

Die Freistütze ist in den durch Fig. 561 bis 563 veranschaulichten 3 Fällen auf den Druck  $V$  und das Biegemoment  $Hh$ , eventuell in seitlicher Richtung auf Zerknicken unter  $V$  zu berechnen.

Weiters ist, wenn Zug mit  $+$  bezeichnet wird:

Nach:	$Z$	$D$	$Z_1$	$D_1$	$H_1$	$H_2$
Fig. 561	$+\frac{Hh}{b} - \frac{V}{2}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + \frac{V}{2}\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 562	$+\frac{Hh}{b} - V$	$-\frac{Hh}{b}$	—	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 563	$+\frac{Hh}{b}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + V\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	—

Nach Ermittlung dieser Kräfte sind die einzelnen Theile der Lager nach den in Art. 272 bis 276 (S. 179 bis 184) und oben (unter d, 1) für Druckplatten gegebenen Regeln zu dimensioniren.

Zum Schluffe mag noch bemerkt werden, dafs die in Fig. 556 angedeuteten Anfätze behufs Eingreifens in die Unterfützung zweckmäfsig auch allen anderen Platten gegeben werden.

Schräge Stellung der Stützen erzielt man in den feltenen Fällen dieser Anordnung durch Anwendung gegliederter Druck- oder Ankerplatten, indem man die Plattenaufsätze mit der Grundplatte den verlangten Winkel bilden läßt.

In solchen Fällen werden die in die Unterfützung eingreifenden unteren Kreuzrippen besonders wichtig, weil sie die Horizontal-Componente des schrägen Stützendruckes auf die unterfützenden Theile zu übertragen haben.

## 7. Kapitel.

### T r ä g e r.

Die im Hochbauwesen vorkommenden Träger werden aus Gußeisen oder Schmiedeeisen hergestellt. Vor Ausbildung des Walzverfahrens wurden gußeiserne Träger sehr häufig verwendet; gegenwärtig sind dieselben von den schmiedeeisernen fast ganz verdrängt.

Für die Ermittlung der Spannungen in den fog. Balkenträgern (welche hier allein in Frage kommen) aus den Momenten und Transversalkräften muß auf Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« verwiesen werden. In Abth. II, Abchn. 2, Kap. 2 wurde dort zunächst (Art. 355 bis 357, S. 315 bis 317) Allgemeines über äußere Kräfte und Classification der Träger überhaupt und alsdann (Art. 358 bis 372, S. 317 bis 338) die Bestimmung der Momente und Transversalkräfte für die verschiedenen Arten von Balkenträgern vorgeführt. Für ungegliederte Träger sind die Ermittlung der Spannungen und die daraus sich ergebenden Querschnittsbestimmungen nach Art. 295 bis 331 (S. 257 bis 293) vorzunehmen; für gegliederte oder Gitterträger sind die Untersuchungen in Art. 373 bis 407 (S. 338 bis 374) maßgebend.

297.  
Schräge  
Stützen.

298.  
Vor-  
bemerkungen.

## a) Gufseiferne Träger.

Träger aus Gufseifen erhalten felten einen anderen Querschnitt, als den I-förmigen; doch muß das I-Profil wegen der ungleichmäßigen Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck nach Maßgabe des in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« (Art. 302, S. 263) Gefügten unsymmetrisch ausgebildet werden.

Diese Träger dürfen nur unter ruhender Last verwendet werden, da sie Erschütterungen und Stöße auch in geringem Maße nicht vertragen.

Im Gegenfatze zu den schmiedeeisernen Trägern macht die den angreifenden Momenten entsprechende Variation des Querschnittes durch Veränderung der Trägerhöhe oder der Stärke und Breite der Flansche nicht die geringfte Schwierigkeit und folte daher stets ausgeführt werden.

Unter Beibehaltung der an oben citirter Stelle gemachten Annahmen und mit Bezug auf die in Fig. 564 eingefchriebenen Bezeichnungen lassen sich zwischen Spannung, Querschnitts-Dimensionen und Angriffsmoment  $M$ , wenn letzteres in der verticalen Trägeraxe wirkt, die Näherungsgleichungen für die Gurtungs-Querschnitte aufstellen:

$$f_1 = \frac{M}{s' h} - \frac{\delta h}{4} \quad \text{und} \quad f_2 = 2f_1 + \frac{\delta h}{2} \quad 175.$$

worin  $s'$  die zulässige Druckspannung,  $f_1$  den Querschnitt der oberen Gurtung und  $f_2$  den Querschnitt der unteren Gurtung bedeutet. Für  $\delta$  ist ein bequemes Gufmaß nicht unter 1,2 cm anzunehmen.

Es empfiehlt sich, die Flansche solcher gufseisernen Träger etwa in Abständen gleich der dreifachen Trägerhöhe, namentlich aber in den Angriffspunkten von verticalen Einzellaften und über den Auflagern durch verticale Rippen gegen den Steg abzufteifen (Fig. 564).

Der rechteckige Kastenquerschnitt ist weniger gut, als der I-förmige, weil man in der Abmessung der Gurtungsquerschnitte dabei weniger frei ist und die Schwierigkeiten des Gufses wesentlich gröfsere find.

Beispiel. Ein Träger von 4 m Länge hat auf 1 cm 30 kg zu tragen und ruht auf zwei Stützen. Für die Höhe stehen nur 32 cm zur Verfügung;  $\delta$  soll 1,5 cm betragen. Für  $h$  ist  $32 - \frac{\delta_1}{2} - \frac{\delta_2}{2}$ , also vorläufig annähernd 30 cm einzuführen. Es wird nach den Gleichungen 175., wenn  $s' = 750$  kg zugelassen wird,

$$f_1 = \frac{30 \cdot 400^2}{8 \cdot 750 \cdot 30} - \frac{1,5 \cdot 30}{4} = 17,3 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad f_2 = 2 \cdot 17,3 + \frac{1,5 \cdot 30}{2} = 57,1 \text{ qcm}.$$

Wird fonach  $\delta_1 = 1,5$  cm und  $\delta_2 = 2,5$  cm gemacht, so muß  $b_1 = \frac{17,3}{1,5} = 11,5$  cm und  $b_2 = \frac{57,1}{2,5} = 23$  cm werden, und die ganze Höhe beträgt  $30 + \frac{1,5 + 2,5}{2} = 32$  cm.

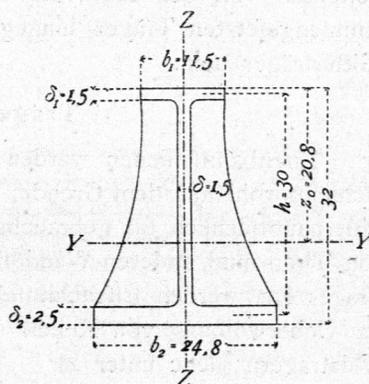
Da die Formel nur annähernd richtige Resultate liefert, muß nach Gleichung 34. in Theil I, Bd. 1 (S. 261) geprüft werden, wie groß die größten Spannungen oben und unten werden.

Die Lage des Schwerpunktes unter der Oberkante des Trägers bestimmt sich durch

$$z_0 = \frac{11,5 \cdot 1,5 \cdot 0,75 + 28 \cdot 1,5 \cdot 15,5 + 23 \cdot 2,5 \cdot 30,75}{11,5 \cdot 1,5 + 28 \cdot 1,5 + 23 \cdot 2,5} = 20,8 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment für die Y-Axe beträgt<sup>105)</sup>

Fig. 564.



299.  
Form  
und  
Berechnung.

300.  
Beispiel.

<sup>105)</sup> Nach Art. 310 (S. 268) in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.

$$\mathcal{Y} = \frac{1}{3} \left[ 11,5 \cdot 20,8^3 + 23 (32 - 20,8)^3 - (11,5 - 1,5) (20,8 - 1,5)^3 - (23 - 1,5) (32 - 20,8 - 2,5)^3 \right] = 16582 ;$$

folglich die Spannung in der Oberkante

$$s' = \frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{20,8}{16582} = 752,6 \text{ kg,}$$

in der Unterkante

$$\frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{32 - 20,8}{16582} = 405 \text{ kg.}$$

Oben ist genau der vorgeschriebene Werth von 750 kg erreicht, unten der von  $\frac{750}{2} = 375 \text{ kg}$  etwas überschritten; es wird also die untere Gurtung um ein Geringes, und zwar ziemlich genau um  $57,1 \left( \frac{405}{375} - 1 \right) = 4,5 \text{ cm}$  zu verstärken, also auf 24,8 cm Breite zu bringen sein.

### b) Schmiedeeiserne Träger.

Die schmiedeeisernen Träger können als gewalzte und als zusammengesetzte Träger unterschieden werden. Bei ersteren werden die aus Eisenbahnschienen hergestellten von den aus Walz- oder Profileisen construirten zu fordern sein; die zusammengesetzten Träger hingegen können vollwandig (Blechträger) oder gegliedert (Gitterträger) sein.

#### 1) Träger aus Eisenbahnschienen.

301.  
Anwendung.

Eisenbahnschienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil sie meist leicht und billig zu haben sind; letzteres trifft hauptsächlich für gebrauchte alte Schienen zu. Insbesondere zur Ueberdeckung von Thor- und anderen Wandöffnungen, zur Unterstützung von Treppen, als Balcon-Träger etc. werden Eisenbahnschienen häufig benutzt; bisweilen treten sie auch bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (siehe unter 2).

302.  
Berechnung.

Die einschlägigen statischen Ermittlungen werden in gleicher Weise, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitbasigen Schienen in Betracht, so ist nach *Winkler*<sup>106)</sup> annähernd die Querschnittsfläche des Schienenprofils

	für Eisenschienen:	für Stahlschienen:	
$F =$	$0,285 h^2;$	$0,274 h^2$	Quadr.-Centim.,

wenn  $h$  die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$g =$	$0,22 h^2;$	$0,21 h^2$	Kilogr.
-------	-------------	------------	---------

Das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes für die wagrechte Schweraxe des aufrecht gestellten Profiles ist ungefähr

$\mathcal{I} =$	$0,0383 h^4;$	$0,0364 h^4.$
-----------------	---------------	---------------

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Profile nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchschnitte wird man für breitbasige neuere Schienen

das Trägheitsmoment	$\mathcal{I} = 0,035 h^4, . . . . .$	176.
---------------------	--------------------------------------	------

das Widerstandsmoment	$\frac{\mathcal{I}}{a} = 0,07 h^3, . . . . .$	177.
-----------------------	---	------

(worin  $h$  in Centim.) setzen können.

<sup>106)</sup> In: Vorträge über Eisenbahnbau etc. I. Heft: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

Demnach ist eine auf  $l$  Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

auf 1 cm ihrer Länge die Last . . .  $q = 392 \frac{h^3}{l^2}$  Kilogr., . . . 178.

in der Mitte ihrer Länge die Einzellaft  $P = 196 \frac{h^3}{l}$  » . . . 179.

zu tragen, wobei eine Beanspruchung des Materials von 700 kg für 1 qcm entsteht.

Stärkere Träger durch Zusammennieten mehrerer alten Schienen zu bilden, ist nicht zu empfehlen, da das geringwerthige Material die Kosten guter Nietung nicht mit Vortheil trägt; übrigens entstehen unvortheilhafte Materialvertheilungen und durch die Nietlöcher in den ziemlich dicken Füßen beträchtliche Schwächungen.

Beispiele. 1) Eine Schiene von 13 cm Höhe, welche zur Unterfützung von Kellerkappen dient, hat auf 1 lauf. Centim. ( $q =$ ) 7 kg zu tragen; wie weit darf dieselbe frei liegen?

303.  
Beispiele.

Nach Gleichung 178. ist  $l = 392 \frac{13^3}{7}$ , woraus

$$l = \sqrt{\frac{392}{7} 13^3} = \approx 350 \text{ cm.}$$

2) Ueber einer Oeffnung von 3 m Stützweite steht mitten ein Pfeiler von 5000 kg Gewicht; wie viele 13 cm hohe Schienen sind zu feiner Unterfützung nothwendig?

Nach Gleichung 179. trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg ;}$$

es müssen sonach  $\frac{5000}{1435} = 4$  Schienen gelegt werden.

3<sup>107)</sup> Ein Erker-Vorbau, welcher, bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite, in jedem Gefchoffe ein ausgekragtes Traggerippe aus Schienen erhält, hat an der Vorderseite ein 1,6 m breites, 2,6 m hohes und in jeder Seitenwand ein 0,5 m breites, 2,6 m hohes Fenster; die Gefchofshöhe beträgt 4,2 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwischen den Fenstern beträgt 1½ Stein, die der Fensterbrüstungen und Fensterübermauerungen 1 Stein. Die Eifen-Construction besteht aus 2 vorgekragten Schienenlagen unter den Seitenwänden und einer auf deren freien Enden gelagerten Schienenlage unter der Vorderwand. Die Mitten der beiden vorgekragten Schienenlagen liegen 2,50 — 0,38 = 2,12 m aus einander und bestimmen die Stützweite der vorderen Schienenlage zu 2,12 m. Das Auflager der vorderen Schienenlage ist zu 1,00 —  $\frac{0,38}{2} = 0,81$  m von der Wand anzunehmen.

a) Die vordere Schienenlage hat an beiden Enden auf  $\frac{2,12 - 1,60}{2} = 0,26$  m Länge zuerst den vollen Pfeiler von  $4,2 \cdot 0,38 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 27$  kg Gewicht für 1 lauf. Centim. zu tragen; dann folgt aus der Fensterübermauerung eine 26 cm vom Lager entfernte Einzellaft von

$$\frac{1}{2} 0,25 \cdot 1,6 (4,2 - 0,75 - 2,60) 1700 = 289 \text{ kg ;}$$

endlich ruft unter dem Fenster die Brüstung auf 1,60 m Breite für 1 lauf. Centim. die Last von  $0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 3,2$  kg hervor. Außerdem hat der Vorderträger aus dem Erker-Fußboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf  $2,50 - 2 \cdot 0,38 = 1,74$  m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke sind demnach  $27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3,2 + \frac{174}{2} 2 = 1421$  kg; das Biegemoment in der Mitte ist

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left( \frac{212}{2} - \frac{26}{2} \right) - 289 \left( \frac{212}{2} - 26 \right) - \frac{160}{2} 3,2 \frac{160}{4} - 2 \frac{174}{2} \cdot \frac{174}{4} = 44411 \text{ cmkg.}$$

Werden  $n$  Schienen neben einander gelegt, so ist bei einer Beanspruchung von  $s = 700$  kg für 1 qcm nach Gleichung 177. bei 8 cm Schienenhöhe das  $s$ -fache Widerstandsmoment  $700 n \frac{s}{a} = n \cdot 700 \cdot 0,07 \cdot 8^3 = 25088 n$ . Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus  $25088 n = M = 44411$  mit  $n = 2$ .

ß) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretischer Länge trägt am freien Ende den Auflagerdruck des Vorderträgers mit 1421 kg, ferner den Rest der Vorderwand mit

$$0,38 \cdot 4,20 \frac{2,5 - 1,6 - 2 \cdot 0,26}{2} 1700 = 515 \text{ kg ;}$$

<sup>107)</sup> Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fußnoten 108 bis 115 angezogenen Gleichungen.

hierauf folgt aus dem auf dem Träger stehenden, 38 cm starken Pfeiler eine Last von 27 kg bis zum Fenster, d. h. auf  $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$  m Länge; weiters folgt in der Fensterrückwand aus der Fensterrückwandmauerung eine Einzellast von  $\frac{0,50 \cdot 0,25}{2} (4,20 - 0,75 - 2,60) 1700 = 90$  kg; alsdann aus der Fensterbrüstung auf 50 cm Länge, wie oben, 3,2 kg Last auf 1 cm; hierauf in der Fensterrückwand die Einzellast der Fensterrückwandmauerung mit 90 kg, und schliesslich wieder aus der  $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$  m breiten Vorlage im Anschlusse an die Wand eine Last von 27 kg für 1 cm.

Das Biegemoment in der Vorderkante der Wand ist somit

$$M = (1421 + 515) 81 + 27 \cdot 6 \left( 81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2} \right) + 90 (6 + 50) + 3,2 \cdot 50 \left( \frac{50}{2} + 6 \right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} = 177\,400 \text{ cmkg.}$$

Werden hier je  $n$  Schienen von 13 cm Höhe ausgekragt, so ist das  $s$ -fache Widerstandsmoment bei einer Beanspruchung von  $s = 700$  kg für 1 qcm nach Gleichung 177.  $n \cdot 0,07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107\,653 n$ . Demnach folgt aus  $107\,653 n = M = 177\,400$  die Zahl der Schienen  $n = 2$ .

Es hat somit der Eisenrahmen in den auskragenden Theilen aus je 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zum Tragen der Vorderwand zwei 8 cm hohe Schienen gestreckt sind, zu bestehen; erstere können, falls niedrigere Profile vorhanden sind, etwas leichter gewählt werden.

## 2) Träger aus Walzeisen.

304.  
Grundlagen  
der  
Berechnung.

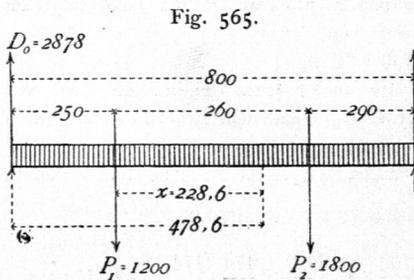
Solche Träger werden hauptsächlich aus Belag-, C-, Z, und I-Eisen hergestellt; für die Querschnittsform dieser Profileisen sind die »Deutschen Normalprofile für Walzeisen« maßgebend, welche in Theil I, Band 1 (Art. 181 bis 188, S. 194 bis 198) mitgetheilt sind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querschnittsdimensionen auch die zur Berechnung nothwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die Grösse der Trägheitsmomente.

Einige Beispiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

305.  
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein I-Träger sei nach Fig. 565 durch die Einzellasten  $P_1$  und  $P_2$ , so wie durch die gleichförmig vertheilte Last von 3,5 kg auf 1 cm der Länge belastet. Der Auflagerdruck beträgt <sup>108)</sup>

$$D_0 = \frac{3,5 \cdot 800}{2} + \frac{1200(260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg.}$$



Das grösste Angriffsmoment liegt dort, wo die Summe der Transversalkräfte gleich Null ist. Man findet diese Stelle am einfachsten durch allmähliche Subtraction der Verticalkräfte von links her.

Subtrahirt man zunächst von  $D_0 = 2878$  das Product  $250 \cdot 3,5 = 875$ , so bleibt ein Rest von 2003; hiervon  $P_1 = 1200$  abgezogen, giebt als Rest 803. Das Product  $260 \cdot 3,5 = 910$  ist schon grösser, als der letzte Rest, so dass die gesuchte Stelle zwischen  $P_1$  und  $P_2$  liegen muss, und zwar von  $P_1$  um eine Strecke  $x$  entfernt, welche aus der Relation  $x \cdot 3,5 = 803$  mit  $x = 228,6$  cm folgt. Für diese Stelle, welche also  $250 + 228,6 = 478,6$  cm vom

linken Auflager entfernt liegt, ist das Moment <sup>109)</sup>

$$M_{max} = 2878 \cdot 478,6 - 478,6 \cdot 3,5 \cdot \frac{478,6}{2} - 1200 \cdot 228,6 = 702\,024 \text{ cmkg.}$$

Der Werth  $\frac{J}{a}$  oder das sog. Widerstandsmoment des Trägers ergibt sich <sup>110)</sup>, bei einer zulässigen Beanspruchung von 1000 kg für 1 qcm, aus der Gleichung

<sup>108)</sup> Nach Gleichung 162. (S. 326) in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«.

<sup>109)</sup> Nach S. 320 ebendaf.

<sup>110)</sup> Nach Gleichung 36. (S. 262) ebendaf.

$$\frac{M}{s} = \frac{702024}{1000} = \frac{\mathcal{F}}{a} = 702,$$

und es muß daher nach der Tabelle über die Normalprofile von I-Eisen<sup>111)</sup> mindestens das Profil Nr. 32 mit dem Widerstandsmoment  $\frac{\mathcal{F}}{a} = 788,9$  gewählt werden.

2) Auf der oberen Gurtung eines Dachstuhles mit der Neigung 1 : 2,5 ruhen Pfetten von Z-förmigem Profil in 1,5 m Theilung, welche über den 4,5 m betragenden Binderabständen als kontinuierliche Gelenkträger ausgebildet sind. Das Eigengewicht der Dachdeckung betrage 70 kg für 1 qm Grundfläche, die Schneebelastung 75 kg für 1 qm Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche winkelrecht zu derselben.

Der horizontal gemessene Pfettenabstand beträgt alsdann  $\frac{1,5 \cdot 2,5}{\sqrt{1 + (2,5)^2}} = 1,392$  m, die Windbelastung normal zur Dachfläche für 1 lauf. Centim. der Pfette

$$w = 0,01 \cdot 1,5 \cdot 50 = 0,75 \text{ kg.}$$

Die Verticallast auf das laufende Centimeter Pfette ist

$$q = 0,01 \cdot 1,392 (70 + 75) = 2,02 \text{ kg.}$$

Die Momente  $M_1$ ,  $M_2$  und  $M$  an den Stellen 1, 2 und 3 des Gelenkträgers (Fig. 566) werden gleich groß, sobald

$$d = \frac{l}{2} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right), \text{ also } d = 0,147 l = 0,147 \cdot 450 = 66,2 \text{ cm}$$

gemacht wird, und zwar ist alsdann

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0,0626 q l^2.$$

Es ist somit das Moment der Verticallasten  $0,0626 \cdot 2,02 \cdot 450^2 = 25606$  cmkg und jenes des Winddruckes  $0,0626 \cdot 0,75 \cdot 450^2 = 9507$  cmkg; aus beiden ergibt sich mittels der in Fig. 567 vorgenommenen graphischen Ermittlung ein Gesamtmoment

$$M = 34600 \text{ cmkg,}$$

dessen Richtung in Fig. 567 gleichfalls angegeben ist.

Nunmehr soll untersucht werden, ob das Z-Eisen-Profils Nr. 12 der Normal-Tabelle<sup>112)</sup> für dieses Moment genügt.

Für das Z-Eisen sind die Trägheits-Hauptaxen nicht, wie bei den symmetrischen Profilen, ohne Weiteres zu erkennen<sup>113)</sup>, sondern müssen erst gesucht werden. Für die mit  $\mathcal{F}$  und  $\mathcal{F}_1$  bezeichneten Axen sind die Trägheitsmomente

$$\mathcal{F} = 6 \frac{12^3 - 10,2^3}{12} + 0,7 \frac{10,2^3}{12} = 395$$

und

$$\mathcal{F}_1 = 0,9 \frac{12^3}{12} + 11,1 \frac{0,7^3}{12} = 130.$$

Der Winkel  $\beta$ , den die zweite Hauptaxe  $Y$  mit der Axe von  $\mathcal{F}_1$  einschließt, folgt, wenn links drehend gemessene Winkel positiv sind, aus Gleichung 46. in Theil I, Band I dieses »Handbuches« (S. 269):

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{H}{130 - 395}.$$

Das Centrifugal-Moment  $H$  für die Axen  $\mathcal{F}$  und  $\mathcal{F}_1$  ist alsdann

$$H = 6 \cdot 0,9 \cdot \left( 6 - \frac{0,9}{2} \right) \left( 3 - \frac{0,7}{2} \right) + 6 \cdot 0,9 \left[ - \left( 6 - \frac{0,9}{2} \right) \right] \left[ - \left( 3 - \frac{0,7}{2} \right) \right] = 158,8;$$

<sup>111)</sup> In Art. 188 (S. 198) ebendaf.

<sup>112)</sup> Siehe Art. 186 (S. 197) ebendaf.

<sup>113)</sup> Siehe Art. 314 (S. 270) ebendaf.

Fig. 566.

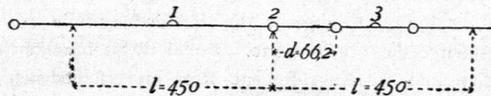
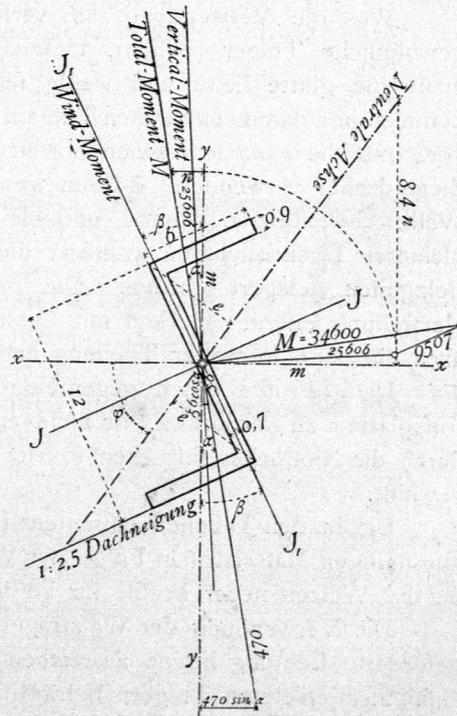


Fig. 567.



demnach ist

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{158,8 \cdot 2}{130 - 395} = -1,1985,$$

woraus  $\beta = -25^\circ 4' 47''$  rechts drehend aufzutragen.

Weicht nun die Ebene des Angriffsmomentes  $M$  um den Winkel  $\alpha$  von der zweiten Hauptaxe  $Y$  ab, so ergibt sich der Winkel  $\varphi$  zwischen der ersten Hauptaxe  $X$  und der neutralen Axe nach Gleichung 64.

(S. 280) des eben genannten Bandes aus  $\frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{A}{B}$ , worin  $A$  und  $B$  die Trägheitsmomente für die Hauptaxen sind. Diese werden aber nach Gleichung 45. (S. 269) des genannten Bandes

$$A = 395 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 130 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') - 158,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 470,$$

$$B = 130 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 395 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') + 185,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 56.$$

Es ist somit  $\operatorname{tg} \varphi = \frac{470}{56} \operatorname{tg} \alpha = 8,4 \operatorname{tg} \alpha$ . Man greife im Abstände  $m$  auf der  $Y$ -Axe die  $\operatorname{tg} \alpha$  messende Lothlänge  $n$  ab und trage diese auf der Normalen zur  $X$ -Axe im Abstände  $m$  vom Anfange 8,4-mal auf, so ergibt die Verbindungslinie des Endpunktes dieser Auftragung mit dem Koordinaten-Anfange die neutrale Axe. Dabei ist zu beachten, daß nach den Gleichungen für  $\alpha$  und  $\varphi$  die neutrale Axe und die Angriffsebene stets in verschiedenen Quadranten des Hauptaxen-Systemes liegen müssen.

Ist die neutrale Axe fest gelegt, so ergibt sich die Spannung  $\sigma$  eines Punktes, welcher um  $y$  von ihr absteht, aus

$$\sigma = \frac{My \sqrt{A^2 \sin^2 \alpha + B^2 \cos^2 \alpha}}{A B},$$

und zwar als Druck, wenn der unterfuchte Punkt auf der Seite der neutralen Axe liegt, von der die Last wirkt.  $\sigma$  wird am größten für den größten Werth  $e$  von  $y$ , also, da  $e = 2,7$  cm ist, in diesem Falle

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{470^2 \sin^2 \alpha + 56^2 \cos^2 \alpha}}{470 \cdot 56}; \text{ durch Construction in Fig. 565 ist } 470 \sin \alpha = 72,$$

$56 \cos \alpha = 55$  gefunden, also nach obiger Gleichung

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{72^2 + 55^2}}{470 \cdot 56} = 322 \text{ kg.}$$

Ist die zulässige Beanspruchung gleich 1000 kg für 1 cm<sup>2</sup>, so reicht diese Pfette also noch aus, wenn die Theilung in der Dachneigung von 1,5 m auf 3 · 1,5 = 4,5 m erhöht wird.

Was die Verwendung der verschiedenen Profile anlangt, so wählt man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger etc.) I-Profile oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, C-Profile. L-Eisen kommen in zusammengesetzten Trägern ausschließlich mit anderen Eisensorten vereinigt vor; nur die ganz schwachen Sorten werden wohl für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. Z-Eisen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen benutzt, und kleine T-Eisen bilden die Träger für die Glastafeln kleinerer Deckenlichter, während die Tafeln großer Glasflächen auf das kleinste Belageisen gelagert werden. Die Belageisen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Cement- oder Asphalt-Estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Theilung angeordneten Balken dicht an einander rückt.

Diese Profile durch gegenseitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fußplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswerth, weil (vergl. Fig. 450, S. 164) durch die Nietlöcher fast eben so viel verloren geht, als man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normal-Profile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Materiales in Folge der Wahl zu starker Profile stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnismäßig theuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, so lange die Profile für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur etwa die Hälfte dessen von zusammengenieteten Trägern beträgt. Ein Theil dieses Gewinnstes geht allerdings

dadurch wieder verloren, dafs es bei Walzträgern unmöglich ist, sich der Abnahme der Biegemomente durch Verschwächung des Querschnittes anzuschließen.

Die schwersten Profile soll man für etwas ermäßigte Beanspruchungen berechnen, da ihre Herstellung an Sicherheit derjenigen der schwachen Profile nachsteht.

### 3) Blechträger.

Blechträger werden zusammengesetzt aus Winkeleisen und vollen Blechplatten, und zwar fast ausschliesslich in I-Form (Fig. 568) oder in Kastenform (Fig. 569); letztere erreicht bei thunlichster Höheneinschränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen starker Mauern, macht aber eine Revision der Innenflächen unmöglich.

Die Kopf- und Fußplatten läßt man nicht mehr, als um ihre achtfache Dicke über die Winkeleisen frei vorragen; sind mehrere da, so werden alle gleich breit gemacht. Die verticalen Blechwände müssen über allen Auflagern und an den Angriffstellen von Einzellasten durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkeleisen versteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 568 u. 569 rechts) oder beim Einlegen von Füllstreifen (Fig. 568 u. 569 links) gerade gelassen werden.

Die verwendeten Blechdicken steigen von 6 bis 20 mm; die Gröfse der einzelnen Tafeln richtet sich danach, dafs keine mehr als 350 kg, höchstens 400 kg wiegen soll. Die Breite der Bleche kann bis zu 1,2 m steigen.

Von den in Theil I, Band 1 (Art. 182, S. 194 u. 195) mitgetheilten Normalprofilen für Winkeleisen werden vorwiegend die gleichschenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichschenkelige benutzt man mit absteigendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger grofse Seitensteifigkeit verlangt.

Die Niete, deren Dicke sich nach der Stärke der verwendeten Eisen (siehe Art. 206, S. 142) richtet, sind in den Winkeleisen nach Fig. 422 bis 426, S. 149 u. 150) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man die Niete der verschiedenen (meist 2) Reihen gegen einander versetzt. Dies ist indess verkehrt, weil die excentrische Lochung die Platten mehr schwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkeleisen stets versetzt (Fig. 572). Die Kopf- und Fußplatten laufen nicht bis zu den Trägereenden, sondern hören da auf, wo der Querschnitt ohne sie für das gröfste Moment dieser Stelle stark genug ist.

Wirken die Lasten in der verticalen Mittelaxe, so erfolgt die Spannungsermittlung nach Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Art. 298, S. 262), bei schiefer Beanspruchung nach Art. 324 (S. 282) und dem obigen Beispiele 2 (S. 207) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe gebraucht. Dasselbe beträgt nach Fig. 568 für I-förmige Träger

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12};$$

307.  
Querschnitt  
und  
Construction.

Fig. 568.

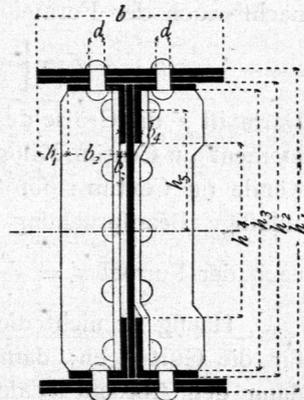
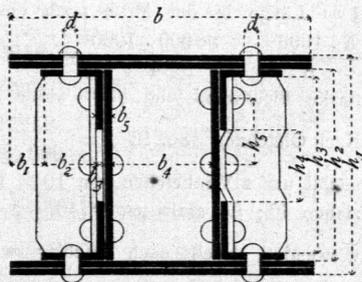


Fig. 569.



308.  
Ermittelung  
der  
Querschnitte.

fehlen die Kopf- und Fußplatten, so sind die Nieten in den verticalen Winkelfchenkeln nach dem Ansatz  $-2 b_4 d h_5^2$  in Abzug zu bringen.

Für Kastenträger nach Fig. 569 beträgt das Trägheitsmoment

$$\mathcal{I} = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - (2b_1 + b_4) \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12};$$

fehlen hier die Platten, so ist der Nietabzug für die Nieten in den Blechwänden  $2 \cdot 2 d b_5 h_5^2$ .

In die Formeln für die Spannungen sind die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querschnitt zunächst annehmen muß. Die Profile müssen also durch Probieren fest gestellt werden. Um schnell zum Ziele zu gelangen, bestimme man, wenn eine bestimmte Trägerhöhe vorgeschrieben ist, das Profil zunächst nach der Formel

$$f = \left[ \frac{M h}{s' (h - 6)^2} - \frac{\delta (h - 6)}{6} \right] \text{Quadr.-Centim.} \quad \dots \quad 180.$$

Darin ist  $f$  die Größe des Gurtungsquerschnittes (in Quadr.-Centim.),  $M$  das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.),  $h$  die Trägerhöhe (in Centim.),  $\delta$  die Stärke der Blechwände (in Centim.; für den I-Träger = 1 cm, für den Kastenträger = 2 cm),  $s'$  die zulässige Beanspruchung (in Kilogr. für 1 qcm). Das gefundene Profil wird dann

nach der Formel  $s' = \frac{M e}{\mathcal{I}}$  geprüft, worin  $e$  die halbe Trägerhöhe ist.

Häufig ist nicht die Höhe des Trägers, sondern die Auswahl der Eifenforten für die Gurtungen, damit also das Gurtungsprofil vorgeschrieben. Man berechne dann den Abstand  $x_0$  des Schwerpunktes der bekannten Gurtungsfläche  $f$  von der Aufsenkante, indem man das Stück von der Blechwand bis zur Winkeleifen-Innenkante mit zum Gurtungsquerschnitt rechnet. Die der Gurtung entsprechende Trägerhöhe ergibt sich dann aus der Formel

$$h = 2 x_0 + \frac{M + \sqrt{M(M + 8 f s' x_0)}}{2 f s'} \quad \dots \quad 181.$$

309.  
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein Träger von 10 m Länge trägt außer 5 kg gleichförmig verteilter Last auf 1 cm Länge in der Mitte noch eine Einzellast von 30000 kg. Das Maximal-Moment in der Mitte ist  $\frac{5 \cdot 1000^2}{8} + \frac{30000 \cdot 1000}{4} = 8125000$  cmkg; der Träger soll einen I-förmigen Querschnitt, eine 1 cm starke Blechwand und 80 cm Höhe haben, schliesslich mit  $s' = 900$  kg für 1 qcm beansprucht werden.

Nach Gleichung 180. ist  $f = \frac{8125000 \cdot 80}{900 (80 - 6)^2} - \frac{1 (80 - 6)}{6} = 120$  qcm. Die Fläche wird hergestellt zunächst aus 2 Winkeleifen von  $10 \times 10 \times 1,2$  cm, in deren jedem 1 Nietloch von 2,5 cm Durchmesser abzuziehen ist; sie enthalten  $2 (10 + 8,8 - 2,5) 1,2 = 39$  qcm; außerdem werden 3 Platten von 1 cm Dicke verwendet, welche nach Zuschlag zweier Nietlöcher  $\frac{120 - 39}{3} + 5 = 32$  cm breit sein müssen.

Das genaue Trägheitsmoment des so entstandenen Querschnittes ist nach obiger Formel:

$$\mathcal{I} = (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3}{12} - 2 \cdot 5,5 \frac{74^3}{12} - 2 (8,8 - 2,5) \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} = 362640.$$

Die genaue Maximal-Spannung ist somit

$$s' = \frac{M e}{\mathcal{I}} = \frac{8125000 \cdot 80}{362640 \cdot 2} = 896 \text{ kg.}$$

Das Ergebnis der Annäherungsgleichung ist also befriedigend.

2) Für einen gleich belasteten und gleich langen Träger wie in 1, aber mit Kastengericht (Fig. 569) sollen zu den Gurtungen je 2 Platten von 40 cm Breite und 1 cm Dicke und 2 Winkeleifen von  $11 \times 11 \times 1,0$  cm verwendet werden. Die Nieten haben 2 cm Durchmesser. Der Schwerpunkt der entstandenen Gurtung liegt über der Unterkante (nach Fig. 570) um

$$x_0 = \frac{(40 - 2 \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1 + 2(11 + 1 - 2) \cdot 2,5 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 8}{(40 - 2 \cdot 2) 2 + 2(11 + 1 - 2) + 2 \cdot 2 \cdot 10}$$

$$x_0 = 3,35 \text{ cm};$$

der Gurtungsquerschnitt ist der Nenner von  $x_0$ , demnach  $f = 132 \text{ qcm}$ .

Nach der Näherungsformel ist somit

$$h = 2 \cdot 3,35 + \frac{8125000 + \sqrt{8125000(8125000 + 8 \cdot 132 \cdot 900 \cdot 3,35)}}{2 \cdot 132 \cdot 900}$$

$$h = 81 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes ist nach der obigen Formel

$$J = (40 - 2 \cdot 2) \frac{81^3}{12} - (2 \cdot 3 + 10) \frac{77^3}{12} - 2(10 - 2) \frac{75^3}{12} - 2 \cdot 1 \frac{55^3}{12} = 395382;$$

folglich die genaue grösste Beanspruchung

$$s' = \frac{8125000 \cdot 81}{395382 \cdot 2} = 832 \text{ kg}.$$

Da 900 kg zugelassen werden sollen, so kann man den Träger um etwas erniedrigen, etwa auf 78 cm, welches Maß durch Neuaufstellung des Trägheitsmomentes nochmals zu prüfen ist.

Ein wesentlicher Vortheil der zusammengesetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querschnitt durch Weglassen einzelner Gurtungstheile der Abnahme des Biegemomentes entsprechend variiren zu können.

310.  
Variation  
des  
Querschnittes.

Beispiel. Der Träger des vorstehenden Beispiels 1 behält nach Wegnahme der äußersten Platte in beiden Gurtungen noch ein Trägheitsmoment  $J = 362640 - (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3 - 78^3}{12} = 278400$ .

Der Auflagerdruck des Trägers ist  $A = \frac{30000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17500 \text{ kg}$ , das Moment in der Abciffe  $x$

also  $17500 x - \frac{5 \cdot x \cdot x}{2}$ , und dieses ist gleich dem noch vorhandenen Widerstandsmomente  $\frac{900 \cdot 278400}{78}$

zu setzen. Aus  $17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 278400}{78}$  folgt  $x = 370 \text{ cm}$ . Es kann ferner die äußerste

Blechplatte 370 cm vor dem Auflager aufhören. Thatächlich muß sie jedoch über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager noch so weit verlängert werden, daß mindestens ein Niet in der regelmäßigen Theilung die Platte noch außerhalb des theoretischen Endpunktes mit den übrigen Gurtungstheilen verbindet. Ganz eben so sind die Stellen zu berechnen, wo die zweite, bzw. dritte Platte aufhören kann.

Um die Stelle zu berechnen, wo die innerste Gurtungsplatte aufhören darf, ist zunächst das Trägheitsmoment für den bloß aus Wand und Winkeleifen bestehenden Querschnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzustellen. Dasselbe beträgt (Fig. 571)

$$J = 21 \cdot \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8,8 \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \cdot 3,4 \cdot 32^2 = 121892.$$

Die Gleichung für die Abciffe des theoretischen Endes der letzten Platte ist also

$$17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121892 \cdot 2}{74}$$

und giebt  $x = 175 \text{ cm}$ . Ueber den Punkt, welcher 175 cm von Auflagermitte entfernt ist, muß also die letzte Platte noch so weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, daß sie außerhalb dieser Stelle noch von einem Niete in der regelmäßigen Theilung gefaßt wird.

Die Niettheilung der Winkeleifen ergibt sich nach Theil I, Band I dieses »Handbuches«, Art. 329 (S. 289) aus den verticalen Scherkräften, muß jedoch nur bei sehr niedrigen Trägern berechnet werden.

311.  
Anordnung  
der  
Niete.

Bei normalen Trägern wird man innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, wenn man die Theilung gleich  $3 d$  bis  $4 d$  macht. Die Theilung wird theoretisch in den

Fig. 570.

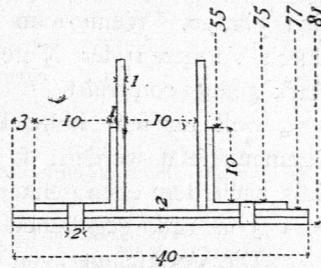
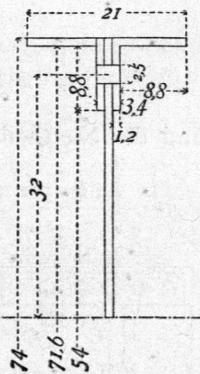


Fig. 571.



verticalen Winkelschenkeln und in der Wand enger, als in den horizontalen und in den Platten. Wenn man also die für die verticalen Schenkel berechnete Theilung durch Veretzen der Niete auf die horizontalen überträgt, so hat man jedenfalls stark genug confruiert.

Soll für fehr hohe Träger die Wand aus zwei Blechtafeln über einander zusammengefügt werden, so ergibt sich die Lafschung der horizontalen Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im Vorhergehenden (Art. 189 u. 216, S. 133 u. 148) gegebenen Regeln; diese Anordnung ist indess höchst selten.

Die Verlafschung von Gurtungstheilen ist zu berechnen, indem man ihren Querschnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der obersten Fafer zugelassenen Spannung voll beansprucht betrachtet und die Nietung auf die so ermittelte Kraftgröße einrichtet. Bezüglich der Form dieser Lafschungen sind Fig. 422 bis 425 u. 451 maßgebend.

Häufig kommen Stöße der Blechwand in verticaler Fuge vor, deren exacte Berechnung für die oberen und unteren Theile enge, für die Mitte weite Theilung der Niete ergeben würde. In der Praxis macht man die Theilung constant und berechnet sie, indem man die durch die Nieten geschwächte Wand von der Höhe  $h$  mit der an der Ober- und Unterkante wirkenden Spannung  $s'$  gleichmäßig belastet annimmt. In Gleichung 85. (S. 142), ist dann für  $d > \delta$  bei einreihiger Nietung der Lafchen  $P = \delta (h - n d) s'$  zu setzen.

Gleichung 85. lautet alsdann:

$$n = \frac{\delta (h - n d) s'}{d \delta s''} \quad \text{oder} \quad n = \frac{h}{d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}; \quad \dots \quad 182.$$

dabei ist die Niettheilung nach Gleichung 91. (S. 143)  $e = d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)$  zu machen.

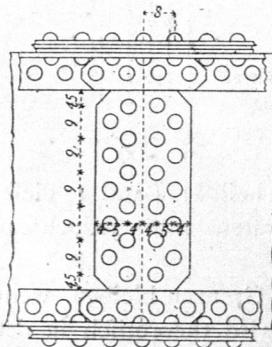
Meist werden diese Lafschungen jedoch zweireihig genietet. Es ist dann  $P = \delta \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'$ , fonach nach Gleichung 85. (S. 142)

$$n = \frac{\delta \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'}{d \delta s''}, \quad \text{also} \quad n = \frac{2h}{d \left(1 + 2 \frac{s''}{s'}\right)}, \quad \dots \quad 183.$$

und die Niettheilung für  $n' = 2$  nach Gleichung 97. (S. 144)  $e = d \left(1 + \frac{2s''}{s'}\right)$ .

312.  
Beispiel.

Fig. 572.



Beispiel. Wäre die Wand des I-Trägers in obigen Beispielen (Fig. 571) zu stoßen mittels zweier doppelreihigen Lafchen, so wäre  $\delta = 1$ ,  $h = 74$ ,  $\frac{s''}{s'} = 1,5$ ,  $d = 2,5$ , folglich nach Gleichung 183.

$$n = \frac{2 \cdot 74}{2,5 (1 + 2 \cdot 1,5)} = 14,8 = \infty 15,$$

d. h. die Reihe zunächst am Stoße erhält 8, die zweite 7 Niete; dabei wird  $e = 2,5 (1 + 2 \cdot 1,5) = 10$  cm. Wenn man den Stoß in die Nähe der Stelle des Maximal-Momentes legt, so kann man die Niete in den Winkelseifen als Lafschungsniete der Wand mit benutzen, da sie an dieser Stelle unbelastet sind. Zwischen den Winkelseifenkanten sind also noch 6 Niete in der ersten, 5 in der zweiten unterzubringen. Die Höhe zwischen den Winkeln ist jedoch nur 54 cm; also werden die 6 Niete in 9 cm Theilung gesetzt werden müssen, was unbedenklich ist, da die Lafschung auf den

größeren Theil der Höhe nicht voll beansprucht ist. Die Lafche stellt man in der Höhe aus 3 Theilen auf und zwischen den Winkeln her. Die Niettheilung in den Winkeln wird in diesem Falle  $3d = 7,5$  cm bis  $4d = 10$  cm betragen; es mag 8 cm angenommen sein. Man lege dann den Stofs mitten in eine Theilung. Der Randabstand  $a'$  muſs nach Gleichung 103. (S. 145) betragen

$$a' = d \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{l'} \right) = 2,5 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 3,63 \text{ cm,}$$

ist thatfächlich = 4 cm, genügt also. Der Abstand der Nietreihen im Mittelfstücke der Lafche wird nach Gleichung 106. (S. 145)

$$e' = d \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{l'} \right) = 2,5 \left( 1 + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 4,875 = \approx 5 \text{ cm.}$$

Es ergibt sich also die Lafchung nach Fig. 572.

#### 4) Gitterträger.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn das Trägerprofil sehr hoch wird oder wenn das schwere Aussehen der vollen Wand vermieden werden soll. Man verwendet sie aber auch sehr häufig dann, wenn es sich um die Aufnahme eines regelmässigen Systemes von Einzellasten (Balken einer Balkenlage etc.) handelt.

Die gedrückte Gurtung muſs so steif sein, daſs sie zwischen zwei Knotenpunkten nach keiner Richtung ausknickt; die Knotenpunkte selbst werden meist durch die zu tragende Construction versteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ist demnach höchstens gleich der Länge  $l$  eines auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 109.  $\left( P = \frac{E \mathcal{I} \pi^2}{l^2} \right)$  in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (S. 299) bei  $n$ -facher Sicherheit ( $n = 5$ ) folgt, wenn darin  $E$  den Elasticitäts-Modul bezeichnet und wenn  $P$  dem  $n$ -fachen der Druckkraft in der Gurtung und  $\mathcal{I}$  dem kleinsten Trägheitsmomente des Gurtungsquerschnittes gleich gesetzt wird. Dabei sind die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einzuführen, wenn die Theile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden sind. Sind sie von einander getrennt (z. B. 2 Winkeleisen mit Schlitz), so ist für jeden einzelnen das  $n$ -fache des auf ihn kommenden Theiles der Gurtungs- spannung und sein kleinstes Trägheitsmoment einzuführen.

Die Gitterstäbe sollen mindestens 30 Grad gegen die Horizontale geneigt sein. Ist also die Lasttheilung mit Rücksicht auf Zerknicken als Knotentheilung zulässig, und bleiben die Stäbe dabei steiler als 30 Grad, so wird nur ein System von Gitterstäben eingefügt (Fig. 573, ausgezogen); kommen dabei aber die Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, so hat man noch Knotenpunkte zwischen die Lastpunkte einzulegen. Liegen dagegen die Lastpunkte bei grosser Trägerhöhe eng, so reicht häufig ein Stab noch über den nächsten Lastpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 574).

Das Gitterwerk ist  $m$ -fach, wenn ein Wand- glied  $\frac{m}{2}$  Knotentheilungen unterspannt. Sind die Gitterstäbe schwach ausgebildet (Bandeisen), so

313.  
Anwendung  
und  
Gestaltung.

Fig. 573.

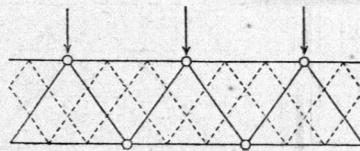
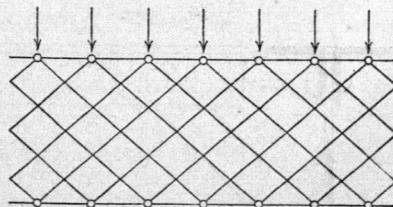


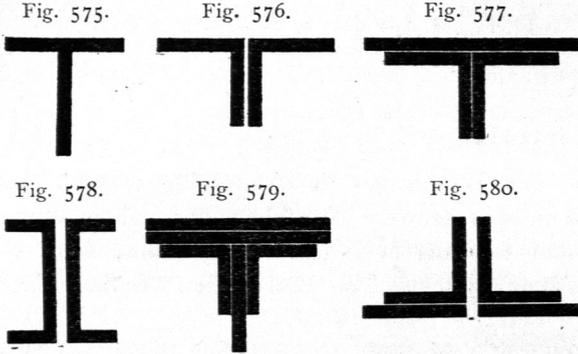
Fig. 574.



legt man behufs gegenseitiger Versteifung derselben auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältniß der Lastknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ist (Fig. 573 punktirt).

314.  
Gurtungen.

Für die analytische, bezw. graphische Ermittlung der Spannungen in den Gurtungen und Gitterstäben der Parallelträger ist in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Abth. II, Abchn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359) das Erforderliche zu finden.



Der Querschnitt  $f$  der Gurtung ergibt sich aus dem Angriffsmomente an der untersuchten Stelle, wenn  $h$  die Höhe zwischen den Gurtungs-Schwerpunkten und  $s'$  die zulässige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194. u. 195. (S. 343) des eben genannten Bandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \cdot \cdot \cdot 184.$$

Die Querschnittsform der Gurtungen ist in der Regel eine der in Fig. 575 bis 580 dargestellten; die Formen in Fig. 576 u. 577 können mit oder ohne verticalen Mittelschlitz angeordnet werden. Ist die Gurtung in Fig. 577 mit Schlitz versehen und kann Näffe den Träger erreichen, so muß die untere Gurtung die Gestalt der Fig. 580 erhalten, damit sich das Wasser im Schlitze nicht ansammle.

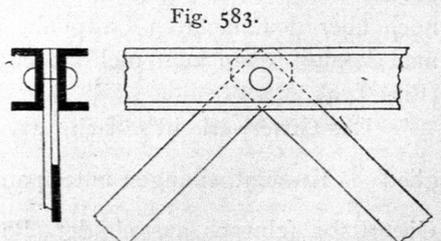
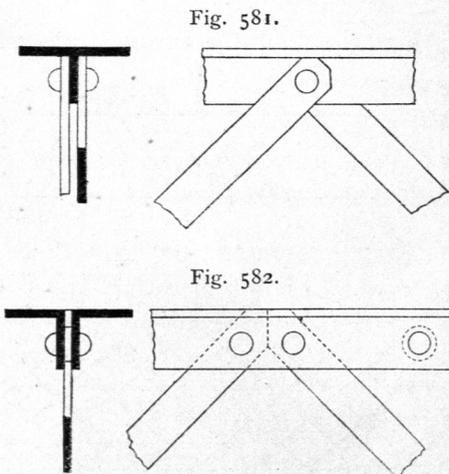
315.  
Gitterstäbe.

Das Gitterwerk hat die verticalen Transversalkräfte (siehe S. 317 u. ff. im eben genannten Bande) aufzunehmen; hierbei kann angenommen werden, daß sich die Transversalkraft gleichmäßig auf die vom verticalen Schnitte getroffenen Gitterstäbe vertheilt, d. h. es muß bei  $m$ -fachem Gitterwerk die Vertical-Componente der Spannung eines Stabes dem  $m$ -ten Theile der Transversalkraft gleich sein. Hiernach lassen sich die Stabspannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anschlusses an die Gurtungen, so wie, wenn sie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen sind.

Der Querschnitt der Gitterstäbe ist in der Regel das Rechteck (Flacheisen), für

lange gedrückte Stäbe das L-, das E- oder das T-Eisen. Mit den Gurtungen und an allen Kreuzungspunkten unter sich werden die Gitterstäbe durch Nietung verbunden.

α) Der Gitterträger (Parallelträger) mit Flacheisen-Netzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anschluß an die Gurtung



und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren construirt sein. In Fig. 581 bis 584 sind Beispiele von Knotenpunkt-Verbindungen solcher Träger dargestellt.

In Fig. 582 sind der enge Schlitz und das Aufgeben des strengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 584 zeigt die Anordnung einer Verticalversteifung, welche bei Flacheisen-Netzwerk größerer Träger unter jedem Lastpunkte, so wie über den Auflagern angebracht sein muß.

Die Querschnittsdimensionen solcher Gitterstäbe gehen selten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.

β) Der Gitterträger mit steifen Stäben aus L- oder C-Eisen wird bei großen Höhen, wo die Gitterstäbe erheblichen Druckspannungen ausgesetzt sind, dem unter  $\alpha$  besprochenen vorgezogen; jedoch stellt man auch hier häufig die Stäbe, die nur Zug erhalten können, aus Flacheisen her.

Bei größeren derartigen Trägern genügt für den Anschluß eines Gitterstabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 586) nicht mehr, und es werden daher unter Umständen Knotenbleche erforderlich (Fig. 587). Die ein-

Fig. 584.

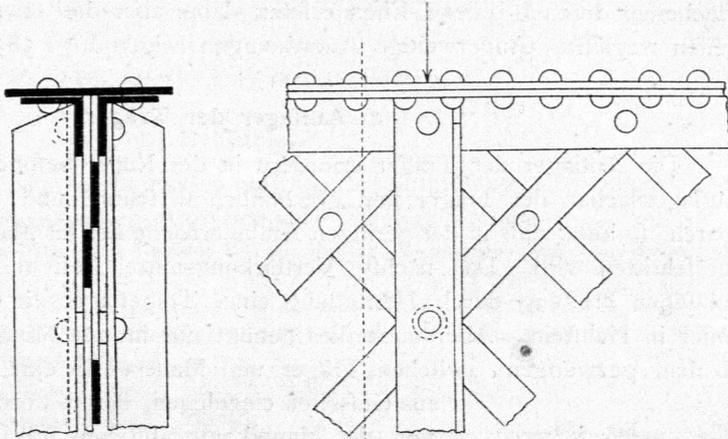


Fig. 585.

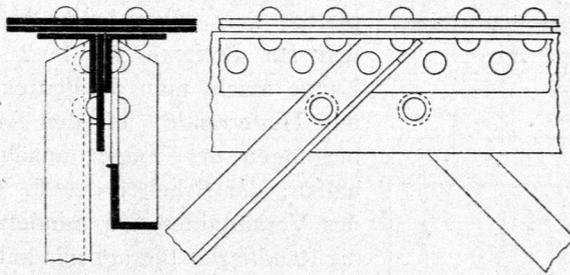


Fig. 586.

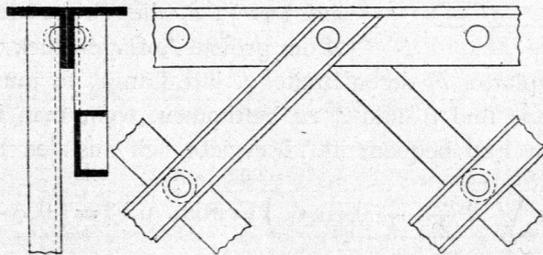
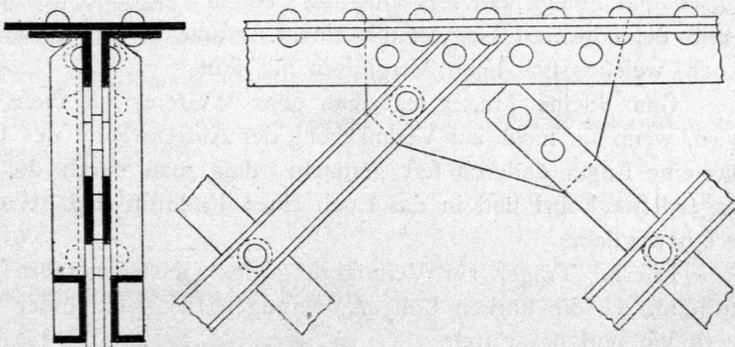


Fig. 587.



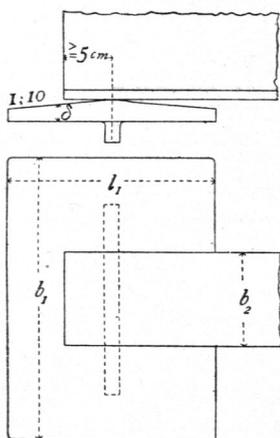
fachten Formen lassen sich aus Fig. 581 bis 584 dadurch ableiten, dass man die Flacheisen durch L- oder C-Eisen ersetzt, dabei aber die etwa vorhandenen Vertical-eisen weglässt. Anderweitige Anordnungen zeigen Fig. 585 bis 587.

### c) Auflager der Träger.

316.  
Druck-  
vertheilungs-  
platten.

Die Auflager der Träger erfordern in der Regel besondere Vorkehrungen. Die Auflagerflächen der Träger sind gewöhnlich so schmal und, um an Trägerlänge zu sparen, so kurz, dass in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk zulässige Druck überschritten wird. Das nächste Verstärkungsmittel besteht in der Erhöhung dieser zulässigen Pressung durch Herstellung eines Trägerlagers in Klinkern und Cement, besser in Haufstein. Aber auch dies genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meist ist man gezwungen, zwischen Träger und Mauerwerk eine Druckvertheilungsplatte aus Guss-eisen einzulegen, deren Vorderkante mindestens 3 cm von der Mauerkante abstehen soll.

Fig. 588.



Um den Träger nicht zu lang zu erhalten und die Wand nicht zu sehr zu schwächen, macht man diese Lagerplatten kurz, aber breit; die Länge  $l_1$  (Fig. 588) verhält sich zur Breite  $b_1$  wie 1 : 2 bis 3 : 4. In der Mitte der Länge macht man die Plattendicke größer, als am Vorder- und Hinterrande, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der so entstehenden Gegenneigungen des Verhältnisses von mindestens 1 : 10 wird abgerundet; die Randstärke beträgt mindestens 1,5 cm. Ist  $s''$  die zulässige Pressung für das Mauerwerk (7 kg für Backsteinmauerwerk, 12 kg für Klinker in Cement, 20 kg für weichsten Quader auf 1 qcm),  $b_2$  die Breite des zu unterstützenden Trägers,  $A$  der grösste Auflagerdruck desselben,  $\delta$  die gemittelte Stärke

der Lagerplatte,  $b_1$  deren Breite,  $l_1$  ihre Länge, so muss zunächst  $s'' b_1 l_1 = A$  Kilogr. sein; daraus sind  $b_1$  und  $l_1$  zu bestimmen, wenn man ihr Verhältniss so annimmt, wie es für den Fall bequem ist.  $\delta$  ergibt sich aus den Formeln (worin  $A$  in Kilogr.)

$$\delta = \left( 0,05 \sqrt{A \frac{l_1}{b_1}} - 0,025 l_1 \right) \text{Centim. u. } \delta = \left( 0,05 \sqrt{A \frac{b_1 - b_2}{l_1}} \right) \text{Centim.; . 185.}$$

der grössere dieser beiden Werthe ist auszuführen.

317.  
Lagerung.

Bei Aufstellung des Trägers wird die Platte auf kleinen Eisenkeilen mindestens 1,5 cm hohl gelegt und sorgfältig mit Cement vergossen, so dass sie voll aufrucht. Sie greift bei schweren Trägern mit einem Ansatz in ein in das Mauerwerk gestemmes Loch, welches sich beim Vergiessen mit füllt.

Ganz kleine Träger legt man ohne Weiteres auf diese Platten. Bei grösseren wird, wenn sie nicht zur Verankerung der Aussenwände des Gebäudes dienen sollen, das eine Lager dadurch fest gemacht, dass man durch die untere Gurtung in die Lagerplatte bohrt und in das Loch einen Eisenstift schlägt; das andere Lager bleibt frei beweglich.

Eiserne Träger zur Verankerung der Gebäudemauern zu benutzen, ist nicht rathsam, da die starken Längenänderungen bei wechselnder Temperatur das Mauerwerk hin und her rütteln.

Für sehr schwere Träger kommen die Lagerformen kleiner Brückenträger in Anwendung; da jedoch die Fälle, in welchen die Platten nach Fig. 588 nicht ausreichen, höchst selten sind, so kann von deren Besprechung hier abgesehen werden. (Vergl. das Beispiel in Art. 319, so wie Fig. 601 u. 602.)

#### d) Beispiele.

Die Anwendung der im Vorstehenden entwickelten Grundsätze und aufgestellten Gleichungen soll nachstehend durch zwei Beispiele erläutert werden.

Beispiel 1. Vor einem öffentlichen Gebäude soll der Fußsteig  $f_0$  überdacht werden, daß die vor dem Bordsteine haltenden Wagen vor dem Regen geschützt erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 589; die Säulen stehen je vor der zweiten Gebäudeaxe in Theilungen von 9,0 m; zwischen je 2 Säulen kommen in die Drittel-Theilpunkte 2 Pfettenträger aus gekrümmten I-Eisen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichst leichte Gitterträger abzufangen sind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 594).

Die Eindeckung mit Glas wiegt für 1 qm Grundfläche 50 kg; die Eisentheile wiegen 20 kg; Schnee lastet auf 1 qm Grundfläche mit 75 kg, und der verticale Winddruck beträgt 55 kg; die Lastsumme für 1 qm ist hiernach 200 kg.

α) Berechnung des Pfettenträgers. Ein solcher unterstützt 3,0 m Länge des Daches. Es ist also (Fig. 589)

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

für volle Last, und das Maximal-Moment über dem Längsträger  $1080 \cdot \frac{180}{2} = 97200 \text{ cmkg}$ .

Das Maximal-Moment zwischen Wand und Träger tritt ein, wenn der überkragende Theil unbelastet ist. Es ist dann

$$P_2 = 3 \cdot 1,8(50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

und

$$P_1 = 4,7 \cdot 3 \cdot 200 = 2820 \text{ kg};$$

folglich der Auflagerdruck  $B = \frac{2820 \cdot 470}{2 \cdot 470} - \frac{378 \cdot 180}{2 \cdot 470} = 1338 \text{ kg}$ . Im Abstände  $x$  von der Wand ist das Moment

$$M_x = 1338x - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200x^2}{2};$$

die Abcisse des Maximal-Momentes folgt also aus  $0 = 1338 - 3 \cdot 0,01 \cdot 200x$  mit  $x = 223 \text{ cm}$ , und das Maximal-Moment ist

$$M_{max} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Momente ist der Pfettenträger zu bemessen; seine zu große Stärke über dem Längsträger ist erwünscht, weil er hier durch das Biegen geschwächt wird. Bei 1000 kg Beanspruchung für 1 qm muß das Widerstandsmoment  $\frac{149187}{1000} = 149,187$  sein; es ist also Normalprofil Nr. 18<sup>114)</sup> zu wählen.

β) Berechnung des Gitterträgers. Die Last, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, ist bei ganz voller Belaftung nach Fig. 589

$$A = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4,7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

Aus dem in Fig. 590 dargestellten Lastzustande ergibt sich ein zwischen den beiden mittleren Pfettenträgern constantes Maximal-

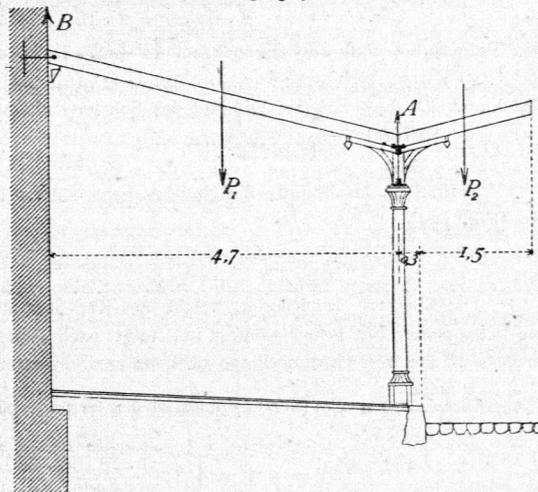


Fig. 589.

1/100 n. Gr.

318.  
Vordach  
mit Gitter-  
trägern.

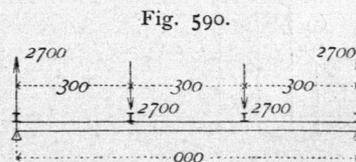
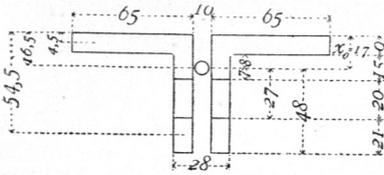


Fig. 590.

114) Siehe die Tabelle in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuchs«, S. 198.

Fig. 591.



Biegemoment von  $2700 \cdot 300 = 810000$  cmkg. Aeußerer Verhältniße halber mag die Trägerhöhe auf ungefähr 50 cm fest gesetzt werden; die Schwerpunkte der aus je 2 Winkelreifen zu bildenden Gurtungen werden dann rund 44 cm von einander liegen, und bei 1000 kg Beanspruchung ist nach der obigen Gleichung 184.

der Gurtungsquerschnitt  $f = \frac{M}{s' h} = \frac{810000}{1000 \cdot 44} = \approx 18$  qcm.

Für jedes der zwei Winkelreifen kommen bei 2 cm Nietdurchmesser und rund 1 cm Schenkeldicke 2 qcm in Abzug (Fig. 591); jeder

Winkel muß also  $\frac{18}{2} + 2 = 11$  qcm Netto-Querschnitt haben, und es wird daher das Winkelreifen Nr. 6 $\frac{1}{2}$  mit 9 mm Schenkeldicke <sup>115)</sup> und  $f = 10,89$  qcm gewählt.

Die Niete in diesem Winkelreifen sind behufs freier Ausbildung der Köpfe nach Fig. 591 anzuordnen, und es ergibt sich demnach der Abstand des Gurtungs-Schwerpunktes von der Aufsenkante nach Fig. 591 mit

$$x_0 = \frac{2 \cdot 65 \cdot 9 \cdot 4,5 + 2 \cdot 15 \cdot 9 \cdot 16,5 + 2 \cdot 21 \cdot 9 \cdot 54,5}{2 \cdot 65 \cdot 9 + 2 \cdot 15 \cdot 9 + 2 \cdot 21 \cdot 9} = 16,8 = \approx 17 \text{ mm.}$$

Die Trägerhöhe muß also genauer auf  $44 + 2 \cdot 1,7 = 47,4$  cm oder rund 48 cm bemessen werden.

γ) Untersuchung der oberen Gurtung auf Zerknicken. Die auf die Gurtung wirkende Druckkraft  $D$  folgt aus der Division des Schwerpunkt-Abstandes  $48 - 2 \cdot 1,7 = 44,6$  cm in das Moment mit  $D = \frac{810000}{44,6} = 18164$  kg.

Weiter ist das kleinste Trägheitsmoment der Gurtung in Bezug auf die horizontale Schwerpunktsaxe (Fig. 591)

$$J_{\min} = 2 \left( 6,5 \frac{1,7^3 - 0,8^3}{3} + 0,9 \frac{0,8^3 + 0,7^3 + 4,8^3 - 2,7^3}{3} \right) = 74.$$

Die Theilung der Knoten, welche mit Rücksicht auf Zerknicken nach der horizontalen Schwerpunktsaxe bei 5-facher Sicherheit zulässig ist, folgt nach Art. 335 (S. 298) in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« für die freie Gurtungslänge zwischen den Pfettenträger-Knoten. Nach Gleichung 107. (ebendaf.) muß

$$5P = \frac{E J \pi^2}{l^2} (2n + 1)^2 \text{ sein, woraus } 2n + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{E J \pi^2}} \text{ oder}$$

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 18164 \cdot 300^2}{2000000 \cdot 74 \cdot \pi^2}} = 2,366 \text{ und } n = 0,683.$$

Da  $n$  nur ganze Zahlen darstellt, ist  $n = 1$  zu machen, und dafür wird nach Gleichung 108. oder 110. (ebendaf.)

$$\lambda = \frac{2l}{3} = \frac{2 \cdot 300}{3} = 200 \text{ cm. } \lambda \text{ ist aber als volle Wellenlänge gleich zwei Knotentheilungen; die}$$

Theilung der Knoten darf daher höchstens 100 cm betragen. Da die Stäbe jedoch thunlichst unter 45 Grad anzuordnen sind, da ferner die Höhe von Schenkelmittle zu Schenkelmittle der Gurtungswinkel

$$48 - 2 \cdot 0,9 - 2 \frac{6,5 - 0,9}{2} = 41,6 \text{ cm}$$

beträgt, so wird die Länge zwischen den Pfettenträgern in 6 Felder getheilt und die Knotentheilung somit = 50 cm gemacht.

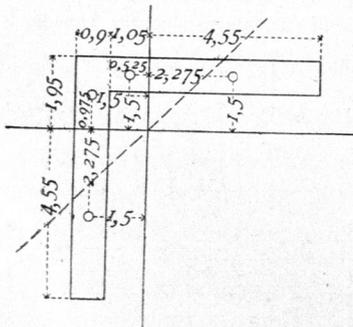
Weiter ist zu untersuchen, wie oft innerhalb eines Feldes die beiden Winkelreifen der gedrückten Gurtung durch Stehniete zu verbinden sind, damit die Winkel nicht innerhalb eines Feldes einzeln unter dem Drucke  $\frac{D}{2} = \frac{18164}{2} = 9082$  kg

ausknicken. Das einzelne Winkelreifen weicht winkelrecht zur Axe des kleinsten Trägheitsmomentes aus, welche in Fig. 592 punktirt ist. Der Schwerpunkt liegt von den Schenkel-Aufsenkanten um

$$\frac{0,9 \cdot 5,6 \cdot \frac{0,9}{2} + 6,5 \cdot 0,9 \cdot \frac{6,5}{2}}{0,9(6,5 + 5,6)} = 1,95 \text{ cm entfernt, und das Träg-}$$

heitsmoment für die zum Schenkel parallele Schwerpunktsaxe be-

Fig. 592.



<sup>115)</sup> Siehe ebendaf., S. 195.

trägt <sup>116)</sup> 42,44. Nietabzug ist hier nicht zu machen, weil innerhalb der Theilung der Verbindungsriete keine Riete vorkommen.

Das kleinste Trägheitsmoment für die punktirte Axe folgt <sup>117)</sup> aus  $\mathcal{F}_{y_1}$  für  $\mathcal{F} = \mathcal{F}_1 = 42,44$  und  $\alpha = 45$  Grad; das Centrifugal-Moment  $H$  für die ausgezogenen Axen (Fig. 592) ist

$$H = +4,55 \cdot 0,9 \cdot 2,275 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,525 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,975 \cdot 1,5 + 4,55 \cdot 0,9 \cdot 1,5 \cdot 2,275 = 24,64.$$

Es ist  $\mathcal{F}_{y_1} = \mathcal{F} \cos^2 \alpha + \mathcal{F}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2 \alpha$ , fonach

$$\mathcal{F}_{y_1} = 42,44 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 + 42,44 \left( \frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 - 24,64 \cdot 1 = 17,8,$$

fomit bei 5-facher Sicherheit <sup>118)</sup>  $5 \cdot 9082 = \frac{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}{l^2} (2n + 1)^2$ , worin für  $l$  nur die Feld-

länge zu setzen ist. Es wird  $2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 9082 \cdot 50^2}{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}}$  und  $n = -0,216$ . Es ist also  $n = 0$  zu setzen, fomit <sup>119)</sup>  $\lambda = 2l$ , und es ist Nietung zwischen den Knoten nach Fig. 128 (S. 298) in Theil I, Band I dieses »Handbuches« nicht erforderlich.

Schließlich ist zu unterfuchen, ob die ganze Gurtung zwischen den Pfettenträger-Knoten gegen feitliches Ausweichen ficher ist. Das Trägheitsmoment für die verticale Schwerpunktsaxe beträgt nach Fig. 591

$$\mathcal{F}_{max} = 0,9 \frac{14^3 - 1^3}{12} + (1,5 + 2,1) \frac{2,8^3 - 1^3}{12} = 212;$$

die Gurtung kann zwischen den steifen Pfettenträger-Knoten als an beiden Enden eingepannt angesehen werden; die zulässige freie Länge  $l$  folgt bei 5-facher Sicherheit demnach <sup>120)</sup> aus

$$5D = \frac{4 \pi^2 E \mathcal{F}}{l^2} \text{ oder } 5 \cdot 18164 = \frac{4 \pi^2 \cdot 2000000 \cdot 212}{l^2}$$

mit  $l = 429,3$  cm. Der Träger ist fomit auch in dieser Hinsicht genügend stark.

δ) Berechnung der Gitterstäbe. Im Gitterträger ist die größte Transversalkraft in den beiden Endfeldern constant = 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; sie vertheilt sich auf je 2 Gitterstäbe, von denen die vom Auflager nach der Mitte steigenden gedrückt, die anderen gezogen werden. Die theoretische Länge des normalen Gliedes ist  $= \sqrt{41,6^2 + 50^2} = \approx 65,1$  cm. Für einen Gitterstab folgt die Spannung  $P$  demnach aus der Proportion  $P: \frac{2700}{2} = 65,1 : 41,6$  mit  $P = 2110$  kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeisen von  $6 \times 1$  cm gebildet und mit einem Niet von 2 cm Durchmesser im Schlitze der Gurtungen befestigt, so ist die Spannung im Bande  $\frac{2110}{(6-2)1} = 528$  kg. Die Anschlufsriete sind zweifchnittig, und es ist nach Gleichung 85. (S. 142)  $d > \delta$ , folglich die Zahl der Anschlufsriete (bei  $s'' = 1100$  kg für 1 qcm)  $n = \frac{2110}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 0,96$ ; ein Niet genügt also.

Die gedrückten Stäbe sollen aus zwei derartigen Bandeisen hergestellt werden, welche feitlich an den Winkeleisen der Gurtungen mit demselben Niete, wie die gezogenen Stäbe, zu befestigen sind. Eine Ueberbeanspruchung der so verlängerten Riete entsteht nicht, weil man die äußeren Schaftheile als besondere Riete auffassen kann, und die größte Beanspruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht der Gurtung liegt. Diese doppelten Druckstäbe sind auf Zerknicken für die freie Länge von 65,1 cm zu berechnen; sie werden durch Stehriete abgesteift. Das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes ist nach Fig. 593

annähernd  $= 2 \frac{b}{2} 2 \delta \left( \frac{h}{2} \right)^2$ ; also ergibt sich der Steifigkeits-Coefficient  $c$  <sup>121)</sup> aus:

$$2 \frac{b}{2} 2 \delta \left( \frac{h}{2} \right)^2 = c \cdot 4 \frac{b}{2} \delta h^2 \text{ mit } c = \frac{1}{4}.$$

Es ist nun <sup>122)</sup>  $P = \frac{E \mathcal{F} \pi^2}{l^2}$  oder bei 5-facher Sicherheit <sup>123)</sup>  $P = \frac{E \pi^2 c F h^2}{5 l^2}$ ; es ergibt sich fomit das erforderliche  $h$  zu

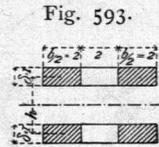


Fig. 593.

<sup>116)</sup> Nach S. 195 ebendaf.

<sup>117)</sup> Nach Gleichung 45. (S. 269) ebendaf.

<sup>118)</sup> Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

<sup>119)</sup> Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

<sup>120)</sup> Nach S. 302, Fall 3 ebendaf.

<sup>121)</sup> Nach Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

<sup>122)</sup> Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

<sup>123)</sup> Mit Rückficht auf Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

Fig. 594.

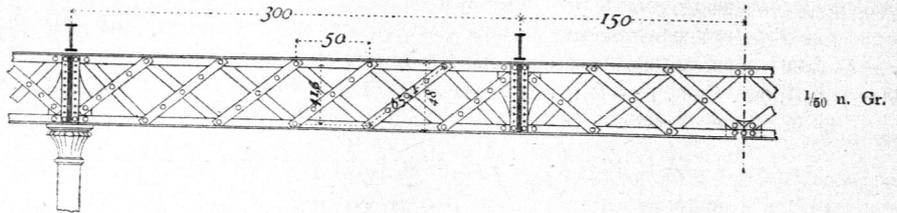


Fig. 596.

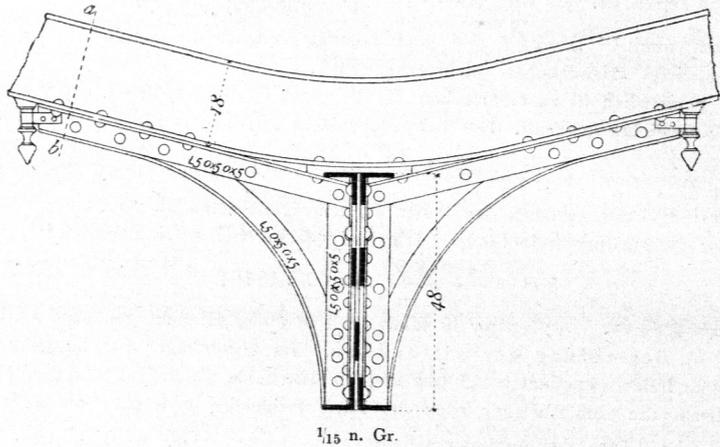


Fig. 595.



Schnitt *ab*  
in Fig. 596.

1/7,5 n. Gr.

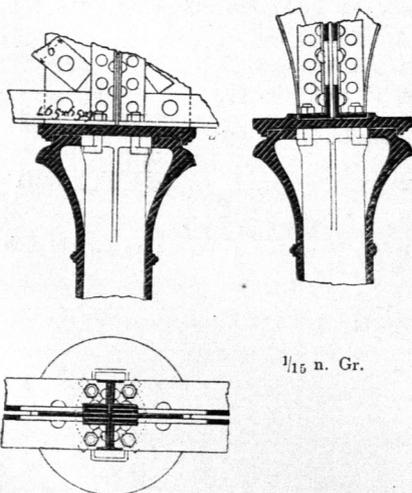
$$h = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E c F}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2110 \cdot 65,1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot \frac{1}{4} \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1}} = 1,065 \text{ cm.}$$

Thatfächlich liegen die Mitten der feitlich auf die Gurtungen genieteten Stäbe um  $2 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,9 + 1 = h = 3,8$  cm von einander; der Querschnitt ist folglich reichlich stark.

Es bleibt nur noch zu unterfuchen, in welcher Theilung Stehniete in die Doppelbänder einzuziehen find.

Das Trägheitsmoment einer Stabhälfte ist  $\mathcal{J}_{min} = \frac{6 \cdot 1^3}{12} = 0,5$ , also <sup>124)</sup> bei 5-facher Sicherheit:

Fig. 597.



$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E \mathcal{J}}} = \sqrt{\frac{5 \cdot \frac{2110}{2} \cdot 65,1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0,5}} = 1,505$$

und  $n = 1$ .

Somit müßten <sup>125)</sup> 2 Stehniete in die Drittel-Theilpunkte gefetzt werden; da aber jedenfalls ein folcher in die Ueberkreuzung der Stäbe kommt, so find noch zwei in die Mitten der Hälften jedes Stabes nach Fig. 594 zu fetzen. Im Mittelfelde, wo die Transverfalkraft nur bei schiefer Laft in geringem Mafse auftritt, können diese Niete fehlen.

Unter den Pfettenträgern und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 594) jedesmal zur Vertheilung der Laft nach oben und unten eine kräftige Verticalleife aus Blechwand und 4 Winkeleifen von  $50 \times 50 \times 5$  cm. Ueber den Säulen find die Träger von einander ifolirt; die einzige Verbindung besteht in der Vernietung oder Verfchraubung der

<sup>124)</sup> Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

<sup>125)</sup> Nach Gleichung 110. (S. 299) und Fig. 129 ebendaf.

abstehenden Schenkel der zur Abteifung dienenden Winkeleifen, und diese ist nachgiebig genug, um die höchstens 3 mm betragende Längenänderung unter Temperaturwechfeln zuzulassen. In den Knotenpunkten des Pfettenträgers schliessen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müssen also von 3,5 cm auf 1 cm Zwischenraum zusammengezogen werden.

Uebrigens ist in Fig. 594 und in Fig. 595 bis 597 dargestellt, wie die Pfettenträger durch Confolen gegen den Gitterträger abgesteift werden, und wie letzterer auf den Säulen zu lagern und zu befestigen ist.

Beispiel. 2. Im oberen Gefchoffe eines lang gestreckten Gebäudes soll ein Tanzsaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, so dass der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; sie sollen vielmehr in 1,0 m Theilung der Länge nach liegen und in der 4,5 m betragenden Axentheilung des Gebäudes durch eiserne Netzwerträger unterstützt werden.

Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt<sup>126)</sup> 280 kg und wird mit 250 kg belastet<sup>126)</sup>. Das laufende Centimeter eines Balkens trägt sonach  $1 \cdot 0,01 (280 + 250) = 5,3$  kg; das Maximalmoment zwischen zwei Unterzügen ist  $\frac{5,3 \cdot 450^2}{8} = \frac{80 \delta h^2}{6}$ ; folglich muss bei 80 kg Beanspruchung und einer Balkenbreite  $\delta = 18$  cm die Balkenhöhe  $h = 23,5$  cm sein.

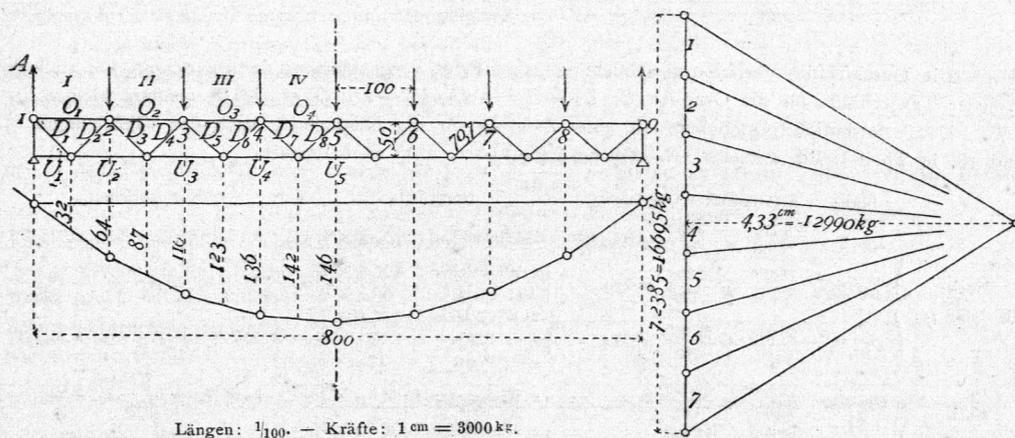
Die ganze Belastung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

an Eigengewicht  $1 \cdot 4,5 \cdot 280 = 1260$  kg,

» mobiler Last  $1 \cdot 4,5 \cdot 250 = 1125$  »

zusammen 2385 kg.

Fig. 598.



a) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belastung am grössten werden, sind in Fig. 598<sup>127)</sup> ermittelt. Es wird angenommen, dass die Gurtungs-Schwerlinie in der Niettheilungslinie liegt; da sie thatfächlich etwas auferhalb liegen wird, so ergibt die Rechnung etwas zu sichere Resultate. Die Niettheilungslinien werden um die theoretische Trägerhöhe = 50 cm von einander entfernt gelegt, so dass die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu stehen kommen.

Die vom Eigengewicht herrührenden Spannungen verhalten sich zu den Gesamtspannungen, wie  $\frac{280}{530}$ .

Die Spannungen in den Gurtungen erhält man durch Division des Momentes durch die Trägerhöhe; es ergeben sich hiernach die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stabspannungen in der unteren, bezw. oberen Gurtung.

Bei diesen stark verschiedenen Spannungen empfiehlt sich eine Variation des Querschnittes in den verschiedenen Feldern, d. h. man verstärkt die am Auflager mit je 2 Winkeleifen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwischen den Winkeleifen wird behufs Aufnahme starker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Theile werden mit Nieten von 2 cm Durchmesser verbunden.

<sup>126)</sup> Siehe in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« die Tabellen auf S. 318.

<sup>127)</sup> Nach Art. 361 (S. 324) ebendaf.

		Spannungen durch:		
		die Gesamtbelastung.	das Eigengewicht.	die mobile Belastung.
Untere Gurtung.	$U_5 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 146}{50} = +37\,900$	$37\,900 \frac{280}{530} = 20\,000$	$37\,900 - 20\,000 = 17\,900$
	$U_4 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 136}{50} = +35\,300$	$35\,300 \frac{280}{530} = 18\,700$	$35\,300 - 18\,700 = 16\,600$
	$U_3 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 110}{50} = +28\,600$	$28\,600 \frac{280}{530} = 15\,100$	$28\,600 - 15\,100 = 13\,500$
	$U_2 =$	$+\frac{12\,990 \cdot 64}{50} = +16\,600$	$16\,600 \frac{280}{530} = 8\,770$	$16\,600 - 8\,770 = 7\,830$
	$U_1 =$	0		
Obere Gurtung.	$O_4 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 142}{50} = -37\,000$	$-37\,000 \frac{280}{530} = -19\,600$	$-(37\,000 - 19\,600) = -17\,400$
	$O_3 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 123}{50} = -32\,000$	$-32\,000 \frac{280}{530} = -16\,900$	$-(32\,000 - 16\,900) = -15\,100$
	$O_2 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 87}{50} = -22\,700$	$-22\,700 \frac{280}{530} = -12\,000$	$-(22\,700 - 12\,000) = -10\,700$
	$O_1 =$	$-\frac{12\,990 \cdot 32}{50} = -8\,300$	$-8\,300 \frac{280}{530} = -4\,300$	$-(8\,300 - 4\,300) = -4\,000$

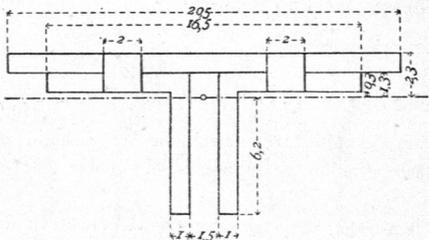
Kilogramm.

Die Durchschnitts-Variation wird nicht in jedem Felde vorgenommen; der Querschnitt soll vielmehr in jeder Trägerhälfte für die Gruppen  $U_1, U_2 - U_3 - U_4, U_5 - O_1, O_2 - O_3, O_4$  constant bleiben.

Der erforderliche Querschnitt ist unter Zuschlag für die Nietlochung nach den Gleichungen 15. und 18. in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« (S. 250 u. 251) zu berechnen.

	Stab:	Erforderlicher Querschnitt:	Hergefellt aus:	Nutzquerschnitt:
Nach Gleichung 15:	$U_1, U_2$	$\frac{8\,770}{1\,400} + \frac{7\,830}{770} = 16,5 \text{ qcm}$	2 Winkeleisen $6 \times 6 \times 1,0 \text{ cm}$	$2 \cdot 1,0 (6 + 5 - 2) = 18 \text{ qcm}$
	$U_3$	$\frac{15\,100}{1\,400} + \frac{1\,350}{770} = 28,4 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,8 \text{ »} \end{array} \right\}$	$18 + 0,8 (17,5 - 4) = 28,8 \text{ »}$
	$U_4, U_5$	$\frac{20\,000}{1\,400} + \frac{17\,900}{770} = 37,5 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,8 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 17,5 \times 0,6 \text{ »} \end{array} \right\}$	$28,8 + 0,6 (17,5 - 4) = 36,9 \text{ »}$
Nach Gleichung 18:	$O_1, O_2$	$\frac{12\,000}{1\,200} + \frac{10\,700}{720} = 25 \text{ »}$	2 Winkeleisen $7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »}$	$2 \cdot 1 (7,5 + 6,5 - 2) = 24 \text{ »}$
	$O_3, O_4$	$\frac{19\,600}{1\,200} + \frac{17\,400}{720} = 40,5 \text{ »}$	$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ Winkeleisen } 7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »} \\ + 1 \text{ Platte } 20,5 \times 1,0 \text{ »} \end{array} \right\}$	$24 + 1 (20,5 - 4) = 40,5 \text{ »}$

Fig. 599.



Geen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Theilung der Verbindungsfehniete da, wo die Platten fehlen, ist wie folgt zu untersuchen.

Die ungünstigsten Felder sind  $O_4$  und  $O_2$ . In  $O_4$  (Fig. 599) liegt der Schwerpunkt  $2,3 \text{ cm}$  unter Oberkante und das kleinste Trägheitsmoment ist

$$J_{\min} = (20,5 - 4) \frac{2,3^3 - 1,3^3}{3} + (16,5 - 4 - 1,5) \frac{1,3^3 - 0,3^3}{3} + 2 \frac{0,3^3 + 6,2^3}{3} = 221.$$

Das nothwendige Trägheitsmoment ist bei 5-facher Sicherheit<sup>128)</sup>  $\mathcal{F} = \frac{5 P l^2}{E \pi^2}$ . Nun ist

$$l = 100 \text{ cm und } P = 37\,000 \text{ kg, also } \mathcal{F} = \frac{5 \cdot 37\,000 \cdot 100^2}{2\,000\,000 \cdot \pi^2} = 93,7.$$

<sup>128)</sup> Nach Fig. 136 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.



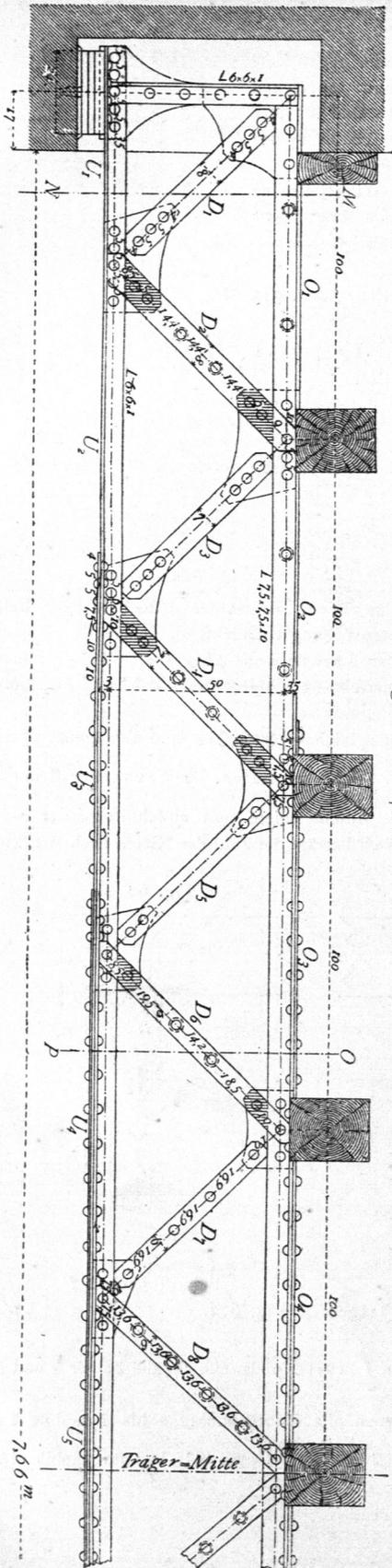


Fig. 602. — 1/20 n. Gr.

$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940 \text{ kg}$ . Es entstehen somit im Gitterstabe  $D_1$  die Spannungen  $4410 \cdot 1,414 = +6235 \text{ kg}$  aus Eigengewicht und  $3940 \cdot 1,414 = +5570 \text{ kg}$  aus mobiler Last. In  $D_2$  treten dieselben Kräfte als Druck auf.

Die erforderlichen Querschnitte im Stabe  $D_1$  ergeben sich<sup>130)</sup> zu  $\frac{6235}{1400} + \frac{5570}{770} = 11,8 \text{ qcm}$ ;  $D_1$  wird daher aus 2 Flachbändern von  $8 \times 1 \text{ cm}$  gebildet und erhält  $2(8 - 2) \cdot 1 = 12 \text{ qcm}$  Nutzquerschnitt. Nach Art. 206 (Gleichung 85., S. 142) wird die Anzahl der Anschlusniete bei  $1300 \text{ kg}$  Lochlaibungsdruck im  $1,5 \text{ cm}$  starken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab  $D_2$  ist der erforderliche Querschnitt<sup>131)</sup>  $\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13 \text{ qcm}$ ; die auf die Gurtwinkel zu nietenden Flacheisenstäbe erhalten demnach  $8,5 \text{ cm}$  Breite. Die Länge beträgt  $50 \cdot 1,414 = 70,7 \text{ cm}$ , und das notwendige Trägheitsmoment bei 5-facher Sicherheit ist<sup>132)</sup>

$$\mathcal{J} = \frac{5 P l^2}{\pi^2 E} = \frac{5(6235 + 5570) \cdot 70,7^2}{\pi^2 \cdot 2000000} = 14,7.$$

Die erforderliche Dimension  $h$  (Fig. 593) folgt also aus  $2(8,5 - 2) \frac{1}{4} h^2 = 14,7$  mit  $h = 2,13 \text{ cm}$ . Tatsächlich ist  $h = 1,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,5 = 4,5$ ; der Flacheisenquerschnitt reicht also für den Druck aus. Die Theilung der Verbindungs-niete hängt vom Trägheitsmomente des einzelnen Flacheisens ab, welches  $1^3 \frac{8,5 - 2}{12} = 0,54$  beträgt. Bei 5-facher Sicherheit ist<sup>133)</sup>

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot (6235 + 5570) \cdot \frac{1}{2} \cdot 70,7^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0,54}} = 3,7$$

und  $n = 2$ ;

folglich die Wellenlänge  $\lambda = \frac{2}{2 \cdot 2 + 1} l = \frac{2}{5} l$ ; die

Niettheilung, welche  $= \frac{\lambda}{2}$  ist, muß also  $= \frac{1}{5}$  der Länge,

d. h.  $\frac{70,7}{5} = 14,12 \text{ cm}$  betragen.

Im Felde  $IV$  ist die vom Eigengewichte herrührende Transversalkraft  $\frac{7 \cdot 1260}{2} - 3 \cdot 1260 = 630 \text{ kg}$ , daher die Spannung im Stabe  $D_7$  gleich  $+630 \cdot 1,414 = +890 \text{ kg}$  und im Stabe  $D_8$  gleich  $-890 \text{ kg}$ .

Sind die Knotenpunkte  $5$  bis  $8$  mobil belastet, so ist der von der mobilen Last herrührende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125(4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1406 \text{ kg},$$

somit die aus der mobilen Belastung rechts herrührenden

<sup>130)</sup> Nach: Gleichung 15. (S. 250) in Theil I, Bd. 1 dieses Handbuchs.

<sup>131)</sup> Nach: Gleichung 18. (S. 251) ebendaf..

<sup>132)</sup> Nach: Fig. 136 (S. 302) ebendaf.

<sup>133)</sup> Nach: Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

Spannungen in den Stäben  $D_7$  und  $D_8$  bezw.  $+ 1406 \cdot 1,414 = + 1990 \text{ kg}$  und  $- 1990 \text{ kg}$ . Sind dagegen die Knotenpunkte  $a$  bis  $f$  voll belastet, so ist

$$A = \frac{1125 (5 + 6 + 7) 100}{800} = 2530 \text{ kg}$$

und die Transversalkraft im Felde  $IV$   $2530 - 3 \cdot 1125 = - 845 \text{ kg}$ ; fonach betragen die aus der mobilen Belastung links sich ergebenden Spannungen in den Stäben  $D_7$  und  $D_8$  bezw.  $- 845 \cdot 1,414 = - 1195 \text{ kg}$  und  $+ 1195 \text{ kg}$ .

Es ist fonach der Gitterstab  $D_7$  nach Gleichung 21. in Theil I, Bd. I dieses »Handbuches« (S. 251) zu dimensioniren mit

$$\frac{890}{1400} + \frac{1990}{770} + \frac{1195}{1700} = 3,9 \text{ qcm}$$

und der Querschnitt des Gitterstabes  $D_8$  nach Gleichung 24. dafelbst mit

$$\frac{890}{1200} + \frac{1990}{720} + \frac{1195}{1800} = 4,2 \text{ qcm.}$$

Es werden hier also thunlichst schwache Flacheisenquerschnitte auszuführen sein, welche in den Einzelheiten nach obigem Verfahren dimensionirt werden. Die Gitterstäbe erhalten die in Fig. 602 eingetragenen Abmessungen und Anschlusniete. Es sind jedoch die Gitterstäbe nach der Trägermitte hin mehr und mehr zu stark bemessen, weil die theoretischen Dimensionen für die Herstellung zu gering ausfielen. Es mag hier noch besonders hervorgehoben werden, daß die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheisen mit Stehnieten die sorgfältigste Herstellung der Nietung verlangen. Es ist vorgekommen, daß solche Glieder in Folge mangelhafter Bildung der Stehniete eingeknickt sind, weil jedes Flacheisen für sich nachgab, und es wird daher vielfach auch dann vorgezogen, die gedrückten Stäbe aus je 2 Winkelisen zu bilden, wenn der Flacheisenquerschnitt theoretisch vollkommen genügt.

Da die gedrückten Gitterstäbe nicht direct auf den Knotenblechen liegen, so müssen die in Fig. 602 durch verticale Schraffirung angedeuteten Füllbleche eingelegt werden.

Der Anschluß der Gitterstäbe an die Gurtungen kann nur in den seltensten Fällen mittels directer Vernietung der Theile erfolgen, weil die Gurtungen zur Anbringung der erforderlichen Nietzahl meist nicht den nöthigen Platz bieten. Es ist dann nöthig, wie hier in fast allen Knoten, Knotenbleche einzusetzen, an welche die Wandglieder mit den oben für zwei Fälle berechneten Nietzahlen angeschlossen werden, welche nun aber anderseits mit den Gurtungen in ausreichende Verbindung gebracht werden müssen.

Die Knotenbleche übertragen auf die Gurtungen die Resultirende aus den an sie anschließenden Paaren von Gitterstäben, und diese Resultirenden sind hier wegen der horizontalen Gurtungen horizontal; sie sind ferner gleich der Summe der Vertical-Componenten der Spannungen in den Gitterstäben, weil von den zwei an ein Knotenblech anschließenden Stäben stets einer gedrückt, einer gezogen wird und die Neigung beider 45 Grad beträgt.

Der obere Anschluß des Gitterstabes  $D_1$  muß im Knotenbleche drei um den Endknoten symmetrisch geordnete Niete erhalten, weil dieses Knotenblech höchstens die Maximalspannung von  $D_1$  zu übertragen hat und diese 3 Niete verlangte; gesetzt sind 5 Niete.

Im Knotenpunkt  $U_1 U_2$  ist die größte Vertical-Componente von  $D_1$  gleich der von  $D_2$ , also gleich  $8350 \text{ kg}$ ; die Summe der Horizontal-Componenten hiernach  $2 \cdot 8350 = 16700 \text{ kg}$  und die Zahl der zweifchnittigen Anschlusniete für  $d > \delta$  nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 85.)  $n = \frac{16700}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 5$  Niete, von denen der mittelfte  $D_2$  direct faßt, und von denen einer wegen der Collision mit den Stäben von  $D_2$  mit zwei ganz verfenkten Köpfen herzustellen ist. Aus den Nietstellungen ergibt sich dann Größe und Form des Knotenbleches (Fig. 602).

Im Knotenpunkte  $O_1 O_2$  wird die größte Kraft übertragen, wenn dieser Knotenpunkt nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. Die Vertical-Componente von  $D_2$  ist dann  $8350 \text{ kg}$ , die von  $D_3$  gleich  $8350 - 2385 = 5965 \text{ kg}$ , somit die Summe der Horizontal-Componenten  $8350 + 5965 = 14315 \text{ kg}$  und die erforderliche Zahl der Anschlusniete des Knotenbleches an die Gurtung  $\frac{14315}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$  Niete.

Im Knotenpunkte  $U_2 U_3$  haben beide anschließenden Gitterstäbe  $D_3$  und  $D_4$  die größten Vertical-Componenten, wenn der Knotenpunkt  $O_2 O_3$  nebst allen rechts davon liegenden mobil belastet ist. In beiden ist die Vertical-Componente dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260 \frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} - 1125 = 6100 \text{ kg};$$

folglich die Summe der aus dem Knotenbleche abzugebenden Horizontalkräfte gleich  $2 \cdot 6100 = 12200$  kg, und die Zahl der Anschlusniete  $\frac{12200}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$ . In dieser Weise sind die in Fig. 602 eingetragenen Niete für die Knotenbleche für alle Knotenpunkte berechnet. Im Knotenpunkte  $O_4$   $O_5$  genügt 1 Niet; die Gitterfläche sind daher hier neben einander direct auf die Gurtung genietet, und zu diesem Zwecke aus der theoretischen Lage etwas nach oben verdreht.

γ) Auflager. Es ist angenommen, daß der Träger auf gewöhnlichem Ziegelmauerwerke ruht, für das die zulässige Preßung 8 kg pro 1 qcm beträgt. Der ganze Auflagerdruck für 8 volle Trägerfelder ist  $\frac{8}{2} (1125 + 1260) = 9540$  kg, die erforderliche Lagergrundfläche also  $\frac{9540}{8} = 1200$  qcm. Da eine tiefe Einlagerung in die Wand in den meisten Fällen nicht angängig ist, so muß das Auflager gewöhnlich breit entwickelt werden.

Wäre der Raum, welcher von dem 8 m langen Träger überdeckt werden soll, z. B. 7,66 m weit, so blieben an jedem Ende  $\frac{800 - 766}{2} = 17$  cm von Wand bis Lagermitte disponibel. Nun müssen aber die Lagerfüße von der Mauerkante entfernt bleiben, und zwar für solche Träger etwa 5 cm; demnach ist die halbe Lagerlänge 12 cm und die Lagerbreite  $\frac{1200}{2 \cdot 12} = 50$  cm.

Nach den in Art. 316 (S. 216) für die Lager gegebenen Regeln wird die erforderliche Dicke der Lagerplatte, da hier in Gleichung 185. (S. 216)  $A = 9540$  kg,  $l_1 = 24$  cm,  $b_1 = 50$  cm und nach Fig. 601  $b_2 = 20$  cm zu setzen ist, gleich dem größeren Werthe von

$$\delta = 0,05 \sqrt{9540 \frac{24}{50}} = 0,025 \cdot 24 = 2,8 \text{ cm} \quad \text{und} \quad \delta = 0,05 \sqrt{9540 \frac{50 - 20}{24}} = 5,2 \text{ cm},$$

also gleich 5,2 cm zu machen sein; die Randstärke könnte theoretisch = 0 sein, wird des Guffes wegen aber = 2 cm (Fig. 601) gemacht.

Im Lager wird unter den Träger eine 1,5 cm starke, vorher abgehobelte Platte genietet, um dem Träger, dessen Unterfläche an sich meist nicht sehr eben ist, eine gute Lagerfläche zu geben. Diese meist etwas erbreiterte Platte wird beiderseits von Nafen der Grundplatte gehalten (Fig. 601). Die Befestigungsniete der Lagerplatte sind unten sorgfältig zu versenken und eben zu feilen.

Die Grundplatte greift mit einem Ansatz in das entsprechend ausgestemte Mauerwerk ein. Der Träger wird auf Eisenkeilen so verlegt, daß zwischen Grundplatte und Mauerwerk eine 1,5 cm weite offene Fuge bleibt, welche dann mit Cement vergossen wird. Unter Temperaturveränderungen ist dann der so gelagerte Träger in der Richtung seiner Länge verschiebbar. Soll er aber in Räumen mit ziemlich constanter Temperatur zur Verankerung der Wände benutzt werden, so bohrt man in jedem Auflager zwei bis vier Löcher von etwa 2 cm Durchmesser durch die Gurtung in die Grundplatte und treibt in diese Eisendorne. Bei starken Temperaturwechselfen ist diese Anordnung, sobald sie in beiden Lagern ausgeführt wird, indess bedenklich, weil dadurch die Wände hin und her gerüttelt werden.

Um zu vermeiden, daß der Träger sich bei Durchbiegungen auf die Vorderkante der Lagerplatte setzt, wölbt man letztere wohl nach Art. 316 (S. 216) schwach in der Lagerfläche nach 2 m Radius, damit der Träger vorwiegend in der Mitte aufruht, nähert sich damit dann der in Fig. 588 (S. 216) dargestellten Form.

Ueber dem Lager muß der Träger eine dem ganzen Auflagerdrucke genügende Endsteife, hier zwei Winkeleisen, haben, welche durch ein eingestecktes Knotenblech unten auf die volle Lagerlänge behufs Erzielung guter Druckvertheilung ausgeweitet wird (Fig. 602).

### Literatur.

- Bücher über »Eisen-Constructionen im Allgemeinen« und »Construction-Elemente in Eisen«, so wie über »Baufchloßerei« und »Schmiedewerkskunde«.
- ZIPPER'S, J. Anweisung zu Schloßerarbeiten. Augsburg 1795. (3. Aufl.: Vollständiges Handbuch der Schloßer-Kunst etc. Herausg. v. C. HARTMANN. 1841.)
- GRANDPRÉ, M. J. *Manuel théorique et pratique du ferrurier etc.* Paris 1827. — Deutsch von J. G. PETRI. Ilmenau 1830. (8. Aufl. von A. W. HERTEL. 1865.)
- KÖNIG, J. Grundriß der Schloßerkunst etc. Weimar 1848. (4. Aufl.: Die Arbeiten des Schloßers etc. 1876.)

- FAIRBAIRN, W. *On the application of cast and wrought iron to building purposes.* London 1854. (4. Aufl. 1870). — Deutsch von D. BRAUNS. Braunschweig 1859.
- GUILLAUME. *Tableaux de la résistance des fers à double T etc.* Paris 1858.
- COHEN, L. P. Tabellen zur Bestimmung der Dimensionen gußeiserner Träger. Leipzig 1861.
- GUETTIER, A. *De l'emploi pratique et raisonné de la fonte de fer dans les constructions.* Paris 1861.
- MONGÉ. *Constructions en fer etc.* Paris 1861.
- SHIELDS, F. W. *Strains on structures of ironwork etc.* London 1861. (2. Aufl. 1867). — Deutsch von B. BEHR. Berlin 1861.
- FINK, F. Die Schule des Bauflössers. Leipzig 1861. (3. Aufl. 1880.)
- HÄNEL, A. Abhandlung über die Constructionsverhältnisse eiserner Gitterbalken. Stuttgart 1864.
- BRANDT, E. Lehrbuch der Eifen-Konstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1864. (3. Aufl. 1876.)
- LAVEDAN, P. *Guide pratique de ferrurerie usuelle et artistique etc.* Paris 1867.
- BOILEAU, L. A. *Le fer principal élément constructif de la nouvelle architecture.* Paris 1871.
- BARRÉ, L. A. *Éléments de charpenterie métallique.* Paris 1872.
- LIGER, L. *La ferronnerie ancienne et moderne etc.* Bd. I u. II. Paris 1873 u. 1876.
- DES BIARS, G. *De l'emploi du fer dans les constructions. Planchers, poitrails et linteaux en fer laminé, supports en piliers en fonte ou en fer forgé.* Paris 1874.
- KLASEN, L. Handbuch der Hochbau-Construktionen in Eifen. Leipzig 1876.
- DEMONT. *Nouveau traité de ferrurerie, ou Vignole à l'usage des ouvriers etc.* Paris 1876.
- HEINZERLING, F. Der Eifenhochbau der Gegenwart. Aachen 1876—78.
- JEEP, W. Die Verwendung des Eifens beim Hochbau. Leipzig 1876—79.
- INTZE, O. Tabellen und Beispiele für eine rationelle Verwendung des Eifens zu einfachen Baukonstruktionen. Berlin 1878.
- LÜDICKE, A. Praktisches Handbuch für Kunst-, Bau- und Maschinen-Schlosser. Weimar 1878.
- CORNU, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des constructions en fer.* Levallois-Perret 1878.
- THIOLLET. *Serrurerie et fonte de fer.* Paris 1879.
- LOEWE, F. Ueber Nietverbindungen. Erfter Bericht des Professors W. C. UNWIN an die Sub-Commission der »Institution of Mechanical Engineers« etc. Wien 1880.
- BOILEAU, L. A. *Principes et exemples d'architecture ferromière; les grandes constructions édificaires en fer; la halle-basilique.* Paris 1880.
- ZIMMERMANN, H. Ueber Eifenconstruktionen und Walzprofile. Berlin 1881.
- ZIMMERMANN, H. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin 1881. (2. Aufl. 1885.)
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIXe siècle. Constructions en fer et en bois. Charpentes mixtes en fer, fonte et bois.* Paris 1881.
- NOWAK, E. Der Metallbau. Leipzig 1882.
- UHLAND, W. H. Handbuch für den praktischen Maschinen-Constructeur. I. Band. Leipzig 1883. S. 1.
- KOULLE, H. Hülftabellen für die Berechnung schmiedeeiserner Stützen etc. Berlin 1884.
- LAUTER, W. H. u. H. RITTER. Façoneifen und deren praktische Verwendung. Frankfurt a. M. 1885.
- L'architettura del ferro. Raccolta dei motivi per costruzioni civile, ferroviarie et artistiche.* Mailand 1885.