



UNIVERSITÄTS-  
BIBLIOTHEK  
PADERBORN

## **Dächer im allgemeinen, Dachformen**

**Schmitt, Eduard**

**Stuttgart, 1901**

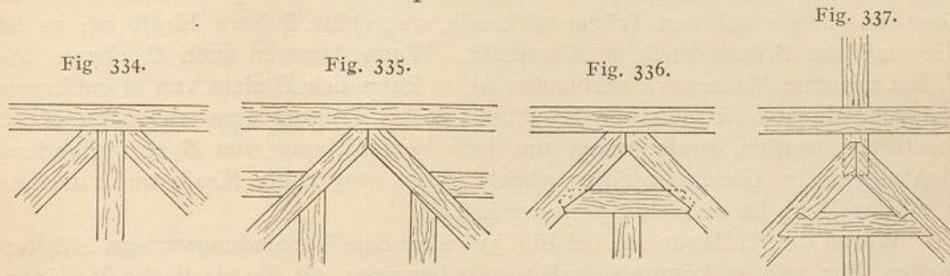
27. Kap. Hölzerne Sprengwerksdächer.

---

[urn:nbn:de:hbz:466:1-78841](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-78841)

fallspunkt zurückrücken und den Anfallpunkt durch die Pfette, welche etwas über den Binder hinaus ragt, unterstützen (Fig. 337).

Der Verbindungspunkt des Gratsparrens und Kehlsparrens (Punkt *f* in Fig. 327, S. 127) macht besonders bei dem heute meistens ausgeführten Pfettendache keine Schwierigkeit. Die Firstpfette wird hier sorgfältig unterstützt und nimmt die oberen Enden beider Sparren auf.



## 27. Kapitel.

### Hölzerne Sprengwerksdächer.

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 lotrechten Belastungen. Da diese schiefen Drücke die Seitenmauern gefährden, so vermeidet man sie, und dies ist, wenigstens für lotrechte Belastungen, durch Anbringen von Verbindungsstäben beider Auflager möglich<sup>160</sup>); dadurch erhält man die Balkendächer. Allerdings erzeugen auch bei diesen die schief wirkenden Belastungen schiefe Auflagerdrücke auf die Stützpunkte; diese sind unvermeidlich. Oftmals aber ist es aus architektonischen Rücksichten wünschenswert, die durchgehenden Verbindungsstäbe, d. h. die durchlaufenden Balken fortzulassen, besonders bei Überdachung weit gespannter Räume, großer Festhallen, Kirchen u. s. w., bei denen die Dachkonstruktion sichtbar sein und der Innenarchitektur als Grundlage dienen soll. Alsdann verwendet man vielfach Sprengwerksdächer, die, wenn geschickt entworfen, einen sehr befriedigenden Anblick gewähren. Sprengwerksdächer sind Dächer, bei denen der durch die lotrechten Belastungen an den Auflagern der Binder erzeugte wagrechte Schub nicht durch die Binderkonstruktion aufgehoben wird.

Ob ein Dach ein Balkendach oder ein Sprengwerksdach ist, kann man nicht immer auf den ersten Blick entscheiden; es kommt nicht allein auf die Anordnung der Binderstäbe an, sondern in erster Linie auf die Art der Auflagerung. Ein Schub auf die Stützen findet bei lotrechten Belastungen nur dann statt, wenn beide Auflager des Binders fest, d. h. in ihrer gegenseitigen Lage unveränderlich sind oder wenn die gegenseitige Bewegung derselben nur in ganz geringen Grenzen möglich ist. In Fig. 338 sei das Auflager *A* fest mit dem Mauerwerke verbunden und *B* in der wagrechten Linie reibungslos beweglich; bei irgend einer lotrechten Belastung des Binders kann und wird *B* nach rechts gehen, so weit, als die elastischen Veränderungen der Binderstäbe dies bedingen. Die

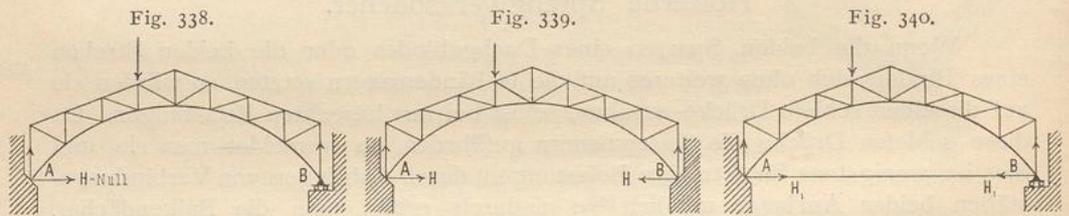
<sup>160</sup>.  
Allgemeines.

<sup>160</sup>) Siehe Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 423, S. 388; 2. Aufl.: Art. 212, S. 195; 3. Aufl.: Art. 214, S. 215) dieses »Handbuchs«.

beiden Auflager sind in ihrer gegenseitigen Lage veränderlich; der Binder in Fig. 338 ist also, trotz der Bogenform, ein Balkendachbinder.

Man kann sich dies auch folgendermaßen klar machen: Die Last erzeugt einen Stützendruck in  $B$ , welcher nur lotrecht sein kann, weil das Auflager in der Wagrechten reibungslos verschieblich ist. Wenn aber  $B$  lotrecht wirkt, so muß die wagrechte Seitenkraft  $H$  des Stützendruckes in  $A$  gleich Null sein, weil diese die einzige auf den Träger wirkende wagrechte äußere Kraft ist; es ist also auch der Stützendruck in  $A$  lotrecht. Wenn dagegen auch  $B$ , ebenso wie  $A$ , fest mit dem Mauerwerk verbunden ist, so kann sich  $B$  nicht von  $A$  entfernen, und vom Mauerwerk muß auf den Punkt  $B$  des Trägers eine wagrechte Kraft übertragen werden, groß genug, um jede Verschiebung von  $B$  zu verhindern. Eine wegen des Gleichgewichtes gleich große wagrechte Kraft wirkt alsdann in  $A$ ; das Dach ist also ein Sprengwerksdach.

Wären die Auflager wie bei Fig. 338, aber eine Verbindungsstange  $AB$  vorhanden (Fig. 340), so könnte sich  $B$  soweit bewegen, als die elastische Verlängerung der Stange  $AB$  dies zuläßt. Die Seitenmauern erhalten in diesem Falle keinen schiefen Druck, weil, wie in Fig. 338, der auf die Mauer ausgeübte Stützendruck in  $B$ , also auch in  $A$  nur lotrecht sein 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.

Ähnlich 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 Konstruktion verschlechtert werden.

#### a) Dächer mit Stabsprengwerken.

102.  
Statische  
Verhältnisse:  
Rücksicht  
auf die  
Stützpunkte.

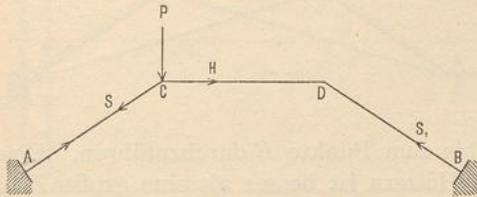
Jedes Sprengwerksdach übt schiefe Drücke auf die Stützpunkte aus; die stützenden Wände, Mauern oder Pfeiler müssen demnach in den Stand gesetzt werden, die erwähnten Kräfte aufzunehmen und unschädlich in die Fundamente zu leiten. Je weniger hoch über den Fundamenten die Übertragung der schiefen Drücke in die Stützen stattfindet, desto günstiger ist es; man ordne deshalb die Fußpunkte der Sprengstreben möglichst tief an. Weiter ist zu beachten, daß

eine auf das Mauerwerk der Seitenwände wirkende Einzelkraft sehr gefährlich ist; man verteile deshalb die durch die Streben übertragenen Einzelkräfte 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 wertvoll.

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 Teilen desselben auftreten. Derselbe muß vor allem geometrisch bestimmt sein;

103.  
Anordnung  
des Binders.

Fig. 341.



er darf nicht eine in labilem Gleichgewicht befindliche Konstruktion bilden, d. h. eine solche, welche bei den verschiedenen Kraftwirkungen verschiedene Gleichgewichtslagen hat.

Die den meisten ausgeführten Sprengwerks-Dachbindern zu Grunde gelegte Hauptkonstruktion ist das Sprengwerk  $ACDB$  (Fig. 341), welches die Belastungen nach den Kämpfern  $A$  und  $B$  übertragen soll. Nun ist aber die geometrische Form eines solchen Sprengwerkes nur für ganz bestimmte Belastungen Gleichgewichtsform. 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, falls in  $C$  und  $D$  ganz gleiche Kräfte, symmetrisch zur lotrechten Mittelachse, wirken. Sobald dies nicht der Fall ist, sobald z. B. nur in  $C$  eine Last  $P$  wirkt, in  $D$  aber keine, so ist Gleichgewicht, Zerlegen der Kräfte nach den Stabrichtungen, nicht möglich; denn die Kraft  $H$ , welche 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 nach der Annahme weiter keine Kräfte in

$D$  wirken. Gleichgewicht findet also bei dieser Konstruktion und ungleicher Belastung der Punkte  $C$  und  $D$  nicht statt. Man muß die Punkte  $C$  und  $D$  ohne Gelenke 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. 342) 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.

Gleichgewicht findet also bei dieser Konstruktion und ungleicher Belastung der Punkte  $C$  und  $D$  nicht statt. Man muß die Punkte  $C$  und  $D$  ohne Gelenke 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. 342) 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.

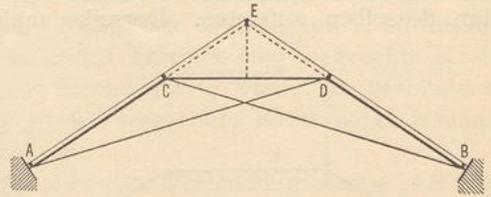
Bei den üblichen Sprengwerken sind allerdings weder bei  $C$ , noch bei  $D$  Gelenke; die gewöhnliche Anordnung dieser Punkte ist aber trotzdem nicht derart, daß sie Momente sicher aufnehmen können; demnach müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden.

Das nächstliegende Verfahren ist, die Eckpunkte  $C$  und  $D$  des Spreng-

104.  
Verfahren,  
Sprengwerke  
stabil  
zu machen.

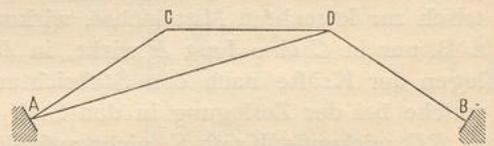
werkes durch eine Folge von Stäben so mit den festen Kämpferpunkten in Verbindung zu bringen, daß Dreieck sich an Dreieck reiht. In einfachster Weise verbindet man  $C$  mit  $B$  und  $A$  mit  $D$  (Fig. 343); man erhält so ein geometrisch bestimmtes, jedoch wegen der unverschieblichen Kämpfer  $A$  und  $B$  einfach statisch unbestimmtes Fachwerk, d. h. es ist ein überzähliger Stab vorhanden. (Liefse man einen Stab, etwa  $BC$ , fort, so erhielte man das Stabsystem in Fig. 344, welches geometrisch und statisch bestimmt ist; doch ist dasselbe für die Ausführung nicht geeignet.) In Fig. 343 ist die wegen der übrigen Dachkonstruktion erforderliche Vervollständigung des Binders angegeben. Man könnte eine etwa verwendete Firstpfette  $E$  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.

Fig. 343.



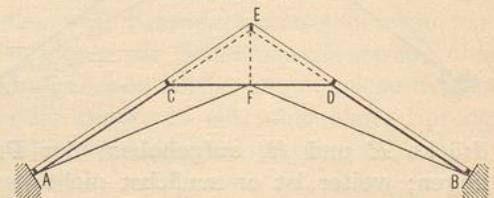
Eine andere Lösung deutet Fig. 345 an. Der Punkt  $F$  zwischen  $C$  und  $D$  ist mit  $A$  und  $B$  verbunden; dieser Punkt kann nunmehr auch die Last der Firstpfette  $E$  mittels des Pfosten  $EF$  aufnehmen. Das Fachwerk  $ACFDB$  ist geometrisch und statisch bestimmt. Wirken in  $C$  und  $D$  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 Mittengelenk  $F$  aufgefaßt werden.

Fig. 344.



Nach dem in Art. 81 (S. 103) Vorgeführten sind hier  $2 \cdot 2 = 4$  Auflager-Unbekannte und 5, bezw. 6 Knotenpunkte; für statische und geometrische Bestimmtheit muß also  $s = 2k - 4$ , d. h.  $s = 6$ , bezw. 8 sein; in der That ist die Stabzahl 6, bezw. 8, je nachdem man den Firstknotenpunkt  $E$  wegläßt oder hinzunimmt. Der punktierte Stab  $EF$  macht das Fachwerk statisch unbestimmt, aber nicht labil.

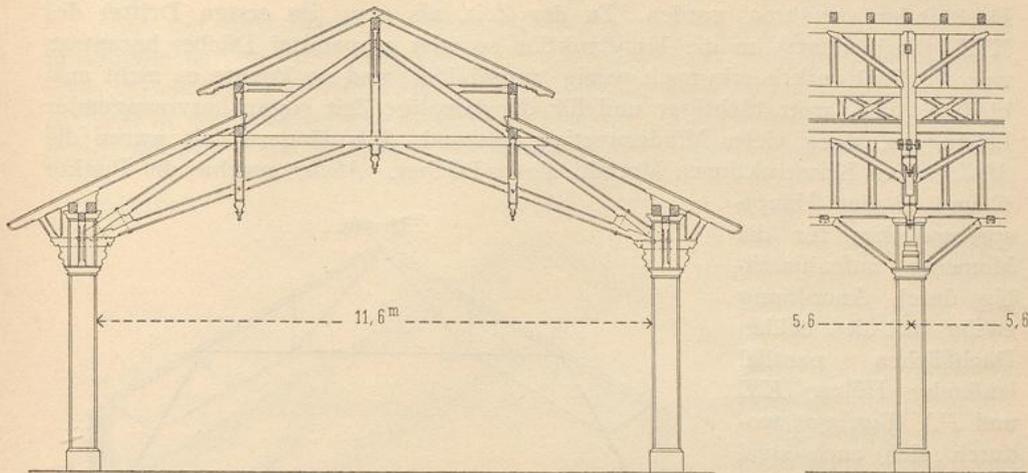
Fig. 345.



Werden die Streben  $AC$  und  $BD$  bis zum Firstpunkt  $E$  durchgeführt und wird Stab  $EF$  hinzugefügt, so erhält man die einfachste Gestalt des sog. englischen Dachstuhles; alsdann hat man, wenn ein Auflager als beweglich angesehen werden kann, ein Balkendach. Je nach der Konstruktion der Auflager ist also der in Fig. 345 gezeichnete Dachstuhl ein Balken- oder ein Sprengwerkdach. Ein solches Dach ist der alte Dachstuhl des Bahnhofes zu Mannheim (Fig. 346<sup>161</sup>)

<sup>161</sup>) Nach: GEIER, a. a. O.

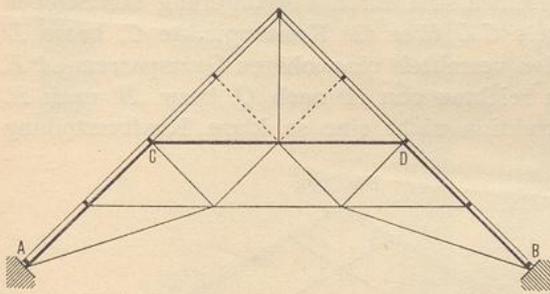
Fig. 346.



Dachstuhl der alten Bahnsteighalle auf dem Bahnhof zu Mannheim<sup>1861</sup>,  
 $\frac{1}{150}$  w. Gr.

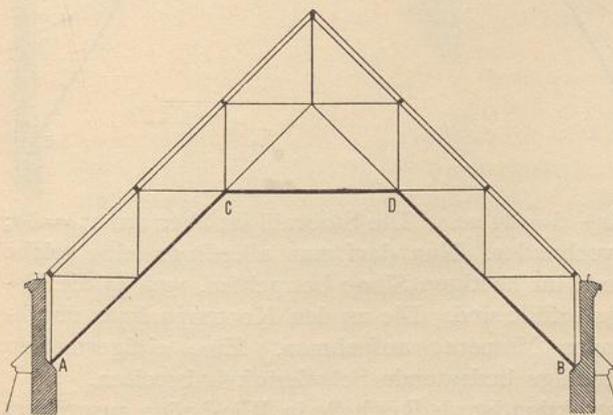
Wegen der Wirkungen auf die Stützen, bezw. Mauern ist die Anordnung des Balkendaches vorzuziehen.

Fig. 347.



Alle diese Binder können unverändert oder mit kleinen Änderungen als Balkenbinder verwendet werden, wenn man die Auflager entsprechend

Fig. 348.



Die schematischen Skizzen in Fig. 347, 348 u. 349 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 können unverändert oder mit kleinen Änderungen als Balkenbinder verwendet werden, wenn man die Auflager entsprechend anordnet. Man erreicht so die Vorteile der Sprengwerkdächer ohne ihre Nachteile.

Zu beachten ist, daß dieselben, abgesehen vom Pfosten unter der Firstpfette, als Balkenträger statisch bestimmt, als Sprengwerksträger aber statisch unbestimmt sind, indem sie einen überzähligen Stab haben; auch aus diesem Grunde sind diese Konstruktionen als Balkenträger vorzuziehen.

105.  
Moller'sche  
Binder.

In etwas anderer Weise ist bei den meisten der ausgeführten Sprengwerks-Dachbinder verfahren worden. Zu der Zeit, als man (im ersten Drittel des XIX. Jahrhunderts) an die Konstruktion so weit gespannter Dächer herantrat, war die Fachwerktheorie noch wenig ausgebildet, und so konnte es nicht ausbleiben, daß, trotz tüchtiger und für die damalige Zeit sogar hervorragender Leistungen, doch vieles Minderwertige entstand. Für längere Zeit waren die *Moller'schen* Konstruktionen Vorbild dieser Dächer. *Moller* machte die Punkte *C* und *D* des Haupt-

sprengwerkes für die Momente aufnahmefähig durch Anordnung zweier mit den beiden Dachflächen parallel laufender Hölzer *KL* und *PN* (Fig. 350), wodurch sich auch zwei Punkte *N* und *L* ergaben, die zur Aufnahme von Lasten (Pfetten) geeignet waren. Eine weitere Sicherung der Winkel bei *C* und *D* suchte *Moller* darin, daß er an diese Punkte je ein Dreieck von unveränderlicher Lage anschloß (in Fig. 350 sind diese Dreiecke schraffiert). Dieselben sind durch Verlängerung der Streben *AC*, bzw. *BD* und des Spannriegels *CD* über die Knotenpunkte *C*, bzw. *D* hinaus und durch Festlegen der Enden vermittels eines oberen Gurtsparrens *A'E*, bzw. *B'E* gebildet. Doppelzangen reichten von *A'* nach *Q*, bzw. *B'* nach *R*. Es leuchtet ein, daß diese Konstruktion nicht eine so klare Kraftverteilung

bietet, wie unsere heutigen Fachwerke; als Fachwerk betrachtet genügt dieselbe nicht den an die Standfestigkeit zu stellenden Bedingungen; die Zahl der Auflagerunbekannten ist, wenn auch *K* und *P* als Auflager mit wagrechten Reaktionen eingeführt werden,

$$n = 2 \cdot 2 + 2 \cdot 1 = 6;$$

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 Konstruktion nicht als Fachwerk im heutigen Sinne betrachten, weil ja die 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 Konstruktion ist als Reithalle in Wiesbaden ausgeführt

Fig. 349.

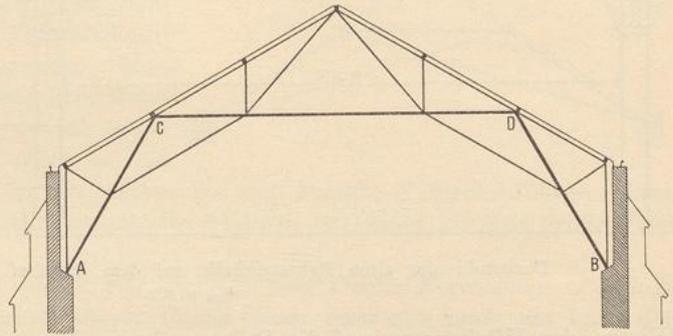
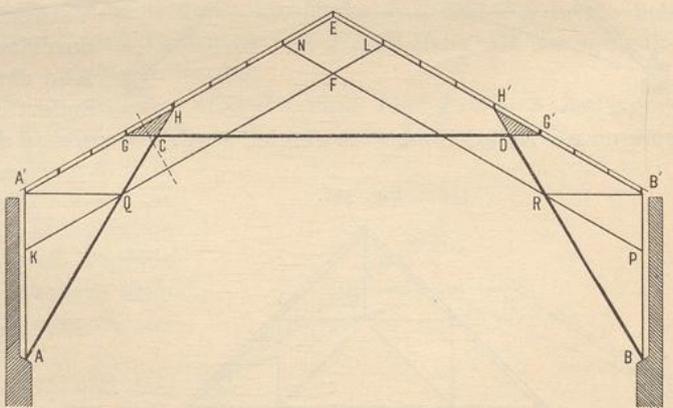


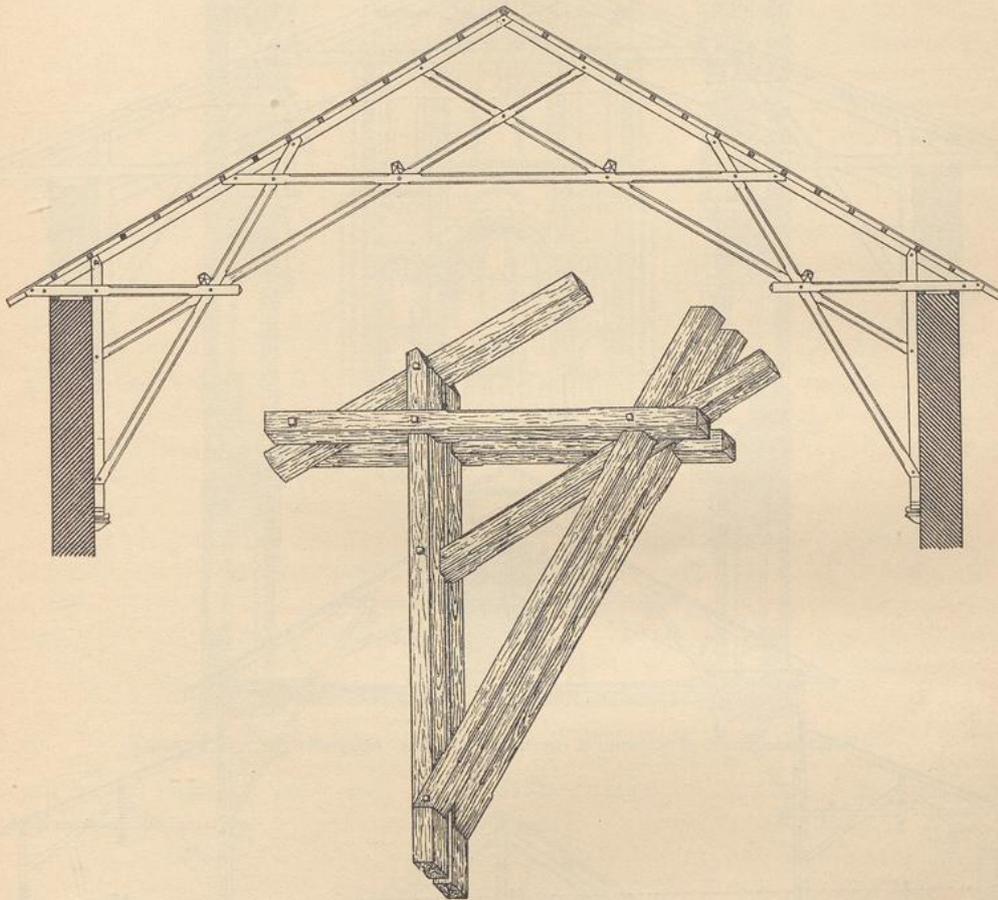
Fig. 350.



und in Fig. 351<sup>162)</sup> dargestellt. Eine verwandte, ähnliche Anordnung zeigt Fig. 352<sup>163)</sup>.

Ein gut aussehendes Sprengwerk zeigt auch die in Fig. 353 dargestellte Mittelhalle der im Jahre 1886 gelegentlich des Jubiläums der Universität Heidelberg errichteten Festhalle (Fig. 353<sup>164)</sup>. Das Hauptsprengwerk (entsprechend  $ACDB$  in der schematischen Skizze in Fig. 350) ist in den Punkten  $C$  und  $D$  durch Stäbe  $c, c$  zur Aufnahme der Momente fähig gemacht; diese Stäbe bean-

Fig. 351.



Von der Reithalle zu Wiesbaden. (Von Moller<sup>162)</sup>.)

spruchen dann allerdings den Spannriegel  $CD$  auf Biegung, was ein Nachteil ist. Im übrigen reiht sich Dreieck an Dreieck.

Das Sprengwerksdach über dem Turnsaal des Gymnasiums und der höheren Bürgerschule zu Hannover (Fig. 354<sup>165)</sup> ist offenbar ebenfalls unter dem Einflusse der Moller'schen Konstruktion entstanden; hier sind gewissermassen zwei Spreng-

<sup>162)</sup> Nach: GEIER, a. a. O.

<sup>163)</sup> Nach: PROMNITZ, J. Der Holzbau. 2. Aufl. Halle 1874. S. 430.

<sup>164)</sup> Nach freundlicher Mitteilung des Herrn Oberbaudirektors Professor Dr. *Durm* zu Karlsruhe.

<sup>165)</sup> Faks.-Repr. nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1855, Bl. 11.

werke ineinander geschachtelt, deren eines zwei Lastpunkte aufweist und deren anderes einen mittleren Lastpunkt hat. Die Konstruktion ist nicht recht klar.

106.  
Andere  
Binder.

Auf Grund der vorstehenden Entwicklungen wird man leicht im stande sein, ein der gestellten Aufgabe entsprechendes Sprengwerksdach zu entwerfen, andererseits auch die Güte einer Konstruktion zu beurteilen. Mit besonderer

Fig. 352<sup>103)</sup>.

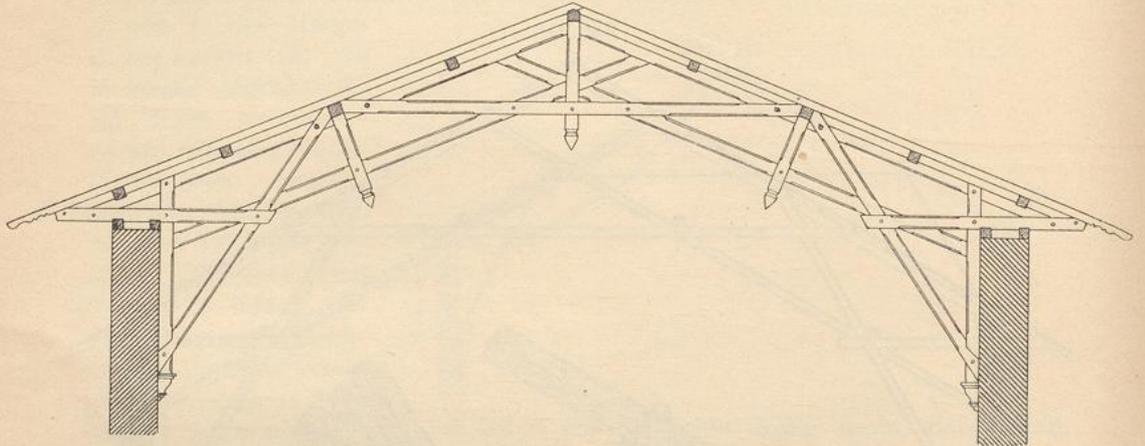
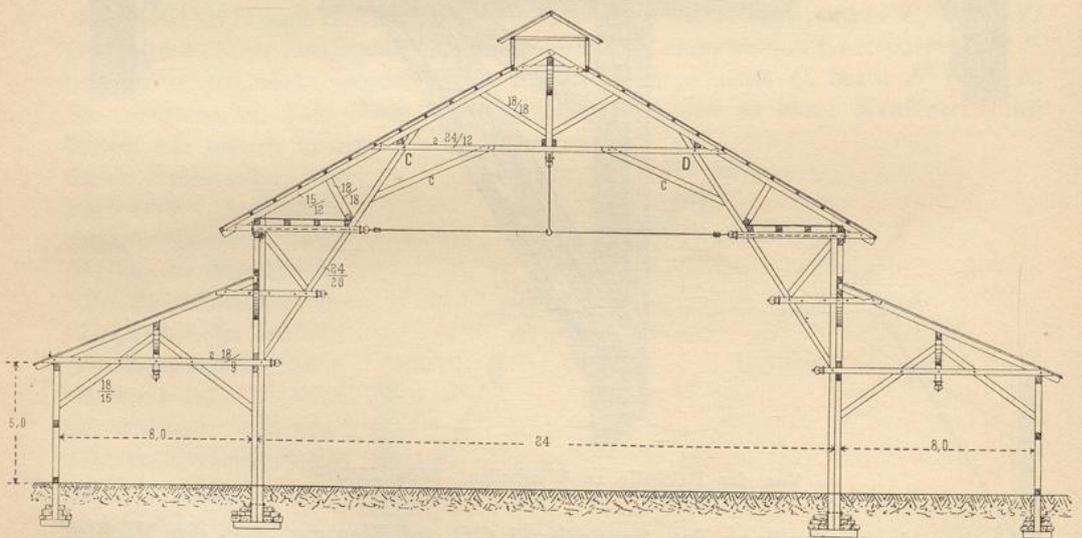


Fig. 353.



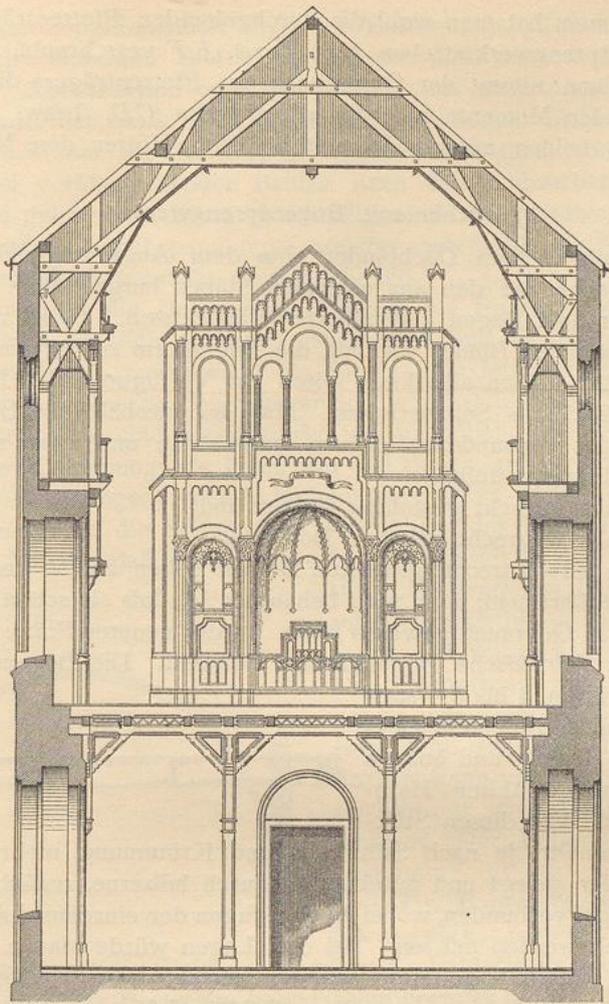
Von der Festhalle für das Universitäts-Jubelfest zu Heidelberg 1886<sup>104)</sup>.

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

Aufmerksamkeit sind Binder zu behandeln, welche nach dem Schema in Fig. 355<sup>106)</sup> gebaut sind. Das Sechseck  $ACDEFB$  ist nur bei ganz bestimmter Belastungsart die Gleichgewichtsform; bei jeder anderen Belastung, also fast stets, entstehen Momente in den verschiedenen Binderstellen. Um dieselben in  $C, D, E$

<sup>106)</sup> Nach: WANDERLEY, G. Die Constructionen in Holz. Halle 1877. S. 165.

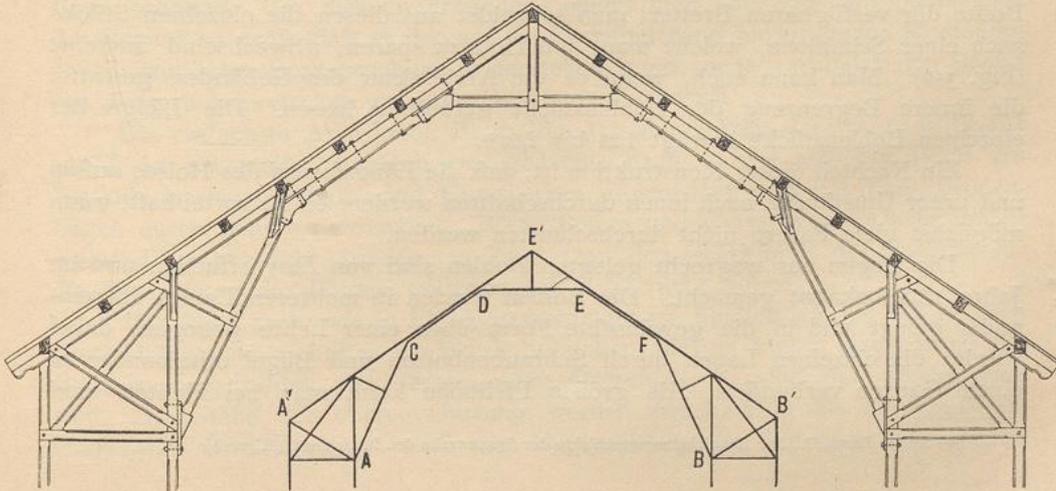
Fig. 354.



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

Turnsaal des Gymnasiums und der höheren Bürgerschule zu Hannover<sup>165</sup>).

Fig. 355<sup>166</sup>).



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

#### b) Dächer mit Bogensprengwerken.

107.  
Verschieden-  
heit.

Das Bestreben, dem Dachbinder eine dem Auge angenehme Form zu geben, führte schon bei den aus einzelnen Stäben hergestellten Sprengwerkdächern zu einer dem Bogen angenäherten Vieleckform. Es ist nun auch möglich, für die tragenden Binder wirklich die Bogenform zu verwenden. Krümm gewachsene Hölzer stehen allerdings selten zur Verfügung; das Biegen starker Hölzer bietet gleichfalls Schwierigkeit. Man hat deshalb die Bogen aus einzelnen miteinander verbundenen Bohlen hergestellt, und zwar sind zwei verschiedene Anordnungen üblich:

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

108.  
Bogen aus  
lotrecht  
gestellten  
Bohlen.

Die Bogen aus lotrecht gestellten Bohlen sollen zuerst von *Philibert de l'Orme* 1561 ausgeführt sein; doch wird behauptet<sup>167)</sup>, 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<sup>cm</sup> 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 aufeinander gelegt und miteinander durch hölzerne, zunächst den Fugen durch eiserne Nägel verbunden, wobei die Stoffsugen der einzelnen Lagen gegeneinander verwechselt werden müssen. Bei drei Lagen würde man z. B. die Fugen der zweiten und dritten Lage stets mit dem ersten, bzw. zweiten Drittel der Länge der zur ersten Lage verwendeten Bohlenstücke zusammenfallen lassen. Die eisernen Nägel werden an der einen Seite umgeschlagen. 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. 356). 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<sup>m</sup>.

Fig. 356.



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

109.  
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 übereinander gelegt und in die gewünschte Form über einer Lehre gebogen; dabei werden die einzelnen Lagen durch Schraubenbolzen und Bügel miteinander zu einem Ganzen verbunden. Als größte Pfeilhöhe kann man bei Fichten- und

<sup>167)</sup> Siehe: LANG, G. Zur Entwicklungsgeschichte der Spannwerke des Bauwesens. Riga 1890. S. 18.

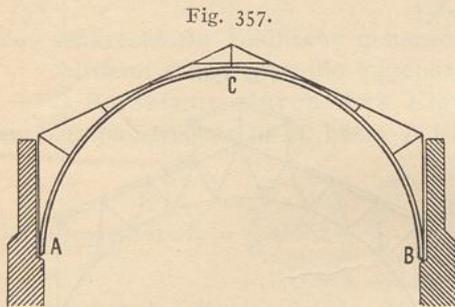
Tannenholz  $\frac{1}{25}$ , bei Eichenholz  $\frac{1}{40}$  der Bohlenlänge nehmen. Auch hier nagelt man die einzelnen Bretter aufeinander und versetzt die Stöße. Als Vorteil dieser Konstruktion vor der älteren ist hervorzuheben, daß man keinen Verschnitt hat, daß die Längsfasern der Bohlen nicht durchschnitten werden und daß man die Bretter, bzw. Bohlen in ihrer vollen Länge verwenden, ja bei vorübergehenden Bauten nach dem Abbrechen wieder zu anderen Zwecken gebrauchen kann. Nachteilig 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 Gebinde sämtlich einander gleich sind und in geringen Abständen stehen (0,80 bis 1,50 m), sowie 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 kontinuierlicher Krümmung; sie üben, wie alle Bogen, auf die Stützen (auch bei nur lotrechten Belastungen) schiefe Drücke aus, selbst wenn sie sich mit lotrechten Tangenten auf die Stützpunkte setzen. Bei der Berechnung ist dies zu beachten; die Ansicht, daß keine wagrechte Seitenkraft in dem auf die Seiten-

110.  
Statische  
Verhältnisse.

stütze 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 Konstruktionsart kann man den Bogen als einen solchen mit zwei Kämpfergelenken berechnen. Der Bogen ist statisch unbestimmt.



Ein Bogen bildet, wie auch ein Sprengwerk, nur für eine ganz bestimmte Belastungsart die Gleichgewichtsform; sobald die Belastung sich irgendwie 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 auch bei geänderter Belastung seine alte Form 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. 357 angegeben: der tragende Bogen  $ACB$  ist als steifer Bohlenbogen gedacht; nach außen soll das Dach ein Satteldach sein; deshalb sind 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 teilweise mit in Betracht ziehen.

Man kann auch, wie in Fig. 358 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, das Gitterwerk mit nach dem Bogenmittelpunkt laufenden Pfosten und

gekreuzten Schrägstäben in jedem Felde hergestellt. Statt dieses Gitterwerkes kann man auch Netzwerk nach Fig. 359 wählen. Für sehr weit gespannte Hallen empfiehlt es sich vielleicht, Bogen mit zwei gleich laufenden Gurtungen zu verwenden, welche durch Gitterwerk miteinander verbunden sind und zweckmäßig bis zum Sockelmauerwerk herabreichen (Fig. 360). 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.

III.  
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 konstant ausgeführt, und die Verhältnisse liegen theoretisch ebenso, wie beim freitragenden Wellblechdach, für welches der Verfasser der vorliegenden Kapitel die Berechnung durchgeführt und Formeln aufgestellt hat<sup>168)</sup>. 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 das Dach nach der Cylinderfläche geformt sei, welche dem Bogen entspricht, daß also der Winddruck auf die Dachfläche stets radial wirke. Wenn aber über dem Bogen Gurtsparrren 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.

Fig. 358.

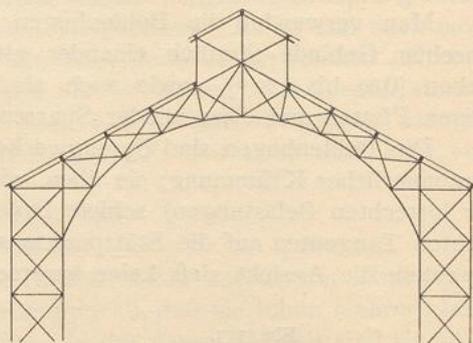


Fig. 359.

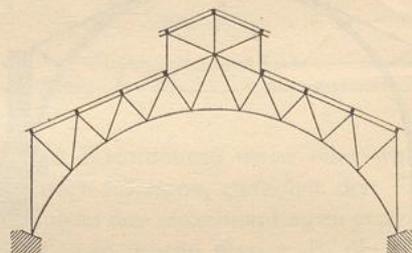
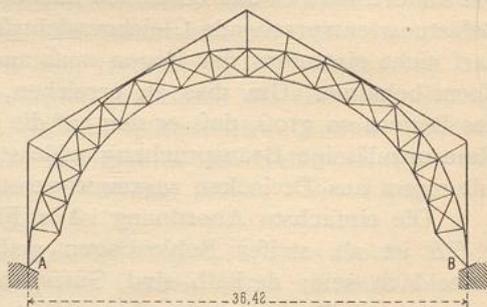
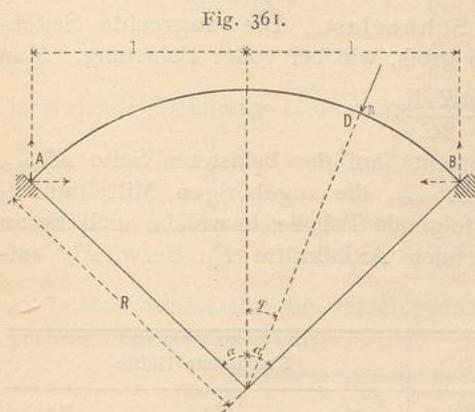


Fig. 360.



<sup>168)</sup> Siehe: LANDSBERG, TH. Berechnung freitragender Wellblechdächer. Zeitschr. f. Bauw. 1891, S. 381. — Auch als Sonderabdruck erschienen: Berlin 1891.

Der Berechnung sind nun die folgenden Annahmen und Bezeichnungen zu Grunde gelegt. Der Bogen ist ein Kreisbogen (Fig. 361) vom Halbmesser  $R$ ; beide Auflager liegen gleich hoch und wirken wie Kämpfergelenke; der Mittelpunktswinkel des ganzen Bogens ist  $2\alpha$ . 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.-Meter schräger Dachfläche, welche den Winkel  $\varphi$  mit der Wagrechten einschließt, also in einem Punkte  $D$  sein Mittelpunktswinkel  $\varphi$  ist,

$$n = \alpha \sin \varphi.$$

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) Belastung durch das Eigengewicht. Die wagrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes in  $A$ , bzw.  $B$  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 Größtwert des Momentes findet für den Mittelpunktswinkel  $\varphi_{\max}$  statt und hat die Größe

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

Für die verschiedenen Werte von  $\alpha$ , also für die verschiedenartigen Bogen ist die folgende Tabelle ausgerechnet; der Bogen mit  $\alpha = 90$  Grad würde z. B. dem Halbkreise entsprechen.

$\alpha$	$A_1$	$C$	$H_g$	$M'_{g \max}$	$M''_{g \max}$	$\varphi_{\max}$ 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	0,7134	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			$\cdot g R$	$\cdot g R^2$	$\cdot g R^2$	



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

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

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

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

in welcher Gleichung  $C$  denselben Wert hat, wie auf S. 141, und

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

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

$$H_w = \rho a R.$$

Man erhält für die verschiedenen Werte  $\alpha$  die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werte.

$\alpha$	$B$	$C$	$\rho = \frac{B}{2C}$
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 lotrechten Seitenkräften  $D_0$  und  $D'$  zusammengesetzt werden.

Die größten durch den Winddruck an den beiden Seiten erzeugten Momente finden bezw. in den zu den Mittelpunktswinkeln  $\varphi_{max}$  und  $\psi_{max}$  gehörigen Bogenpunkten statt; dieselben haben die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werte.

$\alpha$	Windseite			Vom Winde abgewendete Seite		
	$\varphi_{max}$	$M_{wmax}$	$P$	$\psi_{max}$	$M'_{wmax}$	$P$
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 Maximalmomentstellen auftretenden Achsialkräfte  $P$  sind in die umstehende Tabelle gleichfalls aufgenommen.

Für andere Werte von  $\alpha$ , als die in die Tabellen aufgenommenen, genügt es, zu interpolieren; doch macht auch eine genaue Berechnung nach den Formeln der erwähnten Arbeit keine Schwierigkeit.

112.  
Beispiel.

Beispiel. Es soll ein Bogendach von 16 m Stützweite zwischen den Kämpfern konstruiert werden; die Bogenform soll ein Halbkreis vom Halbmesser  $R=8$  m sein. Das Dach ist nach außen als Satteldach ausgebildet mit der Dachneigung  $\frac{h}{L} = \frac{1}{4}$ ; das Dach ist mit Pappe gedeckt. Das Eigengewicht auf das Quadr.-Met. Grundfläche wird zu  $g = 60$  kg angenommen; ferner ist  $\alpha = 90$  Grad.

1) Eigengewicht für 1 lauf. Met. Dachlänge:

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

$$D_0 = D' = 8 \cdot 60 = 480 \text{ Kilogr.};$$

$$M'_{g \max} = -0,09006 g R^2 = -0,09006 \cdot 60 \cdot 64 = -345,83 \text{ Kilogr.-Met.} = -34\,583 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

2) Belastung durch Schnee. Volle Schneelast erzeugt ein größeres Moment ( $-0,09006 p R^2$ ), als einseitige Schneelast ( $-0,078 p R^2$ ). Demnach soll erstere der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Man erhält, wenn  $p = 75$  kg ist,

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

$$D_0 = D' = 8 \cdot 75 = 600 \text{ Kilogr.};$$

$$M'_{p \max} = -0,09006 p R^2 = -0,09006 \cdot 75 \cdot 64 = -432,29 \text{ Kilogr.-Met.} = -43\,229 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

3) Belastung durch Winddruck. Der Winddruck für das Quadr.-Met. winkelrecht getroffener Fläche sei  $a = 120$  kg. Dann ist

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

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

$$H'_{w''} = -489 \text{ Kilogr.};$$

$$D_0 = \frac{8 \cdot 120}{2} = 480 \text{ Kilogr.}, \text{ und } D' = \frac{8 \cdot 120}{4} = 240 \text{ Kilogr.}$$

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 Teile auf. Gefährlicher ist demnach das negative Windmoment auf der vom Winde abgewendeten Seite, welches sich mit den negativen Momenten durch Eigengewicht und Schnee addiert. Dasselbe ist

$$M_{w \max} = -0,1224 R^2 a = -0,1224 \cdot 64 \cdot 120 = -940 \text{ Kilogr.-Met.} = -94\,000 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

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

$$M_g + M_p + M_w = -(34\,583 + 43\,229 + 94\,000) = -171\,812 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

also

$$M_{\max} = -171\,812 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

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

$$M_{\max} = -171\,812 e \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Ist der Binderabstand  $e = 3$  m, so wird (absolut genommen)

$$M_{\max} = 515\,436 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

und ohne Rücksicht auf die Achsialkraft 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  $K = 120$  Kilogr. für 1 qcm und nehmen den Querschnitt rechteckig mit der Breite  $b$  und der Höhe  $h$  an. Dann wird

$$\frac{b h^2}{6} = \frac{515\,436}{120} \text{ und } h^2 = \frac{515\,436}{120} \cdot \frac{6}{b} = \frac{25\,771}{b}.$$

Ist  $b = 20$  cm, so wird

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

Man kann also den Bogen aus 9 übereinander gelegten Lagen von je 4 cm starken und 20 cm breiten Brettern konstruieren.

5) Wirkung des Dachbinders auf die Seitenstützen. Die verschiedenen Belastungen rufen in den Kämpferpunkten Stützdrücke hervor, deren wagrechte, bezw. lotrechte 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 . . .	480 $e$	-489 $e$	240 $e$	265 $e$
Winddruck rechts . . .	240 $e$	265 $e$	480 $e$	-489 $e$

Kilogr.

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 vom Binder auf die Stütze 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 Werte der Seitenkräfte sind:

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

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

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

$$\Sigma(H_{links}) = \Sigma(H_{rechts}) = 459 e \text{ und } \Sigma(D_0) = \Sigma(D') = 1080 e.$$

Die gefährlichen wagrechten Schubkräfte, soweit sie nicht von den Winddrücken herkommen, kann man von den Seitenstützen durch eiserne Durchzüge fernhalten, welche die beiden Kämpfer oder zwei über den Kämpfern symmetrisch zur lotrechten Mittelachse 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 lotrechten 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  $R$

113.  
Sprengwerks-  
bogen mit  
Durchzügen.

Fig. 363.



als Mittelkraft der von der Stütze geleisteten Seitenkräfte  $H$  und  $D_0$  auftritt oder als Mittelkraft des lotrechten Stützdruckes  $D_0'$  und der Stabspannung  $S$  (Fig. 363). Die Binder der Sprengwerksdächer mit Durchzug können also ebenfalls hier mit behandelt werden.

Auf die Stützpunkte der Binder werden nach vorstehendem nur lotrechte Kräfte und die durch den Winddruck erzeugten wagrechten Seitenkräfte übertragen. Dieselben werden berechnet, wie bei den Balkendächern<sup>169)</sup> angegeben

114.  
Berechnung.

<sup>169)</sup> Siehe Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Art. 416, S. 380; 2. Aufl.: Art. 205, S. 187; 3. Aufl.: Art. 206 bis 209, S. 208 ff.) dieses »Handbuches«.

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 gesamten Winddruckes übernimmt.

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 meistens zulässig ist. Aus der GröÙe des Wertes  $H$ , der demnach als bekannt angenommen werden kann, erhält man nun leicht die Spannung im Durchzuge.

Für irgend eine Belastungsart sei (Fig. 364)  $R$  die Mittelkraft, welche von der Stütze geleistet werden muß, d. h. Mittelkraft der oben mit  $D_0$ , bzw.  $H$  bezeichneten Seitenkräfte; alsdann muß  $R$  durch den lotrechten Auflagerdruck, der hier mit  $D_0'$  bezeichnet werde, und durch die Spannung  $S_0$  des nächsten Durchzugstabes geleistet werden. Da  $H$  und  $D_0$  bekannt sind, so auch  $R$ , und man sieht leicht, daß stattfindet:

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

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

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

$$S_1 = \frac{H}{\cos \gamma_1}, \quad S_2 = \frac{H}{\cos \gamma_2}, \quad V_1 = H(\operatorname{tg} \gamma_0 - \operatorname{tg} \gamma_1), \quad V_2 = H(\operatorname{tg} \gamma_1 - \operatorname{tg} \gamma_2).$$

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.

Für genauere Berechnung muß man die Formänderung des Durchzuges berücksichtigen, zumal wenn derselbe stark nach oben gekrümmt ist.

Wenn der Durchzug wagrecht ist, so sind

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

Man ordne aber auch bei wagrechtem Durchzug einige Hängestäbe an, da sonst der Durchzug infolge seines Gewichtes durchhängt.

Der Durchzug wird am zweckmäßigsten nach den beiden Kämpfern, den Fußpunkten des Bogens geführt (vergl. die schematische Darstellung in Fig. 365).

Fig. 364.

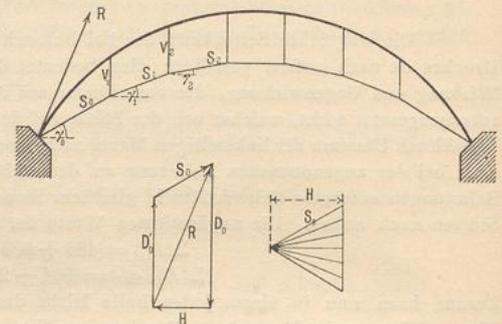
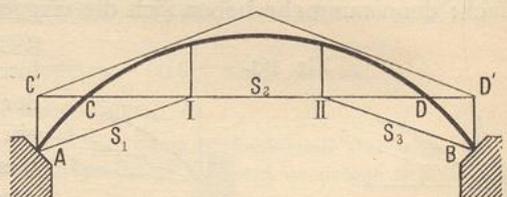


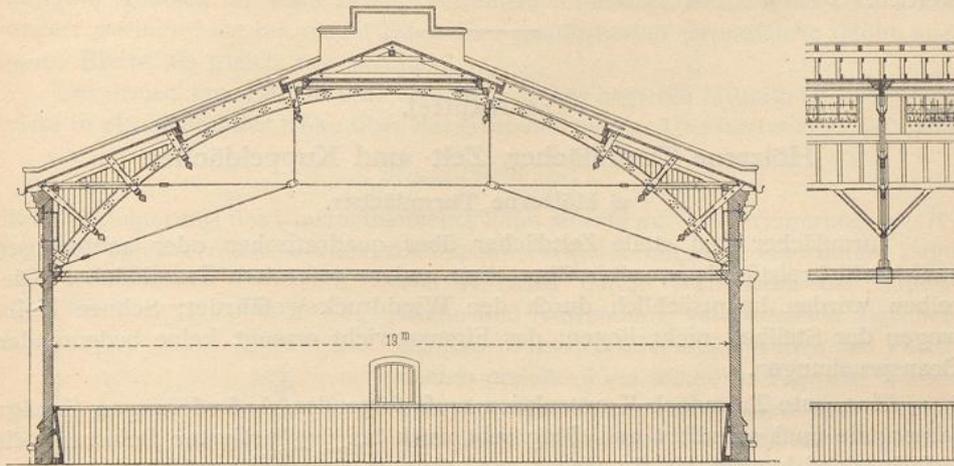
Fig. 365.



115.  
Verschiedene  
Konstruktionen.

In Fig. 366<sup>170)</sup> und 367<sup>171)</sup> sind zwei Dachstühle dargestellt, in denen außer von den Kämpferpunkten aus auch noch von den höher gelegenen Bogenpunkten *C* und *D* Verbindungsstäbe auslaufen. Dadurch wird die Kraftwirkung unklar. Diese Stäbe *CI* und *IID* (Fig. 365) dienen wohl dazu, den Schub der auf die Bogen

Fig. 366.

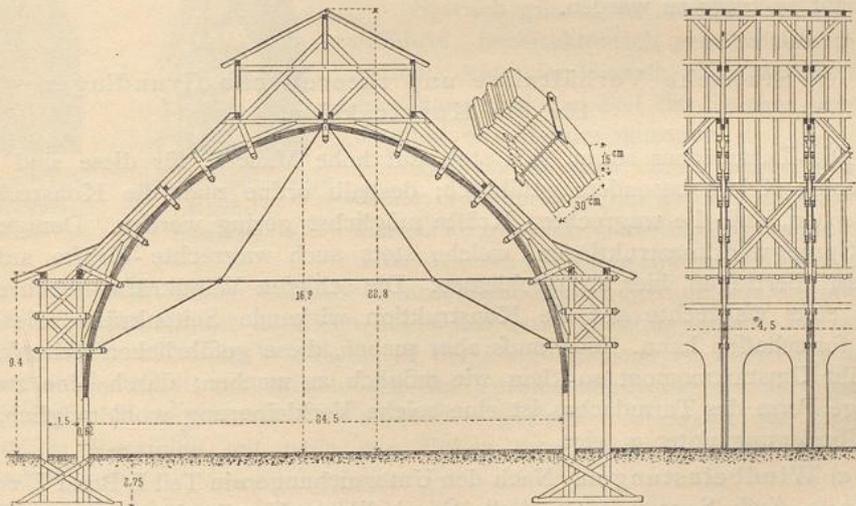


Vom Tattersall zu Mannheim<sup>170)</sup>.

$\frac{1}{2000}$  w. Gr.

Arch.: *Manchot*.

Fig. 367.



Von der Festhalle für das Mittelrheinische Turnfest zu Darmstadt 1893<sup>171)</sup>.

$\frac{1}{1575}$  w. Gr.

gelegten besonderen Gurtungssparren aufzuheben; man lasse sie bei *C* und *D* um den Bogen herumgreifen und nach *C'*, bezw. *D'* laufen. Die Spannung in *AI*

<sup>170)</sup> Nach freundlichen Mitteilungen des Herrn Professor *Manchot* in Frankfurt a. M. — Vergl. auch: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 117.

<sup>171)</sup> Nach: Deutsche Bauz. 1893, S. 577.

ist nach vorstehendem leicht zu finden; aus derselben ergeben sich diejenigen in *I II*. Zu der Spannung in *I II*, welche hierdurch erzeugt wird, kommt noch diejenige hinzu, welche in *C' I* herrscht.

Die in Fig. 358, 359 u. 360 (S. 140) vorgeführten Bogendächer, bei denen der Bogen als ein Gitterwerk gebildet ist, können auch mit Durchzügen hergestellt werden.

## 28. Kapitel.

### Hölzerne Turmdächer, Zelt- und Kuppeldächer.

#### a) Hölzerne Turmdächer.

116.  
Einleitung.

Turmdächer sind steile Zeltdächer über quadratischer oder achteckiger, auch wohl kreisförmiger, selten über einer anders geformten Grundfläche. Dieselben werden hauptsächlich durch den Winddruck gefährdet; Schnee bleibt wegen der Steilheit nicht liegen; das Eigengewicht erzeugt keine bedeutenden Beanspruchungen.

Eine gute Turmdach-Konstruktion muß folgenden Anforderungen Genüge leisten: sie muß standfest und fähig sein, auch bei ungünstigster Belastung die auf sie einwirkenden Kräfte sicher und, ohne merkbare Formänderung zu erleiden, in das unterstützende Mauerwerk zu leiten; sie muß der Zerstörung durch Feuchtigkeit und Faulen möglichst wenig Angriffspunkte bieten; sie muß leichten und sicheren Aufbau gestatten, bequemes Ausbessern und Auswechseln etwa schadhaft gewordener Hölzer ermöglichen; sie darf nicht zu viel Holz erfordern, um nicht zu teuer zu werden.

#### 1) Statische Verhältnisse und theoretische Grundlagen für die Konstruktion.

117.  
Kräfte.

Die Turmdächer setzen sich stets auf hohe Mauern; für diese sind aber wagrechte Kräfte besonders gefährlich; deshalb ordne man die Konstruktion stets so an, daß die wagrechten Kräfte möglichst gering werden. Demgemäß sind Sprengwerkkonstruktionen, welche stets auch wagrechte Kräfte auf die Mauern übertragen, hier ausgeschlossen. Die schiefen Windkräfte haben allerdings stets wagrechte auf die Konstruktion wirkende Seitenkräfte, die man nicht fortschaffen kann. Man muß aber suchen, diese gefährlichen Seitenkräfte und ihr Umsturzmoment so klein wie möglich zu machen; durch eine zweckmäßige Form des Turmdaches ist eine solche Verkleinerung wohl möglich, wie die Überlegung unter  $\alpha$  zeigt.

118.  
Wind-  
belastungen.

$\alpha$ ) Windbelastungen. Nach den Untersuchungen in Teil I, Band I, zweite Hälfte (2. Aufl., S. 23 u. 24; 3. Aufl., S. 25) dieses »Handbuches« ist der Winddruck gegen ein achtseitiges Prisma kleiner als derjenige gegen ein vierseitiges Prisma; das Gleiche gilt für die Pyramide. Nennt man die Höhe des Turmdaches  $h$ , den Winddruck auf das Flächenmeter senkrecht getroffener Fläche  $p$ , die Seite des Quadrates, bzw. des Grundquadrats der Grundfläche  $B$ , nimmt man den Winddruck als wagrecht wirkend an und berechnet (mit geringem Fehler) so, als ob die Seitenflächen lotrecht ständen, so erhält man als die auf Umsturz des ganzen Turmdaches wirkende Kraft  $W$ :