tragen und dafs sie sehr wohl der Gasbeleuchtung als Laternenträger dienen können, während die in den Figuren 11 und 12 dargestellten konsolenartigen Träger sich in ihrer Formgebung mehr der Steinarchitektur anschliessen, und dementsprechend für gröfsere Lasten bestimmt sind.

Vorzügliches ist bisher auch in der ästhetischen Ausstattung gufseiserner Kandelaber geleistet worden. Die gewandtesten Architekten aller Kulturstaaten haben an dieser Aufgabe ihrer Phantasie den freiesten Spielraum gelassen und möge hier nur auf die schönen, meist bekannten Schöpfungen von Schinkel, Hittorf u. s. w. hingewiesen werden; in hervorragender Weise hat sich an solchen Arbeiten auch Frankreich beteiligt, und möchte die dort geübte Gufstechnik der unserigen lange Zeit überlegen gewesen sein. Wir verweisen in dieser Beziehung auf die Musterbücher, welche von der berühmten Firma Barbezat & Comp. (Ancienne maison André hauts fourneaux et fonderies du Val-Dosne) herausgegeben sind; eine Fülle von schönen Mustern aller erdenklichen Art wird uns hier geboten und stehen dieselben einzig in ihrer Art da.

Als Beispiel für eine empfehlenswerte Kandelaberform beschränken wir uns, auf Tafel XXXIV in Figur 2 einen Lichtträger nach einem Stuttgarter Motiv mit teilweiser Umgestaltung seines unteren Teiles — mitzuteilen; die betreffende Komposition ist durch ihren gelungenen Aufbau, durch ihre dekorative, klare Ausstattung und durch die künstlerische Krönung des Ganzen durch drei Lichtspenderinnen als eine gut gelungene Lösung zu betrachten.

In gleicher Weise müssen wir darauf verzichten, mehr als ein Beispiel über den Aufbau eines Springbrunnen-Beckens hier beizugeben. Dasselbe befindet sich auf derselben Tafel XXXIV in Figur 1 und ist vom Verfasser dieses Buches entworfen; durch die Figuren 3 bis 10 sind mehrere Motive für verschiedene Wasserspeier aus Gufseisen zur Anschauung gebracht.

Gehen wir nun über zur Betrachtung unserer vorherrschend in Schmiedeeisen ausgeführten Bauwerke und wenden uns in erster Linie an die mächtigen Ueberbrückungen unserer Flüsse, an die vielfachen und oft riesenhaften Viadukte, so ist der ästhetische Eindruck, den wir durch diese Kinder unserer Zeit empfangen, nicht immer ein befriedigender und wird dieser un-

günstige Eindruck nur selten verwischt durch die uns so häufig imponierende Kühnheit, mit welcher unsere Ingenieure ihre Aufgabe gelöst haben.

Man hat sich vielfach bemüht, solchen auf rein mathematischem Kalkül hergestellten Brücken durch Portalbauten ein mehr künstlerisches Aussehen zu geben und hat auf solche Flankierung der Zufahrten oft sehr bedeutende Mittel verwendet, um denselben einen künstlerisch monumentalen Charakter oft unter Beigabe wertvoller Statuen und Embleme zu geben. Dennoch vermag ein kunstgeübtes Auge sich nur äußerst selten mit dem rein konstruktiven Gitterwerke, mit allem seinen Zubehör auszusöhnen, besonders wenn dasselbe das schönste Landschafts- oder Städtebild erbarmungslos durchschneidet.

Auf dem Gebiete des Viadukt- und Brückenbaues werden wir auf eine allseitige ästhetische Lösung wohl mehr oder weniger verzichten müssen, denn die ganze Art, wie uns das Eisen in der Arbeitsteilung gegenübersteht, ist ja darauf gerichtet, daß Konstruktion und künstlerischer Gedanke getrennt und ganz unvermittelt sich gegenüberstehen.

Von hervorragenden Ingenieuren wird die Konstruktionsform ängstlich von allen dekorativen unnötigen Zuthaten intakt erhalten, weil durch solche die Wahrheit am Bauobjekte zum großen Teil verwischt werden könnte. Ihrem Inhalte nach soll jede eiserne Brücke ein Produkt des Denkens, bedingt durch Zweckmäßigkeit, Festigkeit, Dauer und Oekonomie sein, sie dient vor allem zur Hebung des National-Wohlstandes, ihre Form muß vorherrschend Konstruktionsform sein. Je größer die Spannweite, je geringer die vielen beschränkenden Bedingungen, desto kleiner ist das Gebiet der Kunst!

Die Konstruktionsform einer eisernen Brücke beruht auf mathematischen, unantastbaren Folgerungen, sie ist somit ein Resultat der Wissenschaft, sie darf allenfalls durch den Kunstgeschmack veredelt, aber nicht zerstört werden. *Suum cuique!*

Hier stehen wir einem Dualismus gegenüber, welchen befriedigend zu überbrücken wohl niemals gelingen wird. Die Kunst huldigt dem Grundsatz, daß da, wo die nackte Wahrheit häßlich ist, man sie verkleiden muß; ein Grundsatz der in unendlich vielen Fällen nicht durchführbar ist, besonders dann nicht, sobald es sich um Konstruktionen aus Schmiedeeisen handelt. Immerhin aber sollte das Ziel im Auge behalten werden, in der Nähe stilgemäßer Monumental-Bauten, in der Nähe hervorragender malerischer Gegenden selbst die eisernen Brückenbauten nach solchen Systemen zu konstruieren, welche eine möglichst gute Kunstform gestatten.

Handelt es sich um Aufgaben, welche der monumentalen Architektur angehören, so ist freilich die Schönheit der Form als eine *conditio sine qua non* zu betrachten und stehen wir hier vor einem Problem, an dessen endlicher Lösung wohl nicht mehr gezweifelt werden kann, obwohl noch so manche Klippe zu umfahren sein möchte.

Die allergrößte Schwierigkeit der ästhetischen Ausbildung von Konstruktionen in Schmiedeeisen möchte in der befriedigenden Lösung jener großen Hallendecken liegen, welche bei unseren Eisenbahnhochbauten eine so hervorragende Rolle spielen.

Es ist ja allbekannt, daß bei den meisten großen Hallendächern aus Schmiedeeisen sich dem Auge ein sinnverwirrendes Durcheinander der sich überall durchkreuzenden eisernen Stäbe, Streben, Zugstangen und Taue darbietet, so daß in dem perspektivischen Gewirr von Konstruktionsteilen selbst der Fachmann nicht leicht sich zurecht findet und daß es bei den vorherrschend

gleichwertigen Dimensionen äußerst schwierig ist, in dem eigentlichen Konstruktionssysteme sich derart zu orientieren, um daraus ein zusammenhängendes Ganze bilden zu können.

Bei Hallendächern kleinerer Dimension, beispielsweise bei dem einfachen Polonceau-Dach, läßt sich unter Zuhilfenahme von Holz, wie dies auf Tafel IX bei der Einsteigehalle des früheren Ostbahnhofes in München der Fall ist, eine ziemlich befriedigende Wirkung erreichen. Dem Auge werden hier in rhythmischen Wiederholungen Ruhepunkte geboten, weil die Natur des Holzes durch seine stärkeren Abmessungen an und für sich massiger wie das Eisen erscheint; sucht man dann bei der Eisenkonstruktion die eigentliche Silhouette des Hauptbinders vor den anderen Nebenkonstruktionen dadurch herauszuheben, daß man dieselben durch Gusseisen oder Zinkguß ornamentiert, sie ferner möglichst kräftig in Form und Farbe hält, während alle anderen nebensächlichen Teile, wie Diagonalverstrebungen, Längenzugbänder u. s. w. möglichst dünn (allenfalls aus Stahl) und möglichst licht in der Farbe gehalten werden, so wird eine wohlthuende Klarheit der ganzen Dachkonstruktion mit ihrer kassettenartig aufsteigenden Schaldecke zur Geltung kommen.

Kann man bei unseren meisten Bahnhöfen die Behauptung aufstellen, daß sie in aller erster Linie Nützlichkeitszwecken unter Einhaltung der nötigen Sparsamkeit zu dienen haben und dementsprechend zu derjenigen Gattung von Gebäuden gehören, bei welchen man den ästhetischen Gefühlen in nicht allzu hohem Grade Rechnung zu tragen habe, so müssen wir doch von unseren Centralbahnhöfen verlangen, daß sie in jeder Beziehung den höchsten ästhetischen Anforderungen zu entsprechen haben, denn sie gehören ohne allen Zweifel mit zu den epochemachendsten Bauwerken unserer Zeit.

So sehen wir denn auch überall wahre Bahnhof-Paläste, großartig und reich in ihren Façaden, glänzend in ihren Vorhallen, würdig ausgestattet in ihren Wartesälen. Da aber, wo der architektonische Hauptgedanke des ganzen Gebäudes zum Ausdrucke gelangen sollte, da hat man sich nur zu häufig mit einem künstlerisch unvollkommen entwickelten Raum zu begnügen. Erst der allerneuesten Zeit ist es gelungen, den Einsteigehallen unserer großen Bahnhöfe ein mehr ästhetisch wirkendes Gepräge zu geben.

Neben der Silhouette der Hauptbinder wird es auch stets darauf ankommen, in welcher Weise unsere Einsteigehallen ihr Licht empfangen.

Auf der Text-Tafel A befinden sich die gegenwärtig vorherrschend für Eisenbahnhallen verwendeten Konstruktionssysteme. Die Figuren 20 und 21 zeigen die beliebten Sichelträger, die Figuren 15 und 16 stellen Bogendächer mit segmentförmigen Gitterwerksbindern dar, während die Figuren 17, 18 und 19 die Bogendächer mit spitzbogenartigen Fachwerksbindern und Scharnieren repräsentieren.

Befindet man sich gerade in der Achse einer mit Sichelträgern konstruierten Halle, so werden sich filigranartige, immerhin aber symmetrische Muster bilden; dies hört jedoch sofort auf, sobald man eine andere Stellung im Raume einnimmt und ein arges Durcheinander beginnt seine sinnverwirrende Wirkung auszuüben. Ganz besonders ungünstig wirkt es, wie die beiden voneinander verschieden gebogenen Kurven der unteren und oberen Gurtung sich in ihrer perspektivischen Wiederholung präsentieren, denn gerade in der Mitte, wo das Auge am meisten hingezogen wird, entsteht durch die große Höhe der Haupt-

binder eine sehr bedeutende Verwirrung der stets kleiner werdenden vertikalen und einseitigen diagonalen Verbindungsteile.

Viel vorteilhafter wirken auf den Beschauer die Hallendächer mit segmentförmigen Gitterwerksbindern, horizontaler Zugstange und vertikalen Hängeeisen, und verweisen wir in dieser Beziehung auf den Centralbahnhof in Straßburg auf Tafel XXVI, in welcher es dem Professor Jacobsthal gelungen ist, durch volle Kastenträger, durch geschickte Dekoration der Wandaufleger, endlich durch stilvoll gegliederte Zug- und Hängestangen ein anmutiges und klares Bild hervorzurufen.

Ganz besonders ist hier auch auf die architektonisch sehr gelungene Ausbildung der äußeren Hallenbinder der Einfahrtsfront, welche in unserer Tafel in der Figur 4 eine detaillierte Darstellung erfahren hat, aufmerksam zu machen.

Werden aber Konstruktionen für den Bau unserer großen Bahnhofshallen gewählt, welche in ihren Hauptbindern nach dem System des Bogenfachwerkes mit Scharnieren ausgebildet sind, wie dies bei den meisten Bahnhöfen der Berliner Stadtbahn durch Geheimrat Schwedler geschehen ist, so stehen wir dem Ziele nahe, mit solchen Hallen auch die möglichst formale ästhetische Wirkung zu gewinnen, besonders wenn, wie dies auf Tafel XXVII geschehen ist, stets zwei Hauptbinder ziemlich nahe zusammengerückt zwischen sich größere Felder bilden, die eine wechselvolle und rhythmisch kräftig wirkende Flächen- teilung der Hallendecke hervorrufen und dabei einen imposanten perspektivischen Anblick gewähren.

Es will uns jedoch dünken, als wenn bei dieser Anordnung die parabolisch gestalteten Pfetten mit ihren sich kreuzenden Zugbändern und das vielfach verwendete Eisenfachwerk an dem unteren Teile der Hallenwand, als zu unruhig auf das Auge wirkend, eine weitere Erwägung verdiente, ob hier sich nicht Mittel und Wege finden ließen, auch diese in mehr ästhetischen Einklang zu bringen mit der sonst so reichen und stilvollen Architektur dieser Perlen des Eisenbahnhochbaues.

Die Frage, ob hier allenfalls eine Verkleidung, wenn auch nur teilweise, angezeigt wäre, möchte eingehende Erwägung verdienen, um so mehr, da man nur zu leicht in die Gefahr gerät, durch Verkleidungen teilweise den Organismus einer so durchdachten und sinnreichen Konstruktion zu verwischen.

Sehr gelungen halten wir auch die formale Ausbildung des äußeren Hallengiebels beim Bahnhofe am Alexander-Platz, und möchte die hier angeordnete dekorative Verkleidung den Beweis liefern, daß auch den Konstruktionsgerippen aus Schmiedeeisen eine stilgemäße Architektur sich geben läßt. Dieser Giebel ist auf Tafel XXXV in Figur 5 detailliert dargestellt.

Es wäre übrigens sehr wünschenswert, daß überhaupt die Halle als Hauptraum in der Fasadens-Architektur unserer Bahnhöfe mehr, wie dies bisher geschehen ist, zum Ausdruck gebracht würde; der Verwaltung könnten solche Räume zur Verfügung gestellt werden, die beiderseits den Seitenfronten der Halle sich anfügten.

Neben der formalen Seite spielt aber auch die Beleuchtungsfrage für die ästhetische Wirkung unserer Bahnhallen eine sehr bedeutungsvolle Rolle; ungehindert fällt in dieselben eine große Fülle von Licht, bei den Kopfstationen von der Ausfahrtsseite, bei den Durchgangsstationen von beiden Seiten. So große Flächen teilweise und zwar in den oberen Partien mit verglastem Sprossenwerk zu versehen, erfordert immerhin, um nicht langweilig und ordinär zu wirken, eine geschickte Anordnung.

In vielen Fällen lassen sich unsere Einsteigehallen auch durch Seitenlicht in ihrer Erhellung unterstützen und kann dies geschehen entweder durch eine Reihe von Fenstern, welche in den Langmauern liegen oder durch eine Art von Stichkappen, welche sich ähnlich wie bei den Tonnengewölben in die Bogendächer einfügen.

Genügt eine solche Beleuchtung noch nicht, so schreitet man zu der Anlage von Oberlichtern und lassen sich bei den bis jetzt bestehenden Bahnhallen drei verschiedene Anordnungen unterscheiden.

Die Görlitzer Halle in Berlin zeigt — nach der Zeitschrift für Bauwesen — in der Mitte eine Lichtregion, dann folgt auf beiden Seiten derselben eine feste Decke und endlich nach den Wänden zu zwei verhältnismässig schmale Lichtstreifen. Die Niederschlesische Halle hat dagegen nur ein grosses, durchgehendes Oberlicht in der Mitte, während der Ostbahnhof gerade an dieser Stelle mit einer festen Decke versehen und zu beiden Seiten derselben mit Glas gedeckt ist.

Unstreitig wird wohl die beste Wirkung erzielt durch ein einziges ausgiebiges Oberlicht in Mitte des Hallendaches und muss es stets befremdlich erscheinen, an dieser Stelle, wo das Auge in einem mit Oberlicht erleuchteten Raume die Lichtöffnung sucht, eine kompakte Decke auf einer durchsichtigen Glasfläche liegen zu sehen. Der Grund für diese Anordnung lag wohl in der Befürchtung, die Perrons nicht anders in befriedigender Weise erhellen zu können, eine Besorgnis, welche jedoch der Wirklichkeit nicht entsprechen möchte.

Um den Perrons ein stärkeres Licht zu verschaffen, hätte sich ohne allen Zweifel eine befriedigende Lösung finden lassen, ohne die Lichtflächen zu teilen. Ganz zu vermeiden möchte aber eine Beleuchtung sein, wie solche beim Görlitzer Bahnhofe angeordnet ist, wo die Dachfläche eine so mehrfache Teilung von lichten und dunklen Streifen zeigt, eine Lichtverzettelung, deren Wirkung einen geradezu unbehaglichen Eindruck hervorruft.

Obwohl die meisten gröfseren Einsteigehallen aus der neueren Zeit mit einem im Scheitel des Daches angebrachtem Oberlicht versehen sind, so könnte die hierdurch erzielte Lichtwirkung in hohem Grade dadurch angenehmer wirken, wenn dem Auge der schmiedeeiserne Apparat der Oberlichtkonstruktion mit seinen unsäglich vielen Sprosseneisen entzogen würde. Eine der Dachfläche folgende, durch mattgeschliffenes Glas hergestellte Lichtfläche würde eine weitaus befriedigendere Wirkung hervorrufen, wenn dadurch die keineswegs zur eigentlichen Dachkonstruktion gehörenden Sprosseneisen verkleidet würden. Hierbei möchten die Kosten bei weitem aufgewogen erscheinen durch die viel ruhigere Beleuchtung, durch welche wir einen weiteren Schritt in der Erstrebung einer möglichst günstigen, ästhetischen Wirkung der schmiedeeisernen Hallenkonstruktionen zu machen vermögen.

Wie man neuerdings namentlich bei den Ueberführungen der Berliner Stadtbahn bestrebt war, auch den dort benötigten Eisenkonstruktionen in formaler Beziehung Rechnung zu tragen, möge aus den Figuren 2, 3 und 4 der Tafel XXXV hervorgehen.

Die Ansichtsflächen der vernieteten Blechträger sind durch Anordnung leichter Konsolen, welche die seitlichen Fußgängerwege tragen, durch kleine gufseiserne Gesimse und stellenweise durch einfache Felderteilung, welche mittelst aufgenieteter schmiedeeiserner Profileisten hergestellt ist, belebt. Auch durch Aufmalen von Mustern hat man die Trägerwandungen zu beleben gesucht, was selbstverständlich keine Dauer verspricht.

Auf unserer Tafel ist auch ersichtlich, dass die seitlich ausgekragten Fuß-

gängerwege mit eisernen, reich ornamentierten Geländern versehen sind, welche wesentlich dazu beitragen, den Ueberführungen ein gefälliges Aussehen zu geben; sie bestehen theils aus Gufseisen, theils aus Schmiedeeisen, theils aus einer Verbindung beider Materialien.

Fig. 569 möge beispielsweise die Anordnung versinnlichen, welche die Geländerkonstruktion bei der Ueberführung der Charlottenburger Chaussee erhalten hat.

Auf den Konsolen liegen mit Winkeleisen besäumte Tonnenbleche, welche mit ihrer Wölbung nach oben, mit bestem Erfolg in der Ansicht zur Erschei-

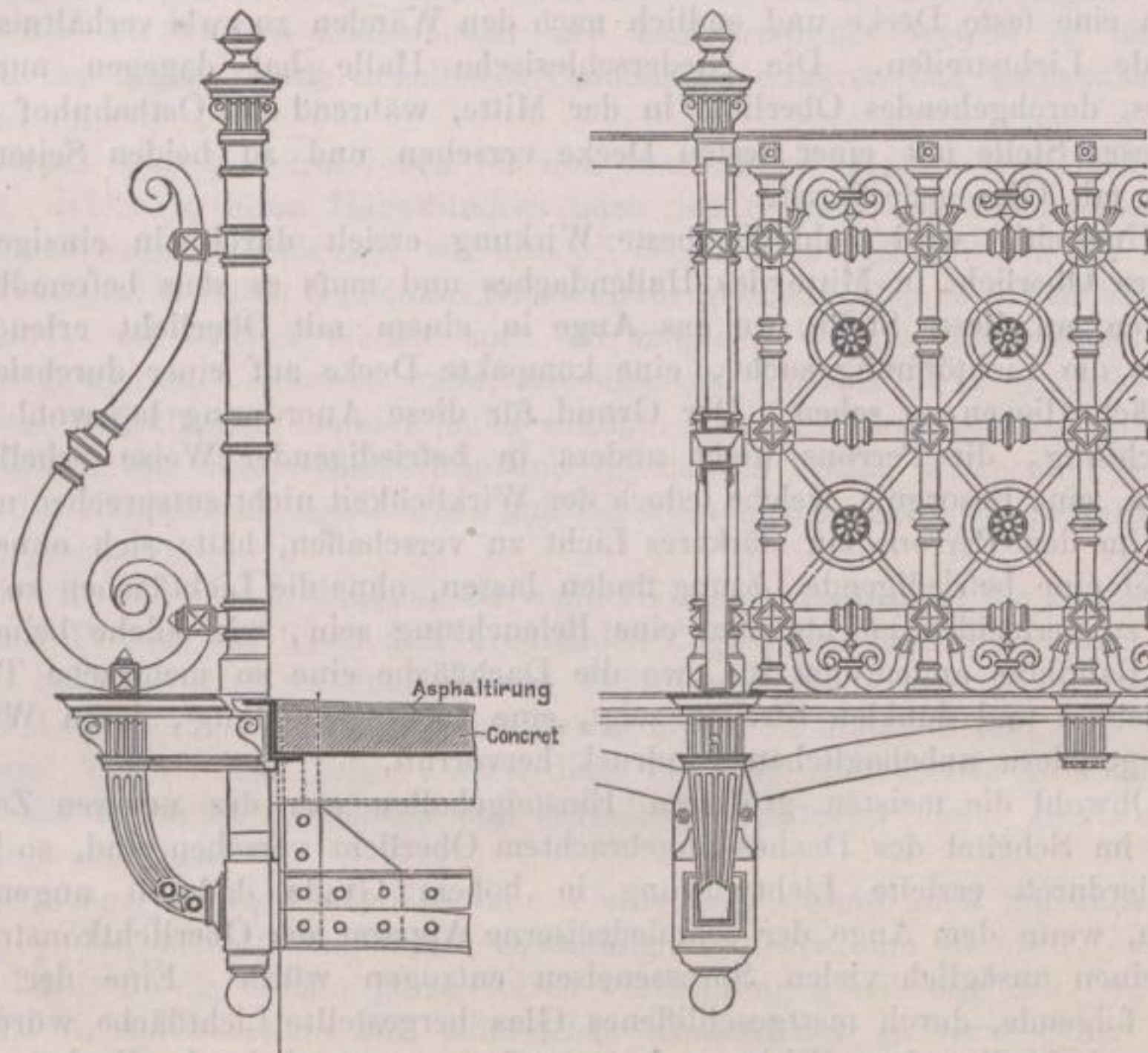


Fig. 569.

nung gebracht sind. Die Höhlungen der Wellenbleche sind mit Cementkonkret, teilweise auch mit einer Mischung aus Asphalt und Kies und dann mit einer 20 mm starken Deckschicht von Asphalt abgedeckt*).

Zum Schluss möge hier auf die große, schöne Ausgabe der durch Lichtdruck veröffentlichten Bauwerke der Berliner Stadtbahn hingewiesen werden, welche durch die Munifizienz des Ministeriums für öffentliche Arbeiten auch an alle technischen Hochschulen gelangt ist.

*) Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1884 und 1885.

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a title or header.

Main body of faint, illegible text, appearing to be several paragraphs of a document.

Additional faint, illegible text at the bottom of the page, possibly a conclusion or signature area.

2°. 254

+

