

Bei den Apfiden ergeben sich halbe Zeldächer. Da der eigentliche Binder etwa 1,40 m hinter dem Anfallspunkt liegt, so ist die Firftpette über den letzten Binder hinaus bis zum Anfallspunkt vorgestreckt, durch ein Kopfband unterstützt und mit einem eisernen Bügel belastet, der eine eiserne Scheibe trägt. In diese Scheibe sind die von den einzelnen Halbbindern ausgehenden Zugbänder (Rundeisen) geführt; der hier angefammelte Zug ist noch weiter nach den beiden nächsten Bindern geleitet. Die umlaufende Zwischenpette ist in jedem Halbbinder durch eine Strebe gestützt, die durch eine Doppelzange gefasst wird; an der Innenseite der umlaufenden Zwischenpette ist ein eiserner Ring angeordnet, welcher dieselbe auch zur Aufnahme von Zugspannungen befähigt. Die Gratsparren der Halbbinder werden durch die umlaufenden Pfetten (Zwischen- und Fufspetten) getragen; gegen dieselben lehnen sich die Schifter; für den mittelften Sparren ist in jedem Felde ein Wechsel angebracht. Die Sparrenlage ist bei der Apfis des einen Querschiffes im Grundriß der Abbildung gezeichnet.

29. Kapitel.

Eiserne Sattel-, Tonnen- und Pultdächer.

Unter der Gesammtbezeichnung »Eiserne Dächer« sollen nicht nur diejenigen Dach-Constructions vorgeführt werden, welche in ihren tragenden Theilen ausschließlich aus Eisen hergestellt sind, sondern auch solche Dächer, bei denen Pfetten und auch Theile der Binder aus Holz bestehen. Die Dachbinder mit hölzernen und eisernen Stäben, oder die »Dachbinder aus Holz und Eisen« sind älter, als die rein eisernen Binder; sie bilden in der Entwicklung der Dach-Constructions das Uebergangsglied vom Holzdach zum Eisdach. Dennoch erscheint es zweckmäsig, zunächst die rein eisernen und danach erst die gemischt eisernen Dächer zu besprechen.

143.
Einleitung.

a) Gesammtanordnung der eisernen Dachbinder.

Die eisernen Dächer sind fast ausschließlich Pfettendächer: die Binder tragen die Pfetten, diese die Sparren, die Sprossen und die Dachdeckung. Die Binder sind Träger, und zwar je nach der Art ihrer Auflagerung: Balkenträger, Sprengwerksträger, Auslegerträger.

144.
Vor-
bemerkungen.

Neuerdings ist von *Foeppl* vorgeschlagen worden, die Dächer aus Flechtwerk herzustellen; auf diesen Vorschlag, der ganz neue Gesichtspunkte eröffnet, wird unter 7 näher eingegangen werden.

Bei den eisernen Dachbindern können die in der Berechnung gemachten Voraussetzungen nahezu vollständig erfüllt werden, sowohl bezüglich der Auflagerung, als auch bezüglich der Bildung der Knotenpunkte. Die Möglichkeit genauer Berechnung hat denn auch zu immer kühneren und weiter gespannten Constructions geführt. Hierher gehören insbesondere die neueren Bahnhofshallen und die großen Ausstellungsgebäude, Wunderwerke heutiger Constructions-kunft. Da die bei den Holz-Constructions vielfach noch unvermeidlichen Unklarheiten hier nicht vorhanden zu sein brauchen, so soll man sie auch nicht auf die Eisen-Constructions übertragen; jede Eisen-Construction, welche nicht genau berechnet werden kann, ist unberechtigt und sollte vermieden werden. Hierhin rechnen wir vor Allem solche Stabwerke, welche bei gelenkigen Knotenverbindungen wegen fehlender Stäbe unstabil sein würden und welche nur durch die starre Verbindung der Stäbe an den Knotenpunkten standfähig sind. Solche Anordnungen werden besser vermieden, falls nicht besondere Gründe praktischer Art für dieselben sprechen. Auch bilde man die

Binder möglichst als statisch bestimmte Fachwerke; die Berechnung derselben ist einfach, kann leicht vorgenommen werden und wird deshalb auch wirklich durchgeführt. Bei statisch unbestimmten Fachwerken dagegen bleibt selbst bei sorgfältiger Berechnung Manches Schätzungen (wie die Größe der Elastizitätsziffer) oder Annahmen überlassen, die schwer zu prüfen sind (z. B. beim Bogen mit zwei Gelenken die Unverrückbarkeit der Kämpferpunkte). Statisch bestimmte Fachwerke sind den statisch unbestimmten meistens vorzuziehen.

Die für die Erkenntnis und den Aufbau des statisch bestimmten Fachwerkes wichtigsten Ergebnisse sind bei der Besprechung der Holzdächer (Kap. 25) vorgeführt, und darauf kann hier verwiesen werden. Bemerkt werden möge, daß die Binder fast ausnahmslos als Fachwerk hergestellt werden.

Obwohl grundsätzlich die Dachbinder mit zwei, drei und vier Auflagern gemeinsam behandelt werden können, soll die Behandlung aus praktischen Gründen gefondert erfolgen; eben so gefondert diejenige der Balken-, Sprengwerks- und Ausleger-Dachbinder.

1) Balken-Dachbinder.

Die Balken-Dachbinder auf zwei Stützpunkten sind die bei Weitem am meisten angewendeten, sowohl für Satteldächer, wie für Tonnen- und Pultdächer. Vieles, was für diese gilt, hat auch Bedeutung für die Dachbinder auf mehr als zwei Stützpunkten.

Man macht stets das eine Auflager fest und das andere gegen die Unterlage beweglich. Dann ist die Zahl der Auflager-Unbekannten $n = 2 + 1 = 3$, und die Stabzahl s des statisch bestimmten Fachwerkes muß, wenn, wie oben, k die Zahl der Knotenpunkte bedeutet, $s = 2k - 3$ sein. Außerdem muß das Fachwerk geometrisch bestimmt sein.

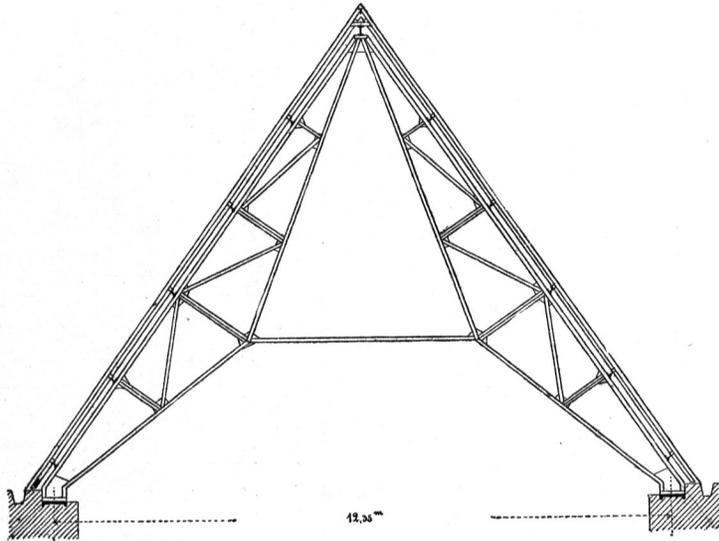
Das einfachste statisch bestimmte Fachwerk wird hier erhalten, indem man Dreieck an Dreieck reiht oder, vom einfachen Dreieck ausgehend, an dieses zwei einander in einem neuen Knotenpunkt schneidende Stäbe fügt, an die so gebildete Figur wieder zwei neue Stäbe mit einem neuen Knotenpunkte setzt u. f. w. Beispiele zeigen Fig. 267, 270, 272, 273, 275 u. a.

Eine vielfach verwendete Dachbinderform ist durch Zusammenfassung zweier einfacher Fachwerke gebildet. Setzt man zwei aus Dreiecken bestehende statisch bestimmte Stabsysteme derart zusammen, daß dieselben einen gemeinsamen Knotenpunkt haben, so muß man, um ein statisch bestimmtes Balkendach zu erhalten, einen neuen Stab zufügen, der einen Knotenpunkt des einen mit einem Knotenpunkt des anderen Systems verbindet. Der erhaltene Dachbinder ist als »*Polonceau-* oder »*Wiegmann-Dachbinder*« bekannt (Fig. 416). Jedes einzelne Stabsystem bezeichnet man wohl als Scheibe; die Untersuchung, wie man durch verschiedene Verbindungen von Scheiben und Stäben neue Träger schaffen kann, die ebenfalls statisch bestimmt sind, hat zu sehr fruchtbaren Ergebnissen geführt, wegen deren u. A. auf die unten angegebene Quelle verwiesen wird ²⁰⁷⁾.

Die Formen der Dachbinder sind sehr verschiedenartig: in erster Linie ist die Gestalt der oberen Gurtung, dann diejenige der unteren Gurtung, endlich die Anordnung des Gitterwerkes wichtig.

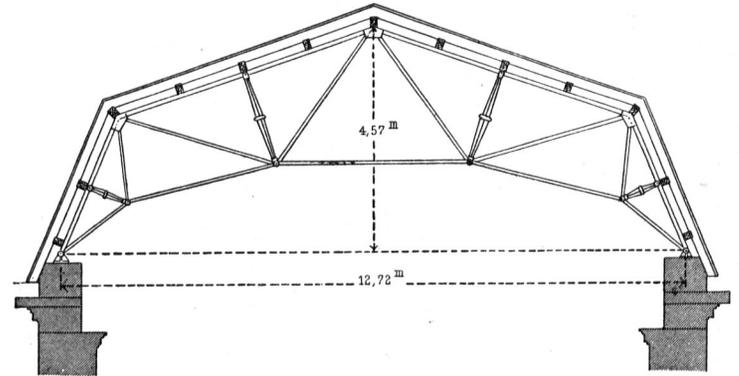
²⁰⁷⁾ LANDSBERG. Ueber Mittengelenkbalken. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1889, S. 629.

Fig. 416.



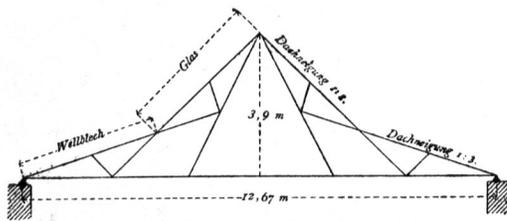
Von der Kirche zu Sachsenhausen.
1/150 n. Gr.

Fig. 417.



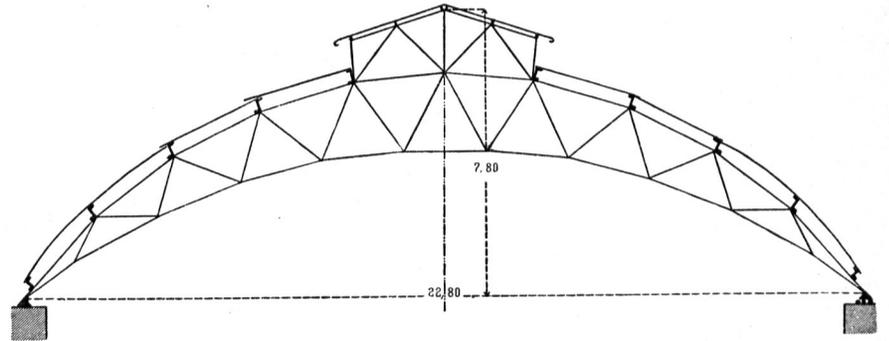
Von Abbey Mill's Pumping Station²⁰⁸).
1/150 n. Gr.

Fig. 418.



Von der Wagen-Reparaturwerkstätte
zu Hannover.
1/200 n. Gr.

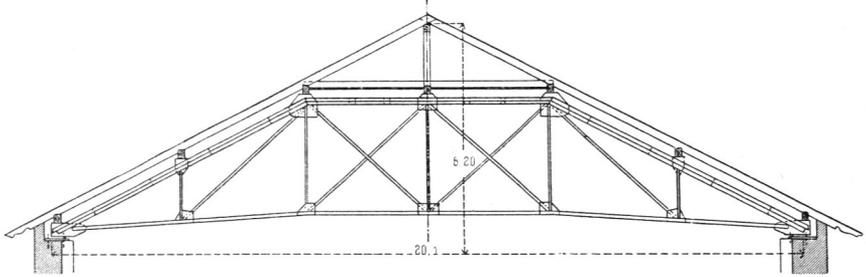
Fig. 419.



Vom Bahnsteigdach zu Elberfeld-Doepfersberg.
1/200 n. Gr.

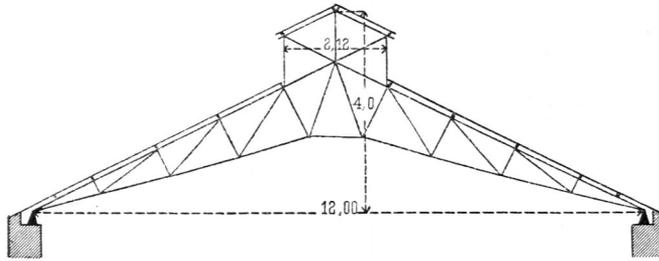
Die obere Gurtung der Dachbinder wird meistens in die Dachfläche, bezw. möglichst nahe der Dachfläche gelegt, sowohl bei Balken-, wie bei Sprengwerks- und Auslegerdächern. Diese Anordnung ist empfehlenswerth und im Allgemeinen der felteneren Binderform vorzuziehen, bei welcher der Binder als besonderer Träger ausgebildet wird, auf welchen die Pfettenlast durch lothrechte oder geneigte Pfosten

Fig. 420.



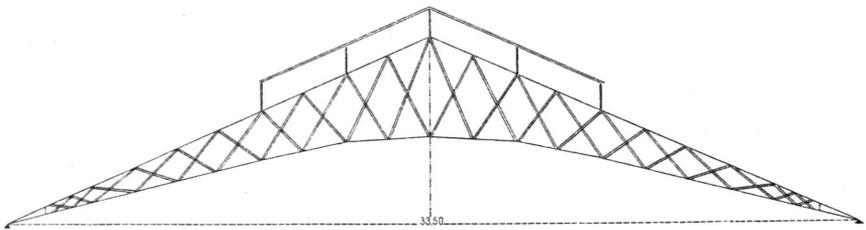
Vom Maschinenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²⁰⁹⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 421.



Vom Retortenhaus auf dem Bahnhof zu Hannover.
 $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Fig. 422.



Vom Dach über einem Ausstellungsgebäude²¹⁰⁾.
 $\frac{1}{300}$ n. Gr.

übertragen wird. Erstere (Fig. 416, 417, 419 u. a.) ist deshalb zweckmäßiger, weil sie eine gute Aussteifung der gedrückten Gurtung durch die Pfetten und die in den Dachflächen liegende Windverftreibung bietet; bei der anderen Anordnung fehlt diese Aussteifung. Für Beanspruchung auf Zerknicken können die Knotenpunkte der oberen Gurtung bei der ersten Construction als feste Punkte angesehen werden; bei

²⁰⁸⁾ Nach: HUMBER. *A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction*. London 1866.

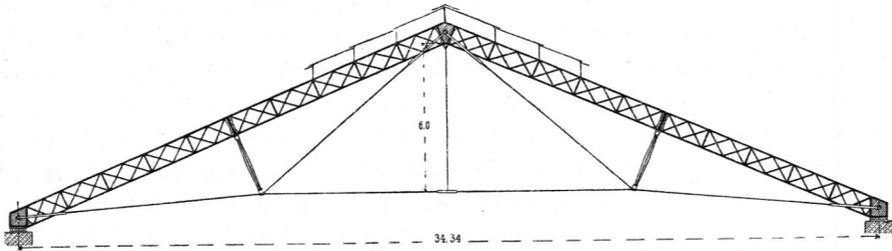
²⁰⁹⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 859.

²¹⁰⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1870, Bl. 23—24.

der anderen Construction sind diese Knotenpunkte wohl in der Binderebene fest, nicht aber gegen Ausbiegen aus dieser Ebene genügend gesichert.

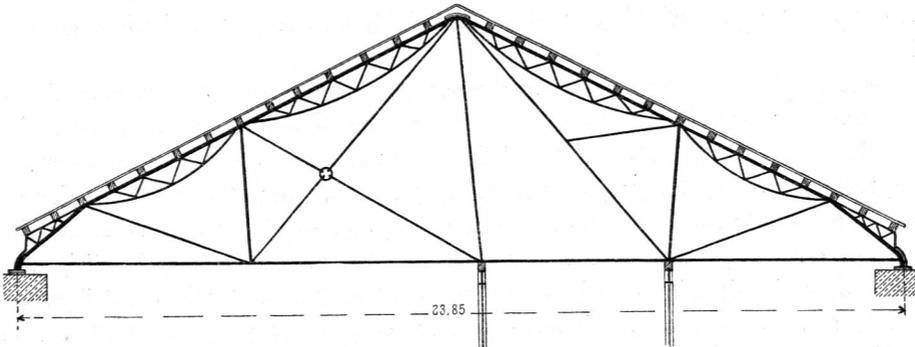
Wenn die obere Gurtung in der Dachfläche liegt, so ist dieselbe, entsprechend der Sattelform des Daches, ebenfalls meistens sattelförmig (Fig. 416); aber auch bei mehreren, verschieden geneigten Dachflächen kann man diese Binderanordnung

Fig. 423.



Von der Bahnhofshalle zu Neapel²¹¹⁾.
1/300 n. Gr.

Fig. 424.



Vom Dach über dem Stadtverordneten-Saal im Rathaus zu Berlin²¹²⁾.
1/200 n. Gr.

Fig. 425.

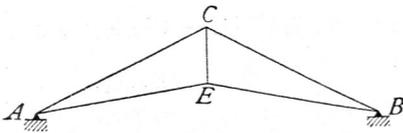
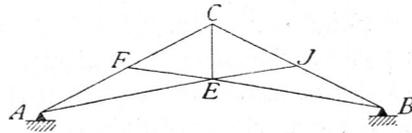


Fig. 426.



wählen. Ein Beispiel für einen auspringenden Winkel zeigt Fig. 417 und für einen einspringenden Winkel Fig. 418. Bei einer größeren Zahl verschieden geneigter Dachflächen erhält man das sog. Sieldach (Fig. 419); man kann auch den mittleren Theil des Dachbinders nach Fig. 420²⁰⁹⁾ mit wagrechter oberer Gurtung construiren, wodurch der Binder eine Art Trapezträger wird.

211) Nach ebendaf. 1875, Bl. 47, 48.

212) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1869, Bl. 56.

Die untere Gurtung ist entweder geradlinig und wagrecht, oder sie bildet eine gebrochene, meistens nach oben gekrümmte Linie (Fig. 419 u. 421); unter Umständen ist sie auch wohl nach unten gekrümmt.

Das Gitterwerk der Dachbinder wird zweckmässig aus zwei Scharen von Stäben gebildet; diese Scharen sind entweder beide geneigt (Fig. 419), oder eine derselben ist lothrecht, oder eine Schar steht senkrecht zur Dachfläche (Fig. 421). Für die letztgenannte Anordnung spricht, dass die gedrückten Gitterstäbe verhältnissmässig kurz werden, was wegen der Zerknickungsgefahr günstig ist. Es kommen auch wohl gekreuzte Stäbe zwischen den lothrecht oder senkrecht zur Dachfläche angeordneten Pfoften vor, und zwar dann, wenn man stets nur gezogene Schrägstäbe haben will. Dann wirken die gekreuzten Schrägstäbe wie Gegendiagonalen, über welche das Erforderliche in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Statik der Hochbau-Constructionen) dieses »Handbuches« gesagt ist. Im Allgemeinen ist man neuerdings von der Anordnung der Gegendiagonalen — auch im Brückenbau — abgekommen und zieht es vor, die Stäbe auf Zug und Druck zu beanspruchen; die Rücksichtnahme auf die Zerknickungsgefahr ist leicht, die Querschnittsvergrößerung wegen derselben bei den Dachbindern nicht sehr bedeutend, so dass man in der That besser nur zwei Scharen von Gitterstäben anordnet und von den Gegendiagonalen absteht. Auch Binder mit mehrfachem Gitterwerk kommen wohl vor, wenn auch selten (Fig. 422²¹⁰); diese Construction ist statisch unbestimmt und nicht empfehlenswerth.

Lastpunkte zwischen den Knotenpunkten des Fachwerkes sollen vermieden werden; durch die Lasten zwischen den Knotenpunkten werden in den Stäben der oberen Gurtung, welche diese Belastungen nach den Hauptknotenpunkten zu übertragen haben, Biegemomente erzeugt, und damit entsteht in der oberen Gurtung eine ungleichmässige und ungünstige Spannungsvertheilung. Wenn sich aus besonderen Gründen Zwischenlastpunkte — also Pfetten — als zweckmässig ergeben, so ordne man für dieselben besondere Unterconstructionen, Fachwerksträger zweiter Ordnung, an, die von einem Knotenpunkt zum anderen reichen. Beispiele hierfür geben Fig. 423²¹¹ u. 424²¹². Die kleinen Träger können mit gekrümmten unteren Gurtungen als Parabelträger oder auch als Parallelträger construirt werden. Man erreicht hierdurch die Verwendung sehr einfacher Hauptträger, welche sich durch eine geringe Zahl von Knotenpunkten und grosse Klarheit auszeichnen. *Schwedler* hat mit Vorliebe diese Dachbinder verwendet.

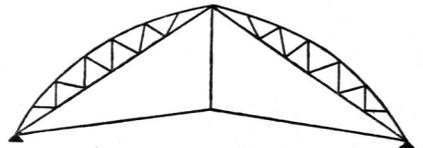
^{146.}
Verschiedenheit.

In Folge der geschichtlichen Entwicklung spielen einige Binderarten bei den Balkendächern eine besonders wichtige Rolle:

- α) das einfache Dreieckdach (Fig. 425);
- β) der deutsche Dachstuhl (Fig. 426);
- γ) der englische Dachbinder (Fig. 421);
- δ) der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachbinder (Fig. 416), und
- ε) der Sieldachbinder (Fig. 419).

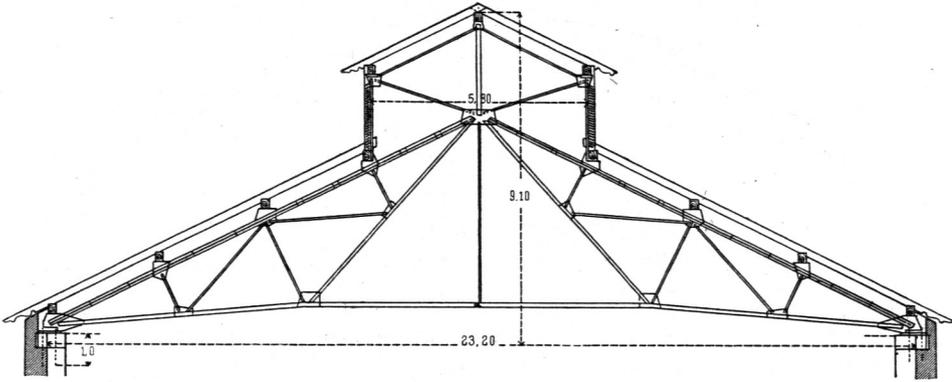
Die Anordnung dieser Binder ist in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 424, S. 389²¹³) dieses »Handbuches« vorgeführt, worauf hier Bezug genommen werden kann. Die Abbildungen sind zum Theile der dortigen Besprechung entnommen.

Fig. 427.



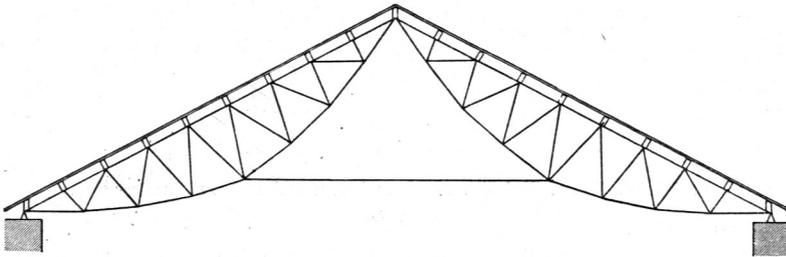
²¹³) 2. Aufl.: Art. 213, S. 196 u. 197.

Fig. 428.



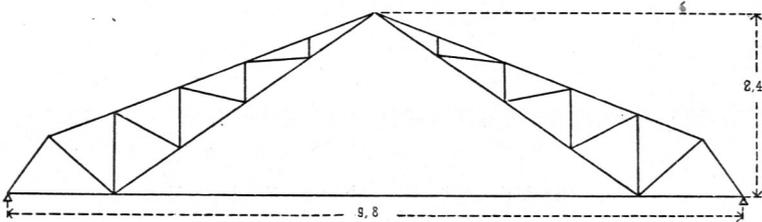
Vom Ofenhaus der dritten Dresdener Gasanstalt²¹⁴⁾.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 429.



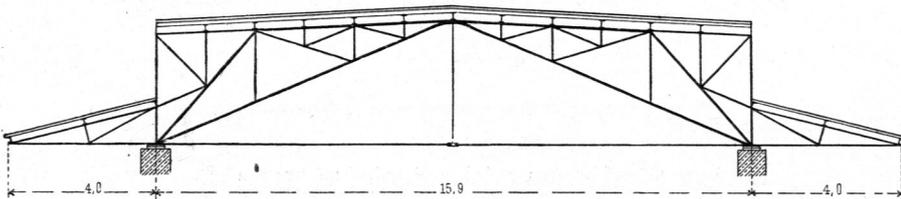
Dachbinder-System *Arajol*²¹⁵⁾.

Fig. 430.



Vom Güterfchuppen auf dem Bahnhof zu Hannover.
 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Fig. 431.

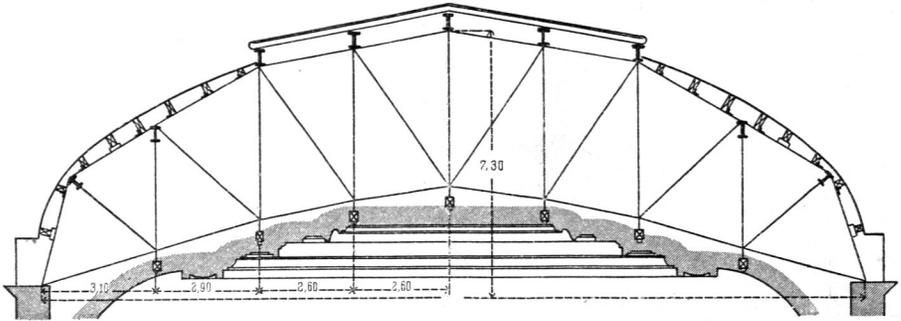


Vom neuen Packhof zu Berlin.
 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

²¹⁴⁾ Nach: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1881, Bl. 858.

²¹⁵⁾ Nach: *Nouv. annales de la confr.* 1892, Bl. 46-47.

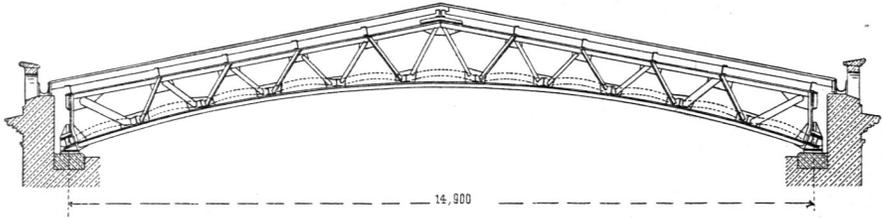
Fig. 432.



Vom großen Bölfenfaal zu Zürich²¹⁶⁾.

$\frac{1}{200}$ n. Gr.

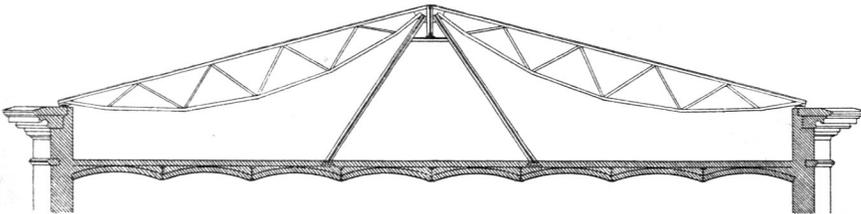
Fig. 433.



Vom Wartefaal III. und IV. Classe auf dem Bahnhof zu Bremen²¹⁷⁾.

$\frac{1}{150}$ n. Gr.

Fig. 434.



Von der Universitäts-Bibliothek zu Göttingen²¹⁸⁾.

$\frac{1}{200}$ n. Gr.

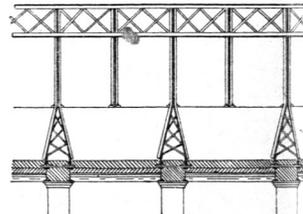
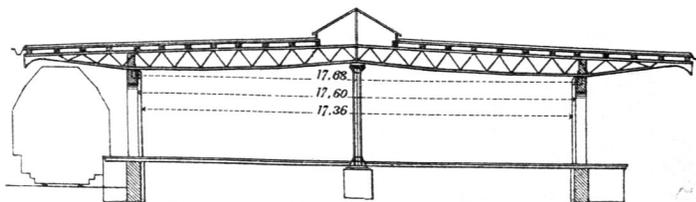


Fig. 435.



Vom Güterfchuppen auf dem Bahnhof zu Bremen²¹⁹⁾.

$\frac{1}{300}$ n. Gr.

²¹⁶⁾ Nach: Eisenbahn, Bd. 9, Beil. zu Nr. 8.

²¹⁷⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1892, Bl. 17.

²¹⁸⁾ Nach ebendaf. 1887, Bl. 5.

²¹⁹⁾ Facf.-Repr nach ebendaf. 1892, Bl. 25.

Beim einfachen Dreieckdach und beim deutschen Dachstuhl hat man vielfach Unterconstructionen angewendet. Ordnet man die Träger zweiter Ordnung beim einfachen Dreieckdach nach Fig. 427 an, so addiren sich die vom Hauptfytem in der oberen Gurtung vorhandenen Druckspannungen zu den im Träger zweiter Ordnung an derselben Stelle erzeugten Zugspannungen. Unter Umständen kann dadurch die Anordnung in Fig. 427 sehr vortheilhaft sein.

Beim englischen Dachbinder ist die eine Schar der Gitterstäbe meistens lothrecht oder senkrecht zur Dachfläche.

Der *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dachstuhl hat die Eigenthümlichkeit, daß zwei genügend stark hergestellte Träger sich im First gegen einander legen; wollte man keinen Stab weiter hinzufügen, so würde dadurch ein Dreigelenksträger entstehen, welcher nur mit zwei festen Auflagern stabil wäre und der auf diese Auflager große wagrechte Kräfte übertragen würde. Diese Kräfte werden durch einen weiteren Stab, der beide Hälften des Trägers mit einander verbindet, aufgehoben; nunmehr muß aber eines der beiden Auflager beweglich gemacht werden, damit der Träger ein statisch bestimmter Balkensträger werde. Die gewöhnlichen Formen dieses Trägers sind in Fig. 416 u. 428²¹⁴⁾ dargestellt; nach der gegebenen Erklärung gehören aber auch die Dachbinder in Fig. 429²¹⁵⁾, 430 u. 431 hierher.

Die Knotenpunkte der Sichelbinder werden gewöhnlich auf Parabeln oder Kreisbogen angeordnet. Einen Sichelbinder zeigt Fig. 419.

Wenn es sich um die Ueberdeckung weiter Räume handelt, in welche man nicht gut Stützen setzen kann, so benutzt man zweckmäßig die Dachbinder auch zum Tragen der Decken; man hängt die Decke an die Dachbinder. Alsdann richtet man sich wohl in der Form der Binder nach der Lage der Lastpunkte; Fig. 424, 432²¹⁶⁾ u. 433²¹⁷⁾ zeigen einige Dachbinder mit angehängten Decken. Unter Umständen kann man die untere Gurtung des Binders sofort zum Tragen der Decke verwenden; eine solche Anordnung ist in Fig. 433 dargestellt, wo die untere Gurtung der Dachbinder die eisernen Längsträger aufnimmt, zwischen welche die Deckengewölbe gespannt sind.

Wenn eine mittlere Unterstützung des Binders möglich ist, so ordne man dieselbe an, setze also den Binder auf drei Stützpunkte; dabei vermeide man es aber, denselben als durchgehenden (continuirlichen) Träger herzustellen, sondern mache ihn statisch bestimmt. Man kann dies erreichen, wenn man jede Binderhälfte für sich frei auflagert. Eine solche Anordnung ist in Fig. 434²¹⁸⁾ dargestellt. Im First läuft ein durch besondere Stützen getragener Gitterträger durch, welcher den beiden Hälften des Dachbinders je ein Auflager bietet; die beiden anderen Auflager sind auf den Seitenmauern gelagert. Grundsätzlich ähnlich ist die Construction in Fig. 435²¹⁹⁾; der mittlere Stab der oberen Gurtung ist beweglich angegeschlossen, so daß er für die Berechnung als nicht vorhanden angesehen werden kann; man erhält so zwei getrennte Träger. Auch auf andere Weise kann man statisch bestimmte Binder auf drei Stützen herstellen, z. B. durch Einfügen eines Gelenkes in die eine der beiden Hälften.

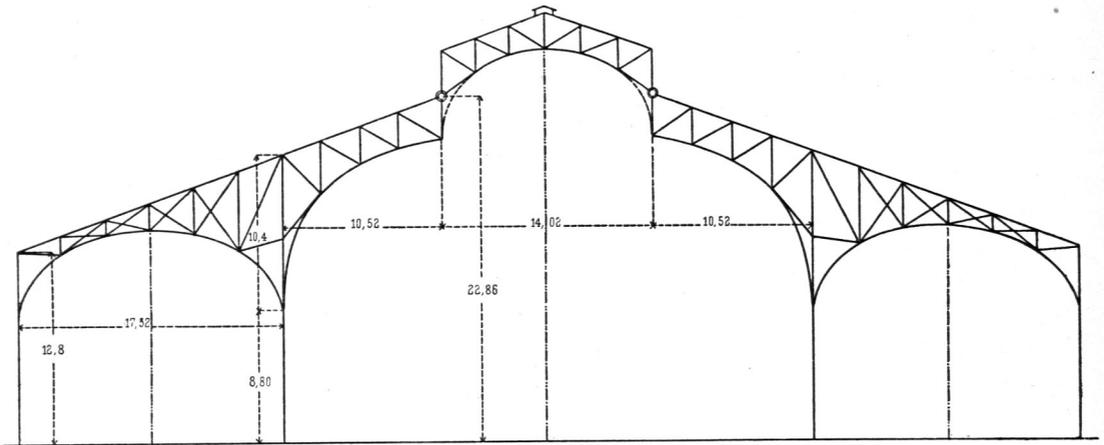
Bei den Balken-Dachbindern auf vier Stützpunkten vermeide man ebenfalls, die Binder als continuirliche Träger auszuführen, stelle vielmehr über der mittleren Oeffnung ein statisch bestimmtes Satteldach her und verseehe die beiden äußeren Oeffnungen mit statisch bestimmten Pultdachbindern. Ein Beispiel hierfür zeigt Fig. 223 (S. 80). Man kann so auch leicht eine basilicale Anlage mit hohem Seiten-

147.
Dachbinder
mit angehängter
Decke.

148.
Balken-
Dachbinder
auf drei
Stützpunkten.

149.
Balken-
Dachbinder
auf vier
Stützpunkten.

Fig. 436.



Vom Bergwerksgebäude der Weltausstellung zu Chicago 1893.

 $\frac{1}{500}$ n. Gr.

licht erhalten, welche für Ausstellungshallen, Markthallen u. f. w. fehr geeignet ist (Fig. 224, S. 81).

Die statische Bestimmtheit wird auch durch Einfügen zweier Gelenke in die Mittelöffnung erreicht, wodurch man zwei seitliche Auslegerträger und einen zwischenhängenden Mittelträger erhält. Ein schönes Beispiel zeigt Fig. 436; der eingehängte Träger muß ein Auflager mit Längsbeweglichkeit bekommen, da sonst das Ganze statisch unbestimmt wird; auch darf aus demselben Grunde von jedem Seitenträger nur ein Auflager fest sein.

2) Sprengwerks- und Bogen-Dachbinder.

150.
Sprengwerks-
Dachbinder.

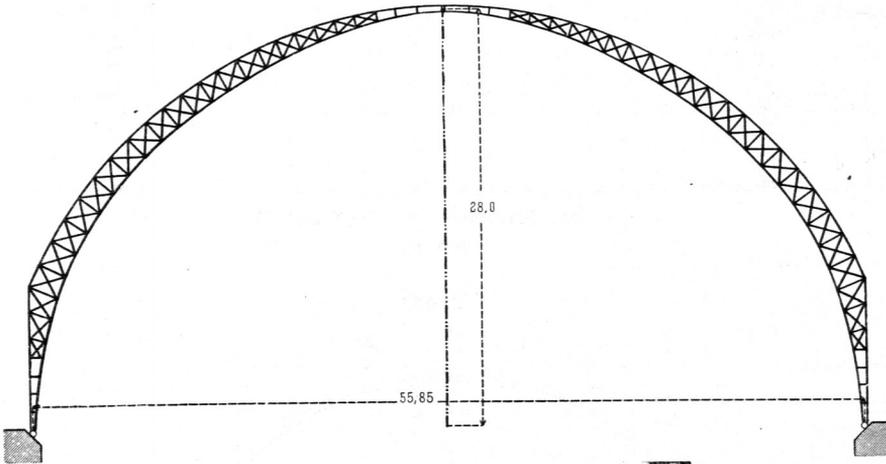
Sprengwerks-Dachbinder sind solche, bei denen beide Auflager fest oder in ihrer gegenseitigen Beweglichkeit beschränkt sind (vergl. die Erläuterungen in Art. 98, S. 123). Diese Binder übertragen auf ihre Stützpunkte schiefe Kräfte, welche für die Seitenmauern des Gebäudes desto gefährlicher sind, je höher die Stützpunkte liegen. Man ist deshalb bei den neueren, weit gespannten Sprengwerksdächern dazu übergegangen, die Auflager ganz tief zu legen, so daß die Fußspitze der Binder sich sofort auf die Fundamente setzen. Solche Sprengwerksdächer mit tief liegenden Stützpunkten sind für weite Hallen (Bahnhofshallen, Markt- und Reithallen, Ausstellungsgebäude) die naturgemäßen Dach-Constructionen und allen anderen vorzuziehen: sie halten von den Gebäudemauern die gefährlichsten Kräfte, die auf Umsturz wirkenden wagrechten Kräfte, ganz fern. Sie sind aus diesem Grunde auch den Balken-Dachbindern vorzuziehen, weil bei diesen wenigstens an der Seite des festen Auflagers die wagrechten Kräfte auf die Seitenmauern übertragen werden und bei der hohen Lage dieses Stützpunktes ungünstig wirken. Auch am beweglichen Auflager ist stets Reibung vorhanden, und demnach kann ebenfalls eine wagrechte Kraft übertragen werden. Thatsächlich ist man seit verhältnismäßig kurzer Zeit für die großen Hallen der Neuzeit von den Balken-Dachbindern (Schilddächern, *Polonceau*- oder *Wiegmann*-Dächern) abgegangen und führt fast ausschließlich Sprengwerksdächer mit tief gelegten Stützpunkten aus.

Man kann die Sprengwerksbinder als statisch unbestimmte oder als statisch bestimmte Constructionen herstellen. Beide Stützpunkte sind fest, d. h. die Zahl der Auflager-Unbekannten beträgt $n = 2 \cdot 2 = 4$. Da nur drei Gleichgewichtsbedingungen, also nur drei Gleichungen für die Berechnung dieser vier Unbekannten verfügbar sind, so ist der Binder nur dann statisch bestimmt, wenn seine Construction eine weitere Bedingung vorschreibt. Ordnet man z. B. in dem Binder ein Gelenk an, so bedeutet dies, daß bei jeder beliebigen Belastung das Moment für diesen Gelenkpunkt gleich Null sein muß. Damit ist eine vierte Gleichung gegeben, der Binder demnach jetzt statisch bestimmt. Fig. 437 u. 438²²⁰⁾ zeigen einige neuere Beispiele solcher Dreigelenk-Dachbinder; das Gelenk wird in die Mitte gelegt, obgleich es theoretisch auch an anderer Stelle liegen kann.

Zu den Sprengwerks-Dachbindern können auch die Bogen-Dachbinder mit Durchzügen gerechnet werden, welche ebenfalls für weite Hallen vielfach Anwendung gefunden haben. Die Bogenbinder sind Sprengwerke, welche Schub auf die Auf-

151.
Bogen-
Dachbinder
mit
Durchzügen.

Fig. 437.



Von der großen Halle auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M.

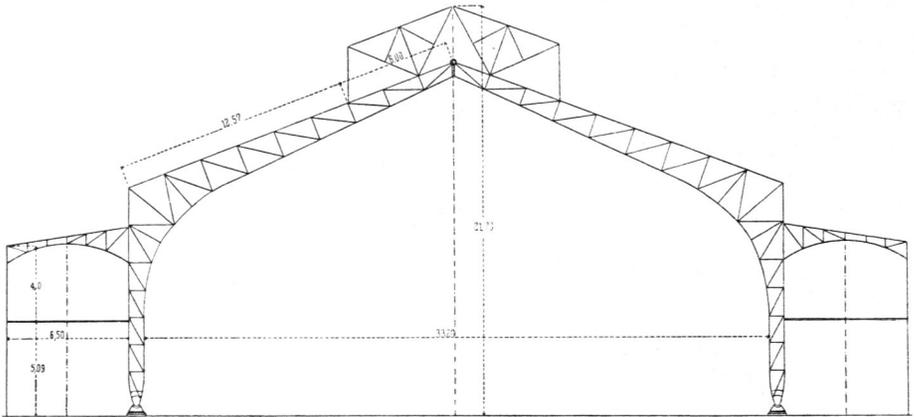
$\frac{1}{500}$ n. Gr.

lager ausüben; dieser für das Mauerwerk gefährliche Schub wird durch den Durchzug aufgehoben, welcher in einfachster Weise aus einem wagrechten Stabe bestehen kann, welcher beide Auflager verbindet. Damit der wagrechte Stab nicht in Folge seines Eigengewichtes durchhängt, ordnet man Hängeeisen an, welche den Stab an verschiedenen Stellen halten. Man kann auch den Durchzug aus mehreren Stäben herstellen, welche zusammen eine gebrochene, von einem Auflager zum anderen verlaufende Linie bilden, die für das Auge angenehmer wirkt, als die gerade, wagrechte Linie (Fig. 440). Wenn bei solchem Binder ein Auflager beweglich angeordnet wird, so wirkt derselbe auf die Stützpunkte als Balkenbinder. Für die Ermittlung der im Träger auftretenden Spannungen aber muß derselbe als Bogenträger aufgefaßt werden; denn die Entfernung der beiden Auflager von einander muß stets gleich der wagrechten Projection des Durchzuges sein; sie vergrößert bzw. verkleinert sich mit der elastischen Vergrößerung, bzw. Verkleinerung derselben, ist also nicht frei veränderlich. Bei nicht unterbrochenem Bogen ist diese

²²⁰⁾ Nach ebendaf. 1894, Bl. 11.

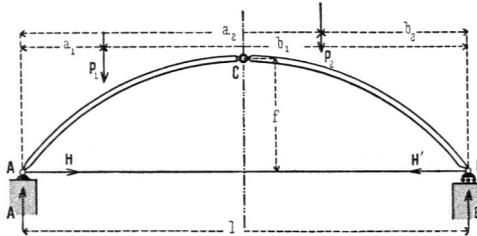
Construction statisch unbestimmt, ein Bogenträger mit zwei Gelenken, deren Entfernung veränderlich ist; sie kann durch Anordnung eines Gelenkes (gewöhnlich im Scheitel) statisch bestimmt gemacht werden. Für die vier Auflager-Unbekannten A , B , H und H' (Fig. 439), welche auch die Scheitel-Unbekannten bestimmen, sind die drei Gleichgewichtsbedingungen und die Gleichung verfügbar, welche besagt, daß für den Scheitel das resultierende Moment aller an der einen Seite desselben wirkenden Kräfte gleich Null ist. Man erhält also:

Fig. 438.



Von der Markthalle zu Hannover²²⁰⁾.
1/400 n. Gr.

Fig. 439.



$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l} \quad \text{und}$$

$$0 = -Hf + A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right),$$

woraus folgt:

$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f},$$

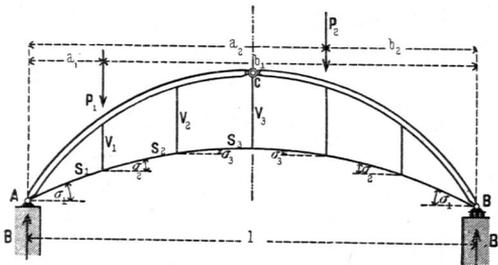
$$H' = H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f}.$$

Wenn der Durchzug aus einer Anzahl von Stäben besteht, welche eine gebrochene Linie bilden, so kann man A , B , H und H' ähnlich ermitteln, wie soeben gezeigt ist, und danach die Spannungen in den Stäben des Durchzuges aus der Bedingung finden, daß die wagrechte Seitenkraft der Spannung jeden Stabes gleich H ist. Wenn man die Höhe des Sichelpfeiles (Fig. 440) mit f_1 bezeichnet, so erhält man

$$A = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}, \quad B = \frac{P_1 a_1 + P_2 a_2}{l}, \quad H = \frac{1}{f_1} \left[A \frac{l}{2} - P_1 \left(\frac{l}{2} - a_1 \right) \right],$$

woraus sich mit dem Werthe für A ergibt:

Fig. 440.



$$H = \frac{P_1 a_1 + P_2 b_2}{2f_1}.$$

Die Spannungen im Durchzug sind bezw.

$$S_1 = \frac{H}{\cos \sigma_1} \quad \text{und} \quad S_2 = \frac{H}{\cos \sigma_2}, \quad 11.$$

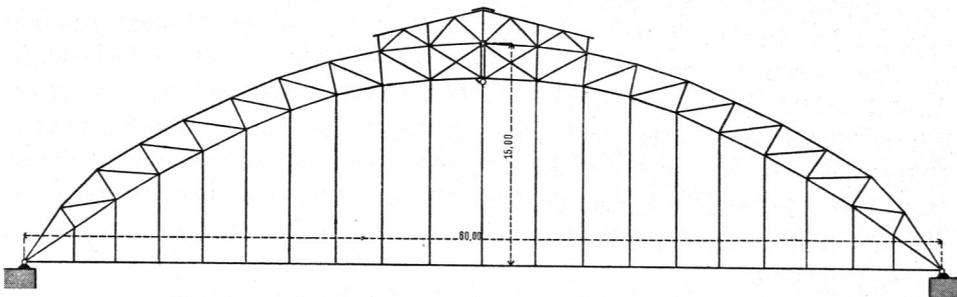
diejenigen in den Hängeeisen

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= H (\operatorname{tg} \sigma_1 - \operatorname{tg} \sigma_2) \\ V_2 &= H (\operatorname{tg} \sigma_2 - \operatorname{tg} \sigma_3) \end{aligned} \right\} \quad 12.$$

In ähnlicher Weise ergeben sich auch die durch Windbelastungen erzeugten Auflagerdrücke und Spannungen der Zugtange, so wie der Hängeeisen.

Durch die Hängeeisen werden auf die Bogenhälften Zugkräfte übertragen; um diese und die unmittelbaren Belastungen ertragen zu können, müssen die Bogen steif hergestellt werden, d. h. so, daß sie Biegemomente aufnehmen können. Bei

Fig. 441.

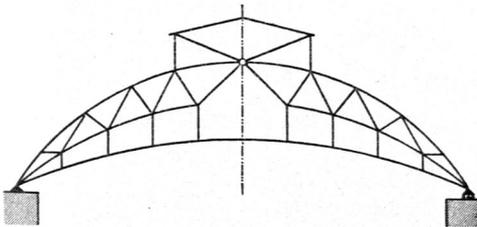


Von der großen Halle des Anhalter Bahnhofes zu Berlin²²¹⁾.

$\frac{1}{500}$ n. Gr.

kleinen Spannweiten stellt man die Bogen als vollwandige Blechträger, bei größeren Weiten als Gitterträger her. Ein hervorragendes Beispiel eines Bogen-Dachbinders mit Durchzug zeigt Fig. 441. Diese Dächer ähneln bei oberflächlicher Betrachtung den oben betrachteten Sieldächern, von denen sie sich aber vortheilhaft durch das Fehlen der verwirrenden Schrägstäbe unterscheiden, wodurch das Ganze in der Wirkung viel ruhiger ist, als bei jenen. Hierher gehört auch die in Fig. 442 dargestellte Form.

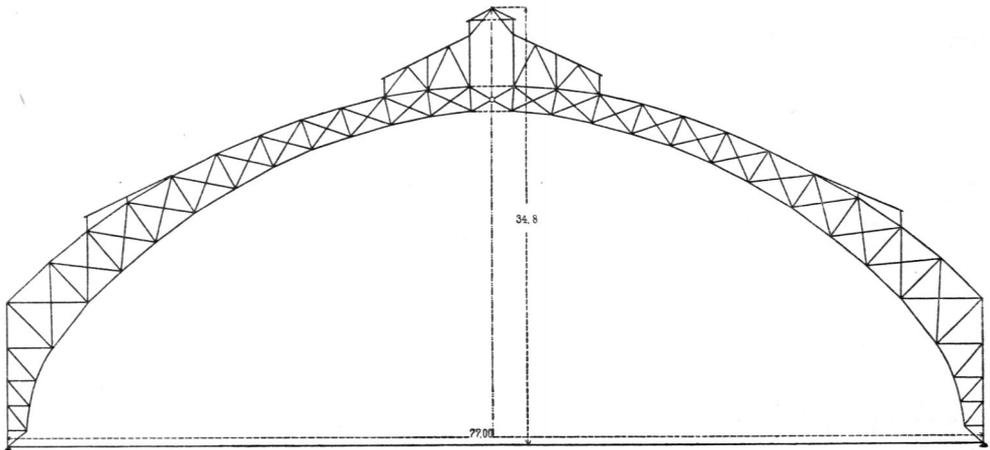
Fig. 442.



Die Berechnung der gelenklosen Bogen mit Durchzug ist etwas umständlich; bezüglich derselben wird auf die Lehrbücher über statisch unbestimmte Constructionen, insbesondere über Bogenträger verwiesen. Sprengwerks- und Bogenbinder mit

²²¹⁾ Nach ebendaf., Bl. 9.

Fig. 443.



Von der großen Bahnhofshalle der Pennsylvania-Eisenbahn zu Jersey City.

 $\frac{1}{600}$ n. Gr.

Durchzügen werden für große Spannweiten zweckmäßig und fast ausschließlich als Doppelbinder hergestellt: zwei in geringem Abstände von einander angeordnete Binder werden durch wagrechte und schräg gelegte Stäbe (Andreskreuze) zu einem Ganzen vereinigt. Dadurch wird dem Binder die notwendige Widerstandsfähigkeit gegen Ausknicken aus seiner Ebene gegeben; es wird ein größerer Binderabstand ermöglicht und auch ästhetisch ein guter Eindruck erzielt; die Träger, welche die große Weite überspannen, erhalten so die wünschenswerthe Maffigkeit. In nachstehender Tabelle sind von einer Reihe bedeutender Bauwerke die Stützweiten, Binderabstände und Entfernungen der Binderhälften von einander zusammengestellt.

Hauptabmessungen einiger neuerer großer Bogendächer.

Nr.	Bezeichnung des Bauwerkes	Binderart	Stützweite	Pfeilhöhe	Abstand der Theilbinder	Abstand der Hauptbinder von Axe zu Axe
1	Anhalter Bahnhof zu Berlin . . .	Dreigelenkbogen m. Zugband	62,5	15	3,5	14,0
2	Bahnhof Alexanderplatz zu Berlin	Dreigelenkbogen	37,5	20	1,5	8,8
3	Bahnhof Friedrichstraße zu Berlin	»	36,0	20	1,972 bzw. 1,001	9,9 bzw. 9,04
4	Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M. . .	»	56,0	28,6	1,1	9,3
5	Centralbahnhof zu Mainz . . .	Dreigelenkbogen m. Zugband	42,5	—	nur je ein Binder	8,8 bis 14,8
6	Hauptbahnhof zu Bremen	Zweigelenkbogen	59,3	27,1	1,0	7,2
7	Hauptbahnhof zu Cöln	»	63,9	24,0	0,8	8,5
8	Manufacture building auf der Weltausstellung zu Chicago 1893 . . .	Dreigelenkbogen	112,16	62,28	nur je ein Binder	15,24 bzw. 22,86
9	Maschinenhalle zu Paris auf der Weltausstellung 1889	»	110,6	44,99	—	21,5
10	Bahnhalle zu New-Jersey (Fig. 443)	» mit Zugband	77,0	27,3	4,42	17,68
11	Markthalle zu Hannover	» (Einzelbind.)	34,06	18,2	nur je ein Binder	6,44

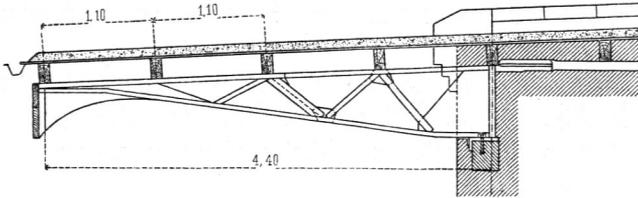
M e t e r

3) Ausleger- oder Krag-Dachbinder.

Die Auslegerbinder sind nur an einer Seite aufgelagert und übertragen unter Umständen bedeutende Zugkräfte auf die Gebäudemauern (vergl. Theil I, Band I,

152.
Ausleger-
binder.

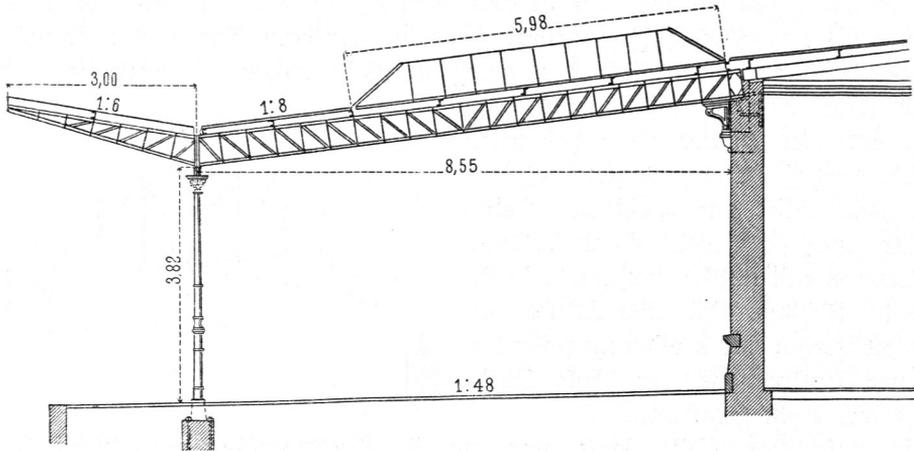
Fig. 444.



Vom Bahnhof zu Bremen.

$\frac{1}{175}$ n. Gr.

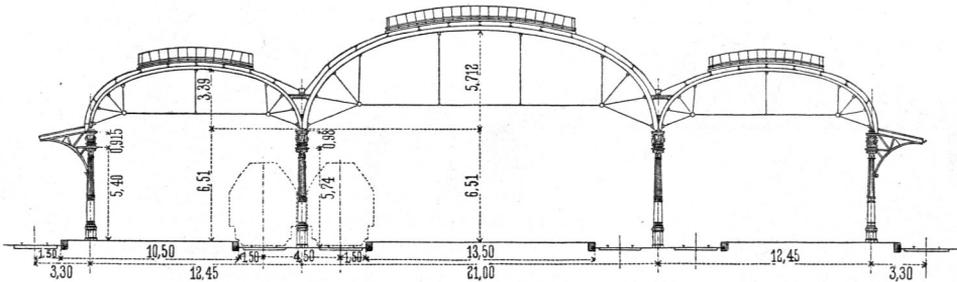
Fig. 445.



Vom Bahnhof zu Duisburg.

$\frac{1}{125}$ n. Gr.

Fig. 446.



Von der Bahnhofshalle zu Münster i. W.

$\frac{1}{450}$ n. Gr.

zweite Hälfte [Art. 447, S. 415²²²⁾] dieses »Handbuches«). Sie müssen kräftig verankert werden. Man verwendet sie vielfach für Bahnsteig-Ueberdeckungen von ge-

²²²⁾ 2. Aufl.: Art. 236, S. 222.

ringer Breite, Vordächer bei Güterschuppen u. dergl. Fig. 444 zeigt ein solches Beispiel; die Ausladung beträgt 4,40 m.

Wenn möglich, soll man die Zugkräfte vom Mauerwerk fern halten; Fig. 445 zeigt, wie dies erreicht werden kann. Der Bahnsteigbinder ruht aufser auf dem Seitenmauerwerk des Gebäudes noch auf einer Säule, über welche hinaus er verlängert ist; diese Verlängerung bildet den Kragbinder. Der Träger muß über der Säule genügend stark sein, um das hier auftretende (negative) Moment des Kragträgers aufnehmen zu können.

Man kann auch den Zug vom Kragträger in den Dachbinder des Gebäudes führen, wie dies in Fig. 431 (S. 205) gezeigt ist. Eine gleichfalls gute Anordnung zeigt Fig. 446 in den an die Hallen anschließenden Vordächern.

4) Laternen.

Nicht selten wird eine über das Dach erhöhte Laterne angeordnet; dieselbe wird auf die obere Gurtung des Binders gesetzt. Man könnte auf die Breite der Laterne die obere Gurtung des Binders fortfallen lassen und durch diejenige der Laterne ersetzen (Fig. 447), wodurch man im mittleren Theile des Trägers eine größere Höhe erzielte. Diese Anordnung ist nicht üblich, obgleich sie nicht unzweckmäfsig erscheint. Gewöhnlich construirt man den Binder ohne besondere Rücksicht auf die Laterne und setzt letztere dann nachträglich auf denselben. Dabei beachte man, daß nicht durch Zufügen der Laterne das statisch bestimmte Fachwerk des Binders labil oder statisch unbestimmt werde; fast in allen ausgeführten Laternen-Constructionen ist diese Rücksicht aufser Acht gelassen.

In einfachster Weise setzte man auf die Knotenpunkte der oberen Gurtung Pfoften, welche an ihren oberen Enden durch Stäbe verbunden wurden (Fig. 448).

Fig. 447.

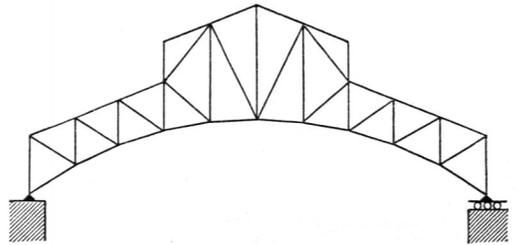


Fig. 448.

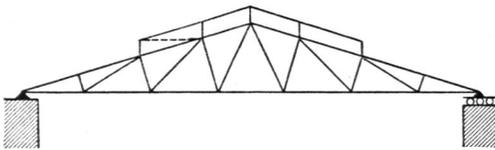


Fig. 449.

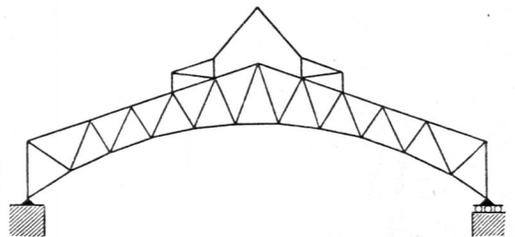


Fig. 450.

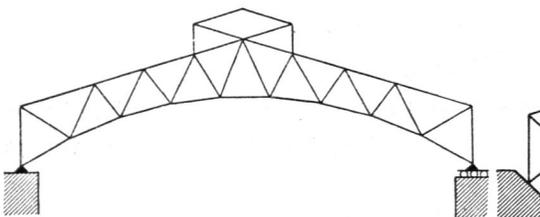
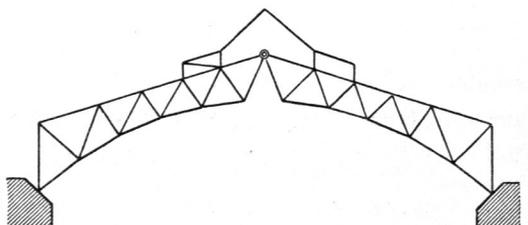
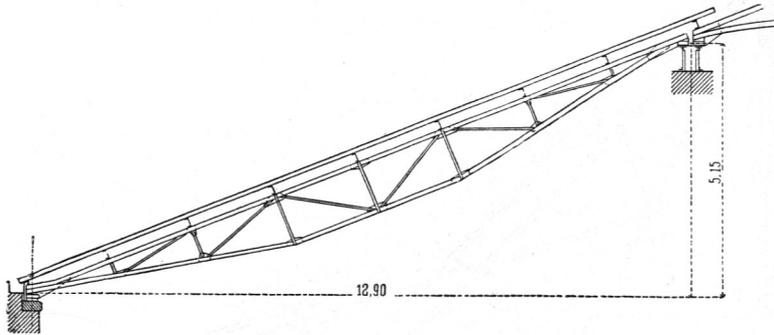


Fig. 451.



Es leuchtet ein, daß das Fachwerk hierdurch labil wird; die im Beispiel hinzugefügte Zahl der Knotenpunkte ist 5; die hinzugefügte Zahl der Stäbe muß also (siehe Art. 81, S. 103) gleich 10 sein; es sind aber nur 9 Stäbe hinzugefügt. Man sieht leicht, daß das Fachwerk durch Einfügen einer Diagonale statisch bestimmt gemacht werden kann. Die Diagonale kann in jedem der viereckigen Felder an-

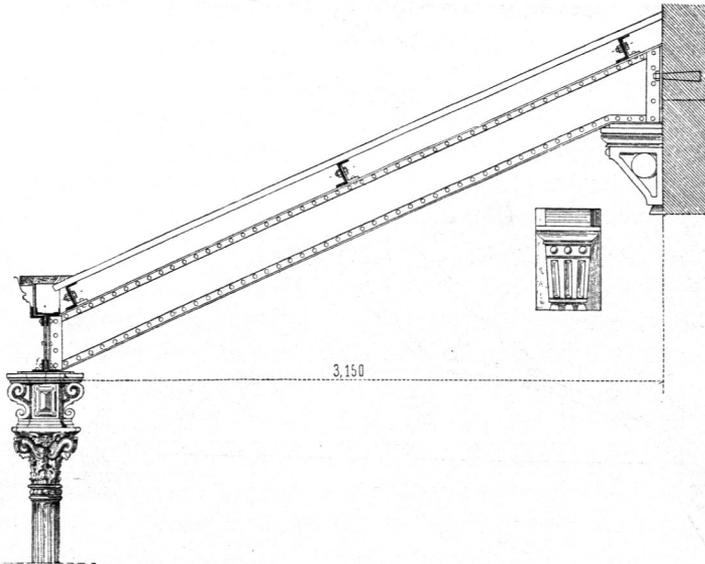
Fig. 452.



Von der Schmiedewerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

$\frac{1}{75}$ n. Gr.

Fig. 453.



Von der Bahnsteighalle zu Ruhrort.

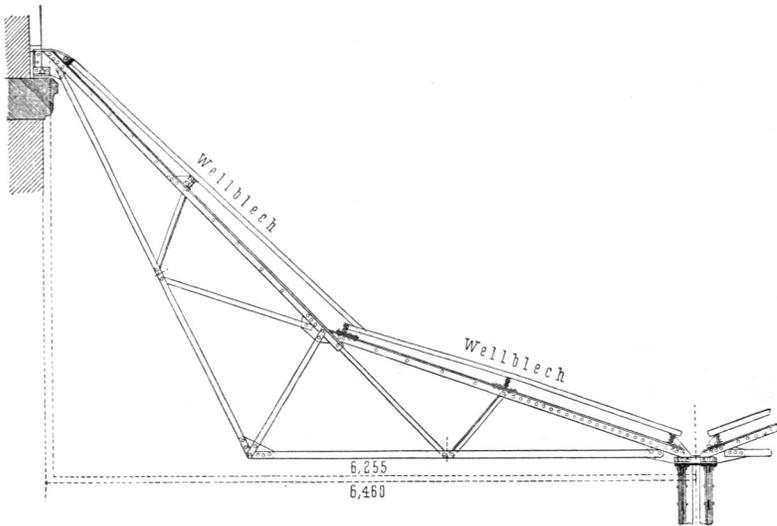
$\frac{1}{40}$ n. Gr.

geordnet werden, aber nur in einem derselben (in Fig. 448) ist sie einpunktirt; ordnet man mehrere Diagonalen an, so wird das Fachwerk statisch unbestimmt.

Beachtet man, daß der Binder ohne die Laterne statisch bestimmt war und daß ein Fachwerk diese Eigenschaft behält, wenn man nach und nach stets zwei neue Stäbe und einen neuen Knotenpunkt hinzufügt, so erkennt man, daß die in Fig. 449 u. 450 schematisch gezeichneten Binder statisch bestimmt sind. Bei Fig. 450

darf der mittlere Pfosten nicht angeordnet werden; derselbe würde einen überzähligen Stab bilden. Bei flacher Dachneigung erzeugen die lothrechten Lasten des Firsknotenpunktes in den am Firft zusammentreffenden Gurtstäben der Laterne große

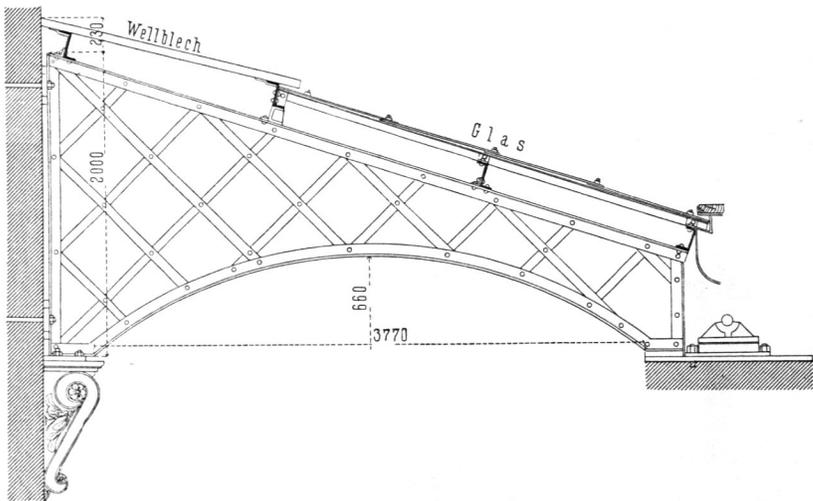
Fig. 454.



Von der Wagen-Reparaturwerkstätte auf dem Bahnhof zu Hannover.

 $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Fig. 455.



Vom Bahnsteigdach auf dem Bahnhof zu Hannover.

 $\frac{1}{50}$ n. Gr.

Spannungen. Es steht aber nichts im Wege, diese beiden Stäbe steiler zu stellen und so die Spannungen zu verringern (Fig. 449). Die in Fig. 419, 421 u. 428 veranschaulichten Laternen-Constructionen zeigen nach Vorstehendem je einen überzähligen Stab, den man besser fortlässt. Die angegebene Regel gilt allgemein, also auch, wenn der Binder ein Dreigelenkbogen ist (Fig. 451).

Etwas anders, aber nach demselben Grundgedanken, ist die Laterne der Markthalle zu Hannover (Fig. 438) gebildet; jede statisch bestimmte Hälfte des Dreigelenkbogens ist durch ein statisch bestimmtes Fachwerk vermehrt; beide aufgesetzte Laternenhälften sind aber nicht mit einander verbunden; nur im Scheitelenk hängen die beiden Binderhälften mit einander zusammen; das ganze Fachwerk ist statisch bestimmt.

5) Pultdachbinder.

Bei den eisernen Dächern sind die Binder der Pultdächer einfache Träger, wie diejenigen der Satteldächer, und werden zweckmäßig als Balkenträger hergestellt; man ordne deshalb ein Auflager fest, das andere in der wagrechten Ebene beweglich an. Die Auflager werden meistens in verschiedene Höhen gelegt; doch kommt auch gleiche Höhe beider Auflager vor. Die Binder können Blechbalken oder Fachwerkbalken sein. Einige Anordnungen solcher Binder sind in Fig. 452 bis 455 gegeben; dieselben sind ohne besondere Erläuterung verständlich.

154.
Pultdach-
binder.

6) Einige Angaben über die Gewichte der wichtigsten Balken-Dachbinder.

Bei der Entscheidung über die zu wählende Binderart ist unter Anderem auch die Rücksicht auf das Gewicht des Binders von Bedeutung; denn das Gewicht bestimmt in gewissem Maße auch die Kosten. Allerdings kann ein leichtes, aber complicirtes Dach theurer sein, als ein schwereres einfaches. Jedenfalls aber ist es erwünscht, auch ohne genauen Entwurf bereits [das Gewicht des Daches ungefähr angeben zu können. Leider ist dieses Gebiet noch wenig bearbeitet. Einige für den Vergleich der Gewichte verschiedener Balkendächer verwertbare Untersuchungen hat der Verfasser an der unten angegebenen Stelle²²³⁾ veröffentlicht; die Ergebnisse sollen hier kurz angeführt werden.

155.
Theoretisches
Gewicht.

In der angegebenen Arbeit sind nur die sog. theoretischen Gewichte ermittelt, d. h. diejenigen Gewichte, welche sich ergeben würden, wenn es möglich wäre, jeden Stab an jeder Stelle genau so stark zu machen, wie die Kräftewirkung es verlangt. Zu diesen theoretischen Gewichten kommen noch ziemlich bedeutende Zuschläge hinzu, welche durch verschiedene Umstände bedingt sind. Einmal ist es nicht möglich, die Querschnitte dem theoretischen Bedürfnisse genau entsprechend zu gestalten und sie stetig veränderlich zu machen; nur stufenweise kann man den Querschnitt ändern; sodann muß bei den gezogenen Stäben ein Zuschlag wegen der Nietverschwächung und bei den gedrückten Stäben ein solcher wegen der Gefahr des Zerknickens gemacht werden. Einen weiteren Zuschlag bilden die zur Verbindung der einzelnen Theile und Stäbe erforderlichen Knotenbleche, Stofs- und Futterbleche, Nietköpfe, Gelenkbolzen u. s. w. Endlich erhält man, besonders bei kleinen Dächern, oft so geringe theoretische Querschnittsflächen, daß schon die praktische Herstellbarkeit bedeutende Vergrößerung bedingt.

Vergleicht man bei einer Reihe ausgeführter Dächer die wirklichen Gewichte mit den aus den Formeln erhaltenen theoretischen Gewichten, so kann man die sog. Ausführungsziffern (Constructions-Coefficienten), d. h. die Zahlenwerthe finden, mit

156.
Constructions-
Coefficient.

²²³⁾ In: LANDSBERG, TH. Das Eigengewicht der eisernen Dachbinder. Zeitfchr. f. Bauw. 1885, S. 105. — Auch als Sonderabdruck erschienen: Berlin 1885.

Tabelle der Werthe für C .

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$					$\frac{1}{3}$					$\frac{1}{4}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,525	1,649	1,8	1,778	1,248	1,774	1,867	1,967	1,986	1,325	2,088	2,227	2,175	2,278	1,489
» = $\frac{1}{20}$	1,654	1,767	1,911	1,889	1,30	2,03	2,151	2,159	2,218	1,458	2,52	2,706	2,49	2,698	1,743
» = $\frac{1}{15}$	1,707	1,824	1,952	1,942	1,323	2,135	2,26	2,24	2,323	1,522	2,724	2,939	2,63	2,891	1,871
» = $\frac{1}{10}$	1,825	1,950	2,05	2,053	1,384	2,40	2,60	2,445	2,581	1,681	3,262	3,631	3,01	3,428	2,221
» = $\frac{1}{8}$	1,931	1,949	2,134	2,151	1,439	2,46	2,896	2,62	2,832	1,847					
» = $\frac{1}{7}$	2,017	2,04	2,20	2,236		2,89	3,033	2,782	3,061						
» = $\frac{1}{6}$		2,324	2,30	2,361	1,569		3,641	3,05	3,444	2,258					
» = $\frac{1}{5}$		2,595	2,47	2,578											
» = $\frac{1}{4}$		3,154	2,775	3,028											

denen die theoretischen Werthe multiplicirt werden müssen, um die wirklichen Gewichte zu ergeben. Die Ausführungsziffern sind noch nicht ermittelt; sie sind für die verschiedenen Binderformen und für die verschiedenen Stützweiten, ja sogar je nach dem Geschick des Constructeurs verschieden und nehmen bei wachsender Stützweite ab. Für einen Vergleich der verschiedenen Binderarten sind übrigens die Ausführungsziffern nicht von sehr großer Bedeutung; die für die theoretischen Gewichte gefundenen Ergebnisse können deshalb für den Vergleich — allerdings mit Vorficht — verwerthet werden.

^{157.}
Bindergewicht.

In der erwähnten Abhandlung wurden untersucht: der englische Dachstuhl, der *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl, das Dreieckdach, das deutsche Dach, das Sieldach. Beim Dreieck- und deutschen Dach sind auch die Anordnungen mit Unterconstructionen in Betracht gezogen. Bezeichnet man mit l die Stützweite des Dachbinders, e die Entfernung der Dachbinder von einander, f die Firshöhe und f_1 die Mittenhöhe der unteren Gurtung, beides über der wagrechten Verbindungslinie der Auflager gemessen, q die Gesamtbelastung für das Quadr.-Meter der Grundfläche (Eigengewicht, Schnee und lothrechte Seitenkraft des Winddrucks), K die als zulässig erachtete Beanspruchung des Eisens für 1 qm (in Tonnen), C eine Zahl (der Werth von C ist je nach der Dachform und Dachneigung verschieden) und sind alle Werthe auf Meter, bezw. Kilogramm bezogen, so ergibt sich als theoretisches Bindergewicht für das Quadr.-Meter überdeckter Fläche

$$g' = 0,0014 Cql.$$

Aus der Formel für g' erieht man, das das Bindergewicht für das Quadr.-Meter Grundfläche von der ersten Potenz der Stützweite abhängig, dagegen vom Binderabstand e unabhängig ist. Die Werthe für C sind in den beiden oben stehenden Tabellen zusammengestellt; in derselben gilt jedesmal

Spalte I für den englischen Dachstuhl,

Spalte II für den *Wiegmann-* oder *Polonceau-*Dachstuhl mit 16 Feldern,

Spalte III für das Dreieckdach und

Spalte IV für das deutsche Dach;

bei den beiden letzteren sind als Träger zweiter Ordnung Parabelträger mit dem Pfeilverhältniss 1 : 6 angenommen; die obere, gedrückte Gurtung des Parabelträgers

Tabelle der Werthe für C .

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{5}$					$\frac{1}{6}$					$\frac{1}{8}$				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
$\frac{f_1}{l} = 0$	2,425	2,705	2,50	2,603	1,687	2,775	2,974	2,63	2,944	1,903	3,494	3,817	3,11	3,653	2,359
» = $\frac{1}{20}$	3,112	3,401	2,884	3,278	2,114	3,797	4,239	3,35	4,018	2,57					
» = $\frac{1}{15}$	3,47	3,815	3,10	3,62	2,345										

ift mit der Druckgurtung des Fachwerkes zusammengelegt; es ift also nicht die denkbar günstigfte Anordnung gewählt, weil dieselbe doch wenig ausgeführt wird.

Spalte V gilt für das Sieldach mit Gitterwerk aus lothrechten Pfosten und Schrägstäben.

Der Vergleich der Werthe für C lehrt:

α) Das Sieldach (V) ift bezüglich des Materialverbrauches von den betrachteten die beste Construction. Sieht man von dem für die Ausführung des Sieldaches wenig geeigneten Pfeilverhältnifs $\frac{f}{l} = \frac{1}{2}$ ab, fo beträgt die Materialersparnifs beim Sieldach gegenüber dem englischen Dachstuhl (I) 25 bis 32 Procent, gegenüber dem *Wiegmann*-Dachstuhl (II) 25 bis 39 Procent des zu diesen beiden Dachbindern bezw. verwendeten Materials. Das Sieldach erfordert also nur 68 bis 75 Procent des zum englischen, nur 61 bis 75 Procent des zum *Wiegmann*-Dachstuhl nöthigen Materials. Aehnlich ift die Ersparnifs gegenüber den hier zu Grunde gelegten Constructions des deutschen (IV) und Dreieckdaches (III); dieselbe wird desto größer, je flacher das Dach und je kleiner die Pfeilverhältniffe $\frac{f}{l}$ und $\frac{f_1}{l}$ find. Das Sieldach ift demnach sehr günstig, wobei noch bemerkt werde, dafs bei der Berechnung der Tabellenwerthe für dasselbe nicht die günstigste Gitteranordnung angenommen ift und dafs es beim Sieldache, wegen der wenig veränderlichen Gurtquerschnitte, leichter ift, sich dem theoretischen Materialaufwand zu nähern, als bei den anderen Constructions, dafs also hier die Constructions-Coefficienten unter übrigens gleichen Verhältniffen kleiner find als dort.

β) Der englische Dachstuhl (I) erfordert theoretisch weniger Material, als der *Wiegmann*-Dachstuhl (II); die Ersparnifs beträgt bei den in der Tabelle angegebenen Verhältniffen 4 bis 10 Procent der Stoffmenge des *Wiegmann*-Dachstuhls; doch gilt dies nur für Stützweiten, bei denen der letztere 8 bis 16 Felder hat. Beim *Wiegmann*-Dachstuhl mit 4 Feldern ift der Stoffverbrauch demjenigen beim englischen Dachstuhl ziemlich gleich; bei den steileren Dächern etwas kleiner und bei den flachen Dächern etwas größer. Der Unterschied beträgt beiderseits bis 6 Procent.

Für den theoretischen Rauminhalt find ferner folgende Tabellen berechnet:

a) Theoretischer Rauminhalt eines Dreieck-Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptfyftems nach Fig. 425 (S. 203).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	0,75	0,917	1,125	1,35	1,58	2,06	2,55
» = $\frac{1}{20}$	0,861	1,109	1,44	1,834	2,30	—	—
» = $\frac{1}{15}$	0,902	1,19	1,58	2,05	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,000	1,395	1,96	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,084	1,57	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,15	1,732	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,25	2,0	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,42	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	1,725	—	—	—	—	—	—
$\frac{q e l^2}{K}$							

c) Theoretischer Gefammt-Rauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger find, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptfyftems zusammenfällt (nach Fig. 427, S. 204).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,05	1,217	1,425	1,75	1,88	2,36	2,85
» = $\frac{1}{20}$	1,161	1,409	1,74	2,134	2,60	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,202	1,49	1,88	2,35	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,30	1,695	2,26	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,384	1,87	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,45	2,032	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,55	2,3	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,72	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,025	—	—	—	—	—	—
$\frac{q e l^2}{K}$							

b) Theoretischer Gefammt-Rauminhalt des Dreieck-Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger find.

Die obere Gurtung des Hauptfyftems und die untere Gurtung des Trägers zweiter Ordnung fallen zusammen; Pfeilverhältniß der Träger zweiter Ordnung ift 1 : 10.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,225	1,364	1,562	1,793	2,016	2,490	2,979
» = $\frac{1}{20}$	1,336	1,556	1,877	2,263	2,731	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,378	1,635	2,015	2,506	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,475	1,842	2,397	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,558	2,016	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,624	2,173	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,725	2,447	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	1,842	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,225	—	—	—	—	—	—
$\frac{q e l^2}{K}$							

b) Theoretischer Rauminhalt eines deutichen Dachbinders ohne Träger zweiter Ordnung, d. h. des einfachen Hauptfyftems (Fig. 426, S. 203).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,25	1,458	1,75	2,075	2,416	3,125	3,85
» = $\frac{1}{20}$	1,361	1,69	2,17	2,75	3,49	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,414	1,795	2,363	3,092	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,525	2,053	2,9	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,623	2,304	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,708	2,533	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	1,833	2,916	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,05	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,5	—	—	—	—	—	—
$\frac{q e l^2}{K}$							

Falls die Druckgurtung der Träger zweiter Ordnung bei c mit der Druckgurtung des Hauptfyftems zusammenfällt, fo find die entsprechenden Werthe aus der großen Tabelle auf S. 218 u. 219 zu finden.

Aus den Tabellen a und b im Vergleich mit der großen Tabelle auf S. 218 u. 219 ergibt sich, daß Dreieckdach und deuticher Dachstuhl für kleine Spannweiten fehr vortheilhaft find; aber auch für größere Stützweiten find fie empfehlenswerth, befonders wenn es möglich ift, die gedrückte Gurtung des Hauptfyftems mit der gezogenen Gurtung des Nebenyftems zusammenzulegen. Alsdann erhält man, wie der Vergleich der Tabellen b, c und e mit den entsprechenden Werthen der Tabelle

e) Theoretischer Gesammt-Rauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parallelträger mit $\frac{1}{10}$ Pfeilverhältniß sind, deren untere (Zug-) Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt (ähnlich wie bei Fig. 423; nur ist dort das Hauptfytem ein *Polonceau*-Binder).

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,488	1,682	1,97	2,291	2,631	3,339	4,064
» = $\frac{1}{20}$	1,598	1,914	2,39	2,966	3,705	—	—
» = $\frac{1}{15}$	1,652	2,019	2,583	3,08	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	1,763	2,277	3,12	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	1,861	2,528	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	1,946	2,757	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,071	3,14	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,288	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	2,738	—	—	—	—	—	—
	$\frac{qel^2}{K}$						

f) Theoretischer Gesammt-Rauminhalt eines deutschen Dachbinders, wenn die Träger zweiter Ordnung Parabelträger von $\frac{1}{8}$ Pfeilverhältniß sind, deren obere Gurtung mit der Druckgurtung des Hauptträgers zusammenfällt.

$\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$
$\frac{f_1}{l} = 0$	1,896	2,104	2,396	2,721	3,062	3,771	4,496
» = $\frac{1}{20}$	2,007	2,336	2,816	3,396	4,136	—	—
» = $\frac{1}{15}$	2,06	2,441	3,009	3,738	—	—	—
» = $\frac{1}{10}$	2,171	2,699	3,546	—	—	—	—
» = $\frac{1}{8}$	2,269	2,95	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{7}$	2,354	3,179	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{6}$	2,479	3,562	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{5}$	2,696	—	—	—	—	—	—
» = $\frac{1}{4}$	3,146	—	—	—	—	—	—
	$\frac{qel^2}{K}$						

auf S. 218 u. 219 lehrt, wesentlich geringere Mengen, als beim englischen und *Wiegmann*-Dach und nur wenig mehr, als beim *Sicheldach*. Bei den Annahmen, welche der Tabelle c zu Grunde liegen, erspart man gegen das englische Dach 20 bis 28 Procent, gegen das *Polonceau*-Dach 25 bis 35 Procent. Das *Dreieckdach* mit Parabelträgern zweiter Ordnung nach Fig. 427 gebraucht nahezu eben so viel Material, wie das *Sicheldach*, ist demnach sehr empfehlenswerth.

Will man die vorstehenden Tabellen für überflüchtige Ermittlung des Eigengewichtes verwerthen, so sind die Werthe noch mit *Constructions-Coefficienten* zu multipliciren, die bei Weiten zwischen 15 und 35^m nicht unter 1,5 liegen, je nach der gewählten Anordnung aber bis zu 3,5 und höher ausfallen können. Zu beachten ist auch, daß in dem Werthe für *g* das noch unbekannte Bindergewicht enthalten ist; es empfiehlt sich, zunächst beim Einsetzen von *q* in die Formel das Bindergewicht zu schätzen und darauf das ermittelte Gewicht multiplicirt mit einem *Constructions-Coefficienten* zum früheren Werth von *g* hinzuzufügen; das mit diesem Werthe gefundene Bindergewicht wird für die Berechnung meistens genügen.

7) *Foeppl'sche* Flechtwerkdächer.

Die neuerdings von *Foeppl*²²⁴⁾ vorgeschlagenen sog. Flechtwerkdächer unterscheiden sich grundsätzlichen von den bisher betrachteten Dach-Constructions. *Foeppl* verlegt alle Constructionstheile in die Dachflächen, ähnlich wie dies bei den *Schwedler'schen* Kuppeldächern und den *Zeltdächern* schon längere Zeit üblich ist. Während bei den gewöhnlichen Dächern jeder Binder für die in seiner Ebene wirkenden Lasten eine stabile Construction ist, welche die Pfetten trägt, ist hier das dem Binder entsprechende Fachwerk für sich allein nicht stabil; es wird erst durch die Pfetten

158.
Grund-
gedanken.

224) FOEPL. Ein neues System der Ueberdachung für weit gespannte Räume. Deutsche Bauz. 1891, S. 112.
FOEPL. Das Fachwerk im Raume. Leipzig 1892.
FOEPL. Ueber die Konstruction weitgespannter Hallendächer. Civiling. 1894, S. 462.

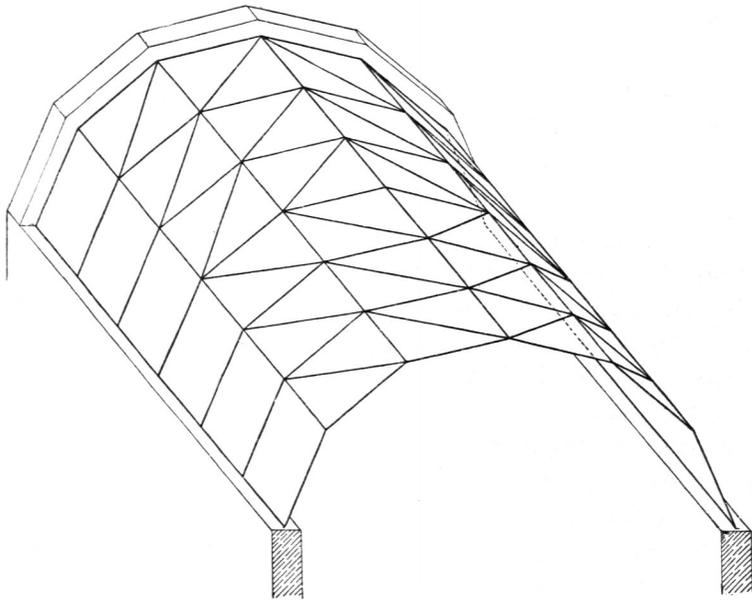
und die in den Dachflächen liegenden Schrägstäbe, welche notwendige Stäbe des räumlichen Fachwerkes sind, stabil. Das über rechteckiger Grundfläche construirte Flechtwerk nennt *Foeppl* ein Tonnen-Flechtwerk.

Der Querschnitt des Daches (Fig. 456) ist ein Vieleck mit geringer Seitenzahl; mehr als 10 Seiten zu verwenden, empfiehlt sich nicht; an beiden Giebelseiten des zu überdeckenden Raumes sind einzelne Eckpunkte der Vielecke gelagert; außerdem stützen sich die untersten Stäbe jedes Vieleckes auf die Seitenmauern. Eine Reihe von Feldern des Fachwerkes wird mit Diagonalen versehen.

159.
Statifche
Verhältniffe.

Um Klarheit über die Stabanordnung zu erhalten, soll untersucht werden, wie irgend eine an beliebiger Stelle wirkende Kraft P nach den Auflagern geführt wird. P wirke im Knotenpunkte z_1 irgend eines mittleren Vieleckes (Fig. 457), zunächst in der lothrechten Ebene dieses Vieleckes, sei im übrigen beliebig gerichtet. P zerlegt

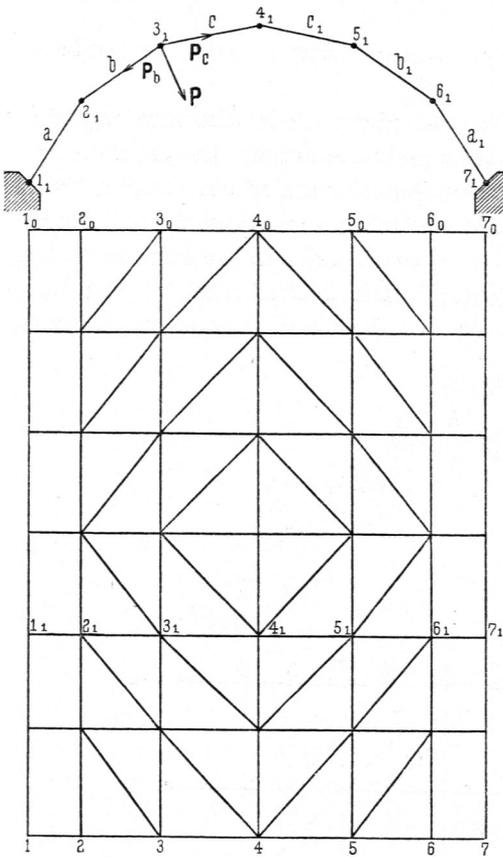
Fig. 456.



sich nach den Richtungen der beiden im Punkte z_1 zusammentreffenden Sparren in die Seitenkräfte P_b und P_c . Die Kraft P_b kann aber im Knotenpunkte z_1 nicht von dem Vielecksstabe $r_1 z_1$ aufgenommen und weiter geführt werden, weil sich im Punkte z_1 nur zwei in der lothrechten Ebene liegende Stäbe treffen, welche nicht in dieselbe Linie fallen. Deshalb wird die Kraft P_b durch einen in der Ebene b liegenden Fachwerkträger nach feinen in den Giebelwänden liegenden Auflagerpunkten z und z_0 geleitet; die Rechteckfelder in der Ebene b müssen aus diesem Grunde mit Diagonalen versehen werden, wie aus der isometrischen Ansicht zu ersehen ist.

In ähnlicher Weise belaftet die Seitenkraft P_c den in der Ebene c angeordneten Träger und wird durch feine Stäbe nach den Endauflagern z und z_0 geführt. Eben so, wie mit der Belaftung eines Knotenpunktes z_1 , ist es mit denjenigen der Punkte z_1 und z_1 . Nur bei den Knotenpunkten an denjenigen Pfetten, welche den Seitenauflagern r_1 und r_1 zunächst liegen, verhält es sich etwas anders. Eine in z_1

Fig. 457.

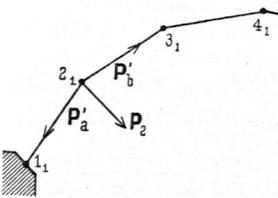


wirkende Last P_c zerlegt sich (Fig. 458) in die Seitenkräfte P'_b und P'_a ; P'_b wird, wie oben gezeigt ist, nach den Endauflagern des Trägers in der Ebene b geführt; P'_a dagegen wird ohne Weiteres vom Auflager 1_1 aufgenommen. In den Ebenen a und f brauchen also keine Diagonalen angeordnet zu werden. Allerdings erleiden dann die Seitenauflager 1 und 7 schiefe Drücke; will man diese von den Seitenmauern fern halten, so kann man die Stäbe 12 , bzw. 67 lothrecht stellen oder auch in den Ebenen a und f Diagonalen anbringen, so dass auch die Kräfte P_a , P_{a1} nach den Endauflagern geleitet werden.

Bei richtiger Anordnung der Auflager und falls einfache Diagonalen in den Feldern der geneigt liegenden Felder angeordnet sind, ist das entstehende Raumfachwerk statisch bestimmt. Die Pfetten bilden auch die Gurtungen der geneigt liegenden Träger, wobei besonders günstig wirkt, dass dieselbe Pfette gleichzeitig Zuggurtung des einen und Druckgurtung des Nachbarträgers ist. Durch Belastung der Knotenpunkte 2 ,

3 , $4 \dots$ werden in diesen Stäben Spannungen erzeugt, welche einander theilweise aufheben, so dass die wirklichen Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Windlast nur gering ausfallen. Am gefährlichsten sind die Einzellasten, die aber bei den Dächern bekanntlich keine große Bedeutung haben.

Fig. 458.



Ungünstig für den Stoffverbrauch wird diese Anordnung, wenn die Länge des Daches, demnach auch die Stützweite der schräg liegenden Träger groß ist; man kann aber durch Untertheilung in kürzere Abtheilungen auch dann die Vortheile dieser Dachart verwerthen, vielleicht unter Verwendung von Auslegerträgern in den schrägen Dachflächen.

Bislang war angenommen, dass die Lasten P in der lothrechten Ebene eines der Vielecke $1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ liegen. Bei beliebiger Richtung der Kraft P zerlegt man sie in eine Seitenkraft, welche in der lothrechten Vieleckebene liegt, und eine in die Ebene c fallende Seitenkraft. Erstere behandelt man ganz, wie oben gezeigt ist; letztere zerlegt man weiter in eine in die Längsaxe des Daches fallende und eine hierzu senkrechte Seitenkraft, welche also in die Richtung der Kraft P_c fällt. Auch diese wird, wie oben gezeigt, nach den Endauflagern geführt, während für die in die Längsaxe des Daches, also in die Pfettenrichtung fallende Seitenkraft wenigstens auf einer Seite ein festes Auflager vorhanden sein muss. Hiernach können

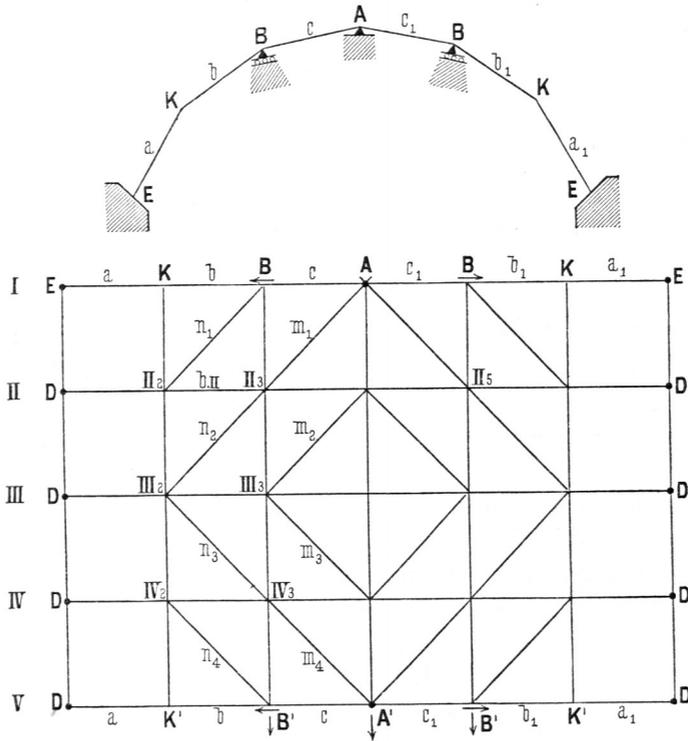
auch ganz beliebig wirkende Kräfte durch das Flechtwerk klar und sicher nach den Auflagern befördert werden.

160.
Beispiel.

An einem bestimmten Beispiele soll gezeigt werden, wie die Auflagern und Stäbe anzuordnen sind.

In Fig. 459 ist das in die Grundrifebene abgewinkelte Flechtwerk gezeichnet. Jedes der 8 Seitenaufleger D bedingt 2 Auflager-Unbekannte; die Lager an der einen Stirnseite sollen eine Längsverschiebung des Ganzen verhindern. Zu diesem Zwecke ist das Lager A ganz fest gemacht, entspricht also 3 Auflager-Unbekannten; die Lager B sind parallel den Stabrichtungen c , bzw. c_1 verschieblich, außerdem auch längs verschieblich. Etwaige in die Pfettenrichtung fallende Seitenkräfte, welche auf B kommen, werden nach Punkt 3, bzw. 5 im Vieleck II und von da durch den

Fig. 459.



Träger in der Ebene c , bzw. c_1 nach dem Auflager A gebracht; Längsverschieblichkeit bei B ist also zulässig; jedes dieser Auflagern entspricht demnach einer Auflager-Unbekannten.

Die beiden Lager E sind wieder fest zu machen, da in den Feldern der Ebenen a und f keine Diagonalen sind, also alle in die Längsachsen der Pfetten 1 und 7 (vergl. Fig. 457) fallenden Kräfte durch die Lager E aufgenommen werden müssen; jedes Lager E bedingt sonach 3 Auflager-Unbekannte. Auf der anderen Stirnseite bedingt A' zwei, B' und B_1' bedingen je eine Auflager-Unbekannte; alle drei müssen längsverschieblich sein, B' und B_1' Verschiebung auch in den Richtungen 43, bzw. 45 (vergl. Fig. 457) gestatten. Die Punkte K sind ohne Auflager räumlich bestimmt, da sie durch je drei Stäbe mit drei nicht in einer Ebene liegenden Punkten verbunden sind. Demnach sind vorhanden:

8 Auflager D mit je 2, d. h. 2.8	= 16	Auflager-Unbekannten,
3 Auflager A, E, E mit je 3, d. h. 3.3	= 9	»
1 Auflager A' mit	2	»
4 Auflager B, B, B', B' mit je 1, d. h. 4.1	= 4	»
zusammen		31 Auflager-Unbekannte.

Die Stabzahl muſs alſo bei k Knotenpunkten $s = 3k - 31$ ſein, und da $k = 35$ iſt, ſo muſs für ſtatiſch beſtimmtes Raumfachwerk $s = 74$ ſein. Thatſächlich ſind 74 Stäbe vorhanden.

Die vorhandene Stabzahl iſt alſo die für ein ſtatiſch beſtimmtes Fachwerk richtige. Es wäre noch nachzuweiſen, daſs die Stäbe auch richtig angeordnet ſind; dieſe Nachweiſung führt man am einfachſten durch die Unterſuchung, ob beliebige Belaſtung ganz beſtimmte Stabſpannung ergibt, bezw. ob beliebige belaſtende Kräfte in unzweifelhafter Weiſe auf die Lager geführt werden können. Nach Obigem iſt dies hier der Fall.

Nunmehr kann zur Beſtimmung der Spannungen geſchritten werden, welche eine Einzellast in einem beliebigen Knotenpunkt hervorbringt. Eine an beliebiger Stelle, etwa im Knotenpunkte 3 einer Vieleckeebene (Fig. 457), wirkende Kraft zerlegt ſich in P_b und P_c ; P_b wird im ſchrägen Träger der Ebene b und P_c im ſchrägen Träger der Ebene c nach den Giebelauflagern geführt. Nur die Stäbe der Träger b und c erleiden alſo durch dieſe Belaſtung Beanspruchung. Daraus folgt das Geſetz:

α) Jede Belaſtung erzeugt Spannungen nur in den beiden Trägern, welchen der belaſtete Knotenpunkt angehört; für alle dieſen Trägern nicht angehörige Stäbe iſt ſie ohne Einfluſs; demnach:

Jeder Stab erhält Spannungen nur durch Belaſtung von Knotenpunkten eines Trägers, zu dem er gehört; dabei iſt zu beachten, daſs jeder Pfettenſtab zwei Trägern angehört.

Damit ſind die Belaſtungsgeſetze auf diejenigen der Balkenträger zurückgeführt; für Gurtungen und Gitterſtäbe der ſchräg liegenden Träger gelten nunmehr die bekannten Geſetze der Balken-Fachwerkträger. Man findet auf dieſe Weiſe:

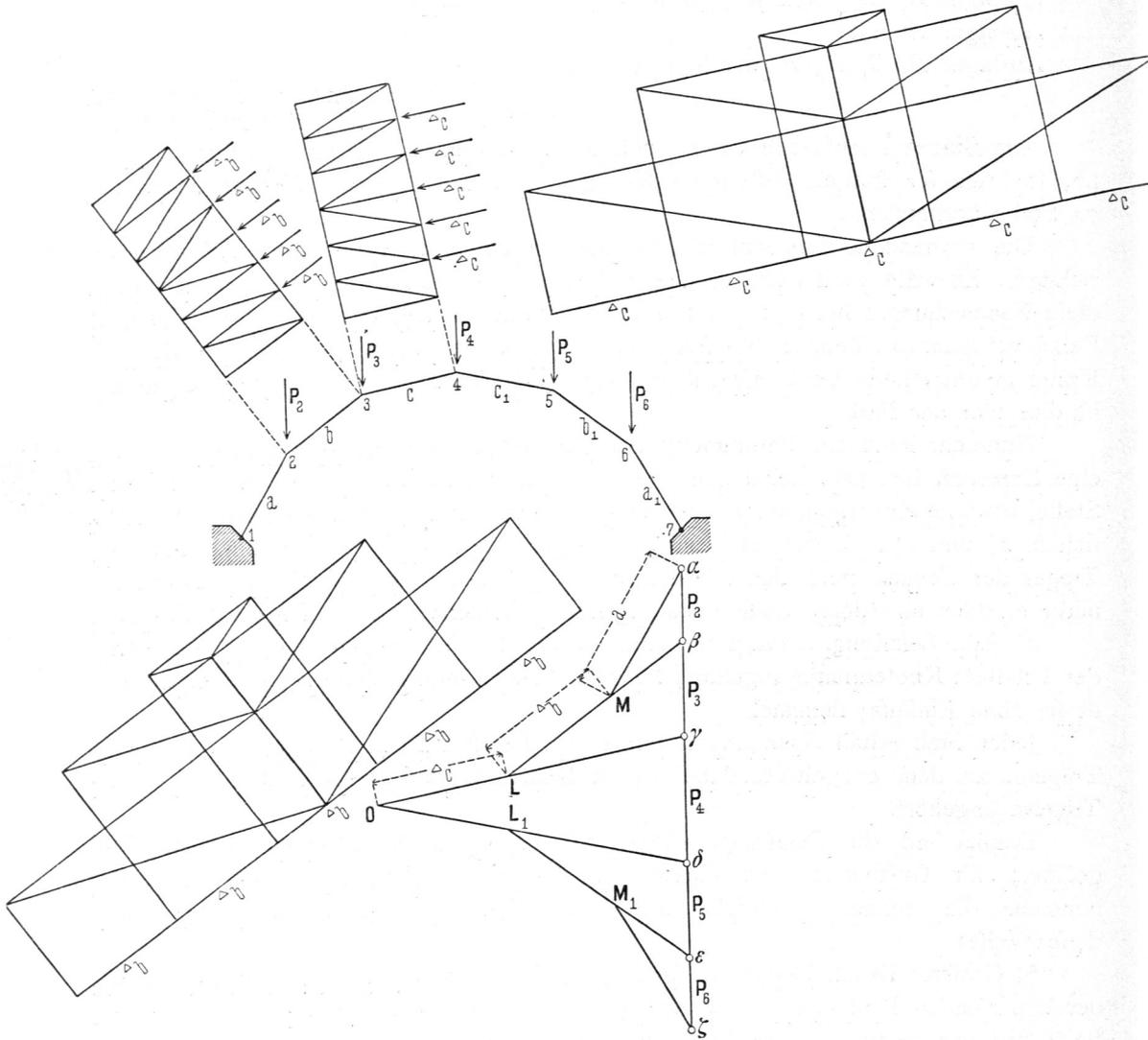
β) Größter Druck in einem Pfettenſtabe findet ſtatt, wenn alle Knotenpunkte der betreffenden Pfette und nur dieſe belaſtet ſind; größter Zug in einem Pfettenſtabe tritt ein, wenn alle Knotenpunkte beider Nachbarpfetten und nur dieſe belaſtet ſind (die Pfette ſelbſt alſo auf ihre ganze Länge unbeladet iſt).

γ) Die Schrägſtäbe (Diagonalen) eines Sonderträgers erleiden Zug oder Druck, je nachdem die Laſt in einem Knotenpunkte liegt, nach welchem hin der Schrägſtab fällt oder ſteigt. Die Belaſtung des Knotenpunktes IV_3 (Fig. 459) erzeugt z. B. in den Schrägſtäben n_1, n_2, n_4 und m_3 Zug, in den Schrägſtäben n_3, m_4, m_1 und m_2 Druck. Die anderen Diagonalen bleiben bei dieſer Laſt ſpannungslos. Größter Zug, bezw. Druck tritt alſo in einer Diagonale auf, wenn von dem Träger, welchem ſie angehört, alle diejenigen Knotenpunkte belaſtet ſind, nach denen zu die Diagonale fällt, bezw. ſteigt. In n_3 findet größter Zug, bezw. Druck ſtatt, wenn die Knotenpunkte

$III_3, IV_2, II_3,$
bezw. III_2, II_2, IV_3

belaſtet ſind.

Fig. 460.



δ) Bei den Sparren ist zu beachten, dass diese auch zugleich Pfofen für die schräg liegenden Träger sind. Man denke sich den Sparren aus zwei Theilen bestehend, dem eigentlichen Sparren, der einen Theil des lothrechten Vieleckes bildet, und dem Pfofen des schräg liegenden Trägers. Der eigentliche Sparren erleidet seinen größten Druck bei voller Belaftung der beiden Vieleck-Knotenpunkte, welche ihn begrenzen. Bezüglich der ungünstigsten Belaftung des Pfofens ergibt sich: größter Druck tritt ein, wenn die begrenzende Pfette so belaftet ist, dass der dem Pfofen zugeordnete Schrägtab größten Zug erhält; als zugeordnet gilt derjenige Schrägtab, der mit dem Pfofen an der anderen Pfette zusammentrifft. So wird in b_{II} (Fig. 459) die Belaftung derjenigen Knotenpunkte der Pfette 3 größten Druck erzeugen, welche in n_1 größten Zug erzeugt, und diejenige Belaftung der Pfette 2, welche in n_2 größten Zug erzeugt. Für den größten Druck in b_{II} müsste man also alle Knotenpunkte der Pfette 3 und Knotenpunkt II 2 der Pfette 2 belaften.

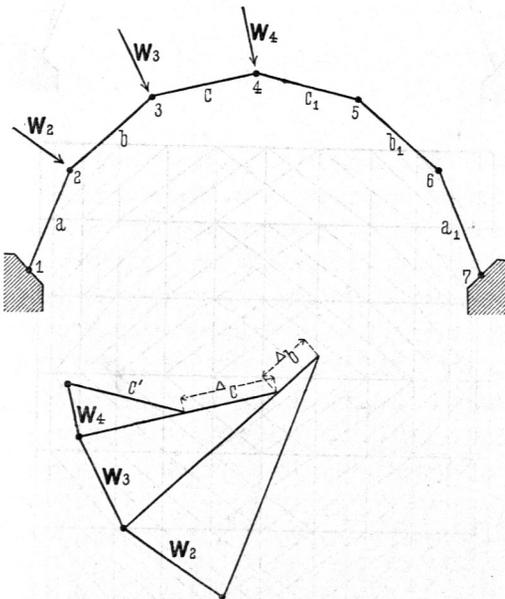
Für die Berechnung des Daches braucht man diese unwahrscheinliche Belastung nur unter Umständen einzuführen; bedenkt man aber, daß die Belastung aller Knotenpunkte der Pfetten 4, 5, 6, 7 (Fig. 457) ohne Einfluß auf den betreffenden Sparren ist, so sieht man ein, daß diese Belastungsart, bei der also das ganze Dach, mit Ausnahme der Knotenpunkte *III 2* und *IV 2*, belastet ist, nicht ausgeschlossen ist. Jedenfalls ist diese Untersuchung geeignet, Licht über die Beanspruchungen zu verbreiten.

Die in Fig. 459 dargestellten Pfoften des mittelften Vieleckes, welches zur Ebene *III* gehört, folgen anderen Gesetzen; dieselben werden nur durch Belastung der Knotenpunkte dieses Vieleckes belastet; als Pfoften der schräg liegenden Träger erleiden sie weder Zug noch Druck.

In der Regel werden bei den Dächern hauptsächlich die Spannungen durch Eigengewicht, Schnee- und Winddruck in das Auge zu fassen sein; dieselben sind hier weniger ungünstig, als diejenigen durch Einzellaften.

In Fig. 460 sind die Lasten P_2, P_3, P_4, P_5, P_6 graphisch in die einzelnen Kräfte zerlegt, welche als Belastungen der schrägen Träger einzuführen sind. Im Punkte 4 zerlegt sich P_4 in γO und $O\delta$; im Punkte 3 zerlegt sich P_3 in βL und $L\gamma$. Die beiden in die Ebene *c* fallenden Kräfte γO und $L\gamma$ heben einander zum Theile auf; als wirklich belastende Kraft des Trägers in der Ebene *c* bleibt nur die Differenz der beiden genannten Kräfte, d. h. $LO = \Delta c$. Eben so bleibt als belastende Kraft des Trägers in der Ebene *b* die Kraft Δb und in der Ebene *a* die ganze Kraft αM , die aber sofort durch das Seitenlager in das Seitenmauerwerk geführt wird. Jeder Knotenpunkt des Trägers *c* wird mit Δc und jeder Knotenpunkt des Trägers *b* mit Δb belastet; die Stabspannungen sind daraus nach bekannten Gesetzen leicht zu finden. Zu beachten ist, daß die Spannungen in den Gurtflächen der Träger (d. h. in den Pfetten) sich algebraisch addiren, d. h. hier von einander subtrahiren; zu den Pfoftenpannungen kommen noch die Sparrenspannungen hinzu, welche hier bezw. $\gamma L, \beta M, \alpha M$ sind.

Fig. 461.



Nur die Theile Δc und Δb werden durch die schräg liegenden Träger zu ihren Endauflagern geleitet; man kann natürlich die Form des Vieleckes so wählen, daß für bestimmte Lastengrößen, z. B. für das Eigengewicht, diese Theile gleich Null werden. Als dann sind bei dieser Belastung nur in den Sparren Spannungen.

Bezüglich der Belastung durch Schnee ist zu ermitteln, ob bzw. für welche Stäbe volle und für welche Stäbe einseitige Schneebelastung ungünstiger ist. Man wird hier die übliche Annahme, nach welcher die einseitige Schneelast bis zum First reicht, als nicht der Wirklichkeit entsprechend verlassen und für die ungünstigste Schneelast die mittleren Pfettenpunkte 3, 4, 5 als belastet annehmen, da auf den steilen

162.
Spannungen
durch
Eigengewicht.

163.
Spannungen
durch Schnee,
Wind etc.

Dachflächen a und a_1 der Schnee nicht liegen bleibt; von der geringen Belastung der Knotenpunkte z und 6 sieht man zweckmäfsig ab. Die Ermittlung der Spannungen ist eine einfache Arbeit (entsprechend Fig. 460). Wenn bei einseitiger Belastung die Pfette 5 nur eine geringere Last hat, als in Fig. 460 angenommen war, so wächst Δc_1 entsprechend.

Die auf die einzelnen Träger bei Windbelastung entfallenden Knotenpunktlasten sind aus dem Kräfteplan in Fig. 461 zu entnehmen.

Einzellasten, besonders die Gewichte der Arbeiter, welche Ausbesserungen vornehmen, sind hier gefährlich; man forge deshalb durch die Art der Dachdeckung und etwaige besondere Vorkehrungen (Schalung, Wellblech u. f. w.) dafür, dafs diese Lasten sich auf mehrere Knotenpunkte vertheilen. Anderenfalls mufs man die Stäbe so wählen, dafs aufser dem Eigengewicht wenigstens ein Arbeiter an beliebigem Knotenpunkte ohne Gefahr sich befinden kann.

164.
Materialmenge.

Die für ein Dach nöthige Materialmenge ist hier aufser von der Spannweite auch von der Länge des Daches abhängig. Da noch keine Erfahrungen vorliegen, so können auch die Angaben über den Materialaufwand nur spärlich sein.

Foeppl hat einige Constructions berechnet und gefunden:

Bei 13,80 m Spannweite, 18,80 m Länge und 5,70 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eifen-Construction mit 19 kg für 1 qm Grundfläche; dabei waren aufgemauerte Giebelwände angenommen; für Giebel in Eifen-Construction stellt sich ihr Gewicht auf zusammen 2,6 t.

Bei 30 m Spannweite, 40 m Länge und 12 m Höhe ergab sich das Gewicht der Eifen-Construction zu 25 kg für 1 qm Grundfläche, ebenfalls ohne Giebelwände.

In beiden Fällen war der Winddruck mit 120 kg auf 1 qm fenkrecht getroffener Fläche, die bewegliche Last mit 20 kg für 1 qm Grundfläche angenommen, das Eigengewicht der Eindeckung und Schneelast für 1 qm Grundfläche im ersten Beispiel zu 100 kg, im zweiten Beispiel zu 120 kg vorausgesetzt.

165.
Schlufs-
bemerkungen.

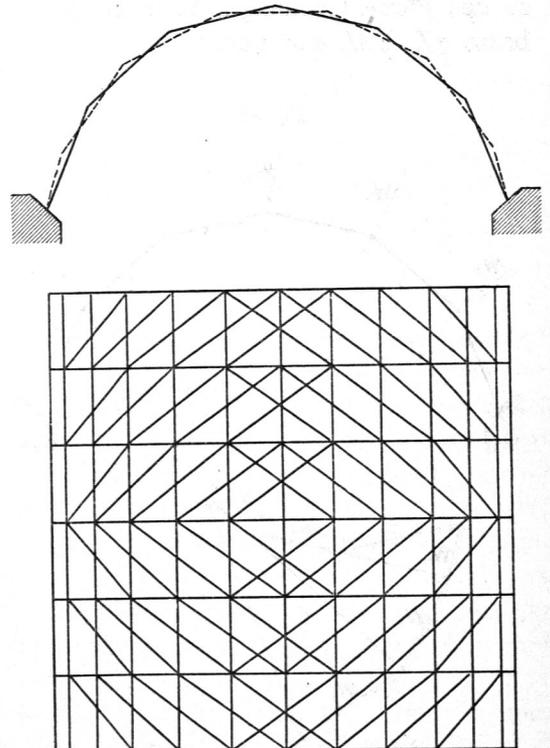
Bei gröfserer Seitenzahl des Vieleckes zerlegt sich die Knotenlast P in sehr grofse, auf die schrägen Träger wirkende Lasten; es empfiehlt sich deshalb eine kleine Seitenzahl des Vieleckes, 6 bis 10, wie oben angegeben.

Bei sehr grofsen Spannweiten empfiehlt *Foeppl* das doppelte oder mehrfache Flechtwerk (Fig. 462). Bei diesem ordnet man zwei oder mehrere getrennte Flechtwerke mit abwechselnd liegenden Knotenpunkten an, die sich gegenseitig durchdringen.

Das Flechtwerk hat voraussichtlich für die Dach-Constructionen der Zukunft eine grofse Bedeutung; die Hauptvorzüge desselben bestehen darin, dafs der ganze Dachraum frei von irgend welchen Einbauten ist und dafs bei zweckentsprechender Verwendung der Materialverbrauch gering ist.

Noch möge kurz bemerkt werden, dafs das Flechtwerk als stabile Construk-

Fig. 462.



tion sich aus folgendem Satze ergibt, der in dieser Form zuerst von *Foeppl* entdeckt ist: Man erhält ein unverschiebliches Stabwerk im Raume, wenn man Dreiecke mit ihren Seiten derart an einander reiht, daß das entstehende Dreiecknetz eine zusammenhängende Oberfläche (einen Mantel) bildet, der einen inneren Raum vollständig umschließt; an keinem Knotenpunkte dürfen aber alle von ihm ausgehenden Stäbe in derselben Ebene liegen. Ersetzt man nun einen Theil des Mantels durch die feste Erde, so bleibt das Stabwerk unverschieblich, und man erhält das Flechtwerk. Beim Tonnen-Flechtwerk muß dann auch jede Stirnseite entweder ein obiger Bedingung entsprechendes Dreiecknetz bilden oder mit Mauern versehen werden, welche als Theile der festen Erde anzusehen sind. Unter Beachtung dieses wichtigen Satzes kann man für die verschiedensten Aufgaben Flechtwerke construiren.

b) Construction der Stäbe.

Die Fachwerke der Binder und der Flechtwerke setzen sich aus einzelnen Stäben zusammen, welche auf Zug, bezw. Druck beansprucht werden. Nach Ermittlung der in den Stäben ungünstigstenfalls auftretenden Kräfte können die Querschnitte der Stäbe bestimmt werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob der Stab nur auf Zug, bezw. nur auf Druck oder sowohl auf Zug, wie auf Druck beansprucht wird. Bei den nur gezogenen Stäben genügt es, wenn wenigstens die berechnete Querschnittsfläche an der schwächsten Stelle vorhanden ist; die Form der Querschnittsfläche ist nicht ganz gleichgiltig, hat aber bei diesen Stäben eine mehr untergeordnete Bedeutung. Bei den auf Druck beanspruchten Stäben dagegen muß die Querschnittsform sorgfältig so gewählt werden, daß sie genügende Sicherheit gegen Ausbiegen und Zerknicken bietet; hier genügt der Nachweis der Größe der verlangten Querschnittsfläche allein nicht. Deshalb soll im Folgenden zunächst die Größe der Querschnittsfläche, sodann die Form des Querschnittes besprochen werden.

166.
Gezogene
und gedrückte
Stäbe.

1) Größe und Form der Querschnittsfläche.

Bezüglich der Ermittlung der Größe der Querschnittsfläche der Stäbe kann auf die Entwicklungen in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 281 bis 288, S. 247 bis 252²²⁵) dieses »Handbuches« verwiesen werden; der bequemeren Verwendung wegen mögen die Formeln für die Querschnittsberechnung hier kurz wiederholt werden.

167.
Größe der
Querschnitts-
fläche.

Es bezeichne P_0 die durch das Eigengewicht im Stabe erzeugte Spannung; P_1 die größte durch Schnee- und Winddruck, so wie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche gleichen Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bezw. Zug ist, wenn P_0 Druck bezw. Zug ist, und P_2 die größte durch Schnee- und Winddruck, so wie sonstige zufällige Belastung im Stabe erzeugte Spannung, welche entgegengesetzten Sinn mit P_0 hat, d. h. Druck, bezw. Zug ist, wenn P_0 Zug bezw. Druck ist. Alle Werthe in nachstehenden Angaben sind in absoluten Zahlen, d. h. ohne Rücksicht auf die Vorzeichen, einzusetzen.

1) Schmiedeeisenstäbe. Falls die Stäbe nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, so ist P_2 gleich Null; alsdann ist die Querschnittsfläche

$$F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700} \quad \text{oder} \quad F = \frac{P_0 + 1,5 P_1}{1050} \quad \dots \quad 13.$$

²²⁵) 2. Aufl.: Art. 76 u. 77, S. 50 bis 53.