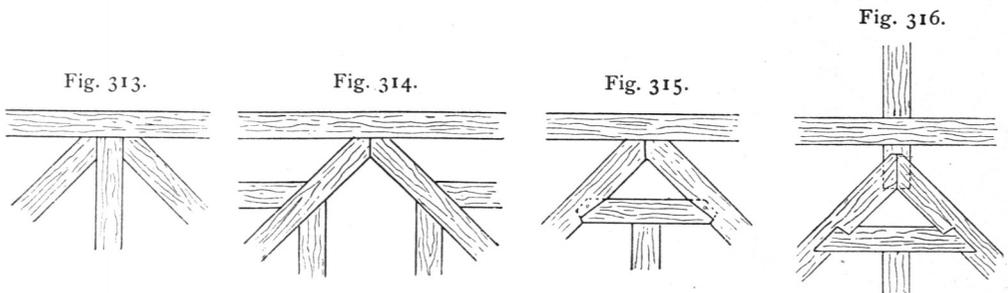


Backen- oder Klebschmiege ist die Schnittlinie auf der Ober- oder Unterseite der Schifter, welche sich aus der gegenseitigen schrägen Lage der Grat-, bzw. Kehlsparren und Schifter ergibt (*b* in Fig. 312); Fußschmiege ist die wagrechte Schnittlinie, welche die Aufstandsfläche der Schifter seitlich begrenzt (*c* in Fig. 312).

Auf die Ermittlung der Längen, der Schmiegen u. f. w. für die Schifter, Grat- und Kehlsparren braucht hier nicht näher eingegangen zu werden. Ausführliche Vorschriften dafür finden sich in den in Theil III, Band I (Abth. I, Abfchn. 2, am Schlufs von Kap. 5) dieses »Handbuches« angegebenen Werken über Holzbau und Zimmerkunst.

97.
Anfallspunkt.

Die beiden Gratsparren stoßen stumpf vor einander. Außer den beiden Gratsparren treffen hier vielfach noch die beiden letzten normalen Sparren des anschließenden Satteldaches und der Mittelsparren des Walmes zusammen (Fig. 313).



Alsdann ist die Construction etwas schwierig. Besser ist es, diejenigen Hölzer, welche nicht an diesen Punkt geführt zu werden brauchen, an andere Stellen zu verlegen; dies gilt besonders vom Mittelsparren des Walmdaches, dem sog. Mittelschifter. Man vertheilt zweckmäfsig die Schifter so, daß kein Sparren auf den Anfallspunkt kommt (Fig. 314). Man kann aber auch den Mittelschifter gegen einen kurzen Wechsel stoßen lassen und dadurch die Construction vereinfachen (Fig. 315). Endlich kann man auch die beiden letzten normalen Sparren des Satteldaches etwas vom Anfallspunkt zurückrücken und den Anfallspunkt durch die Pfette, welche etwas über den Binder hinaus ragt, unterstützen (Fig. 316).

Der Verbindungspunkt des Gratsparrrens und Kehlsparrrens (Punkt *f* in Fig. 306, S. 120) macht besonders bei dem heute meistens ausgeführten Pfettendache keine Schwierigkeit. Die Firrtpfette wird hier sorgfältig unterstützt und nimmt die oberen Enden beider Sparren auf.

27. Kapitel.

Hölzerne Sprengwerkstdächer.

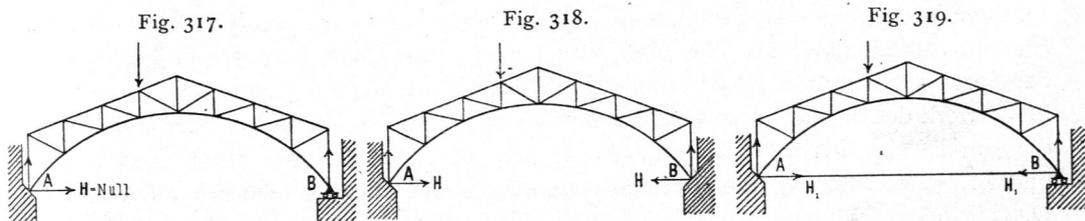
98.
Allgemeines.

Wenn die beiden Sparren eines Dachgebindes oder die beiden Streben eines Binders sich ohne Weiteres auf die Gebäudemauern setzten, so würden sie auf dieselben schiefe Drücke ausüben, selbst bei nur lothrechten Belastungen. Da diese schiefen Drücke die Seitenmauern gefährden, so vermeidet man sie, und dies ist, wenigstens für lothrechte Belastungen, durch Anbringen von Verbindungsstäben beider Auflager möglich¹⁵⁹⁾; dadurch erhält man die Balkendächer. Allerdings übertragen auch bei

¹⁵⁹⁾ Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 423, S. 388, 2. Aufl.: Art. 212, S. 195) dieses »Handbuches«.

diefen die fchief wirkenden Belastungen fchiefe Auflagerdrücke auf die Stützpunkte; diefe find unvermeidlich. Oftmals aber ift es aus architektonifchen Rückfichten wünschenswerth, die durchgehenden Verbindungsftäbe, d. h. die durchlaufenden Balken fortzulaffen, befonders bei Ueberdachung weit gefpannter Räume, großer Fefthallen, Kirchen u. f. w., bei denen die Dach-Confftruction fichtbar fein und der Innen-Architektur als Grundlage dienen foll. Alsdann verwendet man vielfach Sprengwerksdächer, die, wenn gefchickt entworfen, einen fehr befriedigenden Anblick gewähren. Sprengwerksdächer find Dächer, bei denen der durch die lothrechten Belastungen an den Auflagern der Binder erzeugte wagrechte Schub nicht durch die Binder-Confftruction aufgehoben wird.

Ob ein Dach ein Balkendach oder ein Sprengwerksdach ift, kann man nicht immer auf den erften Blick entfcheiden; es kommt nicht allein auf die Anordnung der Binderftäbe an, fondern auch in erfter Linie auf die Art der Auflagerung. Ein Schub auf die Stützen findet bei lothrechten Belastungen nur dann ftatt, wenn beide Auflager des Binders feft, d. h. in ihrer gegenseitigen Lage unveränderlich find oder wenn die gegenseitige Bewegung derselben nur in ganz geringen Grenzen möglich ift. In Fig. 317 fei das Auflager A feft mit dem Mauerwerke verbunden und B in der wagrechten Linie reibungslos beweglich; bei irgend einer lothrechten Be-



lastung des Binders kann und wird B nach rechts gehen, fo weit, als die elastifchen Veränderungen der Binderftäbe dies bedingen. Die beiden Auflager find in ihrer gegenseitigen Lage veränderlich; der Binder in Fig. 317 ift also, trotz der Bogenform, ein Balken-Dachbinder.

Man kann fich dies auch folgendermaßen klar machen: Die Last erzeugt einen Stützendruck in B , welcher nur lothrecht fein kann, weil das Auflager in der Wagrechten reibungslos verfchieblich ift. Wenn aber B lothrecht wirkt, fo muß die wagrechte Seitenkraft H des Stützendruckes in A gleich Null fein, weil diefe die einzige auf den Träger wirkende wagrechte Kraft ift; es ift also auch der Stützendruck in A lothrecht. Wenn dagegen auch B , eben fo wie A , feft mit dem Mauerwerk verbunden ift, fo kann fich B nicht von A entfernen, und es muß vom Mauerwerk auf den Punkt B des Trägers eine wagrechte Kraft übertragen werden, groß genug, um jede Verfchiebung von B zu verhindern. Eine wegen des Gleichgewichtes gleich große wagrechte Kraft wirkt alsdann in A ; das Dach ift also ein Sprengwerksdach.

Wären die Auflager wie bei Fig. 317, aber eine Verbindungsftange AB vorhanden (Fig. 319), fo könnte fich B fo weit bewegen, als die elastifche Verlängerung der Stange AB dies zuläßt. Die Seitenmauern erhalten in diefem Falle keinen fchiefen Druck, weil, wie in Fig. 317, der auf die Mauer ausgeübte Stützendruck in B , also auch in A nur lothrecht fein kann. Auf den Träger dagegen wirkt außer

diesen noch die wagrechte Spannung $H_1 = H_2$ des Stabes AB ; der Träger ist also wie ein Sprengwerksträger zu berechnen und aufzufassen.

Aehnlich sind die Verhältnisse auch bei anderen Binderformen; es kommt demnach in erster Linie auf die Stützungsart an, ob ein Träger ein Balken- oder Sprengwerksträger ist.

Bei den eisernen Dachbindern ist die Stützung mittels eines beweglichen Lagers B möglich und üblich; die Auflager der Holzdächer sind aber nicht derart, daß eine vollkommene bewegliche Unterstützung angenommen werden kann. Deshalb wird ein hölzerner Dachbinder viel eher wie ein Sprengwerksdach, als wie ein Balkendach wirken; dies wird besonders eintreten, wenn einzelne Stäbe des Binders sich als Streben gegen die Seitenmauern setzen, ohne daß an den Anschlußstellen der Schub aufgehoben wird. Durch solche Streben kann selbst ein sonst als Balken wirkender Binder in ein schiebendes Sprengwerk umgewandelt und so die Construction verschlechtert werden.

a) Dächer mit Stabfprengwerken.

99.
Statische
Verhältnisse:
Rückficht
auf die
Stützpunkte.

Jedes Sprengwerksdach übt schiefe Drücke auf die Stützpunkte aus; die stützenden Wände, Mauern oder Pfeiler müssen demnach in den Stand gesetzt werden, die erwähnten Kräfte aufzunehmen und unschädlich in die Fundamente zu leiten. Je weniger hoch über den Fundamenten die Uebertragung der schiefen Drücke in die Stützen vorgenommen wird, desto günstiger ist es; man ordne deshalb die Fußpunkte der Sprengstreben möglichst tief an. Weiter ist zu beachten, daß eine isolirte, auf das Mauerwerk der Seitenwände wirkende Kraft sehr gefährlich ist; man vertheile deshalb die durch die Streben übertragenen Kräfte durch Anordnung besonderer Holzpfosten, in welche sich die Streben setzen, auf eine möglichst große Mauerfläche. Diese Pfosten sind unter Umständen auch als Stäbe des zu bildenden Fachwerkes werthvoll.

100.
Anordnung
des Binders.

Der Sprengwerks-Dachbinder muß ein Fachwerk sein, welches unter Einwirkung der Belastungen und Stützendrücke im Gleichgewicht bleibt und seine Form behält, ohne daß unzulässig hohe Beanspruchungen in den einzelnen Theilen desselben auftreten. Derselbe muß vor Allem geometrisch bestimmt sein; er darf nicht eine in labilem Gleichgewicht befindliche Construction bilden, d. h. eine solche, welche bei den verschiedenen Kraftwirkungen verschiedene Gleichgewichtslagen hat.

Die den meisten ausgeführten Sprengwerks-Dachbindern zu Grunde gelegte Hauptconstruction ist das Sprengwerk $ACDB$ (Fig. 320), welches die Belastungen nach den Kämpfern A und B übertragen soll. Nun ist aber solches Sprengwerk eine Construction, deren geometrische Form nur bei ganz bestimmten Belastungen Gleichgewichtsform ist. Wenn bei C und D Gelenke angebracht sind, d. h. wenn C und D nicht im Stande sind, Momente aufzunehmen, so ist Gleichgewicht in $ACDB$ nur möglich, wenn in C und D ganz gleiche Kräfte, symmetrisch zur lothrechten Mittelaxe, wirken. Sobald dies nicht der Fall ist, sobald z. B. nur in C eine Last P wirkt, während in D die Last die Größe Null hat, so ist Gleichgewicht, Zerlegen der Kräfte nach den Stabrichtungen, nicht möglich; denn die Kraft H , welche

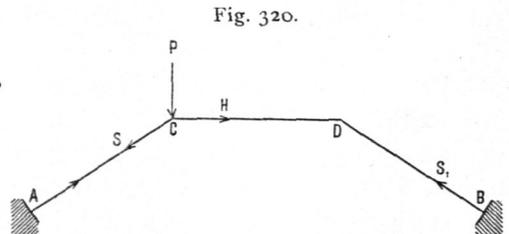
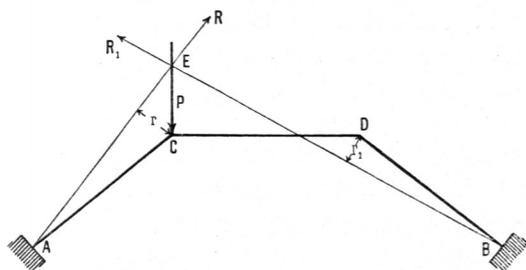


Fig. 321.



herstellen, d. h. in den Stand setzen, Momente aufzunehmen. Sind C und D hierzu im Stande, so wird irgend eine Last P sich etwa im Punkte E in die Richtungen EA und EB zerlegen (Fig. 321) und durch die Kämpferdrücke R und R_1 aufgehoben; der Punkt E muß auf der Kraftlinie von P liegen; weiter ist er zunächst nicht bestimmt. Auf C wirkt dann das Moment Rr , auf D das Moment $-R_1r_1$. Man kann also behaupten: Bei Verwendung des Sprengwerkes muß sowohl C , als auch D Momente aufnehmen können.

Fig. 322.

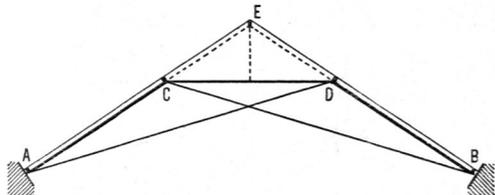
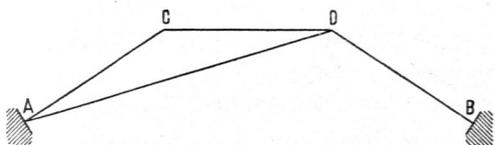
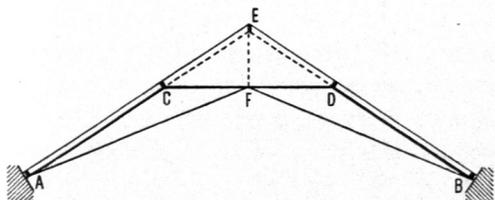


Fig. 323.



wegen der unverschieblichen Kämpfer A und B einfach statisch unbestimmtes Fachwerk, d. h. es ist ein überzähliger Stab vorhanden. (Liesse man einen Stab, etwa BC , fort, so erhielte man das Stabsystem in Fig. 323, welches geometrisch und statisch bestimmt ist; doch ist dasselbe für die Ausführung nicht geeignet.) In Fig. 322 ist die wegen der übrigen Dach-Construction erforderliche Vervollständigung des Binders angegeben. Man könnte eine etwa verwendete Firspfette E durch ein

Fig. 324.



bei der Zerlegung in den Stab CD fallen würde, kann bei D durch die in BD wirkende Kraft S_1 nicht aufgehoben werden, da ja beide Kräfte H und S_1 nicht in dieselbe Linie fallen und weiter keine Kräfte in D wirken. Gleichgewicht findet also bei dieser Construction und ungleicher Belaftung der Punkte C und D nicht statt. Man muß die Punkte C und D ohne Gelenke

Bei den üblichen Sprengwerken sind allerdings weder bei C , noch bei D Gelenke; die gewöhnliche Anordnung dieser Punkte ist aber trotzdem nicht derart, daß sie Momente sicher aufnehmen können; demnach müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Das nächstliegende Verfahren ist, die Eckpunkte C und D des Sprengwerkes durch eine Folge von Stäben so mit den festen Kämpferpunkten in Verbindung zu bringen, daß Dreieck sich an Dreieck reiht. In einfachster Weise verbindet man C mit B und A mit D (Fig. 322); man erhält so ein geometrisch bestimmtes, jedoch wegen der unverschieblichen Kämpfer A und B einfach statisch unbestimmtes Fachwerk, d. h. es ist ein überzähliger Stab vorhanden. (Liesse man einen Stab, etwa BC , fort, so erhielte man das Stabsystem in Fig. 323, welches geometrisch und statisch bestimmt ist; doch ist dasselbe für die Ausführung nicht geeignet.) In Fig. 322 ist die wegen der übrigen Dach-Construction erforderliche Vervollständigung des Binders angegeben. Man könnte eine etwa verwendete Firspfette E durch ein Hängewerk auf C , bezw. D stützen. Vorzuziehen wäre es, die Streben AC und DB des Sprengwerkes bis zum Punkte E durchzuführen. Eine geringe Zahl von langen, durchlaufenden Hölzern ist besser, als eine große Zahl kurzer.

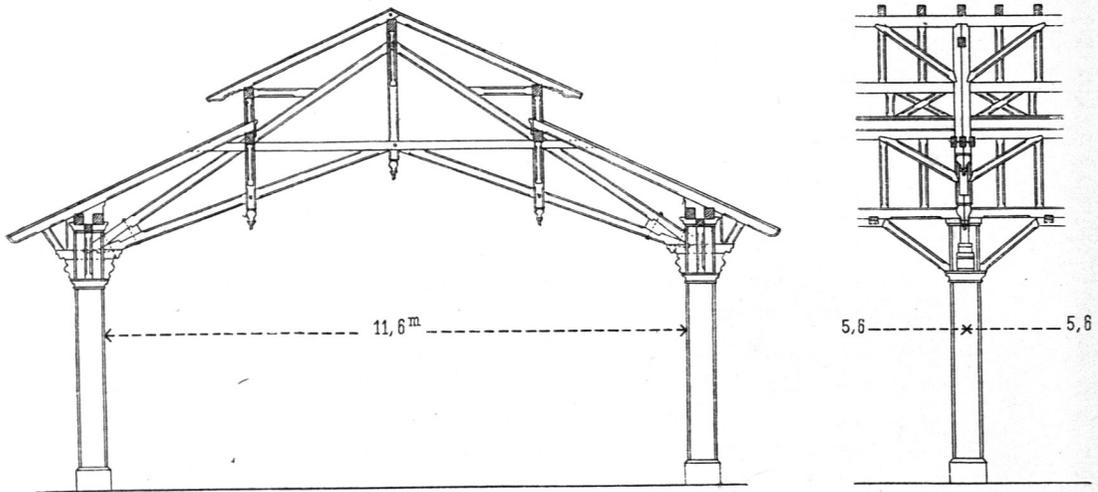
Eine andere Lösung deutet Fig. 324 an. Der Punkt F zwischen C und D ist mit A und B verbunden; dieser Punkt

101.
Verfahren,
Sprengwerke
stabil
zu machen.

kann nunmehr auch die Last der Firstpfette E mittels des Pfosten EF aufnehmen. Das Fachwerk $ACFDB$ ist geometrisch und statisch bestimmt. Wirken in C und D gleiche Lasten, so überträgt sie das Sprengwerk auf die Kämpfer; wirkt nur in C eine Last, so zerlegt sie sich in die Richtungen CA und CF ; erstere geht ohne Weiteres in den Kämpferpunkt A ; letztere geht bis F , wo sie sich nach den beiden Richtungen FA und FB zerlegt. Etwaige Belastung des Punktes F durch EF wird durch die Stäbe FA und FB in die beiden Kämpfer hinübergeleitet. Das Fachwerk $ACFDB$ kann als Dreigelenkträger mit Mittngelenk F aufgefaßt werden.

Nach dem in Art. 81 (S. 101) Vorgeführten sind hier $2 \cdot 2 = 4$ Auflager-Unbekannte und 5, bzw. 6 Knotenpunkte; es muß also für statische und geometrische Bestimmtheit $s = 2k - 4$, d. h. $s = 6$, bzw. 8 sein; in der That ist die Stabzahl 6,

Fig. 325.

Dachstuhl der alten Bahnsteighalle auf dem Bahnhof zu Mannheim¹⁶⁰⁾. $\frac{1}{150}$ n. Gr.

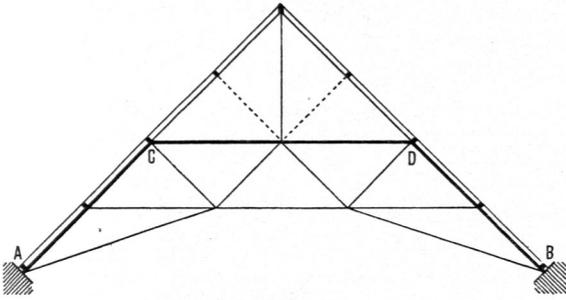
bzw. 8, je nachdem man den Firstknotenpunkt E wegläßt oder hinzunimmt. Der punktierte Stab EF macht das Fachwerk statisch unbestimmt, aber nicht labil.

Werden die Streben AC und BD bis zum Firstpunkt E durchgeführt und wird Stab EF hinzugefügt, so erhält man die einfachste Gestalt des fog. englischen Dachstuhls; alsdann hat man, wenn ein Auflager als beweglich angesehen werden kann, ein Balkendach. Je nach der Construction der Auflager ist also der in Fig. 324 gezeichnete Dachstuhl ein Balken- oder ein Sprengwerksdach. Ein solches Dach ist der alte Dachstuhl des Bahnhofes zu Mannheim (Fig. 325¹⁶⁰⁾. Wegen der Wirkungen auf die Stützen, bzw. Mauern ist die Anordnung des Balkendaches vorzuziehen.

Die schematischen Skizzen in Fig. 326, 327 u. 328 zeigen einige weitere Lösungen, deren Zahl sich ohne Schwierigkeit vermehren ließe und bei denen stets das ursprüngliche Sprengwerk durch kräftigere Linien hervorgehoben ist; bei allen ist die Verwendung möglichst langer, durchlaufender Hölzer erstrebt. Alle diese Binder

¹⁶⁰⁾ Nach: GEIER, a. a. O.

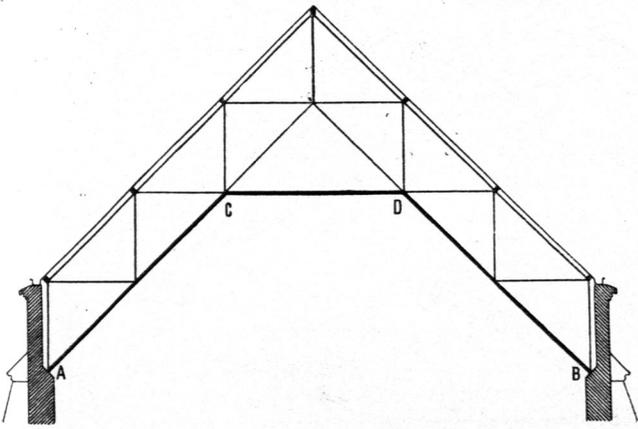
Fig. 326.



träger aber statisch unbestimmt sind, indem sie einen überzähligen Stab haben; auch aus diesem Grunde sind diese Constructionen als Balkenträger vorzuziehen.

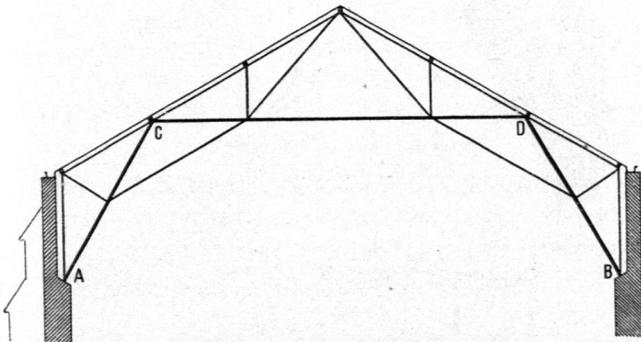
In etwas anderer Weise ist bei den meisten der ausgeführten Sprengwerks-Dachbinder verfahren worden. Zu der Zeit, als man (im ersten Drittel unseres

Fig. 327.



Jahrhundertes) an die Construction so weit gespannter Dächer herantrat, kannte man noch keine Fachwerk-Theorie, und so konnte es nicht ausbleiben, daß, trotz tüchtiger und für die damalige Zeit fogar hervorragender Leistungen, doch vieles Minderwerthige entstand. Für längere Zeit waren die *Moller'schen* Constructionen Vorbild dieser Dächer. *Moller* machte die Punkte *C* und *D* des Hauptspren-

Fig. 328.



können unverändert oder mit kleinen Aenderungen als Balkenbinder verwendet werden, wenn man ein Auflager entsprechend anordnet. Man erreicht so die Vortheile der Sprengwerksdächer ohne ihre Nachteile.

Zu beachten ist, daß dieselben, abgesehen vom Pfosten unter der Firftpette, als Balkenträger statisch bestimmt, als Sprengwerks-

träger aber statisch unbestimmt sind, indem sie einen überzähligen Stab haben; auch aus diesem Grunde sind diese Constructionen als Balkenträger vorzuziehen.

träger aber statisch unbestimmt sind, indem sie einen überzähligen Stab haben; auch aus diesem Grunde sind diese Constructionen als Balkenträger vorzuziehen.

102.
Moller'sche
Binder.

Fig. 329.

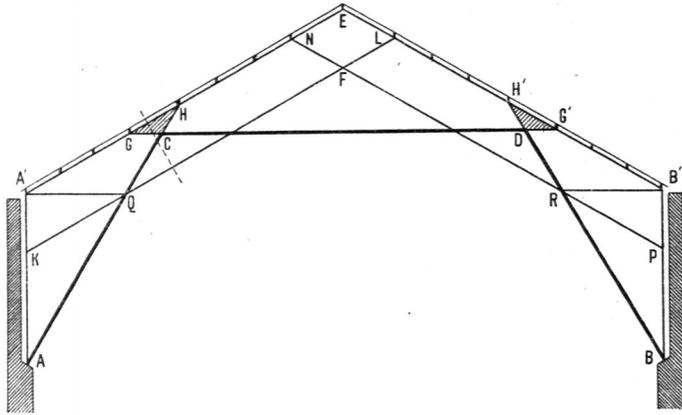
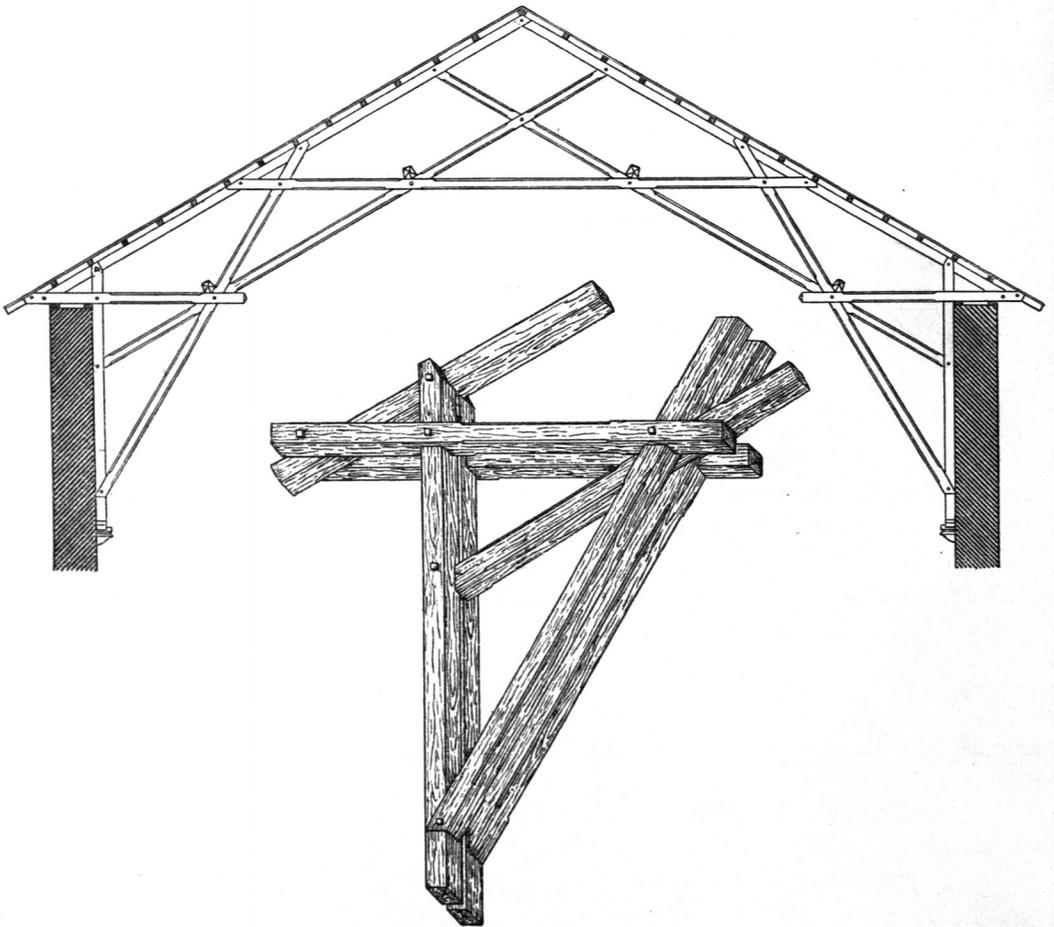


Fig. 330.

Von der Reithalle in Wiesbaden. (Von Moller¹⁶¹⁾.) $\frac{1}{150}$ n. Gr.

161) Nach: GEIER, a. a. O.

bezw. B' nach R . Es leuchtet ein, daß diese Construction nicht eine so klare Kraftvertheilung bietet, wie unsere modernen Fachwerke; als Fachwerk betrachtet genügt dieselbe nicht den an die Standfestigkeit zu stellenden Bedingungen; die Zahl der Auflager-Unbekannten ist, da auch K und P als Auflager mit wagrechten Reactionen

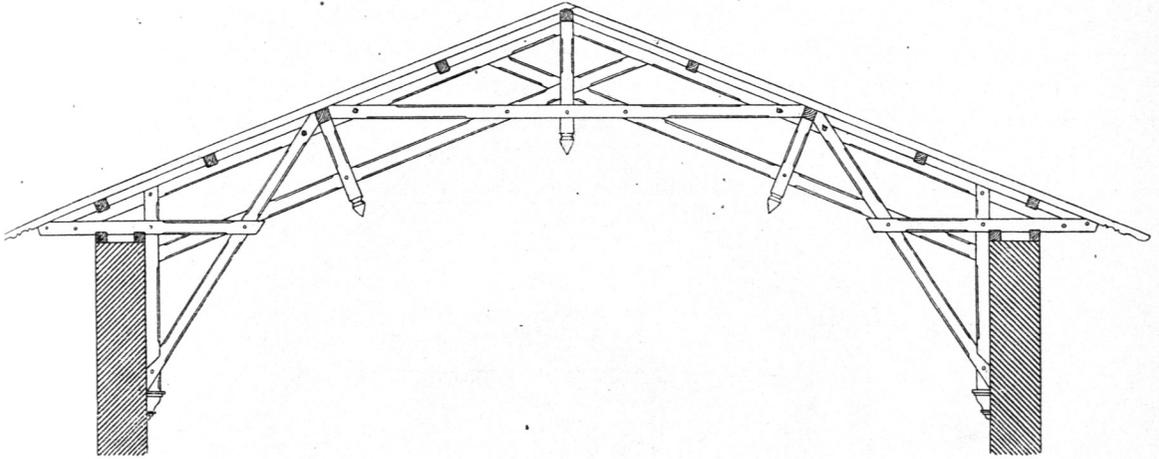
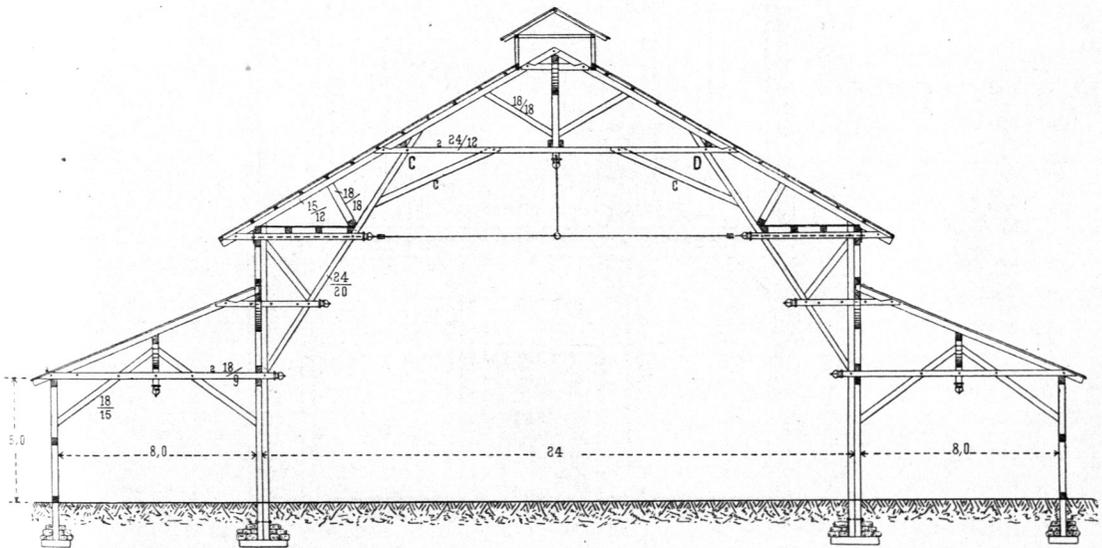
Fig. 331¹⁶²⁾.

Fig. 332.

Von der Festhalle für das Universitäts-Jubelfest zu Heidelberg 1886¹⁶³⁾. $\frac{1}{2000}$ n. Gr.

eingeführt werden müssen, $n = 2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 = 6$; die Zahl der Knotenpunkte ist $k = 20$; mithin muß die Stabzahl $s = 2 \cdot 20 - 6 = 34$ sein. Die Stabzahl ist aber nur $s_1 = 33$; mithin ist ein Stab zu wenig vorhanden. Nun darf man allerdings eine solche Construction nicht als Fachwerk im heutigen Sinne betrachten, weil ja die

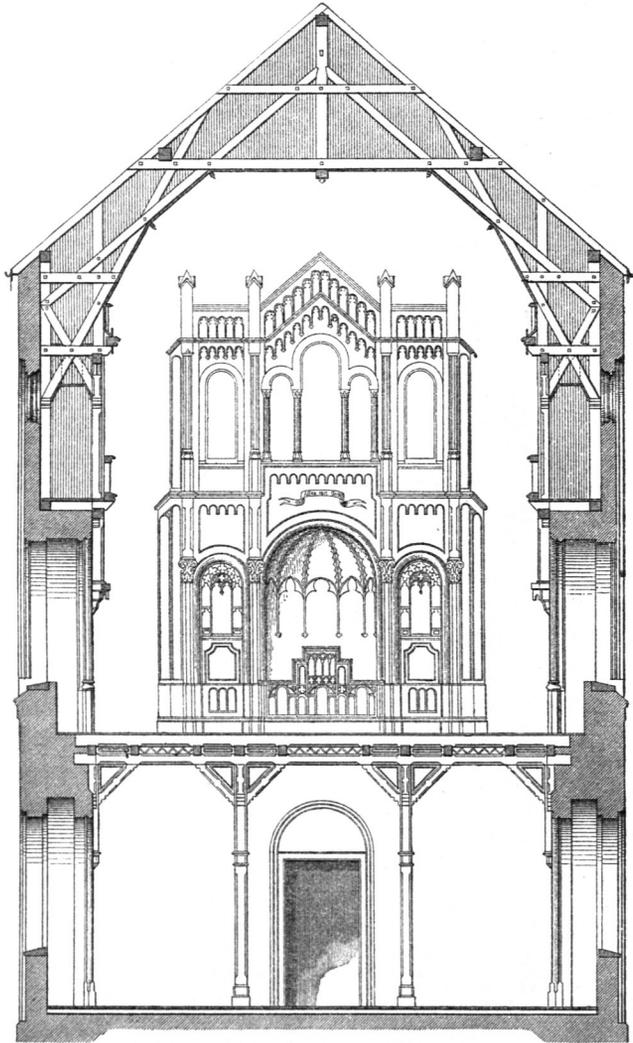
¹⁶²⁾ Nach: PROMNITZ, J. Der Holzbau. 2. Aufl. Halle 1874. S. 430.

¹⁶³⁾ Nach freundlicher Mittheilung des Herrn Oberbaudirectors Professor Dr. DURM zu Karlsruhe.

Bedingungen desselben keineswegs erfüllt sind. Die an den Knotenpunkten durchgehenden Balken (Stäbe) können Momente aufnehmen. Eine einigermaßen genaue Berechnung dürfte allerdings bedeutende Schwierigkeit bereiten.

Die vorbesprochene Construction ist als Reithalle in Wiesbaden ausgeführt und in Fig. 330¹⁶¹⁾ dargestellt. Eine verwandte, ähnliche Anordnung zeigt Fig. 331¹⁶²⁾.

Fig. 333.

Turnsaal der Gymnasiums- und der höheren Bürgerschule zu Hannover¹⁶⁴⁾. $\frac{1}{150}$ n. Gr.

Ein gut aussehendes Sprengwerk zeigt auch die in Fig. 332 dargestellte Mittelhalle der im Jahre 1886 gelegentlich des Jubiläums der Universität Heidelberg errichteten Festhalle (Fig. 332¹⁶³⁾. Das Hauptsprengwerk (entsprechend *ACDB* in der schematischen Skizze in Fig. 329) ist in den Punkten *C* und *D* durch Stäbe *c, c* zur Aufnahme der Momente fähig gemacht; diese Stäbe beanspruchen dann allerdings

¹⁶⁴⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, Bl. 11.

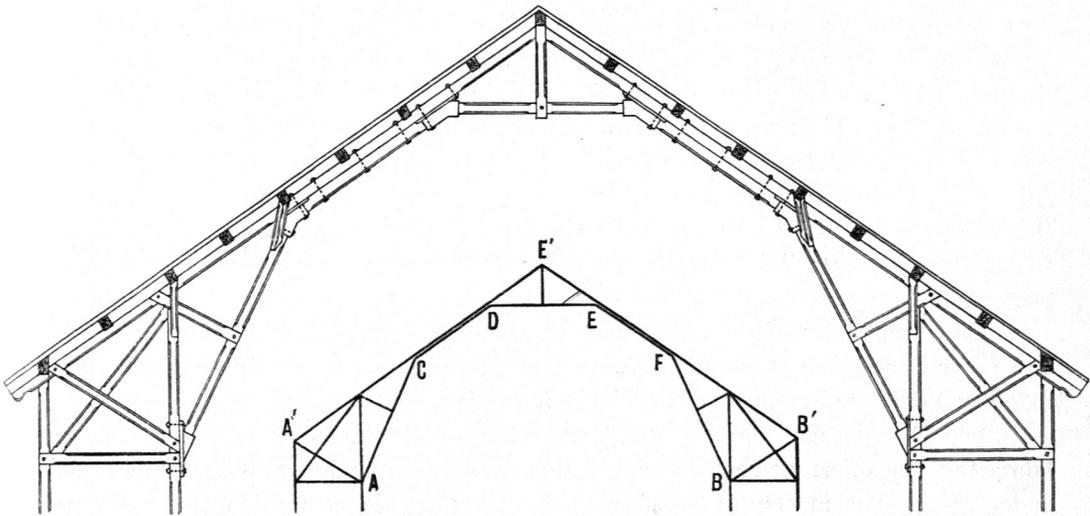
den Spannriegel CD auf Biegung, was ein Nachtheil ist. Im Uebrigen reiht sich Dreieck an Dreieck.

Das Sprengwerksdach über dem Turnsaal des Gymnasiums und der höheren Bürgerschule zu Hannover (Fig. 333¹⁶⁴) ist offenbar ebenfalls unter dem Einflusse der *Moller'schen* Construction entstanden; hier sind gewissermaßen zwei Sprengwerke in einander geschachtelt, deren eines zwei Lastpunkte aufweist und deren anderes einen mittleren Lastpunkt hat. Die Construction ist nicht recht klar.

Auf Grund der vorstehenden Entwicklungen wird man leicht im Stande sein, ein der gestellten Aufgabe entsprechendes Sprengwerksdach zu entwerfen, andererseits auch die Güte einer Construction zu beurtheilen. Mit besonderer Aufmerksamkeit sind Binder zu behandeln, welche nach dem Schema in Fig. 334¹⁶⁵) gebaut sind. Das Sechseck $ACDEFB$ ist nur bei ganz bestimmter Belastungsart die Gleichgewichtsform; bei jeder anderen Belastung, also fast stets, entstehen Momente in den ver-

103.
Andere
Binder.

Fig. 334¹⁶⁵).



schiedenen Binderstellen. Um dieselben in C , D , E und F aufzunehmen, hat man wohl die durchgehenden Pfettenträger $A'E'$ und $B'E'$ mit den Sprengwerksstreben CD , bezw. EF verschraubt, verzahnt oder verdübelt. Alsdann nimmt der Querschnitt des Pfettenträgers die in den Eckpunkten wirkenden Momente auf; für die Strecke CD , bezw. EF wirkt der Querschnitt der beiden mit einander verbundenen Hölzer den Momenten entgegen.

Constructions, wie die in Fig. 334 gezeichnete, werden besser vermieden.

b) Dächer mit Bogensprengwerken.

Das Bestreben, dem Dachbinder eine dem Auge angenehme Form zu geben, führte schon bei den aus einzelnen Stäben hergestellten Sprengwerksdächern zu einer dem Bogen angenäherten Vieleckform. Es ist nun auch möglich, für die tragenden Binder die vollständige Bogenform zu verwenden. Krumm gewachsene Hölzer stehen allerdings selten zur Verfügung; das Biegen starker Hölzer hat gleichfalls Schwierig-

104.
Verschiedenheit.

165) Nach: WANDERLEY, G. Die Constructionen in Holz. Halle 1877. S. 265.

keit. Man hat deshalb die Bogen aus einzelnen mit einander verbundenen Bohlen hergestellt, und zwar sind zwei verschiedene Anordnungen üblich:

- 1) Bogen aus lothrecht gestellten Bohlen und
- 2) Bogen aus wagrecht gelegten Bohlen.

105.
Bogen aus
lothrecht
gestellten
Bohlen.

Die Bogen aus lothrecht gestellten Bohlen sollen zuerst von *Philibert de l'Orme* 1561 ausgeführt sein; doch wird behauptet¹⁶⁶⁾, daß sie schon mehrere Jahrhunderte früher in Gebrauch gewesen seien. In der neueren Praxis sind sie unter dem Namen »de l'Orme'sche Bogendächer« bekannt. Die Bogenstücke werden aus genügend breiten, 4 bis 6 cm starken Brettern oder Bohlen ausgeschnitten, wobei innere und äußere Krümmung dem gewählten Halbmesser entspricht. Von diesen Stücken werden nunmehr, je nach Stützweite und Krümmung, mehr oder weniger Lagen auf einander gelegt und mit einander durch hölzerne, besser durch eiserne Nägel verbunden, wobei die Stoszfugen der einzelnen Lagen gegen einander verwechselt werden müssen. Bei drei Lagen würde man z. B. die Fugen der zweiten und dritten Lage stets mit dem ersten, bezw. zweiten Drittel der Länge der zur ersten Lage verwendeten Bohlenstücke zusammenfallen lassen. Die Länge der einzelnen Bohlenstücke richtet sich nach dem Halbmesser des Bogens und der Breite der verfügbaren Bretter; man schneidet aus diesen die einzelnen Stücke nach einer Schablone, welche man, um Holz zu sparen, abwechselnd umkehrt (Fig. 335). Man kann auch, wenn es die Architektur des Gebäudes gestattet, die innere Begrenzung der Bohlenstücke geradlinig lassen. Die Länge der einzelnen Bohlenstücke beträgt 1,25 bis 2,50 m.

Fig. 335.



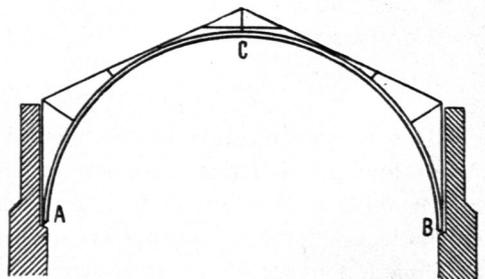
Ein Nachtheil dieser Construction ist, daß die Längsfasern des Holzes außen und unter Umständen auch innen durchschnitten werden; es ist vortheilhaft, wenn möglichst viele Fasern nicht durchschnitten werden.

106.
Bogen aus
wagrecht
gelegten
Bohlen.

Die Bogen aus wagrecht gelegten Bohlen sind von *Emy* erfunden und im Jahre 1828 bekannt gemacht. Die Bohlen werden in mehreren Lagen über einander gelegt und in die gewünschte Form gebogen; dabei werden die einzelnen Lagen durch Schraubenbolzen und Bügel mit einander zu einem Ganzen verbunden. Auch hier nagelt man die einzelnen Bretter auf einander und versetzt die Stöße. Als Vortheil dieser Construction vor der älteren ist hervorzuheben, daß man keinen Verschnitt hat, daß die Längsfasern der Bohlen nicht durchschnitten werden und daß man die Bretter, bezw. Bohlen in ihrer vollen Länge verwenden, ja bei vorübergehenden Bauten nach dem Abbrechen wieder zu anderen Zwecken gebrauchen kann. Ein Nachtheil sind die zwischen den einzelnen Bohlen auftretenden Schubspannungen, welche aber durch die Schraubenbolzen und Bügel unschädlich gemacht werden können.

Man verwendet die Bohlenbogen sowohl als Sparren, so daß also die einzelnen

Fig. 336.



166) Siehe: LANG, G. Zur Entwicklungsgeschichte der Spannwerke des Bauwesens. Riga 1890. S. 18.

Gebinde fämmtlich einander gleich sind und in geringen Abständen stehen (0,80 bis 1,50 m), so wie auch als Binder. Im letzteren Falle tragen die Bogen Pfetten und diese wieder Sparren in der sonst üblichen Weise.

Die Bohlenbogen sind Sprengwerke von unendlich vielen Seiten, d. h. von

107.
Statische
Verhältnisse.

Fig. 337.

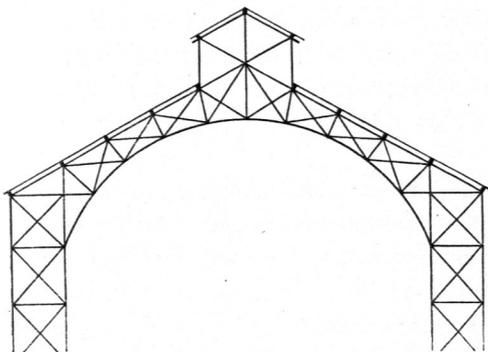


Fig. 338.

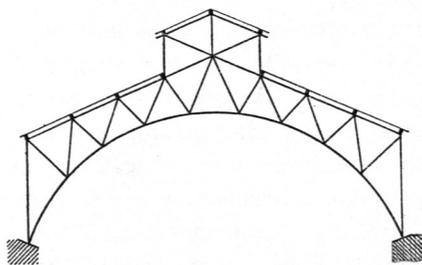
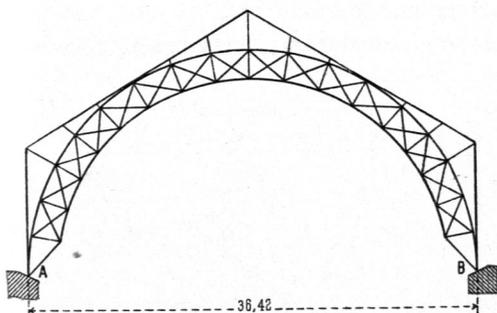


Fig. 339.



continuirlicher Krümmung; sie üben, wie alle Bogen, auf die Stützen (auch bei nur lothrechten Belastungen) schiefe Drücke aus, selbst wenn sie sich mit lothrechten Tangenten auf die Stützpunkte setzen. Bei der Berechnung ist dies zu beachten; die Ansicht, dass keine wagrechte Seitenkraft in dem auf die Seitenstütze übertragenen Drucke vorhanden sei, ist unrichtig, es sei denn, dass ein Stützpunkt wagrecht frei beweglich ist. Die Seitenmauern müssen also zur Aufnahme der schiefen Kräfte genügend stark sein. Bei der üblichen Constructionsart kann man den Bogen als einen solchen mit zwei Kämpfergelenken berechnen. Der Bogen ist aber statisch unbestimmt.

Ein Bogen bildet, wie auch ein Sprengwerk, nur für eine ganz bestimmte Belastungsart die Gleichgewichtsform; sobald die Belastung sich irgend wie ändert, wird er das Bestreben haben, seine Form zu ändern, d. h. die der neuen Belastung entsprechende Gleichgewichtsform anzunehmen. Diese Formänderung darf nicht eintreten; der Bogen muss im Stande sein, auch bei geänderter Belastung seine alte Form zu behalten. Um dies zu erreichen, macht man entweder den Querschnitt des Bogens so groß, dass er den auf die Formänderung hinwirkenden Momenten ohne unzulässige Beanspruchung widerstehen kann, oder verbindet den Bogen mit einem aus Dreiecken zusammengesetzten Fachwerk.

Die einfachste Anordnung ist in Fig. 336 angegeben: der tragende Bogen

ACB ist als steifer Bohlenbogen gedacht; nach außen soll das Dach ein Satteldach sein; es sind deshalb Gurtsparren angeordnet und mit dem Bohlenbogen durch Zangen verbunden. Wenn Bogen und Gurtsparren in sehr innige Verbindung gebracht werden, so kann man den Querschnitt der Sparren für die Berechnung des Bogens theilweise mit in Betracht ziehen.

Man kann auch, wie in Fig. 337 angedeutet ist, ähnlich wie bei den neueren Eisendächern, ein richtiges Fachwerk herstellen, dessen innere Begrenzung die

Bogengurtung bildet und dessen obere Gurtungen parallel den Dachflächen sind. Die Stäbe der oberen Gurtung werden zweckmäßig als durchlaufende Hölzer genommen, das Gitterwerk mit nach dem Bogenmittelpunkt laufenden Pfosten und gekreuzten Schrägstäben in jedem Felde. Statt dieses Gitterwerkes kann man auch Netzwerk nach Fig. 338 wählen. Für sehr weit gespannte Hallen empfiehlt es sich vielleicht, Bogen mit zwei gleich laufenden Gurtungen zu verwenden, welche durch Gitterwerk mit einander verbunden sind und zweckmäßig bis zum Sockelmauerwerk herabreichen (Fig. 339). Beide Bogen können als Bohlenparren und die radialen Pfosten als Doppelzangen hergestellt werden. Auch ist nicht ausgeschlossen, daß man mit Zuhilfenahme des Eisens bei den Fußpunkten des Bogens zwei Kämpfergelenke und im Scheitel ein drittes Gelenk anbringt, wodurch der Bogen für die Ermittlung der Kämpferdrücke statisch bestimmt würde.

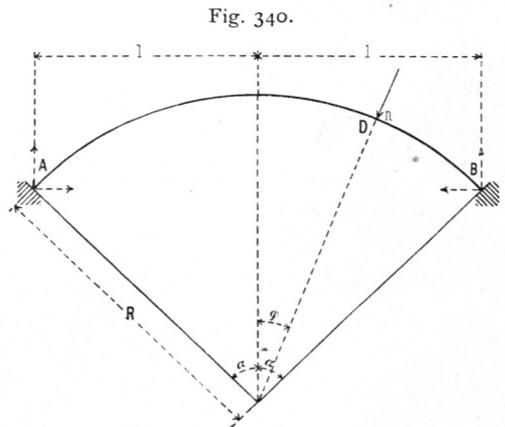
108.
Berechnung
der
Bohlenbogen.

Bei der Berechnung muß der Bohlenbogen als elastischer Bogen angesehen und nach der Theorie der krummen Träger berechnet werden. Der Querschnitt des Bogens wird auf seine ganze Länge constant ausgeführt, und die Verhältnisse liegen theoretisch eben so, wie beim frei tragenden Wellblechdache, für welches der Verfasser der vorliegenden Kapitel die Berechnung durchgeführt und Formeln aufgestellt hat¹⁶⁷⁾. Bei dieser Berechnung sind allerdings Durchzüge angenommen, welche die wagrechten Kräfte der beiden Stützpunkte ausgleichen; man sieht aber leicht, daß, wenn die elastische Veränderung der Zugstange gleich Null gesetzt wird, die dann erhaltenen Formeln genau unserer Annahme fester Kämpferpunkte entsprechen müssen. Ferner trifft die dort bezüglich des Winddruckes gemachte Annahme hier nicht stets zu. Dort ist angenommen, daß die Dachfläche die Bogenkrümmung habe und daß also der Winddruck auf die Dachfläche stets radial wirke. Wenn aber über dem Bogen Gurtparren liegen, welche mit dem Bogen durch radiale Zangen verbunden sind, so kann man mit genügender Genauigkeit annehmen, daß die Winddrücke auch hier radial wirken, und wird bei Benutzung der a. a. O. entwickelten Formeln keinen großen Fehler machen. Will man jedoch auch hier genauer rechnen, so kann man auf dem in der genannten Schrift gezeigten Wege auch diese Rechnung ohne besondere Schwierigkeit durchführen.

Der Berechnung sind nun die folgenden Annahmen und Bezeichnungen zu Grunde gelegt. Der Bogen ist ein Kreisbogen (Fig. 340) vom Halbmesser R ; beide Auflager liegen gleich hoch und wirken wie Kämpfergelenke; der Mittelpunktswinkel des ganzen Bogens ist 2α . Das Eigengewicht ist für das lauf. Meter der Grundfläche des Bogens gleich groß eingeführt und für das Quadr.-Meter der Grundfläche mit g bezeichnet.

Die Schneelast p für das Quadr.-Meter der Grundfläche ist einmal als das ganze Dach, sodann als nur eine Dachhälfte gleichmäßig belastend eingeführt.

Die Windbelastung ist für das Quadr.-



¹⁶⁷⁾ Siehe: LANDSBERG, TH. Berechnung freitragender Wellblechdächer. Zeitchr. f. Bauw. 1891, S. 381. — Auch als Sonderabdruck erschienen: Berlin 1891.

Meter schräger Dachfläche, welche den Winkel φ mit der Wagrechten einschließt, also in einem Punkte D dessen Mittelpunktswinkel φ ist,

$$n = a \sin \varphi.$$

Die Stützweite des Bogens wird mit $2l$ bezeichnet. Alle Formeln beziehen sich auf ein Stück Dach, welches senkrecht zur Bildfläche gemessen 1^m lang ist.

Alsdann erhält man die folgenden Rechnungsergebnisse:

1) Belaftung durch das Eigengewicht. Die wagrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes in A , bezw. B ist

$$H_g = \frac{g R A_1}{C}.$$

$$\text{Darin bedeutet } A_1 = \frac{7}{6} \sin^3 \alpha - \frac{\alpha}{2} \cos \alpha + \alpha \cos^3 \alpha - \frac{\sin \alpha}{2},$$

$$C = \alpha - 3 \sin \alpha \cos \alpha + 2 \alpha \cos^2 \alpha.$$

Im Scheitel des Bogens ist das Moment

$$M'_{g \max} = g R^2 \left[\frac{\sin^2 \alpha}{2} - \frac{A_1}{C} (1 - \cos \alpha) \right].$$

Ein negativer Größtwerth des Momentes findet für den Mittelpunktswinkel φ_{\max} statt und hat die Gröfse

$$M''_{g \max} = -g R^2 \left[\frac{1}{2} \left(\frac{A_1}{C} \right)^2 - \frac{A_1}{C} \cos \alpha + \frac{\cos^2 \alpha}{2} \right].$$

Für die verschiedenen Werthe von α , also für die verschiedenartigen Bogen ist die folgende Tabelle ausgerechnet; der Bogen mit $\alpha = 90^\circ$ würde z. B. dem Halbkreife entsprechen.

| α | A_1 | C | H_g | $M'_{g \max}$ | $M''_{g \max}$ | φ_{\max} abgerundet |
|----------|---------|---------|-------------|---------------|----------------|--------------------------------|
| 25 | 0,00385 | 0,00407 | 0,9460 | 0,00067 | -0,00079 | 18°54' |
| 30 | 0,00914 | 0,00996 | 0,9382 | 0,00070 | -0,00260 | 20°14' |
| 35 | 0,01893 | 0,02112 | 0,8965 | 0,00236 | -0,00299 | 26°18' |
| 40 | 0,03488 | 0,04028 | 0,8660 | 0,00399 | -0,00499 | 30° |
| 45 | 0,05893 | 0,07080 | 0,8323 | 0,00622 | -0,00784 | 33°40' |
| 50 | 0,09273 | 0,11658 | 0,7954 | 0,00928 | -0,01165 | 37°18' |
| 60 | 0,19386 | 0,27176 | 0,7184 | 0,01832 | -0,02276 | 44°30' |
| 75 | 0,41232 | 0,73437 | 0,5615 | 0,05036 | -0,04579 | 55°51' |
| 90 | 0,66667 | 1,57080 | 0,4244 | 0,07559 | -0,09006 | 64°53' |
| Grad | | | $\cdot g R$ | $\cdot g R^2$ | $\cdot g R^2$ | |

Man sieht, die absolut genommen ungünstigsten Momente sind die Werthe $M''_{g \max}$ an den Stellen, welche den Mittelpunktswinkeln φ_{\max} entsprechen. Die Momente werden in Kilogr.-Met. und die Werthe H_g in Kilogr. erhalten.

2) Belaftung durch volle Schneelast. Die Werthe für H und ungünstigstes Moment werden aus den unter 1 entwickelten Gleichungen erhalten, indem man einfach p anstatt g einführt.

3) Belaftung durch einseitige Schneelast. Die wagrechte Seitenkraft H_p der Kämpferdrücke ist halb so groß, wie bei voller Belaftung. Man erhält daher

$$H_p = \frac{p R A_1}{2 C}.$$

Nennt man den Größtwerth des Momentes auf der belasteten Seite $M_{\beta max}$, denjenigen auf der unbelasteten Seite $M'_{\beta max}$, die zugehörigen Mittelpunktswinkel φ_{max} und φ'_{max} , so erhält man die folgende Tabelle, in welche auch die an den Maximalstellen der Momente wirkenden Axialkräfte P_{β} , bzw. P'_{β} aufgenommen sind.

| α | H_{β} | Belastete Hälfte | | | Unbelastete Hälfte | | |
|----------|-----------------|------------------|-------------------|-----------------|--------------------|-------------------|-----------------|
| | | φ_{max} | $M_{\beta max}$ | P_{β} | φ'_{max} | $M'_{\beta max}$ | P'_{β} |
| 25 | 0,4730 | 11°48' | 0,0110 | 0,4831 | 12°35' | -0,0114 | 0,4846 |
| 30 | 0,4691 | 14° | 0,0145 | 0,4835 | 14°55' | -0,0168 | 0,4856 |
| 35 | 0,4483 | 15°33' | 0,0201 | 0,4653 | 17°44' | -0,0212 | 0,4706 |
| 40 | 0,4330 | 17°5' | 0,0252 | 0,4529 | 20°22' | -0,0268 | 0,4620 |
| 45 | 0,4162 | 18°20' | 0,0304 | 0,4384 | 22° | -0,0325 | 0,4520 |
| 50 | 0,3977 | 19°20' | 0,0356 | 0,4215 | 26°2' | -0,0391 | 0,4430 |
| 60 | 0,3567 | 20°30' | 0,0462 | 0,3808 | 31°15' | -0,0516 | 0,4170 |
| 90 | 0,2122 | 18°48' | 0,0778 | 0,2220 | 49°40' | -0,0780 | 0,3280 |
| Grad | $\cdot \beta R$ | | $\cdot \beta R^2$ | $\cdot \beta R$ | | $\cdot \beta R^2$ | $\cdot \beta R$ |

Bei den Bogen mit großen Mittelpunktswinkeln sind diese Ergebnisse nur richtig, wenn die Dachneigung nicht dem Bogen folgt, weil sonst auf den steilen, nahe den Kämpfern gelegenen Bogentheilen der Schnee nicht liegen bleibt. Für die meist üblichen Anordnungen aber sind die Tabellenwerthe richtig. Man sieht, daß die größten Momente auf der nicht belasteten Seite stattfinden. Der Vergleich mit der Tabelle unter 1 lehrt ferner, daß mit Ausnahme des Werthes $\alpha = 90$ Grad für alle Bogen die einseitige Schneelast ungünstiger ist, als die beiderseitige; nur für den Halbkreisbogen und die diesem nahe kommenden Bogen ist volle Schneelast die ungünstigere.

4) Belastung durch Winddruck. Da beide Kämpfer hier als fest gelten, so ist nur der Fall in das Auge zu fassen, welcher in der Eingangs erwähnten Schrift zuerst behandelt ist, daß nämlich die Belastung durch Wind von der Seite des festen Auflagers stattfindet. Man erhält für die Windbelastung der einen Seite die lothrechten und wagrechten Seitenkräfte der Auflagerdrücke (Fig. 341):

$$D_0 = \frac{Ra}{2} \left(\frac{2 \sin^3 \alpha - \sin \alpha + \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right),$$

$$D_1 = \frac{Ra}{4} \left(\frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin \alpha} \right),$$

$$H_w - H'_w = \frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha),$$

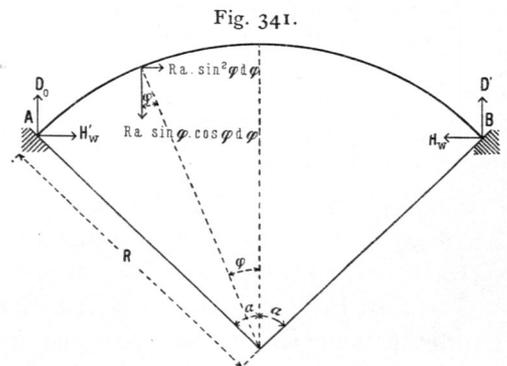
$$H_w = \frac{BaR}{2C},$$

in welcher Gleichung C denselben Werth hat, wie auf S. 135, und

$$B = \frac{9}{4} \sin^2 \alpha - 2 + 2 \cos \alpha + \frac{\alpha^2}{4} + \alpha^2 \cos^2 \alpha - \frac{5}{2} \alpha \cos \alpha \sin \alpha$$

bedeutet. Abkürzungsweise werde $\frac{B}{2C} = \rho$ gesetzt; alsdann ist

$$H_w = \rho a R.$$



Man erhält für die verschiedenen Werthe α die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werthe.

| α | B | C | $\rho = \frac{B}{2C}$ |
|----------|---------|---------|-----------------------|
| 25° | 0,00065 | 0,00407 | 0,0795 |
| 30° | 0,00189 | 0,00996 | 0,0950 |
| 35° | 0,00468 | 0,02112 | 0,1108 |
| 40° | 0,01019 | 0,04028 | 0,1260 |
| 45° | 0,02010 | 0,07080 | 0,1420 |
| 50° | 0,03671 | 0,11658 | 0,1574 |
| 60° | 0,10219 | 0,27176 | 0,1880 |
| 90° | 0,86685 | 1,57080 | 0,2760 |

Aus dieser Tabelle können nun leicht die wagrechten Seitenkräfte H_w und H'_w , welche von den Bogen auf die Seitenmauern als Schub übertragen werden, entnommen und mit den lothrechten Seitenkräften A und B zusammengesetzt werden.

Die größten durch den Winddruck an den beiden Seiten erzeugten Momente finden bezw. in den zu den Mittelpunktswinkeln φ_{max} und ψ_{max} gehörigen Bogenpunkten statt; dieselben haben die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werthe.

| Windseite | | | | Vom Winde abgewendete Seite | | |
|-----------|-----------------|---------------|-------------|-----------------------------|---------------|-------------|
| α | φ_{max} | M_{wmax} | P | ψ_{max} | M'_{wmax} | P |
| 25 | 16° | 0,0032 | 0,0753 | 11°26' | -0,0023 | 0,0811 |
| 30 | 18°40' | 0,0055 | 0,0878 | 13°46' | -0,0039 | 0,0978 |
| 35 | 21°50' | 0,0090 | 0,0997 | 16°6' | -0,0058 | 0,1150 |
| 40 | 24°50' | 0,0135 | 0,1096 | 18°26' | -0,0093 | 0,1330 |
| 45 | 27°50' | 0,0192 | 0,1190 | 20°42' | -0,0135 | 0,1520 |
| 50 | 31° | 0,0264 | 0,1257 | 23°2' | -0,0186 | 0,1710 |
| 60 | 36°45' | 0,0459 | 0,1320 | 27°44' | -0,0328 | 0,2120 |
| 90 | 53°7' | 0,1620 | 0,0900 | 42°10' | -0,1224 | 0,3700 |
| Grad | | $\cdot R^2 a$ | $\cdot R a$ | | $\cdot R^2 a$ | $\cdot R a$ |

Die an den Maximal-Momentstellen auftretenden Axialkräfte P sind in obige Tabelle gleichfalls aufgenommen.

Für andere Werthe von α , als die in die Tabellen aufgenommenen, genügt es, zu interpoliren; doch macht auch eine genaue Berechnung nach den Formeln der erwähnten Arbeit keine Schwierigkeit.

Beispiel. Es soll ein Bogendach von 16 m Stützweite zwischen den Kämpfern construiert werden; die Bogenform soll ein Halbkreis vom Halbmesser $R = 8$ m sein. Das Dach ist nach aufsen als Satteldach ausgebildet mit der Dachneigung $\frac{h}{L} = \frac{1}{4}$; das Dach ist mit Pappe gedeckt. Das Eigengewicht auf das Quadr.-Meter Grundfläche wird zu $g = 60$ kg angenommen.

1) Eigengewicht für 1 lauf. Met. Dachlänge:

$$H_g = 0,4244 g R = 0,4244 \cdot 60 \cdot 8 = \approx 204 \text{ Kilogr.};$$

$$A = B = 8 \cdot 60 = 480 \text{ Kilogr.};$$

$$M_{gmax} = -0,09006 g R^2 = -0,09006 \cdot 60 \cdot 64 = -345,83 \text{ Kilogr.-Met.} = -34583 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

2) Belastung durch Schnee. Volle Schneelast erzeugt ein größeres Moment ($-0,09006 p R^2$),

als einseitige Schneelast ($-0,078 p R^2$). Es soll also erstere der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Man erhält, wenn $p = 75 \text{ kg}$ ist,

$$H_p = 0,4244 p R = 0,4244 \cdot 75 \cdot 8 = \infty 255 \text{ Kilogr.};$$

$$A = B = 8 \cdot 75 = 600 \text{ Kilogr.};$$

$$M_p^{max} = -0,09006 p R^2 = -0,09006 \cdot 75 \cdot 64 = -432,29 \text{ Kilogr.-Met.} = -43229 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

3) Belastung durch Winddruck. Der Winddruck für das Quadr.-Met. senkrecht getroffener Fläche sei $a = 120 \text{ kg}$. Dann ist

$$H_w = \rho a R = 0,276 \cdot 120 \cdot 8 = \infty 265 \text{ Kilogr.};$$

$$H_w' = -\frac{Ra}{2} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + H_w = -\frac{8 \cdot 120}{2} 1,57 + 265 = -489 \text{ Kilogr.};$$

$$H_w'' = -489 \text{ Kilogr.};$$

$$A = \frac{8 \cdot 120}{4} = 240 \text{ Kilogr.}, \text{ und } B = \frac{8 \cdot 120}{4} = 240 \text{ Kilogr.}$$

Das größte Moment findet auf der Windseite statt; dasselbe ist positiv; da aber das durch Eigengewicht und Schneedruck erzeugte Maximalmoment nahe bei dieser Stelle negativ ist, so hebt es sich mit dem positiven Windmoment zum Theile auf. Gefährlicher ist demnach das negative Windmoment auf der vom Winde abgewendeten Seite, welches sich mit den negativen Momenten durch Eigengewicht und Schnee addirt. Dasselbe ist

$$M_w^{max} = -0,1224 R^2 a = -0,1224 \cdot 64 \cdot 120 = -940 \text{ Kilogr.-Met.} = -94000 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

4) Querschnittsbestimmung. Nimmt man nun, etwas ungünstiger als in Wirklichkeit, an, daß alle Größtmomente an demselben Bogenpunkte stattfinden, und addirt sie einfach, so erhält man als ungünstigstenfalls auftretendes Größtmoment:

$$M_g + M_p + M_w = -(34583 + 43229 + 94000) = -171812 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

also

$$M_{max} = -171812 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dieses Maximalmoment kommt auf die Dachlänge von 1 m. Bei einem Binderabstande e entfallen auf jeden Binder e Met. Dachlänge; das von einem Binder aufzunehmende Moment ist alsdann (e in Met. einzuführen)

$$M_{max} = -171812 e \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Ist der Binderabstand $e = 3 \text{ m}$, so wird (absolut genommen)

$$M_{max} = 515436 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

und ohne Rücksicht auf die Axialkraft muß

$$\frac{f}{a} = \frac{M_{max}}{K}$$

sein. K kann hier wegen der nur ganz ausnahmsweise gleichzeitig auftretenden ungünstigsten Belastungen ziemlich hoch angenommen werden; wir setzen $K = 120 \text{ Kilogr.}$ für 1 cm und nehmen den Querschnitt rechteckig mit der Breite b und der Höhe h an. Dann wird

$$\frac{b h^2}{6} = \frac{515436}{120} \text{ und } h^2 = \frac{515436}{120} \cdot \frac{6}{b} = \frac{25771}{b}$$

Ist $b = 20 \text{ cm}$, so wird

$$h^2 = \frac{25771}{20} = 1288 \text{ und } h = 35,9 = \infty 36 \text{ Centim.}$$

Man kann also den Bogen aus 9 über einander gelegten Lagen von je 4 cm starken und 20 cm breiten Brettern construiren.

5) Wirkung des Dachbinders auf die Seitenstützen. Die verschiedenen Belastungen rufen in den Kämpferpunkten Stützdrücke hervor, deren wagrechte, bezw. lothrechte Seitenkräfte auf Grund vorstehender Rechnungen in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind, wenn e den Binderabstand (in Met.) bezeichnet.

| Belastungsart | Linker Kämpfer | | Rechter Kämpfer | |
|----------------------|----------------|----------|-----------------|----------|
| | D_0 | H | D' | H |
| Eigengewicht . . . | 480 e | 204 e | 480 e | 204 e |
| Volle Schneelast . . | 600 e | 255 e | 600 e | 255 e |
| Winddruck links . . | 240 e | -489 e | 240 e | 265 e |
| Winddruck rechts . . | 240 e | 265 e | 240 e | -489 e |

K i l o g r.

Die wagrechte Seitenkraft des bei linksseitigem Winddruck im linken Kämpfer entstehenden Druckes ist nach außen gerichtet; dies bedeutet das Minuszeichen. Da nun, nach dem Gesetze von Wirkung und Gegenwirkung, der auf die Stütze vom Binder ausgeübte Druck stets demjenigen genau entgegengesetzt wirkt, welcher von der Stütze auf den Binder wirkt, so erstrebt der von links kommende Winddruck Umsturz der linksseitigen Mauer nach innen. Ungünstigste Stützenbeanspruchung findet demnach bei der angenommenen Belastung auf der rechten Seite statt, wo die wagrechten durch alle drei Belastungen erzeugten Seitenkräfte in gleichem Sinne wirken, d. h. auf die Binder nach innen, auf die Stützen nach außen. Die ungünstigsten Werthe der Seitenkräfte sind:

$$\Sigma(D_1) = (480 + 600 + 240) e = 1320 e.$$

$$\Sigma(H_{rechts}) = (204 + 255 + 265) e = 724 e.$$

Daraus kann nun in einem jeden Falle leicht das Umsturzmoment bestimmt und die Stabilität des Mauerpfeilers ermittelt werden. Nur kurz erwähnt zu werden braucht, daß bei von rechts kommender Windbelastung der linke Kämpfer in derselben Weise wirkt, wie oben der rechte.

Bei voller Schneebelastung, ohne Winddruck, ergibt sich

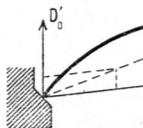
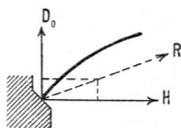
$$\Sigma(H_{links}) = \Sigma(H_{rechts}) = 459 e \quad \text{und} \quad \Sigma(D_1) = \Sigma(D_2) = 1080 e.$$

Die gefährlichen wagrechten Schubkräfte, so weit sie nicht von den Winddrücken herkommen, kann man von den Seitenstützen durch eiserne Durchzüge fern halten, welche die beiden Kämpfer oder zwei über den Kämpfern symmetrisch zur lothrechten Mittelaxe gelegene Bogenpunkte verbinden. Man verwandelt durch diese Eisenstäbe eigentlich das Sprengwerksdach in ein Balkendach; denn nunmehr heben sich die wagrechten Seitenkräfte der Kämpferdrücke gegenseitig auf, und es bleiben nur die lothrechten Auflagerdrücke. Dennoch muß der Sprengwerks-, bezw. Bogenbinder wie ein Sprengwerk, bezw. Bogen berechnet werden; denn für den Dachbinder selbst macht es keinen grundlegenden Unterschied, ob die schiefe Auflagerkraft R als Mittelkraft der von der Stütze geleisteten Seitenkräfte H und D_0 auftritt

110.
Sprengwerks-
bogen mit
Durchzügen.

oder als Mittelkraft des lothrechten Stützendruckes D_0' und der Stabspannung S (Fig. 342). Die Binder der Sprengwerksdächer mit Durchzug können also ebenfalls hier mit behandelt werden.

Fig. 342.



Auf die Stützpunkte der Binder werden nach Vorstehendem nur lothrechte Kräfte und die durch den Winddruck erzeugten wagrechten Seitenkräfte übertragen. Dieselben werden berechnet, wie bei den Balkendächern¹⁶⁸⁾ angegeben ist. Eine Ungewissheit erhebt sich dadurch, daß nicht, wie dort angenommen ist, bei den Holzdächern ein Auflager als beweglich ausgeführt wird. Man kann für überschlägliche Rechnungen annehmen, daß jedes der beiden Auflager die Hälfte der wagrechten Seitenkraft des gesammten Winddruckes übernimmt.

111.
Berechnung.

Was den Bogen anbelangt, so berechne man, wie bei den Bogen ohne Durchzug gezeigt worden ist; die wagrechte Kraft H , welche am Kämpfer wirkend dort vom Seitenmauerwerk auf den Bogen übertragen wurde, wirkt hier als Seitenkraft der Spannung des Durchzuges. Dabei wird die elastische Formänderung des Durchzuges unberücksichtigt gelassen, was hier unbedenklich zulässig ist. Aus der Größe des Werthes H , der demnach als bekannt angenommen werden kann, erhält man nun leicht die Spannung im Durchzuge.

Es sei (Fig. 343) für irgend eine Belastungsart R die Mittelkraft, welche von der Stütze geleistet werden muß, d. h. die Mittelkraft der oben mit D_0 , bezw. H bezeichneten Seitenkräfte; alsdann muß R durch den lothrechten Auflagerdruck, der

¹⁶⁸⁾ Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 416, S. 380; 2. Aufl.: Art. 205, S. 187) dieses »Handbuches«.

hier mit D_0' bezeichnet werde, und durch die Spannung S_0 des nächsten Stabes vom Durchzuge geleitet werden. Da H und D_0 bekannt sind, so auch R , und man sieht leicht, daß stattfindet:

$$S_0 = \frac{H}{\cos \gamma_0} \quad \text{und} \quad D_0' = D_0 - H \operatorname{tg} \gamma_0.$$

Für $\gamma_0 = 0$ wird $S_0 = H$ und $D_0' = D_0$.

Die Spannungen der einzelnen Stäbe des Durchzuges und der lothrechten Hängestäbe folgen leicht aus den Gleichgewichtsbedingungen an den Knotenpunkten des Durchzuges. Es ist

$$S_1 = \frac{H}{\cos \gamma_1}, \quad S_2 = \frac{H}{\cos \gamma_2};$$

$$V_1 = H(\operatorname{tg} \gamma_0 - \operatorname{tg} \gamma_1), \quad V_2 = H(\operatorname{tg} \gamma_1 - \operatorname{tg} \gamma_2).$$

Die vieleckige Form des Durchzuges hat zur Folge, daß in den Anschlußpunkten der Hängestäbe an den Bogen auf diesen die Spannungen dieser Stäbe als Lasten übertragen werden; dadurch wird die Rechnung verwickelter. Die Kräfte V sind aber bei geringem Pfeil des Durchzuges so klein, daß man dieselben für die Berechnung des Bogens unbeachtet lassen kann.

Wenn der Durchzug wagrecht ist, so sind

$$S_0 = S_1 = S_2 \dots = H \quad \text{und} \quad V_1 = V_2 = V_3 \dots = \text{Null}.$$

Man ordne aber doch einige Hängestäbe an, da sonst der Durchzug in Folge seines Gewichtes etwas durchhängt.

Der Durchzug wird am zweckmäßigsten nach den beiden Kämpfern, den Fußpunkten des Bogens geführt (vergl. die schematische Darstellung in Fig. 344). In Fig. 345¹⁶⁹⁾ u. 346¹⁷⁰⁾ sind zwei Dachstühle dargestellt, in denen außer von den Kämpferpunkten aus auch noch von den höher gelegenen Bogenpunkten C und D aus Verbindungsstäbe auslaufen. Dadurch wird die Kraftwirkung unklar. Diese Stäbe CI und IID dienen wohl dazu, den Schub der auf die Bogen gelegten besonderen Gurtungsparren aufzuheben; man lasse sie bei C und D um den Bogen herumgreifen und nach C' , bzw. D' laufen. Die Spannung in AI ist nach Vorstehendem leicht zu finden; aus derselben ergeben sich diejenigen in III . Zu der Spannung in III , welche hierdurch erzeugt wird, kommt noch diejenige hinzu, welche in $C'I$ herrscht.

Die in Fig. 337, 338 u. 339 (S. 133) vorgeführten Bogendächer, bei denen der Bogen als ein Gitterwerk gebildet ist, können auch mit Durchzügen hergestellt werden.

Fig. 343.

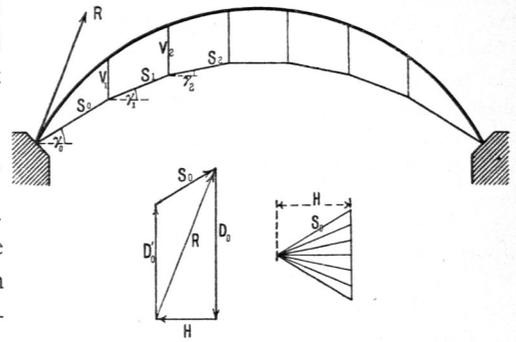
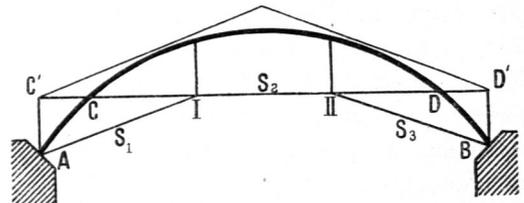


Fig. 344.

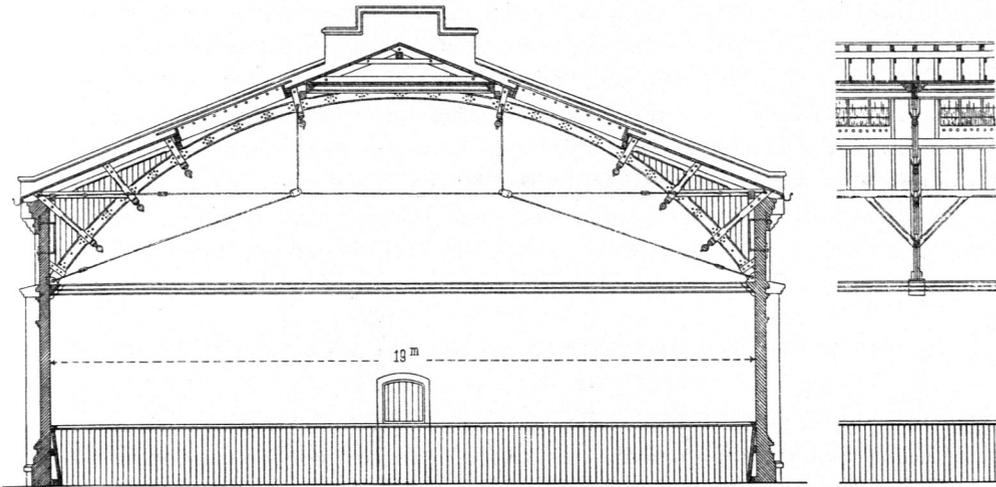


112.
Verschiedene
Constructions.

¹⁶⁹⁾ Nach freundlichen Mittheilungen des Herrn Professor *Manhot* in Frankfurt a. M. — Vergl. auch: *Centrabl. d. Bauverw.* 1890, S. 117.

¹⁷⁰⁾ Nach: *Deutsche Bauz.* 1893, S. 577.

Fig. 345.

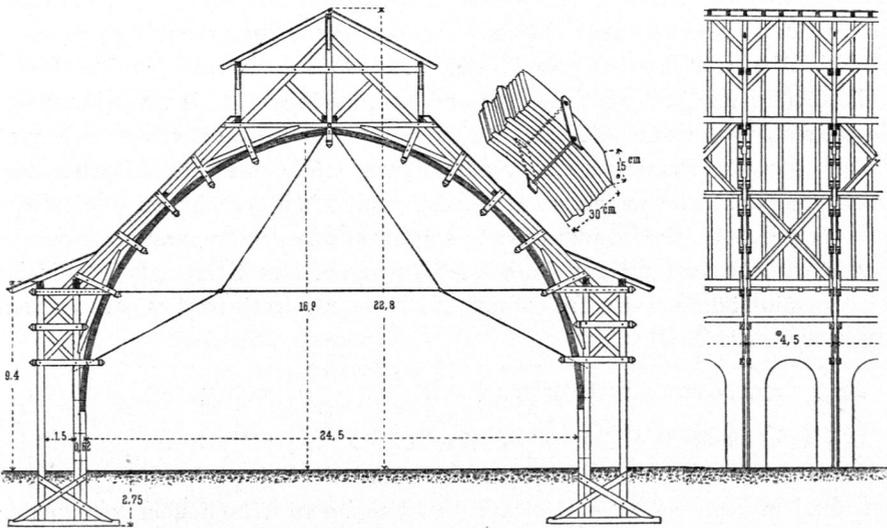


Vom Taterfall zu Mannheim ¹⁶⁹).

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

Arch.: *Manhot*.

Fig. 346.



Von der Festhalle für das Mittelrheinische Turnfest zu Darmstadt 1893 ¹⁷⁰).

$\frac{1}{375}$ n. Gr.

28. Kapitel

Hölzerne Thurmdächer, Zelt- und Kuppeldächer.

a) Hölzerne Thurmdächer.

Thurmdächer sind steile Zeltedächer über quadratischer oder achteckiger, auch wohl kreisförmiger, selten über einer anders geformten Grundfläche. Dieselben