

# STAHLHOCHBAUTEN

VON

FRIEDRICH BLEICH

ZWEITER BAND

# STAHLHOCHBAUTEN

IHRE THEORIE, BERECHNUNG UND  
BAULICHE GESTALTUNG

VON

DR.-ING. FRIEDRICH BLEICH

ZWEITER BAND

MIT 509 ABBILDUNGEN IM TEXT



SPRINGER-VERLAG BERLIN HEIDELBERG GMBH

1933

ISBN 978-3-642-98798-4 ISBN 978-3-642-99613-9 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-642-99613-9

ALLE RECHTE, INSBESONDERE DAS DER ÜBERSETZUNG  
IN FREMDE SPRACHEN, VORBEHALTEN.

COPYRIGHT 1933 BY SPRINGER-VERLAG BERLIN HEIDELBERG  
URSPRÜNGLICH ERSCHIENEN BEI JULIUS SPRINGER IN BERLIN 1933

## Vorwort zum zweiten Bande

Die drei Hauptabschnitte des zweiten Bandes behandeln die Dach- und Hallenbauten mit den Kranbahnen, die räumlichen Dachtragwerke, wie Tonnendächer, Kuppeln und Turmbauten und schließlich die Leitungs- und Funkmaste. Meinen ursprünglichen Plan, auch die Bunker- und Silobauten zu erörtern, habe ich nach einigen Versuchen aufgegeben, da sich dieses Grenzgebiet des Stahlbaues nicht recht in die Darstellung dieses Buches einfügen ließ.

Da der Gegenstand des neunten Abschnittes, die Hallenbauten, schon eingehende Behandlung in der einschlägigen Literatur gefunden hat, so glaubte ich mich hier tunlichst knapper Darstellung bedienen zu dürfen, ohne dabei auf Vollständigkeit zu verzichten. Dagegen wurden jene Fragen ausführlich besprochen, die sich auf die Theorie und Berechnung gewisser Einzelheiten der Fachwerk- und Rahmentragwerke beziehen, und denen in der Stahlbauliteratur bisher nur wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Hierher gehören z. B. die Erörterungen über die Spannungsverteilung in Fachwerkknotenblechen, über den Spannungszustand in Rahmenecken, über die Kippsicherheit der Rahmenfüße oder Rahmenriegel u.s.w. Den Abschluß dieses großen Abschnittes bilden zwölf Ausführungsbeispiele, wobei bei den ersten vier Beispielen auch auf die statische Berechnung ausführlich eingegangen wurde.

Der folgende zehnte Abschnitt, der sich mit den Raumtragwerken befaßt, enthält zunächst in knapper zusammenhängender Darstellung die theoretischen Grundlagen. Die aus der Baustatik bekannten Berechnungsverfahren wurden ergänzt durch Betrachtungen über die Formänderungen der räumlichen Fachwerke und über den Einfluß, den steife Verbindungen auf den Spannungs- und Formänderungszustand ausüben. Die Bedeutung der richtig durchgebildeten und richtig berechneten Flechtwerke scheint in weiten Kreisen noch nicht recht erkannt worden zu sein.

Der elfte, letzte Abschnitt behandelt die Leitungsmaste und Funktürme. Über die Berechnung der mit Pardunen abgespannten Funktürme ist nur sehr wenig veröffentlicht worden. Ich hoffe daher, daß das vorgeführte, sehr einfache Bemessungsverfahren, jenen, die vor der Aufgabe stehen, Funkmaste zu entwerfen, ein erwünschtes Hilfsmittel sein wird.

In Ergänzung der Darlegungen des ersten Bandes über das Kippproblem des  $\Gamma$ -förmigen Stabes wurde in einem kurzen Anhange, das für die Bemessung der Rahmenbauten wichtige Stabilitätsproblem des unsymmetrischen  $\Gamma$ -Stabes behandelt, um die Herkunft der im Absatz 73 angeführten Formeln zu erweisen.

Für die kurze Darstellung des Stabilitätsproblems der Flechtwerktonne in Absatz 94, sowie für die Abfassung des Anhanges habe ich unveröffentlichte Ausarbeitungen meines Sohnes Hans benützt, was ich hier ausdrücklich feststelle.

Gerne wäre ich da oder dort ausführlicher gewesen; doch die Sorge, den Umfang des Buches nicht über ein heute noch tragbares Maß zu vergrößern, war Zwang zu äußerster Enthaltensamkeit.

Wien, im August 1933.

Dr.-Ing. Friedrich Bleich

# Inhaltsverzeichnis

## Neunter Abschnitt

### Hallenbauten

#### § 19. Die allgemeinen Grundsätze der Gliederung der Hallenbauten

	Seite
65. Einleitende Bemerkungen . . . . .	559
66. Die räumliche Gliederung der Hallenbauten . . . . .	561

#### § 20. Die Dächer

67. Die Dachhaut . . . . .	572
a) Die Holzschalung auf Holzsparren, 572; b) Eisenbetonplatten auf Stahlpfetten, 573; c) Die Leichtsteindeckung, 577; d) Eternitwellplatten, 578; e) Wellbleindeckung, 579; f) Die Glaseindeckung, 580.	
68. Berechnung und Bemessung der Dachpfetten . . . . .	586
a) Die Gelenkpfetten, 587; b) Die Durchlaufpfetten, 589; c) Die Pfetten mit Kopfstreben, 591; d) Die Fachwerkpfetten, 592.	
69. Die Ausführung der Pfetten . . . . .	593
70. Allgemeine Grundsätze für die bauliche Gestaltung der Fachwerke . . . . .	599
a) Neben- und Zusatzspannungen in Fachwerkträgern, 599; b) Formgebung der Knotenbleche, 604.	
71. Die Berechnung und Bemessung der Fachwerkbinder . . . . .	614
72. Bauliche Einzelheiten der Fachwerkbinder . . . . .	623
a) Genietete Fachwerkbinder, 623; b) Geschweißte Fachwerkbinder, 634.	
73. Berechnung und Bemessung der Vollwandbinder . . . . .	639
a) Die Rahmenecke, 639; b) Zwischenknoten bei mehrstieligen Rahmen, 650; c) Knick- sicherheit, 652.	
74. Die baulichen Einzelheiten der Vollwandbinder . . . . .	656
a) Genietete Vollwandbinder, 656; b) Geschweißte Vollwandbinder, 665.	

#### § 21. Die Hallenstützen

75. Berechnung der Stützen . . . . .	668
a) Die Pendelstützen, 668; b) Die unten eingespannten Stützen, 673.	
76. Bauliche Einzelheiten der Stützen . . . . .	692

#### § 22. Die Kranbahnen

77. Die Berechnung der Kranbahnen . . . . .	698
a) Belastungen der Kranbahnen, 698; b) Der Kranbahnträger als Raumtragwerk, 699; c) Berechnung der Kranbahnträger, 706.	
78. Die bauliche Ausbildung der Kranbahnen . . . . .	719

#### § 23. Die Fachwerkwände

79. Anordnung und Berechnung der Fachwerkwände . . . . .	728
a) Allgemeines über die Anordnung der Fachwerkwände, 728; b) Die Berechnung der Fachwerkwände, 731.	
80. Einzelheiten der Fachwerkwände . . . . .	734

## § 24. Ausführungsbeispiele zum neunten Abschnitt

	Seite
81. Fachwerkbinderdach von 27,2 m Spannweite . . . . .	741
82. Einschiffige Halle mit Rahmenbindern von 19,00 m Spannweite . . . . .	747
83. Einschiffige Werkstatthalle mit eingespannten Rahmen . . . . .	757
84. Freistehende Hofkranbahn für 15 t Laufkran . . . . .	765
85. Geschweißter Rahmenbinder von 30 m Spannweite . . . . .	773
86. Fachwerkbogenbinder von 25 m Stützweite . . . . .	776
87. Einschiffige Bahnsteighalle . . . . .	779
88. Dreischiffige Werkstatthalle mit Rahmenbindern . . . . .	782
89. Zweischiffige Autobushalle mit Bogenbindern . . . . .	785
90. Dreischiffige Werkstatthalle mit vollwandigen Balkenbindern . . . . .	789
91. Dreischiffige Walzwerkhalle mit Fachwerkbalkenbinder . . . . .	790
92. Einschiffige Bahnsteighalle . . . . .	796

## Zehnter Abschnitt

## Räumliche Dachtragwerke

## § 25. Die theoretischen Grundlagen

93. Die Raumtragwerke im allgemeinen . . . . .	801
94. Die Flechtwerktonne . . . . .	812
95. Die offene und geschlossene Flechtwerkpyramide . . . . .	826
a) Die offene Fachwerkpyramide, 826; b) Die geschlossene Flechtwerkpyramide (Turmdach), 828.	
96. Die Schwedlerkuppel und die Scheibenkuppeln . . . . .	830
a) Die Schwedlerkuppel, 830; b) Die Scheibenflechtwerke, 833.	
97. Die Sparrenkuppel . . . . .	835
98. Die Rahmenkuppeln . . . . .	836

## § 26. Berechnung und Ausführung von Kuppel- und Turmdächern

99. Belastungsannahmen . . . . .	843
100. Zwischensparren und Zwischenringe . . . . .	845
101. Bauliche Einzelheiten der räumlichen Dachtragwerke . . . . .	848
a) Zwischensparren und Pfetten, 848; b) Die Knotenpunktdurchbildung im Raumfachwerk, 850; c) Die Lagerung der Raumfachwerke, 853.	

## § 27. Ausführungsbeispiele zum zehnten Abschnitt

102. Schwedlerkuppel von 76 m Spannweite . . . . .	854
103. Zeltdachkuppel von 23 m Durchmesser . . . . .	857
104. Sparrenkuppel von 43,45 m Spannweite . . . . .	870

## Elfter Abschnitt

## Leitungsmaste und Funktürme

## § 28. Leitungsmaste

105. Berechnung der Leitungsmaste . . . . .	871
106. Die bauliche Gestaltung der Leitungsmaste . . . . .	894

## § 29. Funktürme

107. Berechnung der Funktürme und Funkmaste . . . . .	899
a) Berechnung der Funktürme, 902; b) Berechnung der abgespannten Maste, 902,	
108. Die bauliche Gestaltung der Funktürme . . . . .	919
a) Eingespannter Funkturm von 85 m Höhe, 921; b) Abgespannter Mast von 130 m Höhe, 922.	

## Anhang

Zum Stabilitätsproblem des I-förmigen Stabes . . . . .	925
--	-----

## Neunter Abschnitt

# Hallenbauten

## § 19. Die allgemeinen Grundsätze der Gliederung der Hallenbauten

### 65. Einleitende Bemerkungen

Unter Hallenbauten werden raumumschließende Bauten größerer Ausdehnung verstanden, die nur aus einem Geschoß, also im wesentlichen aus Umfassungswänden und Dach bestehen. In Einzelfällen treten noch innere Trennungswände, sowie verschiedene Einbauten, wie Kran- und Katzenbahnen, Bühnen, Galerien oder Zwischendecken hinzu. Fehlen die Umfassungswände ganz, so spricht man von offenen Hallen. Eine scharfe Scheidung zwischen Stahlhallenbauten und reinen Stahldachbauten läßt sich nicht durchführen, da alle Zwischenstufen vom reinen Stahldach auf gemauerten tragenden Umfassungswänden bis zum vollständigen stählernen Hallengerippe, das die tragenden Teile von Dach und Wand samt allen Einbauten umfaßt, in Ausführungsfällen in Frage kommen.

Die statischen und konstruktiven Aufgaben des Stahlhallenbaues sind sehr mannigfacher Art. Dächer und Oberlichte, Fachwerkwände, Kran- und Katzenbahnen, sowie Stützen stellen je für sich eigene Stahlbauprobleme vor. Dementsprechend wird auch die Einteilung des in diesem Abschnitte gebotenen Stoffes in der Weise erfolgen, daß im Absatz 66 die Stahlhalle als statisches Gesamtgebilde besprochen wird, während die folgenden Absätze je die Dächer, Stützen, Kranbahnen und schließlich die Wände behandeln werden. In einem weiteren Paragraphen werden zusammenhängende Ausführungsbeispiele erläutert werden.

Eiserne Dachkonstruktionen und Hallen werden etwa seit Mitte des neunzehnten Jahrhunderts ausgeführt. Das Gußeisen spielte anfangs, insbesondere für die Stützen, noch eine hervorragende Rolle. Seit Beginn dieses Jahrhunderts ist es, von Lagerkörpern oder ähnlichem abgesehen, ganz aus dem Stahlhochbau verschwunden.

Bis vor etwa einem Jahrzehnt standen fachwerkartige Ausführungen im Vordergrund der Anwendung. Zunächst vereinzelt, später immer häufiger drangen Vollwandkonstruktionen in den Hallenbau ein und seit etwa 10 Jahren wird der Rahmenbau zumindest bei großen Ausführungen sehr oft angewendet. Die ästhetischen Vorzüge der Vollwandbauten, vornehmlich die ruhige geschlossene Innenwirkung derartiger Stahlbauten haben ihre Anwendung in erster Linie gefördert. Dazu kommt der bisher wenig beachtete Umstand der größeren Feuersicherheit der Rahmenkonstruktionen wegen der gegenüber Fachwerken vielfach geringeren Oberfläche. Wahrscheinlich wird auch die fortschreitende Verwendung des Schweißens mehr und mehr dazu drängen, vollwandige Träger an Stelle von Fachwerken auszuführen, da hier die Vorteile der Schweißtechnik besonders hervortreten. Als Nachteil der Vollwandbauten muß aber der im Durchschnitt größere Baustoff-

aufwand ins Treffen geführt werden, der kaum durch Ersparnisse an Anarbeitungskosten aufgewogen werden dürfte.

Für den Stahlbautentwurf einer Halle sind entscheidend: die Bedingungen für die Stützenstellung, die geforderten Beleuchtungsverhältnisse, die die Oberlichtanordnung beeinflussen, die Führung der Kran- und Katzenbahnen und deren erforderliche Lichtraumprofile, schließlich die Untergrundverhältnisse hinsichtlich der Tragfähigkeit des Bodens und der Sicherheit gegen Bodenbewegungen. Für die Formgebung und bauliche Gestaltung des Daches kommt noch die Wahl der Dachhaut, sowie die Frage der Wärmeisolierung des Daches, für die Ausbildung der Fachwerkwände die Art der Wandfüllung in Betracht. Mit besonderer Vorsicht ist bei der Feststellung der in Frage kommenden Nutzlasten vorzugehen. Die Dachlasten, Schnee und Wind sind durch die in Betracht kommenden Bauvorschriften geregelt, siehe die Absätze 5 und 6 in Bd. I. Die Raddrücke der Krane sind vorsichtig festzulegen, siehe Bd. I, Absatz 4, und darauf zu achten, daß unter Umständen zwei Krane auf einer Bahn laufen. Kommt in Werkstätten Riemenantrieb der Maschinen in Betracht, dann ist festzustellen, ob Stützen, Binder oder Fachwerkwände Riemenzüge aufzunehmen haben und wie groß diese Kräfte im Einzelfalle sind. Siehe Bd. I, Absatz 8.

Die Lösungsmöglichkeiten für die Gesamtanordnung des Stahlgerippes bei gegebenen Bedingungen sind im Einzelfalle oft sehr mannigfaltig und sind Geschick und Übung des Entwurfsverfassers für die Wirtschaftlichkeit der Anordnung maßgebend. Ableitung der angreifenden Kräfte in die Fundamente auf kürzestem Wege wird sich in der Regel auch als die zweckmäßigste Lösung erweisen. Zwischenbinder sind z. B. nur bei sehr großen Hauptbinder- bzw. Stützenentfernungen vorteilhaft. Je größer die Binderspannweiten sind, um so größer können auch die Stützenentfernungen gewählt werden, falls die Wahl dem Stahlbauer überhaupt frei steht. Bei schweren Kranbahnen sind die Stützenentfernungen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit der Kranbahnen festzulegen. Soweit als möglich soll bei den einzelnen Tragelementen mit einfachen Walzträgern oder

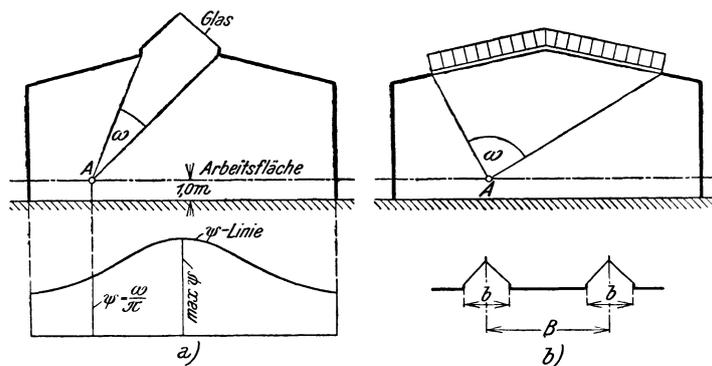


Abb. 482

Maßgebend für die Querschnittsgestaltung einer Halle ist die Austeilung der Lichteinfallflächen, den sogenannten Oberlichtern des Daches. Da der Stahlbauer beim Entwurf gerade in diesem Punkte häufig freie Hand hat, so mögen hier einige kurze Andeutungen über die zweckmäßige Anordnung der Lichteinfallflächen des Daches gemacht werden.

Wohl in der Überzahl der Fälle ist eine möglichst gleichmäßige Beleuchtung der Hallengrundrißfläche erwünscht. Es ist nun klar, daß die Beleuchtungsintensität in einem Punkte  $A$  z. B., wenigstens in grober Annäherung, gemessen werden kann durch den Öffnungswinkel  $\omega$  in Abb. 482. Bei einem im Freien liegenden Punkt ist dieser Winkel  $180^\circ = \pi$  und wir bezeichnen daher das Verhältnis  $\psi = \frac{\omega}{\pi}$  ( $\omega$  im Bogenmaß), das die Beleuchtungsintensität in der Halle an der Stelle  $A$  ins Verhältnis zur Beleuchtungsintensität im Freien setzt, mit Beleuchtungsverhältnis im Punkte  $A$ . Aus Abb. 482 a) ist

[-Eisen das Auslangen gefunden werden. Wenn es vom wirtschaftlichen Standpunkt aus zu verantworten ist, sind vollwandige Konstruktionen Fachwerkträgern vorzuziehen. Hat man sich für einen Rahmenbau entschieden, dann vermeide man, einzelne Bauteile wie z. B. weitgespannte Pfetten als Fachwerke auszuführen, da hierdurch Unruhe in das Innenbild der Halle gebracht wird.

nun ersichtlich, daß der Winkel  $\omega$  und damit  $\psi$  an verschiedenen Stellen der gewöhnlich 1 m über dem Boden angenommenen Arbeitsfläche verschiedene Werte annimmt. Trägt man die Werte von  $\psi$  als Ordinaten von einer Abszissenachse aus auf, so erhält man eine gekrümmte Linie, die  $\psi$ -Linie, die mit einem Blick die Verteilung der Beleuchtungsverhältnisse im Hallenquerschnitt erkennen läßt. Abb. 482 a).

Bei unterbrochenen Lichtbändern, wie z. B. bei quer zur Hallenlängsachse laufenden Raupenoberlichtern hat man einen Mittelwert  $\psi$  nach der Formel

$$\psi = \frac{\omega}{\pi} \frac{b}{B}$$

zu bestimmen, wenn  $b$  die Breite,  $B$  die Entfernung der Oberlichten sind.<sup>1)</sup> Siehe Abb. 482 b). In Abb. 483 sind für 4 verschiedene Oberlichtanordnungen die  $\psi$ -Linien festgelegt und Größt- und Kleinstwerte zahlenmäßig angegeben. Die Glasflächen sind in allen vier Fällen annähernd gleich groß angenommen worden, und zwar mit 0,31 m<sup>2</sup> je m<sup>2</sup> Hallengrundrißfläche. Die gleichmäßigste Verteilung im Querschnitt ergibt der Fall c) mit seitlichen

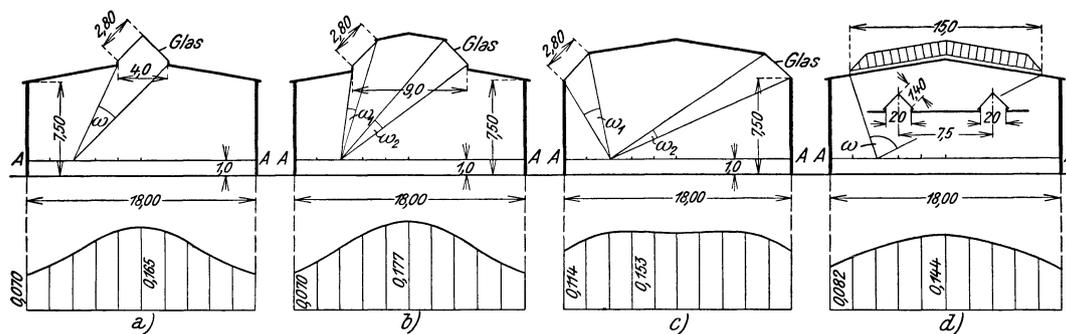


Abb. 483

Mansardglasflächen. Die errechneten Zahlen liefern natürlich kein absolutes Maß für die Helligkeit, da diese noch von einer Reihe anderer Faktoren bestimmt wird. Sie haben nur relative Bedeutung, aber mit dieser Einschränkung liefert die Auftragung der  $\psi$ -Linien ein ausgezeichnetes Mittel, die Anordnung der Lichtbänder hinsichtlich ihres Einflusses auf die gleichmäßige Aufhellung des Hallenbodens zu studieren.

Bei Hallenquerschnitten nach den Abb. 483 a) und b) macht sich die geringere Helligkeit entlang den Längswänden besonders bemerkbar. Hier ist sonach noch die Aufhellung durch Seitenwandfenster zu berücksichtigen. Ist die Breite eines Fensters  $b$  und die Entfernung zweier aufeinanderfolgender Fenster  $B$ , so bestimmt man getrennt für die Fenster das Beleuchtungsverhältnis  $\psi = \frac{\omega}{\pi} \frac{b}{B}$  und addiert die beiden  $\psi$ -Linien für Oberlichten und Fenster. Man hat es dann in der Hand, den Einfluß der beiden Arten von Lichteinfallöffnungen gegeneinander abzuwägen, um so eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Lichtes im Raume zu erzielen.

## 66. Die räumliche Gliederung der Hallenbauten

Jeder Hallenbau stellt ein aus ebenen Scheiben gebildetes Raumtragwerk vor, das gegen lotrecht oder wagrecht gerichtete angreifende Kräfte standfest sein muß. Die Zusammenfassung der einzelnen Tragscheiben zu einem räumlich stabilen Ganzen kann auf die verschiedenste Weise erfolgen.

<sup>1)</sup> In der Längsrichtung der Halle ist  $\psi$  nur als Durchschnittswert zu betrachten.

### a) Räumliche Stabilisierung von reinen Dachbauten

Ruht die Dachkonstruktion auf gemauerten, für sich standfesten Längswänden, die auch stark genug sind, um die vom Dach geäußerten Kräfte weiterzuleiten, so ergibt sich in der Regel die in Abb. 484 a) grundsätzlich dargelegte Anordnung. Die aus Balkenbindern und Pfetten bestehende Dachkonstruktion wird wenigstens in einem einzigen Pfettenfeld durch einen i. d. R. in der Dachebene liegenden Verband gesichert, der die folgenden Aufgaben zu erfüllen hat: 1. Überleitung von wagrechten hallenlängsgerichteten Kräften in die Längswände, insbesondere des Winddrucks auf die Giebel, falls diese nicht genügend standfest sind, um allein den Winddruck zu übernehmen. 2. Sicherung der

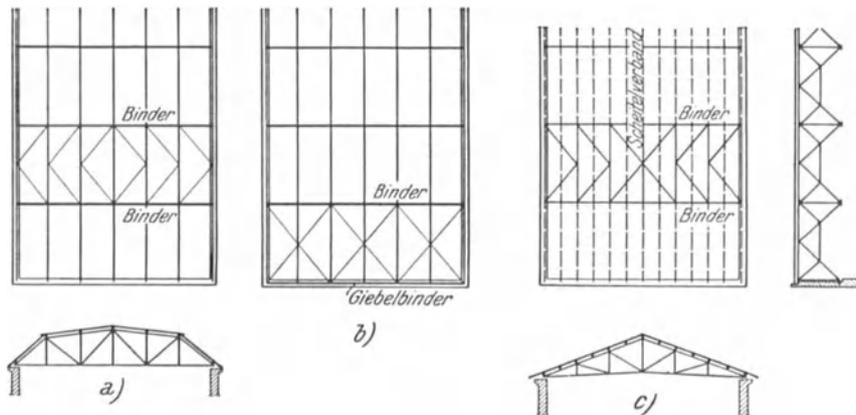


Abb. 484

lotrechten Lage der Binder während der Aufstellung des Daches. 3. Festhalten der Knotenpunkte der gedrückten Bindergurte zur Sicherung der gleich der Knotenentfernung angenommenen Knicklänge der Gurte. Bei größerer Binderzahl empfiehlt es sich, in jedem 5. bis 6. Pfettenfelde einen Dachverband anzuordnen. Kommen Giebelbinder zur Ausführung, dann können die Verbände auch in die beiden Giebelfelder verlegt werden. Abb. 484 b).

Die Binder sind auf einer Seite mit beweglichem Lager auszurüsten, um die Mauern von den Kräften, die von den Stahlbindern bei Belastungen und Temperaturänderungen geäußert werden, tunlichst zu entlasten.

Kommen Holzpfitzen auf Stahlbindern zur Verwendung, dann sind die Dachverbände auch noch mit aus Winkeleisen bestehenden Riegeln auszustatten, deren Funktion sonst von den Stahlpfitzen versehen wird, Abb. 484 c). Ein durchgehender Scheitelverband sichert während der Aufstellung die lotrechte Lage aller Binder. Die Binderobergurte sind seitlich so steif zu machen, daß sie für die Gurtkraft aus Binder- und Holzpfitzen-gewicht etwa  $1\frac{1}{2}$ fache Knicksicherheit bei einer Knicklänge gleich der Gurtlänge, vom Scheitel bis zum Auflager gerechnet, aufweisen. Die Holzpfitzen selbst sind durch Schrauben mit den Binderobergurten gut zu verbinden, da nach dem Aufbringen der Dachhaut den Pfetten die Aufgabe zufällt, die Binderknoten gegen seitliches Ausknicken zu sichern.

### β) Einschiffige Hallen

Die räumliche Stabilität eines einschiffigen Hallengesparres kann grundsätzlich in zweifacher Weise erreicht werden: 1. Durch Anordnung eines wagrechten oder in Dachebene liegenden, i. d. R. den ganzen Hallengrundriß deckenden Verbandes, der wagrechte Lasten in die als lotrechte steife Scheiben ausgebildeten Giebelwände bzw. an die in ihrer Ebene steifen Längswände abgibt. Die Hallengesparre selbst können dann aus Bindern und Pendelstützen bestehen, brauchen also nicht seitensteif zu sein. 2. Das

aus Stützen und Bindern bestehende Hallengespärre ist bei geeigneter Anordnung imstande, in seiner Ebene liegende senkrecht und wagrecht wirkende Kräfte in die Fundamente zu leiten, während hallenlängsgerichtete Kräfte, ähnlich wie unter *a)* durch Dachverbände auf die beiden in ihrer Ebene steifen Längswände übertragen werden.

Abb. 485 zeigt das Wesentliche der unter 1. genannten Lösung. Die Gespärre bestehen aus je 2 Pendelstützen und dem Binder. Die seitliche Steifigkeit wird in Abb. 485 a) erreicht durch einen in Untergerubebene liegenden, entlang der einen Längswand streichenden Windträger, sowie durch einen zweiten in gleicher Ebene liegenden Giebelwindträger. In Abb. 485 b) liegen die Windträger in der Dachfläche. Diese Art der Stabilisierung kommt nur bei verhältnismäßig kurzen Hallen in Frage, da sonst der Längswandwindträger zu schwer wird. Im allgemeinen ist diese Lösung überhaupt nicht zu empfehlen, da in der Regel mit dem gleichen Baustoffaufwand die Standfestigkeit durch seitensteife Gespärre erreicht werden kann, die für die Aufstellung Vorteile bieten. Die Scheibensteifigkeit der Umfassungswände wird bei Fachwerkwänden dadurch erreicht, daß in einem oder in mehreren Wandfeldern Streben eingezeichnet werden.

Seitensteife einschiffige Hallengespärre sind in Abb. 486 schematisch dargestellt. Die Anordnungen a), c), f) und g) sind statisch bestimmt. Die Anordnungen b) und d) einfach statisch unbestimmt. Rahmen e) ist dreifach statisch unbestimmt. Die Stabilisierung in der Längsrichtung erfolgt durch Verbände, die in einem oder in mehreren Binderfeldern angeordnet werden, wie dies in Abb. 487 angedeutet ist. Die lotrechten Verbandscheiben liegen in den Ebenen der Fachwerk-längswände, gewöhnlich auf deren Innenseite, der übrige Teil in der Dachebene. Sind Kranbahnen vorhanden, dann müssen die Wand-

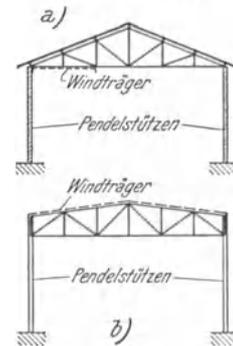
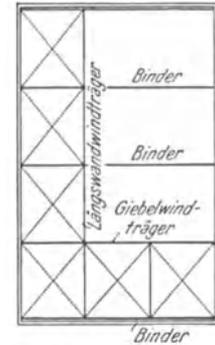


Abb. 485

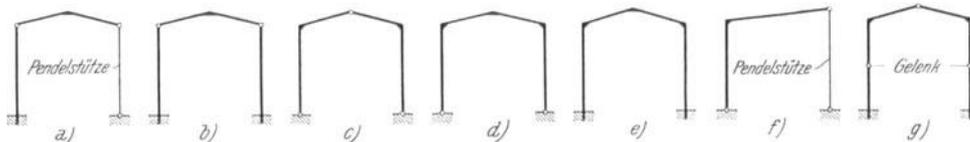


Abb. 486

scheiben auch die hallenlängsgerichteten Bremskräfte aus der Kranbahn übernehmen, falls keine eigenen Bremsverbände in den Kranbahnebenen vorgesehen sind. Da die Bremskraft  $B$ , siehe Abb. 488, am Hebelarm  $e$  in die lotrechte Verbandebene eingetragen wird, so muß, wenn keine eigenen Bremsverbände vorhanden sind, im Verbandfelde ein besonderer, in Kranbahnobergurthöhe liegender wagrechter Verband vorgesehen werden, der auf die beiden begrenzenden Binder die wagrechte Kraft  $R = \frac{B e}{b}$  äußert.

In den folgenden Abb. 489 bis 497 sind eine Reihe einschiffiger Hallen im Querschnitt veranschaulicht. Abb. 489 ist eine Halle mit massiven Umfassungswänden; Binderabstand 5 m.

Abb. 490 bis 493 sind Hallen mit eingespannten Stützen und gelenkig aufgesetzten Bindern. Der Gespärreabstand beträgt in Abb. 490 6,0 m, in Abb. 491 etwa 10,0 m. In Abb. 492 haben die Hauptbinder, die den Mittelunterzug tragen, 15 m Entfernung. In 5 m Abstand sitzen auf diesem Unterzug Zwischenbinder, die ebenso wie die Hauptbinder für sich auf

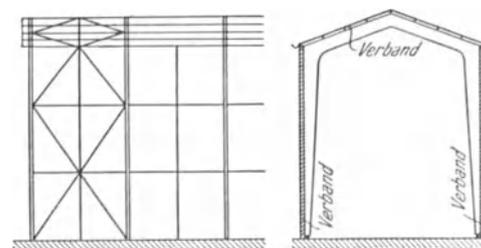


Abb. 487

Wandstützen aufrufen. Die Gespärre der Abb. 493 haben je 12 m Abstand, sie sind durch kräftige, mit Kopfstreben versehene Walzträgerpfetten verbunden. Abb. 494 bis 496 stellen Bogenbinder vor, und zwar: Abb. 494 einen Zweigelenbogen, Abb. 495 einen Dreigelenkboden. In Abb. 496 ist der derzeit sehr beliebte vollwandige Zweigelenkrahmen veranschaulicht. Bei allen Bogenbindern ist darauf zu achten, daß die Untergerüste durch

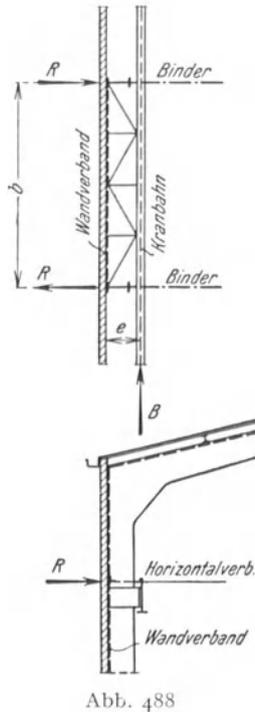


Abb. 488

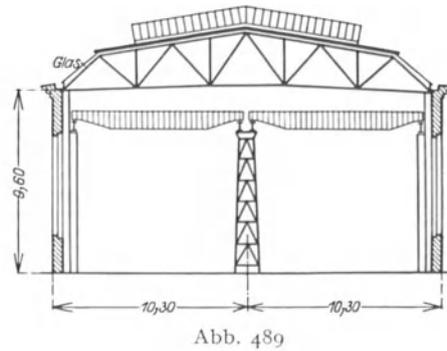


Abb. 489

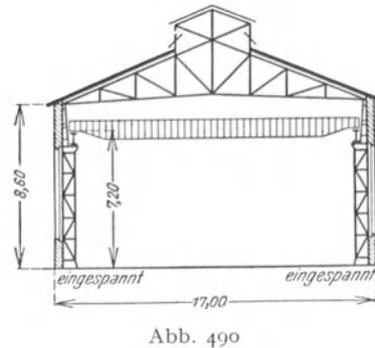


Abb. 490

die Pfetten gegen seitliches Ausweichen gesichert werden. Es sind daher Fachwerkpfitten oder Walzträgerpfetten mit Kopfstreben vorzusehen. In den Abb. 497a) und 497b) sind schließlich Rahmenbinder mit eingespannten Füßen veranschaulicht. Abb. 497a) zeigt eine sehr zweckmäßige Lösung für kleine und mittlere Spannweiten. Der Fachwerkbinder

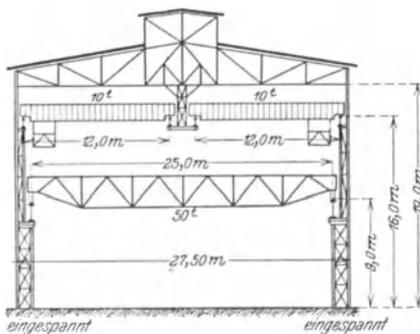


Abb. 491

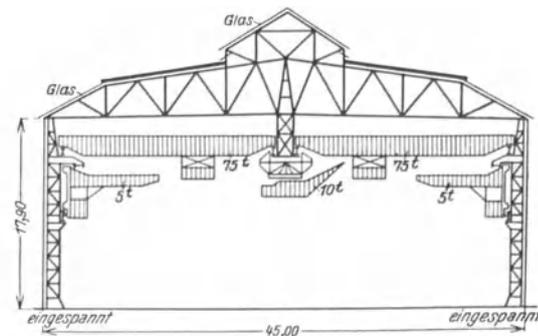


Abb. 492

bildet mit den aus Peiner I-Eisen bestehenden Wandstützen einen Steifrahmen mit eingespannten Stielfüßen. Gespärreentfernung etwa 5 bis 6 m. Das gleiche System aber für eine größere Stützweite läßt Abb. 497b) erkennen. Hier ist der Binderriegel, um ihn steifer zu machen, noch durch eine Rundeisenunterspannung bewehrt.

### γ) Zweischiffige Hallen

Die Mannigfaltigkeit der verschiedenen Lösungsmöglichkeiten für seitensteife Hallengespärre ist naturgemäß bei Gespärren mit einer Mittelstütze vielfach größer als bei einschiffigen Hallen. In Abb. 498 sind die gebräuchlichen statischen Systeme zusammen-

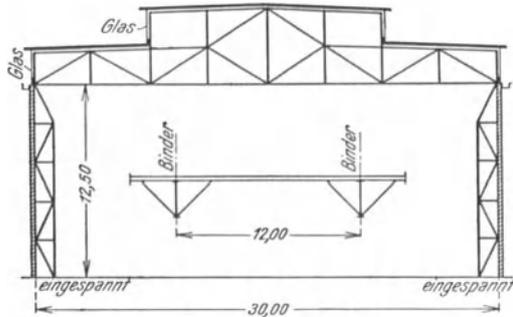


Abb. 493

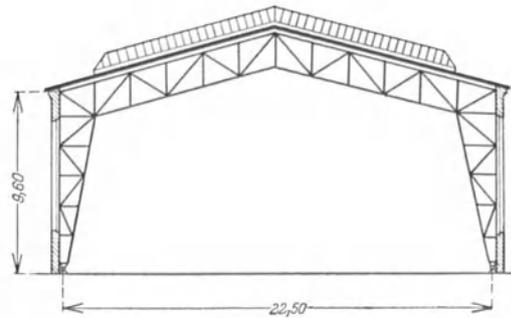


Abb. 494

gestellt. Abb. a) bis c) zeigen statisch bestimmte, Abb. d) bis g) einfach statisch unbestimmte Lösungen. Die folgenden vier Abb. h) bis l) veranschaulichen zweifach statisch unbestimmte Fälle, während die Abb. m) ein dreifach statisch unbestimmtes Tragwerk

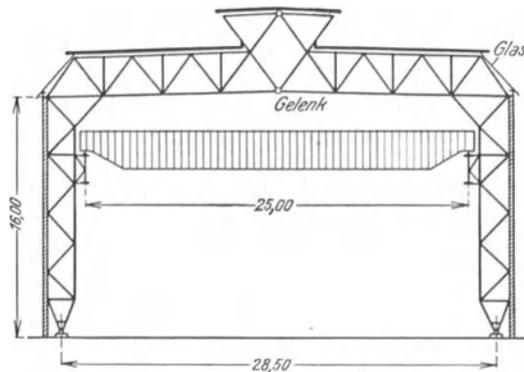


Abb. 495

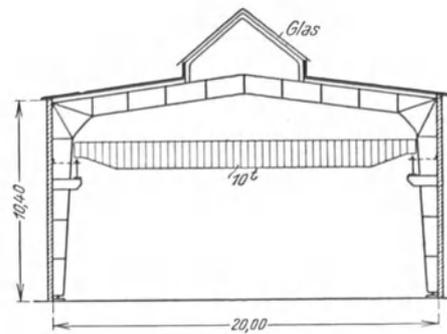


Abb. 496

aufzeigt. In den Fällen g) und k) kann die Unbestimmtheit durch Einschaltung eines Zwischengelenkes um einen Grad vermindert werden. Selbstverständlich besteht auch bei nicht zu lang gestreckten Hallen die Möglichkeit, die Stabilisierung gegen Seitenkräfte

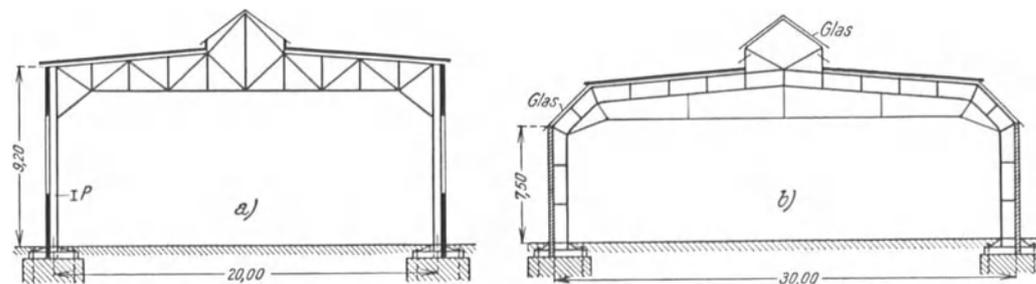


Abb. 497

durch wagrechte Verbände bei Anwendung von Pendelstützen, also bei nicht seitensteifen Hallengespärren, durchzuführen. Es genügt dann die Anordnung des wagrechten Verbandes in dem einen Hallenschiff.

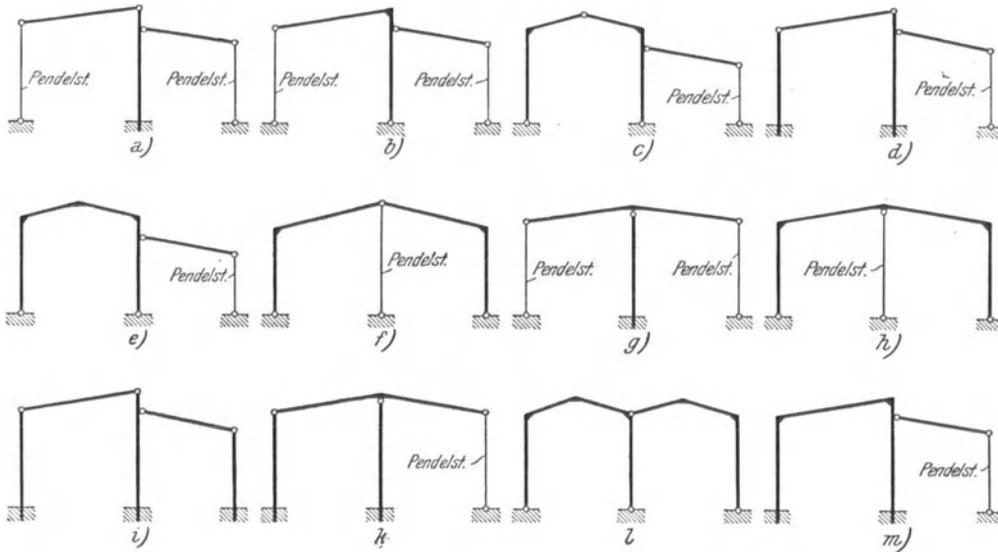


Abb. 498

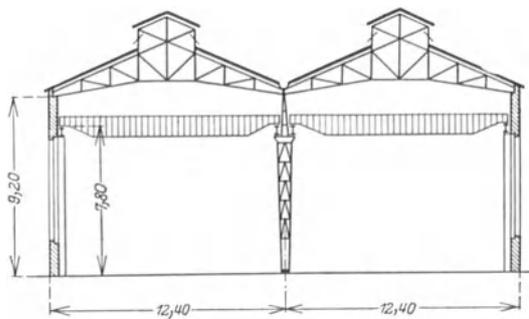


Abb. 499

zweifach statisch unbestimmt. Die Mittelstützen sowie die Binder haben bei Verwendung von Fachwerkpfetten 12 m, die leichten Außenstützen 6 m Entfernung voneinander. Zweckmäßiger ist die gleiche Aufgabe in Abb. 501 gelöst. Die eingespannte Mittelstütze übernimmt

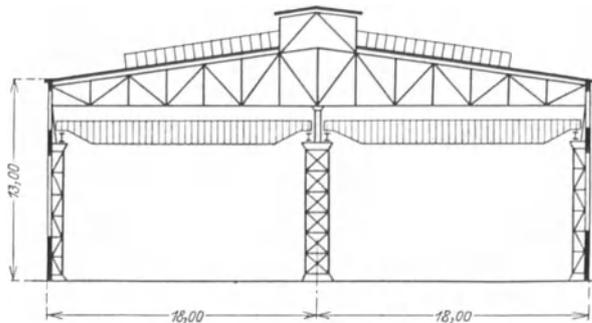


Abb. 500

alle Seitenkräfte, das System ist hinsichtlich dieser Lasten statisch bestimmt. Die Binder sind durchgehende Zweifeldbalken. Die Mittelstützen stehen in 16 m, die Binder in 8 m Entfernung voneinander, weshalb ein durchlaufender Unterzug, der Binder und Kranbahnen trägt, angeordnet ist. Die Pendelstützen in den Außenwänden haben 8 m Entfernung und gibt jede zweite Stütze ihre wagrechten Lasten an den in Binderuntergurt-

ebene angeordneten Horizontalverband ab, der gemeinsam mit dem zweiten in Höhe des Unterzuguntergurtges gelegenen Verband auch die Verdrehungsmomente bei einseitiger Kranbelastung übernimmt.

In Abb. 502 zeigt das eine Schiff einen Halbrahmen mit Pendelstütze, statisch also einen Dreigelenkbogen, der alle Seitenkräfte übernimmt und der das feste Lager eines ein-

In den Abb. 499 bis 503 sind einige Ausführungsbeispiele zweischiffiger Hallen vorgeführt. Abb. 499 ist eine ältere Ausführungsweise, zwei voneinander unabhängige Satteldachbinder. Die Seitenkräfte werden von den gemauerten Umfassungswänden aufgenommen, daher ist die Mittelstütze nur als Pendelstiel ausgebildet. Binderentfernung 6 m. Abb. 500 zeigt drei eingespannte Stützen mit einem durchgehenden Binder. Für lotrechte Lasten ist das Tragwerk einfach, für wagrechte Lasten

angeordneten Horizontalverband

fachen Balkenbinders, der das zweite Schiff überspannt, bildet. Die Binder haben 12 m Entfernung und tragen die Dachhaut mittels Fachwerkpfetten, die in der Mittelhalle die Untergurte verbinden, so daß die Binder in die quer durchlaufenden Oberlichten hineinragen. Derartige Anordnungen sind in den letzten Jahren häufig ausgeführt worden, da sie bei breiten Hallen gleichmäßige Belichtung gestatten und den zu beheizenden Luftraum verringern.

Abb. 503 zeigt eine Lösung mit Vollwandbindern. Durch Einschaltung eines Gelenkes an der Mittelstütze ist das Tragsystem in zwei Zweigelenkbogen aufgelöst. Das Mitteloberlicht überbrückt zweckmäßig die Kehle zwischen den beiden Bindern. Binderentfernung 10 m bei Verwendung von Walzträgerpfetten mit Kopfstreben, die gleichzeitig die gedrückten Teile der Binderuntergurte gegen seitliches Ausweichen sichern.

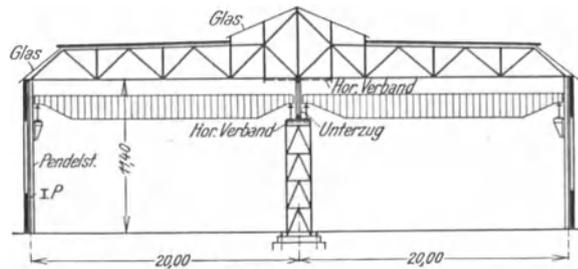


Abb. 501

#### δ) Dreischiffige Hallen

Eine Reihe von Tragwerksystemen dreischiffiger, symmetrischer Gespärre ist in der Abb. 504 veranschaulicht. Pendelstützen sind mit *P* bezeichnet. Die Abb. a) und b) sind statisch bestimmte, Abb. c) bis f) einfach statisch unbestimmte Tragwerke. Die Systeme der Abb. g) bis m) weisen je 3 Überzählige auf, wobei die Binderscheiben der Abb. l) und m) als durchlaufende Balken gedacht sind.

Ausführungsbeispiele zeigen die Abb. 505 bis 512. In den Abb. 505 und 506 wird das Mittelschiff von Zweigelenkbogen mit beiderseitigen Kragarmen überdacht, in die sich die aus Walzträgern bestehenden Seitenschiffbinder einhängen. Binderentfernungen 10 und 12 m bei Anwendung von Fachwerkpfetten oder Pfetten mit Kopfstreben. Abb. 507 gibt eine Halle mit vier eingespannten Stützen wieder, auf denen ein durchlaufender Balken mit zwei Gelenken als Binder lagert.

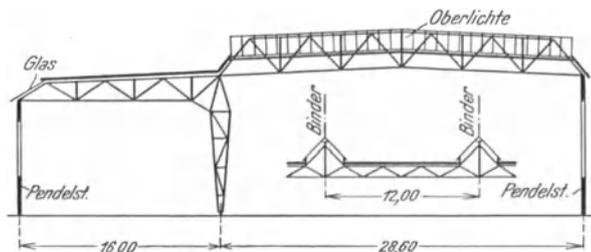


Abb. 502

Stützen- und Binderentfernung 8 m. Eine ähnliche Anordnung zeigt auch Abb. 508, nur sind hier die Außenstützen als Pendelstützen gedacht. Die Mittelstützen haben 16 m Abstand und sind durch Unterzüge, die als Dreigurtträger ausgebildet sind und die die Mittelkranbahn und je einen Binder (Binderabstand 8 m) tragen, verbunden. Entfernung der Außenwandstützen 8 m. In Abb. 509 stellen die Seitenschiffe eingespannte Halbrahmen mit Pendelaußenstützen vor, auf denen die Balkenbinder des Mittelschiffes sitzen. Gespärreabstand etwa 6 bis 8 m. Eine Anordnung mit sehr ruhiger Innenwirkung zeigt Abb. 510. Die Mittelhalle wird durch einen Dreigelenkbogen, die Seitenhallen durch einfache Balkenbinder überdacht, welche letztere auf Kragarmen des Mittelrahmens aufsitzen. Binderentfernung 10 m bei Verwendung von Walzträgerpfetten

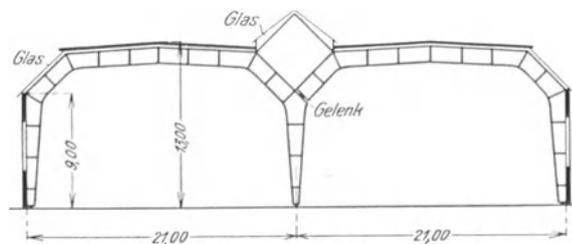


Abb. 503

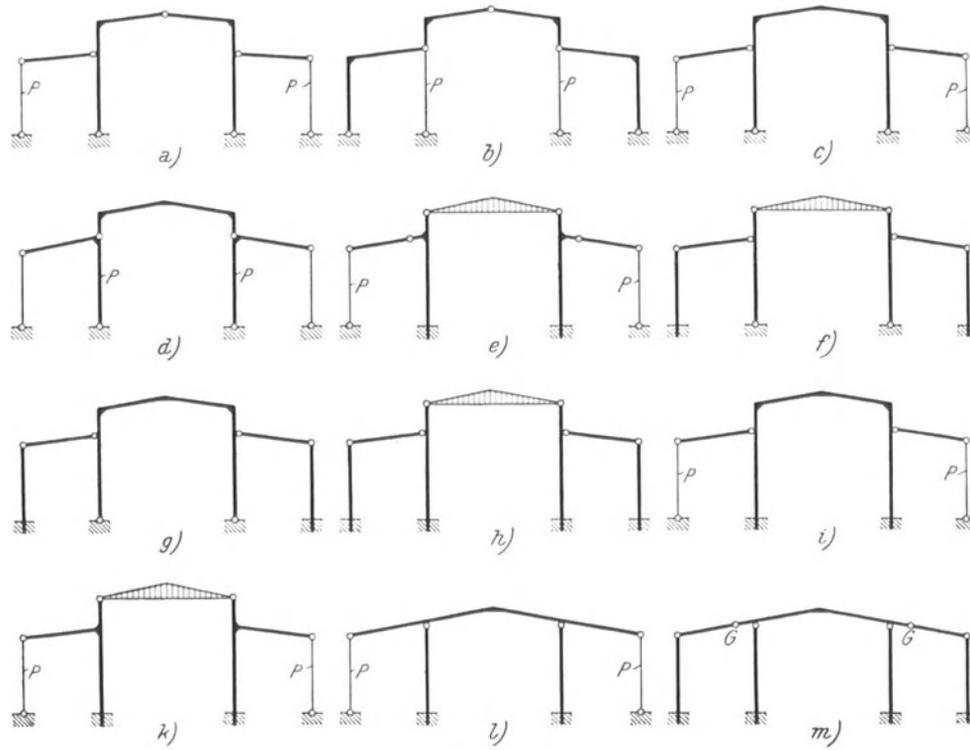


Abb. 504

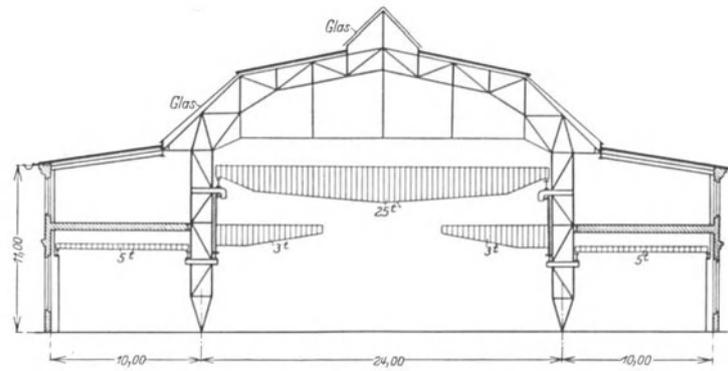


Abb. 505

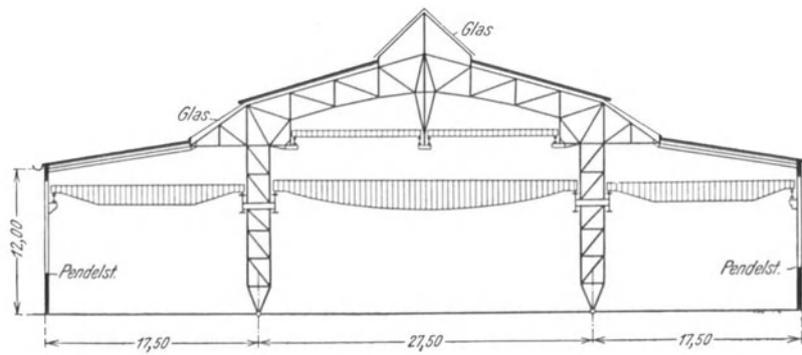


Abb. 506

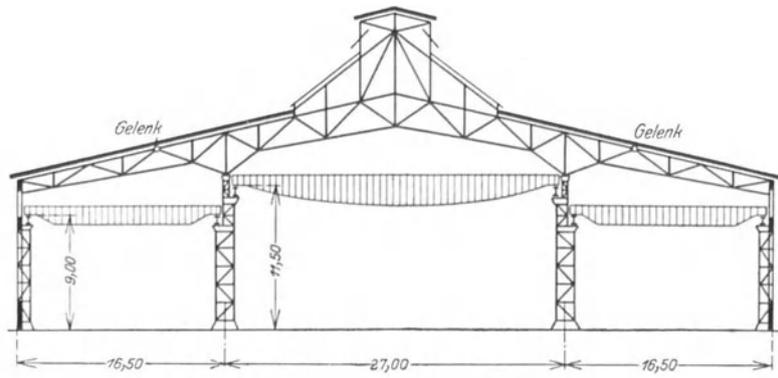


Abb. 507

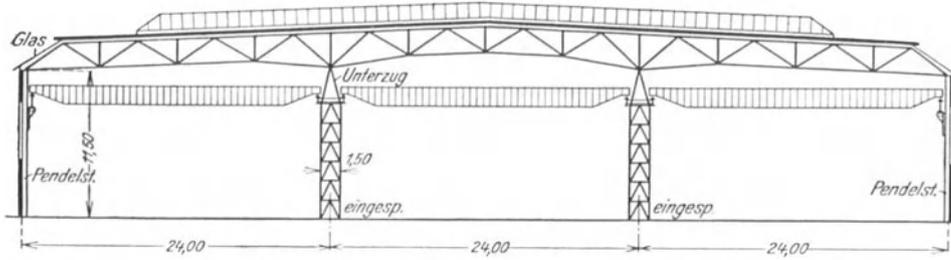


Abb. 508

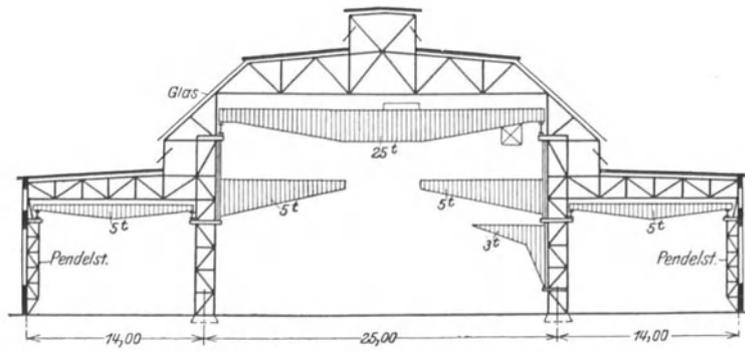


Abb. 509

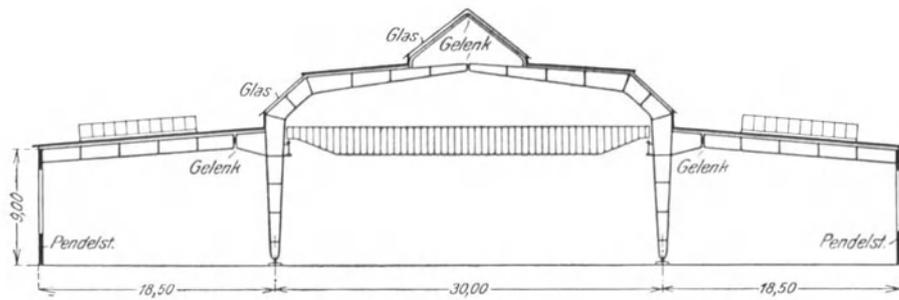


Abb. 510

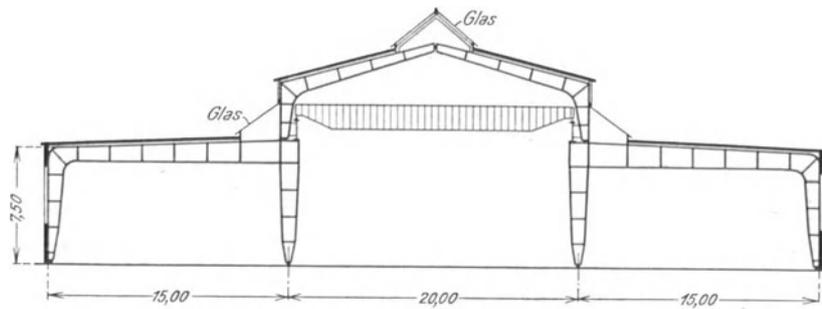


Abb. 511

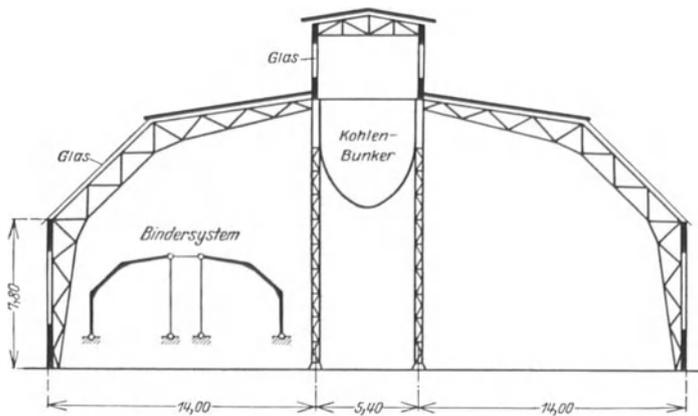


Abb. 512

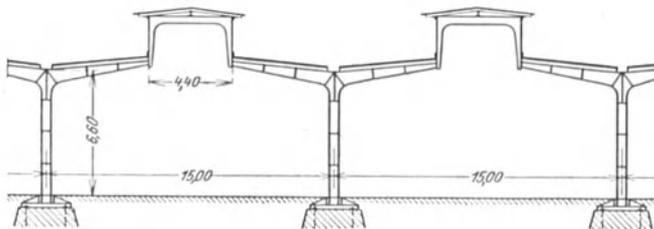


Abb. 513

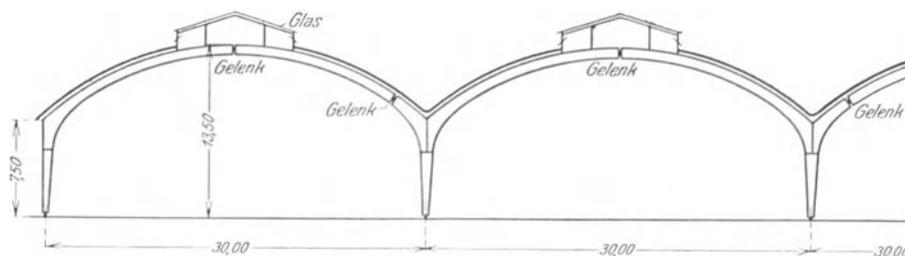


Abb. 514

mit Kopfstreben. Abb. 511 zeigt in den Seitenschiffen Zweigelenkrahmen, auf denen zwecks Überdachung des Mittelschiffes ein Dreigelenkbogen aufsitzt. Binderentfernung 8 bis 10 m. Eine besondere Form einer dreischiffigen Halle ist schließlich in Abb. 512 vorgeführt, wie sie für Kesselhäuser oft in Betracht kommt. Jedes der beiden Seitenschiffe bildet einen Dreigelenkrahmen, die durch einen Querriegel miteinander verbunden sind. Das System ist einfach statisch unbestimmt.

#### ε) Vielschiffige Hallen

Abb. 513 stellt eine Lösung für vielschiffige Hallen vor, wie sie gerne für Bahnhofshallen (Perron-

dächer) verwendet wird. Da durch die Oberlichtaufbauten keine nennenswerten wagrechten Kräfte von Stiel zu Stiel übertragen werden, so zerfällt das ganze System in einzelne eingespannte Stiele mit Kragarmen. Eine andere oft benützte Querschnitts-

gestaltung für vielschiffige Bahnhofshallen zeigt Abb. 514. Das System, das aus aneinandergereihten Dreigelenkbogen besteht, ist statisch bestimmt. Eine Anordnung mit durchlaufenden Binderbalken ist aus Abb. 515 ersichtlich. Die Endstützen sind fest eingespannt, die Zwischenstützen sind Pendelstiele. Die Binder ragen in die querlaufenden Raupenoberlichte hinein. Binderabstand etwa 6 m. Eine ähnliche Anordnung aber mit längslaufenden Oberlichtbändern zeigt Abb. 516. Die zahlreichen fest eingespannten Stützen erschweren die genauere Berechnung für die anfallenden Seitenkräfte. Den Seitenwandwind nehme man nur durch die ersten 3 Stützen, den Dachwind, sowie die Seitenkräfte der Krane feldweise von je einer Mittelstütze auf. In Abb. 517 ist ein vielschiffiger Rahmen, aus  $\square$ -Stützen und Walzträgern zusammengesetzt, dargestellt. Die Stützen sind unten eingespannt und oben mit den Bindern steif

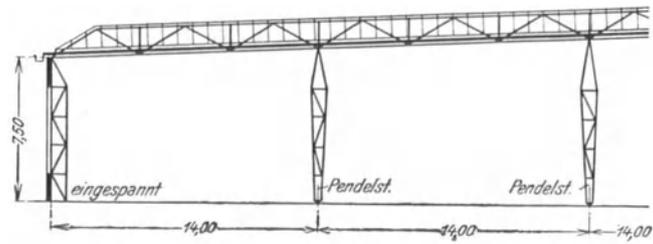


Abb. 515

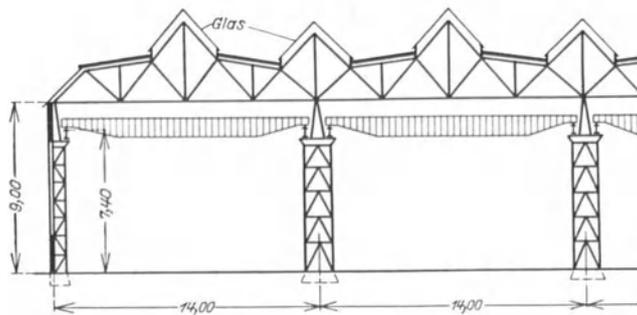


Abb. 516

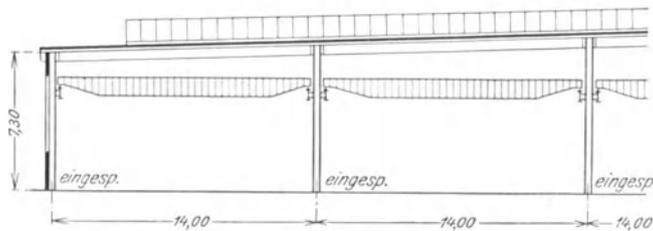


Abb. 517

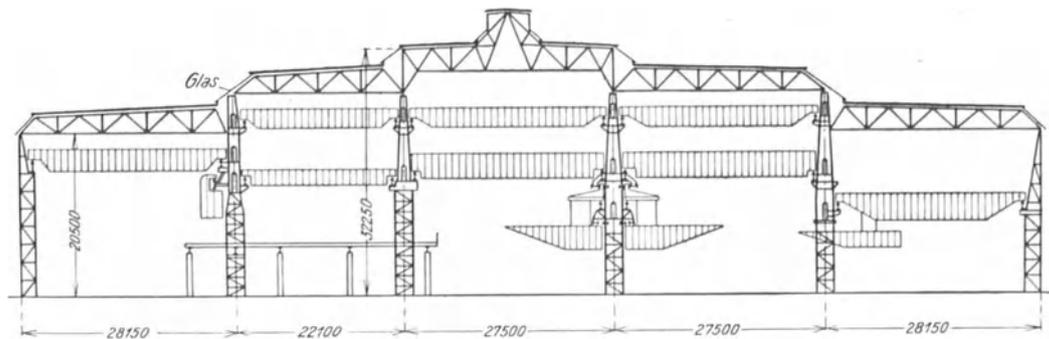


Abb. 518

verbunden gedacht. Eine 5-schiffige Halle mit stufenförmig ansteigenden Dachflächen veranschaulicht Abb. 518. Die einzelnen Binder sind unabhängige Balkentragwerke, die Stützen sind sämtlich eingespannt.

## § 20. Die Dächer

### 67. Die Dachhaut

Das Dach besteht in der Regel aus der Dachhaut, d. i. die Dachdeckung samt Schalung oder Platte und den fallweise vorhandenen Dachsparren, sowie aus der eigentlichen stählernen Tragkonstruktion, d. s. Pfetten, Binder und Binderunterzüge. Für eiserne Dächer kommen als Dachhaut hauptsächlich in Frage:

- a) Die Holzschalung auf Holzsparren mit Dachpappeabdeckung oder Eternitschieferbelag,
- b) Kiesbeton- oder Leichtbetonplatten, sowie Stegzementdielen mit Dachpappeeindeckung,
- c) Leichtsteindecken mit Dachpappeeindeckung,
- d) Eindeckung mit Welleternitplatten,
- e) Wellblecheindeckung,
- f) Glaseindeckung.

#### a) Die Holzschalung auf Holzsparren

Die Eindeckung mit Holzschalung auf Holzsparren, die in früherer Zeit im Stahlbau vorherrschend war, erweist sich auch derzeit noch als eine sehr billige und vor allem leichte Eindeckungsweise. Ihr Hauptnachteil liegt in der mangelnden Feuersicherheit. Die Sicherung der Dachflächen gegen Witterungseinflüsse erfolgt je nach der Neigung des Daches durch zwei Lagen Dachpappe — wenn möglich teerfreie Pappe, Ruberoid oder ähnliches —

oder durch Asbestzementschieferplatten (Eternit) o. dgl. Über die Eigengewichte derartiger Eindeckungen siehe Bd. I, Absatz 1.

Die Sparren liegen in Abständen von 0,80 bis 1,00 m und erlauben 3 bis 4,5 m Pfettenentfernung in der Dachfläche gemessen. Sparrenquerschnitt je nach Pfettenentfernung:  $\frac{9}{12}$  bis  $\frac{10}{12}$ . Die Dachschalung wird fast immer mit 25 mm Stärke ausgeführt, hierbei sollen die einzelnen Schalbretter nicht unter 12 cm und nicht über 16 cm Breite haben.

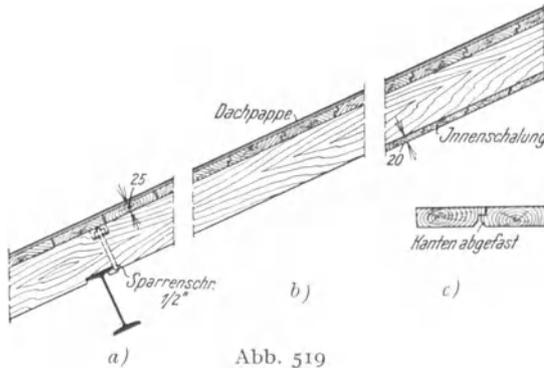


Abb. 519

Die rauhen Schalbretter werden dicht nebeneinander auf die Sparren genagelt, Abb. 519 a). Bei offenen Hallen, wo Unterwind in Frage kommt, sind die Schalungsbretter im Falz zu verlegen, Abb. 519 b), um ein Abheben der Dachpappe durch den Unterwind hintanzuhalten. Wo ein besseres Aussehen angestrebt wird, wird die Schalung auf der Innenseite gehobelt und an den Kanten abgefast, ebenso werden auch die Sparren gehobelt und die Sichtflächen mit Firnis eingelassen oder mit Ölfarbe gestrichen.

Wird bessere Wärmesicherung verlangt, dann ordnet man eine zweite, innere, 20 bis 25 mm starke Schalung an der Unterseite der Sparren an. Beide Schalungen sind, um die Luftzirkulation tunlichst zu verhindern, mit Fälzen zu versehen, Abb. 519 c).

Die Berechnung der Holzsparren erfolgt bei geringen Dachneigungen bis etwa  $15^\circ$  nur für lotrechte Lasten, wobei für Wind ein Zuschlag von  $25 \text{ kg/m}^2$  gemacht wird. Bei steileren Dächern gilt für die lotrechte Belastung  $p$  die Stützenweite  $l$  und für den Winddruck  $w \sin^2 \alpha$  die Stützenentfernung  $l_1$ , Abb. 520. Die Sparren werden als freiaufliegende Balken mit einer zulässigen Beanspruchung von  $80 \text{ kg/cm}^2$  bemessen.

Die Befestigung der Sparren erfolgt auf jeder Pfette mittels  $\frac{1}{2}$ " starken Haken-schrauben, an der Firstpfette mittels Sparrenwinkel und  $\frac{1}{2}$ " Schraube, siehe Abb. 521.

Durch diese Sparrenwinkel werden die Sparren in ihrem Abstände festgehalten. Die Sparren werden an den Kreuzungsstellen mit den Pfetten etwa  $1\frac{1}{2}$  cm tief eingeschnitten, um den Sparrenschub auf die Pfetten zu übertragen. Besondere Sorgfalt ist bei stärker geneigten Dachflächen der guten Verhängung der Dachpfetten zuzuwenden, damit die senkrecht zur Dachfläche stehenden I-Pfetten während des Aufbringens der Sparren und der Schalung nicht seitlich durchhängen. Die Befestigung der Sparren am Scheitel geschieht mit Hilfe eines Sparrenwinkels. Auch auf Fachwerkpfeifen ist die Befestigung mittels Winkleisen, siehe Abb. 521 c), zu empfehlen. Die Befestigung des Sparrenfußes auf Riegelwänden zeigt Abb. 522 a), den Anschluß an eine Scheitellaterne Abb. 522 b).

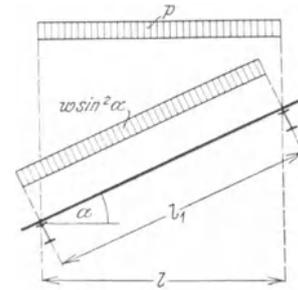


Abb. 520

### b) Eisenbetonplatten auf Stahlpfetten

Betonplatten jeder Art bilden eine ausgezeichnete Unterlage für die Dachpappeeindeckung, doch können sie mit Vorteil nur

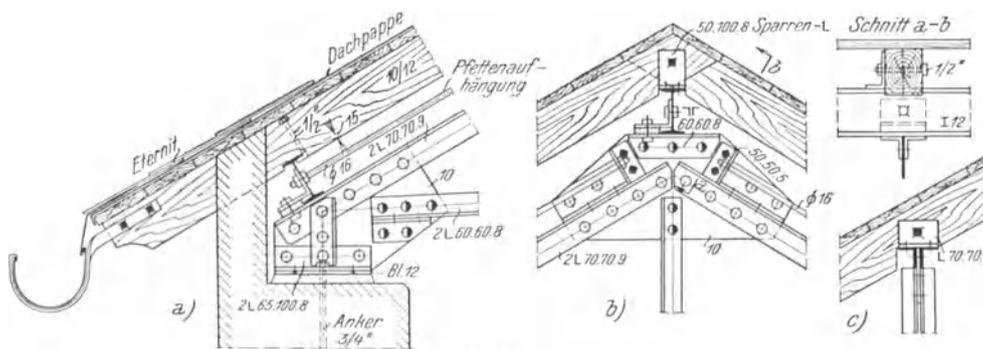


Abb. 521

bei nicht zu großer Neigung der Dachflächen (etwa bis 1 : 4) verwendet werden. Auf dem Dach gestampfte Eisenbetonplatten bilden eine einheitliche zusammenhängende Dachhaut von großer Steifigkeit, die als Windträger wirkt. Dachrinnen, Oberlichtzargen, Aufkantungen u. ä. können in einem mit der Platte hergestellt werden. Die Betondachhaut ist vollständig feuersicher. Nachteile der bewehrten Kiesbetonplatten sind das hohe Eigengewicht und der geringe Wärmeschutz, den sie bieten. Sie werden deshalb auch nur

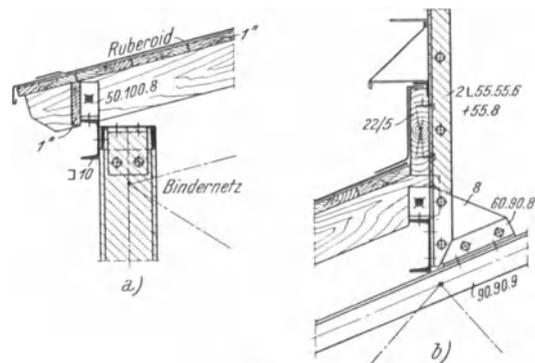


Abb. 522

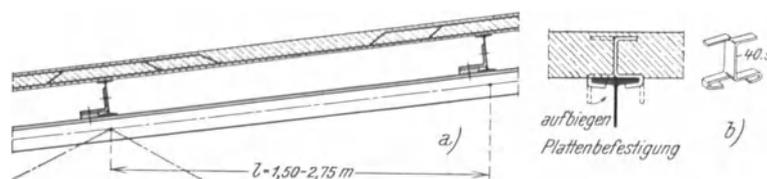


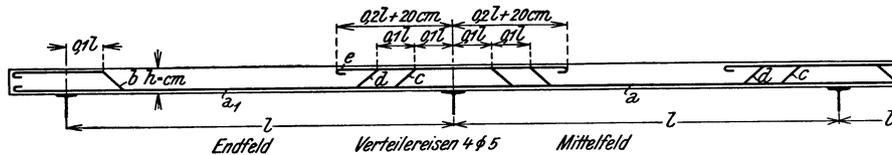
Abb. 523

selten ausgeführt. Sehr stark eingebürgert haben sich aber — vornehmlich in Deutschland — Leichtbetonplatten, die seltener auf dem Dache gestampft, in der Regel aber in einzelnen Dielen oder Platten aufgebracht werden. Hierher gehören die Stegamentdielen

und Bimsbetonplatten, die gegenüber der Kiesbetonplatte den Vorteil des etwa um ein Drittel geringeren Raumgewichtes und des guten Wärmeschutzes besitzen.

**Zusammenhängende Eisenbetonplatten.** Die Platte wird in Kiesbeton 6 cm stark gemacht und kann ohne Auflagerverstärkung bis etwa 2,75 m horizontaler Stützweite ausgeführt werden, Abb. 523. Je nach Pfettenentfernung ergibt sich bei 100 kg Nutzlast (Schnee und Wind),  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  folgende in Tafel 94 angegebene Eisenbewehrung.

Tafel 94. Stahlbewehrung von Kiesbetondachplatten



Stützweite <i>l</i>	Stückzahl <i>n</i> je lfd. m Platte und Rundstahldurchmesser <i>d</i> in mm											
	im Endfeld				über allen Stützen						in den Mittel-feldern	
	<i>a</i> <sub>1</sub>		<i>b</i>		<i>c</i>		<i>d</i>		<i>e</i>		<i>a</i>	
m	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>
2,00	7	6	3	6	2	6	1	6	3	8	6	6
2,25	8	6	3	6	2	6	1	6	4	8	6	6
2,50	8	7	3	7	2	7	1	7	3	10	6	7
2,75	10	7	5	7	2	7	1	7	4	10	6	7

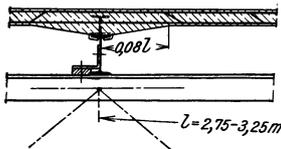
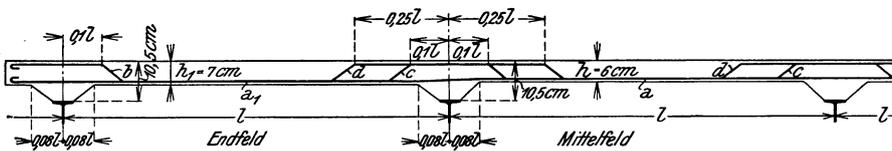


Abb. 524

Bei größeren Stützweiten führt man die Platten als Voutenplatten, bei 6 oder 7 cm Stärke in Feldmitte aus, siehe Abb. 524. Abmessungen und Bewehrung sind in der nachfolgenden Zusammenstellung, Tafel 95, angegeben.

Zur Verbindung von Platte und Pfette kann man die in Abb. 523 b) dargestellten Bügel aus Flacheisen 40 . 5 benutzen. Hinsichtlich der Ausbildung der Rinnen, Zargen, Aufkantungen u. ä. siehe die Einzelheiten unter Leichtbetonplatten.

Tafel 95. Stahlbewehrung von Kiesbetondachplatten



Stützweite <i>l</i>	Platten-stärke cm		Stückzahl <i>n</i> je lfd. m Platte und Rundstahldurchmesser <i>d</i> in mm									
	<i>h</i> <sub>1</sub>	<i>h</i>	im Endfeld				über allen Stützen				in den Mittel-feldern	
			<i>a</i> <sub>1</sub>		<i>b</i>		<i>c</i>		<i>d</i>		<i>a</i>	
m	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>	<i>n</i>	<i>d</i>
3,00	7	6	9	7	4	7	3	7	2	7	7	7
3,25	7	6	11	7	5	7	3	7	3	7	8	7

Bei einer zusammenhängenden Betonplatte ist es, um Schwind- und Dehnungsrisse zu vermeiden, notwendig, in Größtabständen von etwa 30 m Ausdehnungsfugen, die senk-

recht zum First von Dachsaum zu Dachsaum laufen, einzuschalten. Ihre Ausbildung und Abdeckung ist aus Abb. 525 a) oder b) zu entnehmen.

Ist guter Wärmeschutz durch die Dachplatte erwünscht, dann werden leichte Holztrame, etwa  $\frac{6}{6}$  stark, zwischen den Pfetten in etwa 1 m Abstand eingezogen und eine gehobelte Holzschalung oder bei notwendiger Feuersicherheit eine 2 bis  $2\frac{1}{2}$  cm starke Schalung aus Gipsdielen, Tektondielen o. . angebracht, siehe Abb. 526. Sehr zweckmäßig ist auch eine Abdeckung mit 2 cm starken Korksteinplatten oder einem ähnlichen Isolationsmaterial.

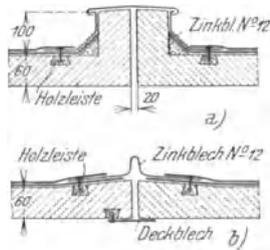


Abb. 525

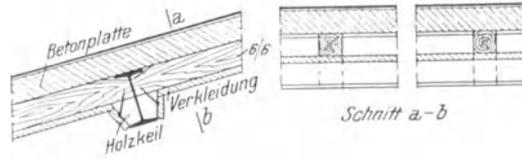


Abb. 526

**Bewehrte Bimsbetonplatten** erfordern wegen der geringen Druckfestigkeit größere Stärken als Kiesbetonplatten, etwa 6 bis 10 cm, so daß das Quadratmetergewicht der Platte trotz des geringen Raumgewichtes bei größeren Freilagen nicht geringer ist als bei einer gleich tragfähigen Kiesbetonplatte. Der Wärmeschutz ist dagegen ausgezeichnet. Bei einem Mischungsverhältnis von 1 T. Zement, 2 T. Sand, 3 T. Bims Kies kann mit einer Betondruckspannung  $\sigma_b = 20 \text{ kg/cm}^2$  gerechnet werden. Spez. Gewicht einschließlich Eiseneinlagen  $1,6 \text{ t/m}^3$ . Zulässige Eisen-  
spannung  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Ausführung erfolgt in der Regel als Voutenplatte nach Abb. 527. In Tafel 96 ist eine Zusammenstellung über die Abmessungen und Stahlbewehrung derartiger Platten zu finden.

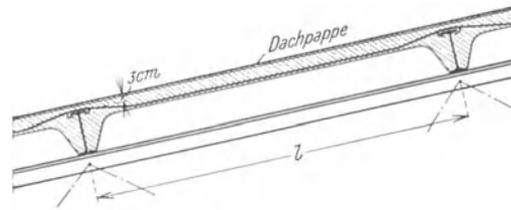
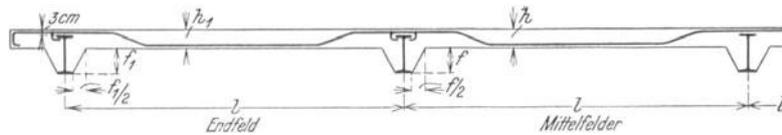


Abb. 527

Tafel 96. Abmessungen und Bewehrung von Bimsbetondachplatten



Stützweite $l$ in m	Plattenstärke cm		Rundstahlbewehrung je lfd. m Platte			
	$h_1$	$h$	in den Endfeldern		in den Mittelfeldern	
1,75	6	6	6	Stück, Durchm. 6 mm	5	Stück, Durchm. 5 mm
2,00	7	6	$6\frac{1}{2}$	" " 6 "	$5\frac{1}{2}$	" " 5 "
2,25	8	7	$5\frac{1}{2}$	" " 7 "	5	" " 6 "
2,50	9	8	6	" " 7 "	$5\frac{1}{2}$	" " 6 "
2,75	10	8	5	" " 8 "	5	" " 7 "
3,00	11	9	6	" " 8 "	$5\frac{1}{2}$	" " 7 "
3,25	12	10	7	" " 8 "	$5\frac{1}{2}$	" " 7 "

**Stegzementdielen.** Für Zwecke der Dacheindeckung werden die mit Rundeisen bewehrten Dielen aus Bimsbeton hergestellt. Sie haben 33 bis 50 cm Breite, bis 2,6 m Länge und sind mit zylindrischen Hohlräumen versehen, um das Gewicht zu verringern.

Abb. 528 a). Die Platten werden über den Pfetten gestoßen, müssen also auf genaue Länge bestellt werden. Sie werden durch Flacheisenhaken, die in die mit Zementmörtel ausgegossenen Stoßfugen hineinreichen, an den Pfetten festgehalten. Abb. 528 b). Am Saum und am Scheitel ist die Verwendung von Hakenschrauben — da sich das Material bohren läßt — zu empfehlen. Hakenabstand etwa 1 m.

Einzelheiten zeigt die Abb. 529. Saum und Kastenrinne sind in Abb. a), die Saumausbildung bei Riegelwänden in Abb. b) und c) dargestellt. Eine Zwischenrinne aus Bimsbetonplatten ist in Abb. d) ersichtlich gemacht. Die Firstausbildung sowie die Gestaltung eines Laternensaumes zeigen die Abb. e) und f).

**Kassettenplatten.** Eine besondere Abart der hier erörterten Bimsbetonplatten sind die Kassettenplatten und Stegkassettenplatten, die im fertigen Zu-

stand wie die Stegzementdielen auf das Dach aufgebracht und in Zementmörtel verlegt werden. Die einzelnen Platten werden in 500 mm Breite und in Längen von 1500 bis 2600 mm erzeugt. Siehe Bd. I, Absatz 1, S. 7. Die Platten sind dann zu verwenden, wenn auf eine gute Innenwirkung der Dachdecke Gewicht gelegt wird. Die Kassettenplatten sind Vollplatten

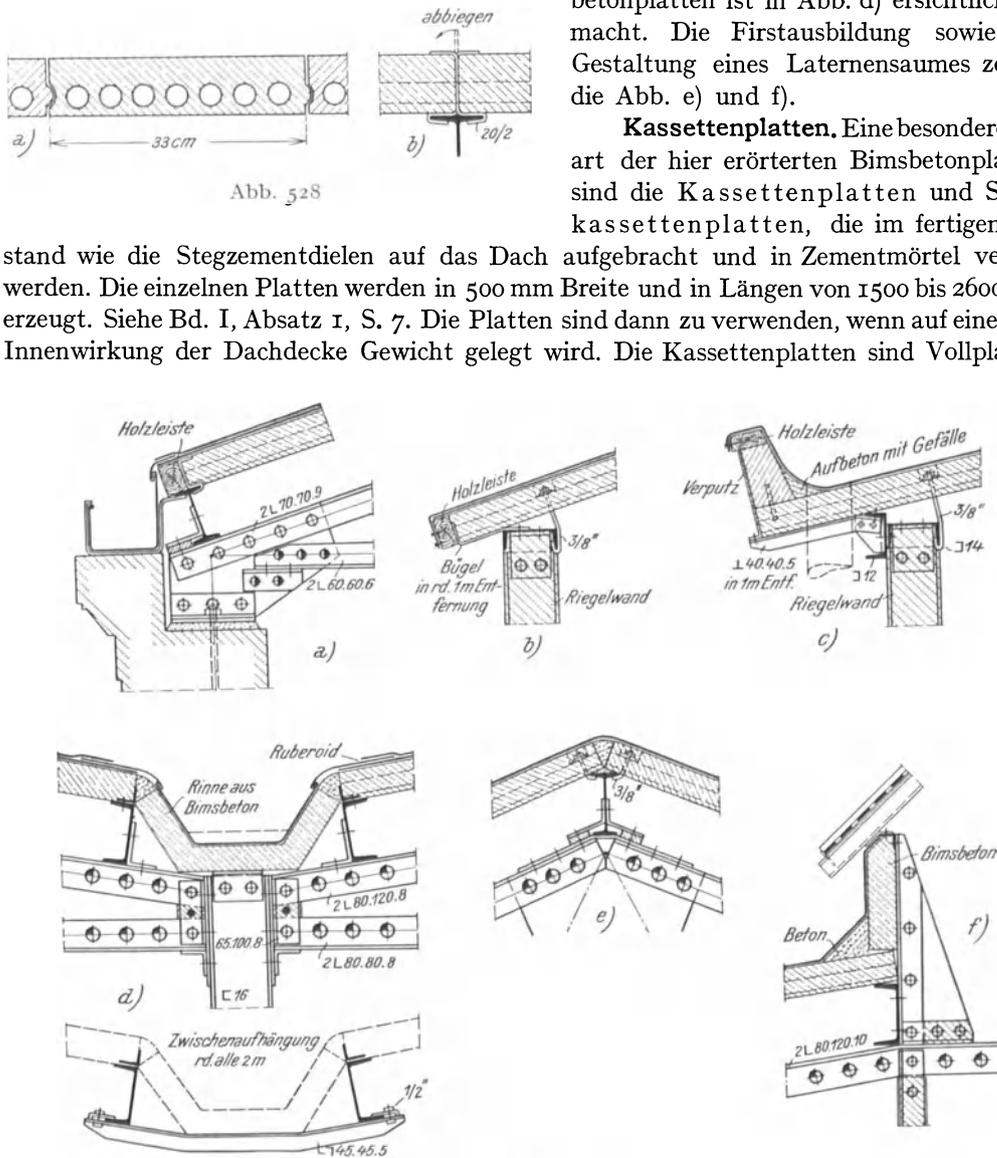


Abb. 529

mit Kassetierung der unteren Sichtfläche. Die Stegkassettenplatten haben außerdem zylindrische Hohlräume und bieten besseren Wärmeschutz. Die Einzelheiten dieser Eindeckung, insbesondere die First-, Saum- und Rinnenausbildung ist grundsätzlich die gleiche wie bei den Stegzementdielen. First- und Saumausbildung sind in Abb. 530 dargestellt.

### c) Die Leichtsteineindeckung

In Abb. 531 ist der Schnitt durch eine mit Zomacksteinen gebildete Dachdecke dargestellt. Es ist eine Steineisendecke aus 6 oder 7 cm hohen porösen Hohlsteinen. Eigengewichte siehe Bd. I, Absatz 1, S. 8. Die in Abb. 531 b) wiedergegebenen Nasensteine bieten den Vorteil, daß die breiten Mörtelfugen verdeckt werden und nicht durch den Putz hindurchscheinen. Die statische Berechnung erfolgt mit einer Beanspruchung von  $\sigma_{zul} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  für die Bewehrungsrundeisen und mit  $\sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2$  für die Druckbeanspruchung der Steine und des Betons. Nach David<sup>1)</sup> ergeben sich bei gleich großen Feldern folgende Spannweiten für 6 cm hohe Deckensteine:

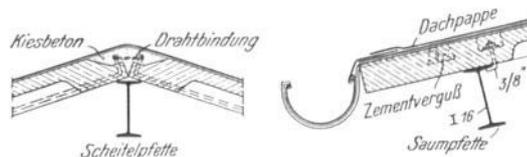


Abb. 530

Durchlaufbalken gleicher Spannweite:

wenn nur 2 Felder vorhanden:	$l = 2,35 \text{ m}$
wenn nur 3 Felder vorhanden:	$l = 2,65 \text{ m}$
wenn nur 4 Felder vorhanden:	$l = 2,55 \text{ m}$
wenn 5 Felder und mehr vorhanden:	$l = 2,60 \text{ m}$

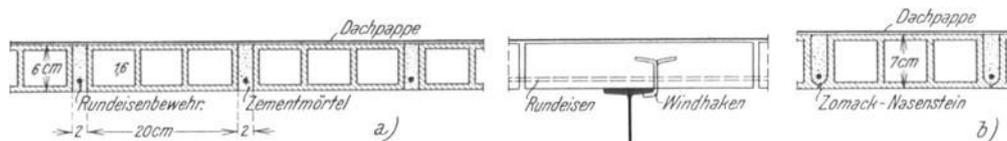


Abb. 531

Sind die Endfelder kleiner als die Mittelfelder, dann gelten folgende Zahlen:

3 Felder:	Endfeld	Mittelfeld
	2,45 m	2,80 m
4 Felder:	oder 2,15 m	3,00 m
	2,40 m	2,80 m
5 Felder und mehr	oder 2,25 m	3,00 m
	2,45 m	2,80 m
	oder 2,25 m	3,00 m

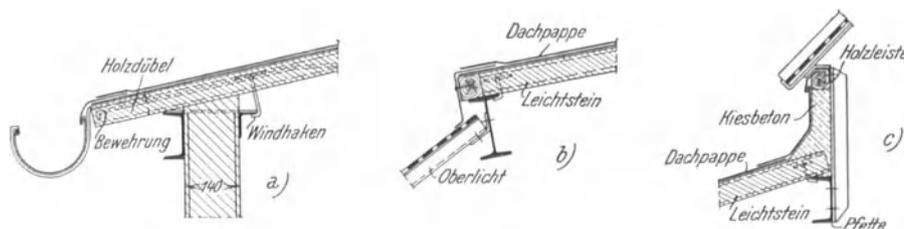


Abb. 532

Die Festhaltung der Deckenplatte geschieht mit Windhaken, die in die Fugen eingreifen. In Abb. 532 sind Einzelheiten der Rinnenbefestigung, dann eine Mansardecke sowie der Laternenanschluß dargestellt.

<sup>1)</sup> David, Dr. Ing. L.: Neuzeitliche freitragende Dacheindeckungen.

**Kabeplatten.** Die aus Kieselgur, Sägespänen und Zement hergestellten Platten bilden ein sehr leichtes Eindeckungsmaterial, das in Österreich und in der Tschechoslowakei (Calofrigplatten) erzeugt wird. Das Gewicht ist sehr gering,  $\gamma = 650 \text{ kg/cm}^3$ . Sie gestatten ausgezeichnete Wärmehaltung, da Kabebaustoff ein sehr schlechter Wärmeleiter ist. (Siehe Bd. I, Abs. 1, S. 7.) Die 27 cm breiten Dielen, die für Zwecke der Dacheindeckung in Stärken von 5 bis 10 cm erzeugt werden, werden auf der Unterseite mit je zwei oder drei

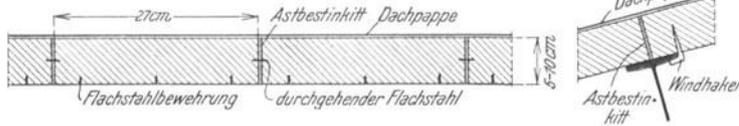


Abb. 533

Flachstählen 15 . 2 bewehrt. Zu diesem Zwecke werden in den erhärteten und vollständig abgebandenen Platten Nuten eingefräst, in die die Be-

wehrungsseisen mit einer besonderen Kittmasse (Asbestinkitt) eingekittet werden, Abb. 533, mit Federn aus Flachstahl werden die einzelnen Dielen beim Verlegen zu einer zusammenhängenden Platte vereinigt. Auch diese Federn werden in die gefrästen Nuten eingekittet.

Die Biegedruckfestigkeit der Kabeplatten kann mit 50 bis 60  $\text{kg/cm}^2$ , das Elastizitätsmaß  $E = 30000 \text{ kg/cm}^2$  angesetzt werden. Mit den zulässigen Beanspruchungen  $\sigma_b = 12,5 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  ergeben sich die in Tafel 97 zusammengestellten Plattenstärken für freiaufliegende Platten verschiedener Stützweiten. Hierbei ist die Nutzlast mit 100  $\text{kg/m}^2$  angenommen. Die Bewehrung besteht in allen Fällen aus 2 Flachstählen 15 . 2 in jeder Diele.

Tafel 97. Plattenstärken von bewehrten Kabadachplatten



Stützweite $l$ in m $\overline{\quad}$ .....	1,60	2,00	2,25	2,50
Plattenstärke $h$ in cm .....	5	6	7	8

**d) Eternitwellplatten**

Die aus Asbestzementschiefer erzeugten, dem Wellblech nachgebildeten Platten bilden eine feuersichere und sehr leichte Dachdeckung von etwa 15 bis 20  $\text{kg/m}^2$  Eigengewicht. Die Platten haben eine Breite von 98 cm und werden in Längen bis 3,00 m geliefert. Stärken 6 und 8 mm, Wellenlänge 177 mm, Wellentiefe 51 mm. Siehe Abb. 534. Verwendung nur bei stärker geneigten Dächern etwa von 1 : 4 an. Die Platten werden mit einer seitlichen Überdeckung von einer halben Welle ca. 9 cm, und einer Überdeckung von oben nach unten in der Regel von 15 cm verlegt, doch kann dieses Maß auch verkleinert oder vergrößert werden. Das Widerstandsmoment der 6 cm starken Platte beträgt je Platte 57  $\text{cm}^3$ , das der 8 mm starken Platte 76  $\text{cm}^3$ . Die

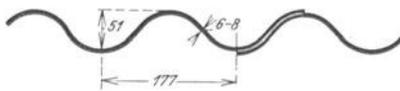


Abb. 534

Biegezugfestigkeit des Eternits beträgt etwa 240  $\text{kg/cm}^2$ . Eternitwellplatten von 6 mm Stärke können bis etwa 1,20, solche von 8 mm Stärke bis 1,50 m Freilage erhalten.

Die Befestigung auf den Pfetten oder Latten erfolgt mit Windhaken gemäß Abb. 535 a). Die sonst in Betracht kommenden Einzelheiten sind den Abb. 535 b) bis e) zu entnehmen. Besondere Vorsorgen müssen hinsichtlich der Befestigung der leichten Eternitwellplatten bei offenen Dächern, seitlich offenen Laternen u. ä. getroffen werden, um ein Abheben der Platten durch Unterwind hintanzuhalten.

## e) Wellblecheindeckung

Das in früheren Jahren wegen seines geringen Gewichtes und der Feuersicherheit so beliebte Wellblechdach wird in den letzten Jahren durch andere Eindeckungsweisen vielfach verdrängt, da es verschiedene Nachteile besitzt. Diese sind die mangelnde Wärmehaltung und die Gefahr des Abrostens. Hierzu tritt noch der Umstand, daß Wellblechdächer den Schall besonders verstärken, so daß bei lärmendem Betrieb solche Dächer von Haus aus auszuschließen sind.

Die Wellblechtafeln, die in Breiten von 600 bis 800 mm erzeugt werden, werden unmittelbar auf den Pfetten befestigt und gestatten Pfettenentfernungen von 2,5 bis 3,5 m.

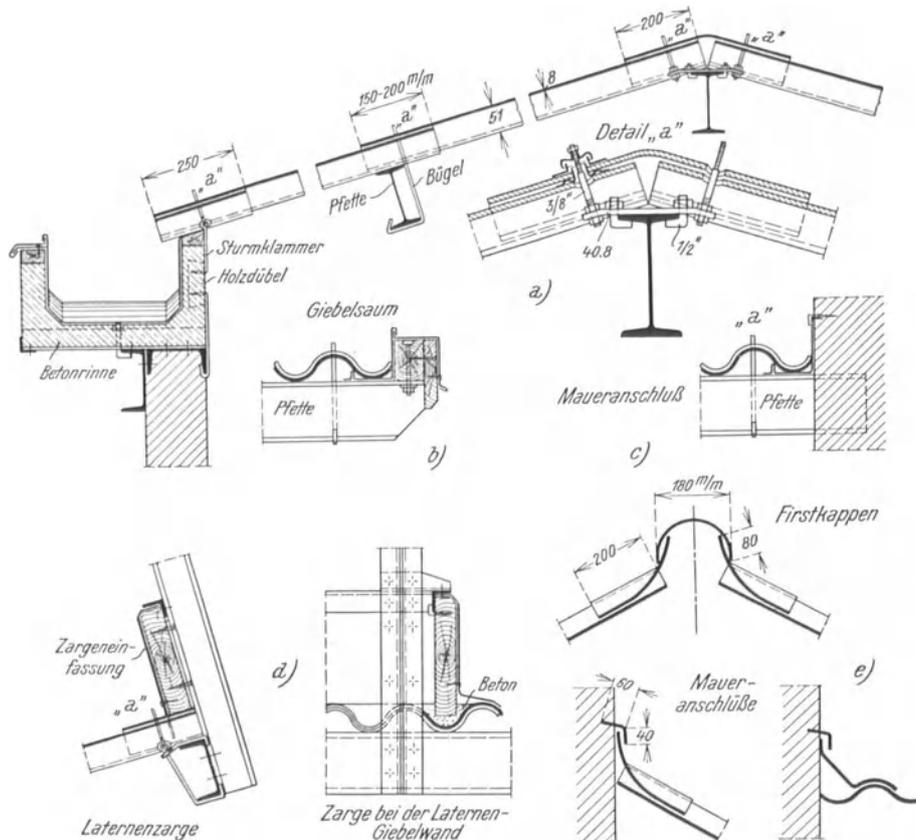


Abb. 535

Zur Verwendung kommen hierbei die sogenannten flachen Wellbleche mit Wellenbreiten von 60 bis 150 mm und Wellenhöhen von 20 bis 60 mm. Die verwendeten Blechstärken liegen zwischen 0,625 und 2,0 mm. Um der Abrostungsgefahr tunlichst zu begegnen, sind die Wellbleche zu verzinken. Die Dachneigung soll nicht unter 1 : 5 liegen.

Die Berechnung der Tafeln erfolgt in der gleichen Weise wie die Berechnung der Holzsparren auf S. 572 für lotrechte Last und Windbelastung in der Regel für einen Streifen von 1 m Breite.

Die Pfetten sind zur Aufnahme des Dachschubes am Dachfirst gut zu verhängen, da das Wellblech den Dachschub auf die Pfetten in jedem Felde abgibt.

Die Verbindung der einzelnen Tafeln erfolgt der Länge nach durch Überdeckung nach Abb. 536 a) mit 5 bis 6 mm Nieten, die in 300 bis 400 mm Abstand sitzen. Die Befestigung auf den Pfetten geschieht mittels 30 bis 35 mm breiten, 5 mm starken und leicht bombierten Haftblechen nach Abb. 536 b), wobei die einzelnen Tafeln über der Pfette mit

einem Übergriff von 100 bis 200 mm je nach Dachneigung gestoßen werden. Abstand der Haftbleche 300 bis 500 mm. Kommt Unterwind in Frage, wie bei offenen Hallen oder Laternen, am vorspringenden Dachsaum oder an den Giebeln, dann sichert man die Wellblechhaut gegen Abheben noch durch Einziehen von  $\frac{3}{8}$ " starken Schrauben in jeder zweiten Tafel. Abb. 536 c). Die Firstausbildung und der Rinnenanschluß sind den Abb. 536 d) und e) zu entnehmen.

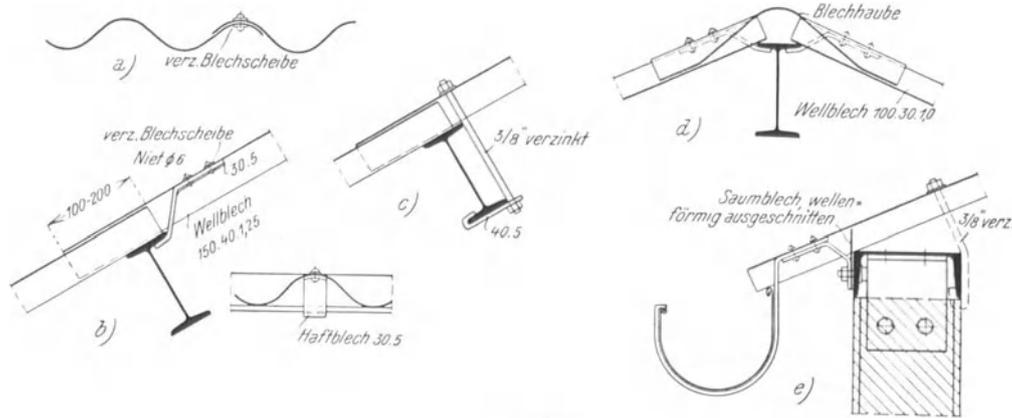


Abb. 536

**f) Die Glaseindeckung**

Glasflächen sollen keine geringere Neigung als  $35^\circ$  haben, da sie sonst schwer dicht halten, ferner das Abgleiten des Schnees verhindert wird, was wieder den Lichteinfall außerordentlich beeinträchtigt. Zweckmäßige Neigungen der Glasflächen sind  $45$  bis  $50^\circ$ . Die Eindeckung von Dachflächen erfolgt fast ausnahmslos mit 6 bis 8 mm starkem Drahtglas, das in Tafeln von 45 bis 84 cm Breite und in Längen bis 3,20 m verlegt wird. Glasbreiten in cm wenn möglich ein Vielfaches der Zahl 3. Biegefestigkeit des Drahtglases  $\sigma_b = 120$  bis  $200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{zul} = 70 \text{ kg/cm}^2$ .<sup>1)</sup> Gewicht einer 10 mm starken Platte  $25 \text{ kg/m}^2$ . Bei  $p = 100 \text{ kg/m}^2$  Eigengewicht und Nutzlast ergibt sich mit diesen Zahlen das Verhältnis der Sprossenentfernung  $b$  zur Glasstärke  $\delta$

$$\frac{b}{\delta} = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{\sigma}{p}} = 97 \dots \dots \dots (I)$$

Man wählt die Glasstärke bis  $b = 60 \text{ cm}$  mit  $\delta = 6$ , bis  $b = 70 \text{ cm}$  mit  $\delta = 7$  und bis  $b = 80 \text{ cm}$  mit  $\delta = 8 \text{ mm}$ .

Das Elastizitätsmaß für Drahtglas beträgt  $E = 700000 \text{ kg/cm}^2$ , d. i. etwa ein Drittel des Elastizitätsmodul des Stahles. Die Proportionalitäts- und Elastizitätsgrenze fällt mit der Bruchgrenze zusammen. Das geradlinige Spannungsdehnungsdiagramm gilt bei Glas demnach bis zum Bruch. Demgemäß zeigt Glas keine oder nur außerordentlich kleine bleibende Formänderungen (Sprödigkeit).

Durchbiegung des Glases und der Sprossen: 7 mm starke Gläser, die gleichmäßig verteilt mit  $p = 100 \text{ kg/m}^2$  belastet sind, zeigen bei der Auflagerentfernung  $l$  bei zweiseitiger Auflagerung folgende Durchbiegung in der Mitte:

Stützweite in cm .....	50	60	70	80	90
Durchbiegung in cm .....	0,04	0,08	0,15	0,26	0,41
Biegebbeanspruchung $\sigma_b$ in $\text{kg/cm}^2$ ..	38	55	75	98	124
Krümmungshalbmesser in der Scheibenmitte $\rho$ in cm .....	6400	4400	3300	2500	2000

<sup>1)</sup> Graf, O.: Versuche mit großen Glasplatten auf eisernen Sprossen. V. D. I. Zeitschr. 1928. S. 566.

Nimmt man etwa 50 kg/cm<sup>2</sup> als zulässige Grenzbeanspruchung des Glases für Biegung in der Sprossenrichtung an, so ergibt dies einen zulässigen Krümmungsradius der Biegelinie der Glassprossen von rd. 4000 cm.

Aus den Beziehungen für Durchbiegung und Krümmung in der Balkenmitte

$$f = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{EJ} \quad \text{und} \quad \varrho = \frac{8 EJ}{p l^2}$$

folgt

$$f = \frac{5}{48} \frac{l^2}{\varrho}$$

Setzt man  $\varrho = 4000$  cm, so wird

$$\frac{f}{l} = \frac{l}{38400}$$

Es darf demnach bei Glassprossen die Durchbiegung ungünstigsten Falles sein

bei $l = 100$	150	200	250	300	350 cm
$\frac{f}{l} = \frac{1}{380}$	$\frac{1}{260}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{110}$

**Berechnung der Glassprossen**

Die Glassprossen sind zu berechnen:

a) Für Belastung durch Eigengewicht  $g$ , Schnee  $s$ , Wind  $w$  in kg/m<sup>2</sup>;

b) für Belastung durch Eigengewicht  $g$  und Einzellast  $P = 100$  kg.

Der ungünstigere der beiden Fälle ist in Rechnung zu stellen. Je nachdem die Sprossen bloß über ein Feld reichen oder über mehrere Felder durchlaufen, ergeben sich folgende Größtmomente, siehe Abb. 537, wobei  $g$  und  $s$  je m<sup>2</sup> Grundrißfläche und  $w' = w \sin^2 \alpha$  je m<sup>2</sup> Dachfläche gilt.

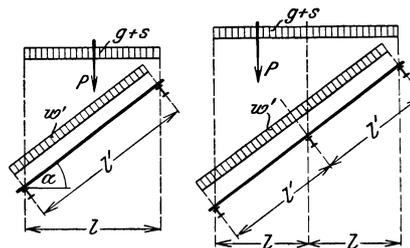


Abb. 537

Fall a: 1 Feld und 2 Felder:	$\max M = \frac{1}{8} [(g + s) l^2 + w' l^2],$	} . . . . . (2)
3 und mehr Felder	$\max M = \frac{1}{10} [(g + s) l^2 + w' l^2];$	
Fall b: 1 Feld:	$\max M = \frac{1}{8} g l^2 + \frac{1}{4} P l,$	
2 Felder:	$\max M = \frac{1}{8} g l^2 + \frac{1}{5} P l,$	} . . . . . (3)
3 und mehr Felder:	$\max M = \frac{1}{10} g l^2 + \frac{1}{5} P l;$	

Laufen die Sprossen über mindestens 3 Stützen, so kann man bei Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Stahles (Traglastverfahren)<sup>1)</sup>, die Bemessung unabhängig von der Felderzahl nach der Formel

Fall a:	$\max M = 0,086 [(g + s) l^2 + w' l^2]$	} . . . . . (3)
Fall b:	$\max M = 0,086 g l^2 + 0,172 P l$	

vornehmen. Siehe das erste und zweite Beispiel in Bd. I, Abs. 46.<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Für das in Bd. I, Abs. 45 und 46 dargelegte Berechnungsverfahren statisch unbestimmter Systeme unter Rücksichtnahme auf das elastisch-plastische Verhalten des Stahles führen wir die abkürzende Bezeichnung „Traglastverfahren“ ein.

<sup>2)</sup> In Abs. 46 ist allerdings nur der Dreifeldträger mit einer wandernden Einzellast untersucht worden. Aber die gleiche Untersuchung des Zweifeldbalkens führt auf nahezu denselben Wert für  $\max M$ , d. i.  $0,172 P l$ .

## Die Glaseindeckung mit Kittfalz

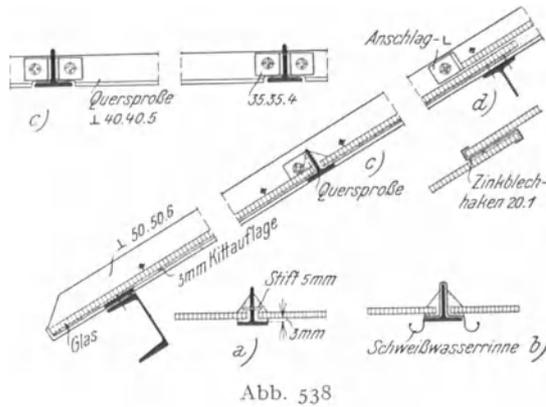
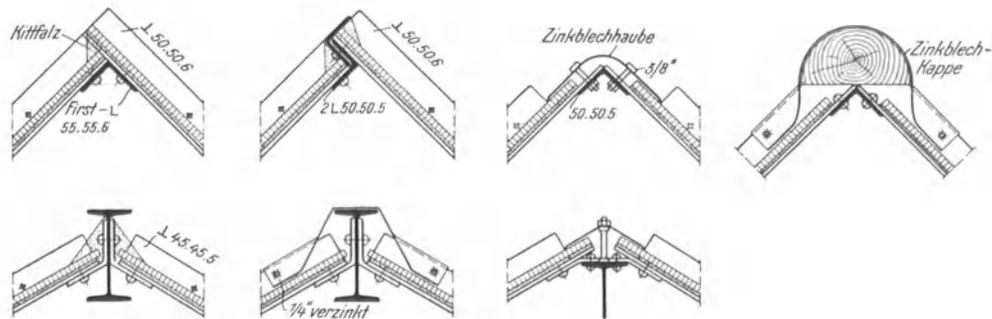


Abb. 538

Bei der Kittverglasung erfolgt die Dichtung an den Auflagerstellen des Glases auf den Sprossen mit Miniumkitt, wobei als Sprossen in der Regel  $\perp$ -Eisen verwendet werden. Der Flansch des  $\perp$ -Eisens wird am unteren Ende nach Abb. 538 aufgebogen, um ein Abgleiten der Glastafel zu verhindern. Um ein Abheben der Glastafeln durch Unterwind unmöglich zu machen, werden am oberen und unteren Ende der Sprosse, sowie bei längeren Sprossen in Zwischenpunkten, die rund 1 m voneinander abstehen, Löcher  $d = 5$  mm vor-



gesehen, in die nach dem Verlegen des Glases Stahlstifte eingetrieben werden. Ist für Schweißwasserabfuhr zu sorgen, dann werden über die Sprossen Schweißwasserrinnen aus Zinkblech gemäß Abb. 538 b) gestülpt. Ist die Sprossenlänge größer als etwa 3 m, dann

müssen die Glastafeln gestoßen werden. Dies geschieht entweder durch Einschalten einer aus  $\perp$ -Eisen bestehenden wagrechten Quersprosse, gemäß Abb. 538 c), die dann das Auflager für die beiden dort gestoßenen Glastafeln bildet, oder man läßt an

der Stoßstelle die obere Tafel je nach Dachneigung 12 bis 15 cm über die untere greifen und kittet die obere Tafel auf die untere. Die obere Glastafel wird hierbei durch zwei 20 . 1 starke verzinkte Blechhaken gehalten, oder durch kleine Anschlagwinkel, die an den Sprossen angenietet werden, abgestützt. Siehe Abb. 538 d). Da die breiten Kittflächen von innen sichtbar

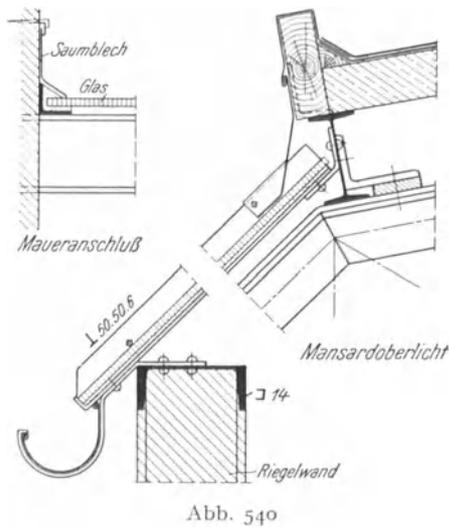


Abb. 540

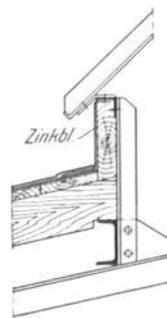


Abb. 541

sind, ist diese Anordnung nichts weniger als schön, falls es nicht gelingt, den Stoß gerade über einer Pfette anzuordnen.

Die Glastafeln werden nicht unmittelbar auf die Sprossen gelegt, sondern auf eine etwa 3 mm starke Kittschicht und schließlich durch den dreieckigen Kittfalz gedichtet,

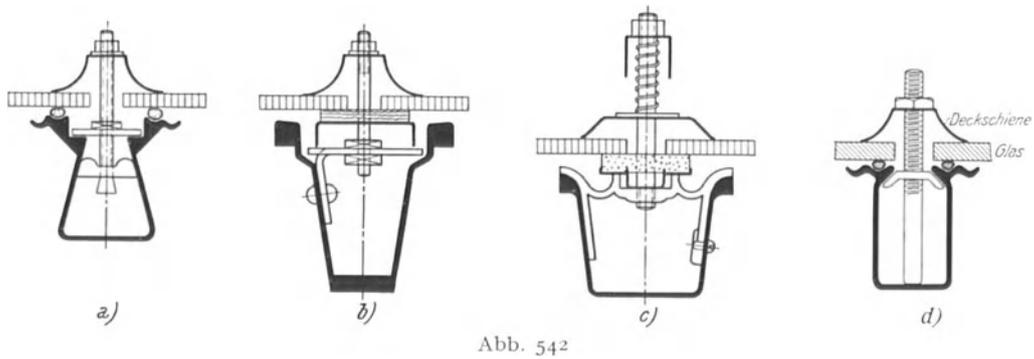


Abb. 542

Abb. 538 a). Um für den Kittfalz genügend Höhe zu haben, sollen bei Verwendung von Drahtglas, das ja eine Mindeststärke von 6 mm hat, L-Eisen von mindestens 35 mm Höhe verwendet werden. Entfernung der Sprossen nicht über 60 cm.

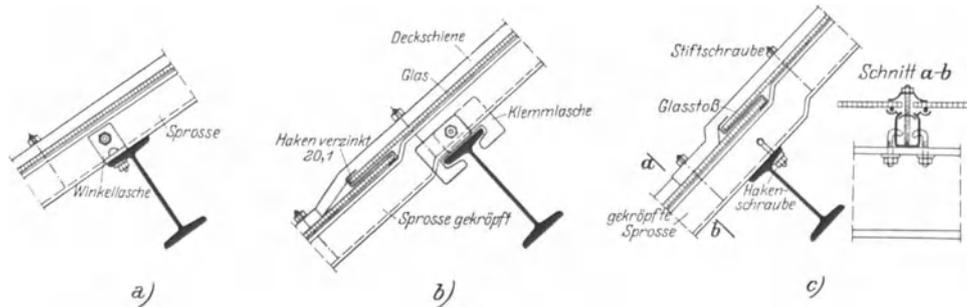


Abb. 543

Die Einzelheiten der Firstausbildung bei kleinen Oberlichtern, sowie den Anschluß der Sprossen an die Scheitelpfette bei größeren Glasflächen zeigt Abb. 539. Ein Mansardoberlicht, sowie der übliche Anschluß an eine Mauer sind in Abb. 540 dargestellt. Abb. 541

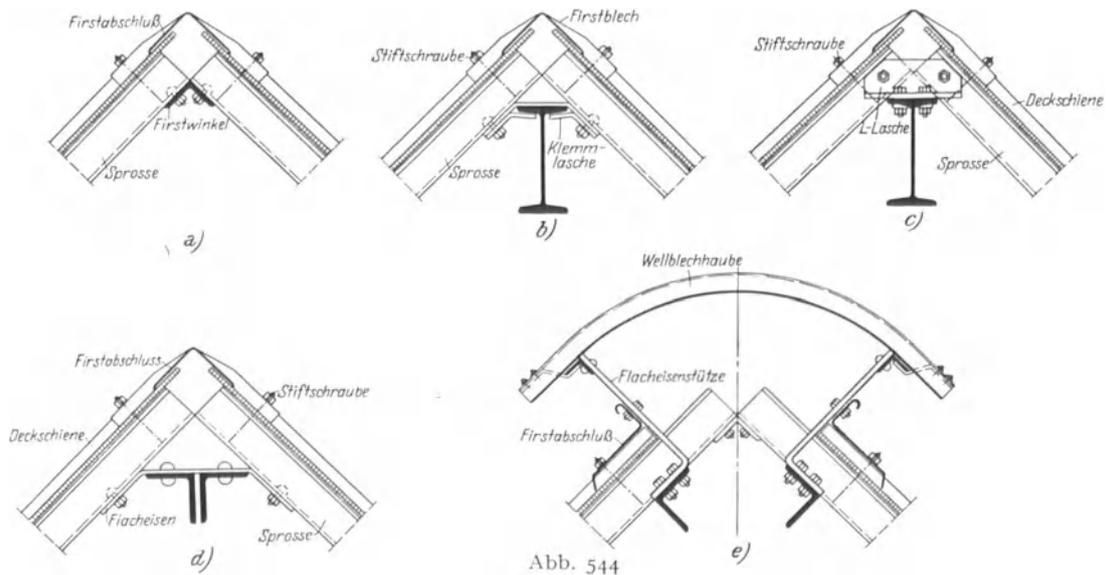


Abb. 544

zeigt die Gestaltung der Laternenzarge bei einem Dach mit Holzschalung auf Holzsparren. Die gleiche Anordnung ist aber auch bei Bimsbetondächern oder ähnlichen Dachplatten gebräuchlich.

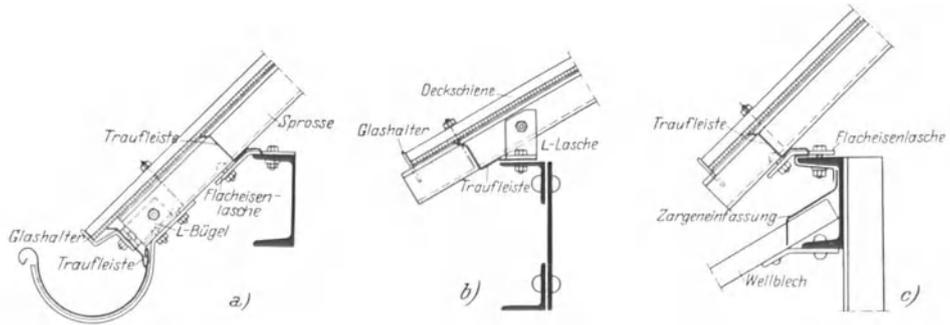


Abb. 545

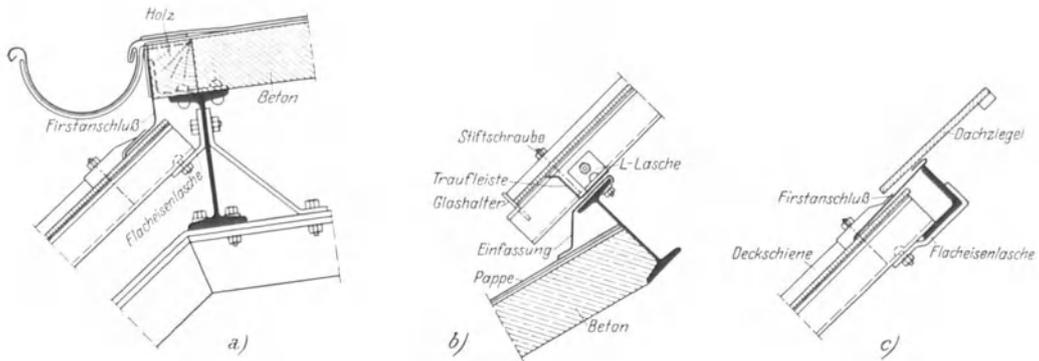


Abb. 546

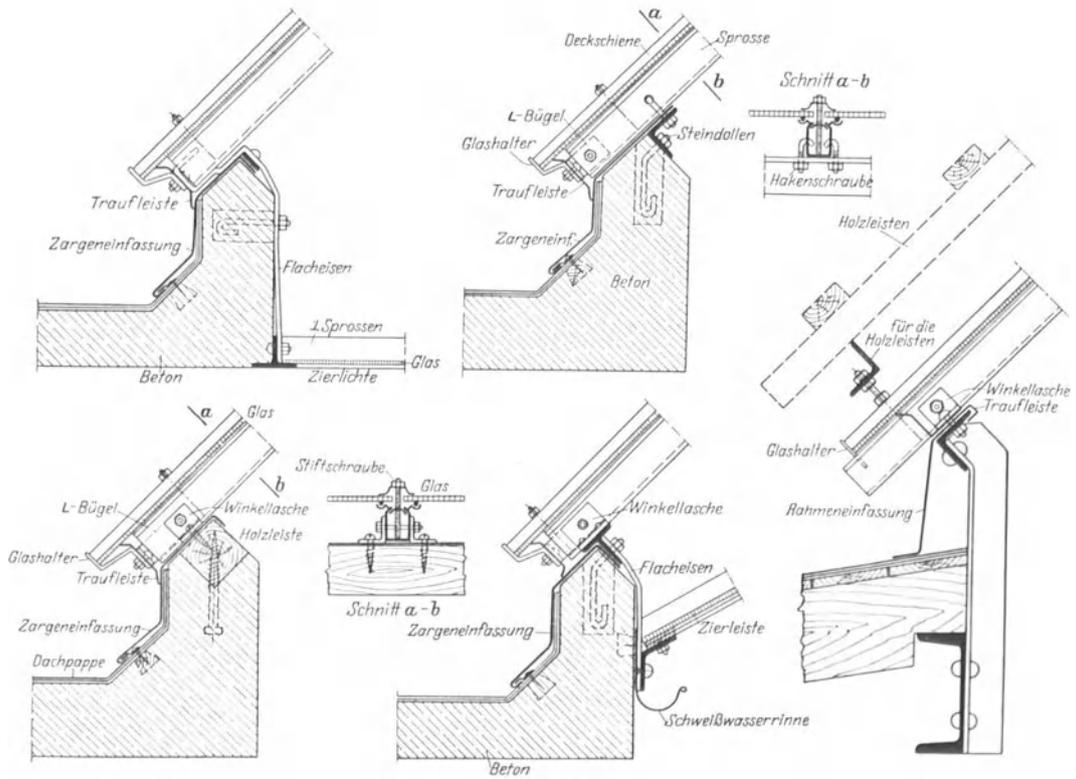


Abb. 547

## Die kittlose Glaseindeckung

Von den verschiedenen Sprossenformen, die für die kittlose Glaseindeckung vorgeschlagen wurden, haben sich hauptsächlich die sogenannten Rinnensprossen durchgesetzt, obwohl auch die anderen Sprossenarten vielfach die gleichen Vorteile bieten. Die Zahl der Systeme kittloser Glaseindeckung, die sich in der Sprossenform, in der Abdichtung und in der Festhaltung des Glases usw. mehr oder weniger voneinander unterscheiden, ist ziemlich groß. Als Beispiele seien hier angeführt: Die Universa-Sprosse, Abb. 542 a), die Perfekt- oder Prima-Sprosse, Abb. 542 b), System Antipluvius, Abb. 542 c), und die Wema-Sprosse, Abb. 542 d). Die Rinnenform der Sprosse gestattet die sichere Abfuhr des Tagwassers, das zwischen Glas und Sprosse trotz der Abdichtung eindringt. Das Glas selbst ist elastisch auf Teerstricken oder Filzstreifen, die meist mit Bleifolie um-

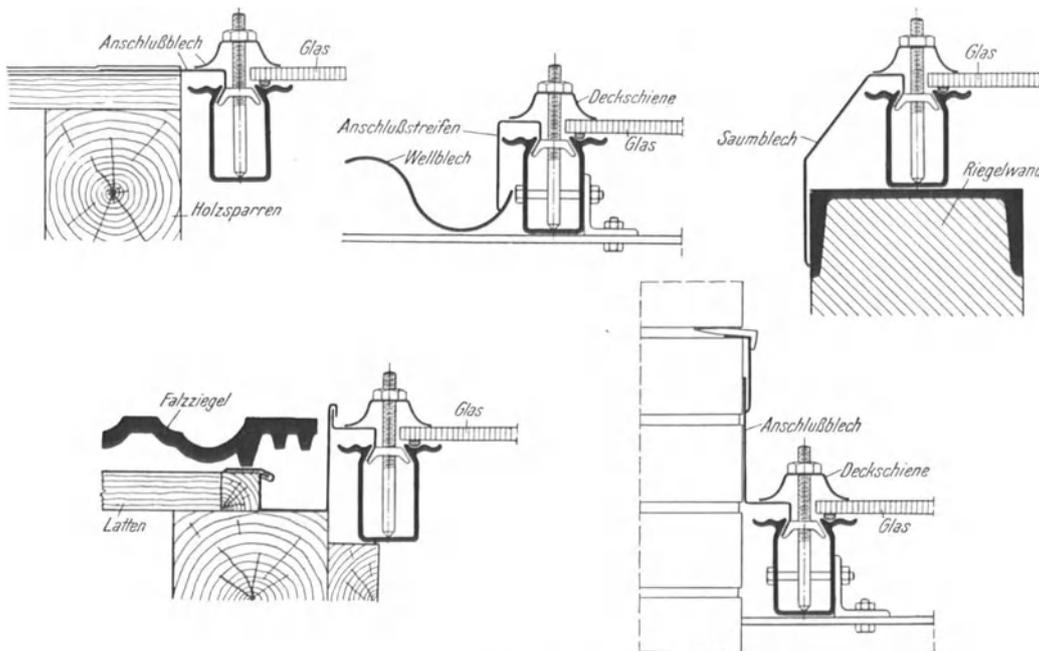


Abb. 548

mantelt sind, gelagert und wird an diese Dichtungsstreifen durch eine durchgehende federnde Deckschiene aus verzinktem Eisenblech angepreßt. Die Befestigung der Deckschiene erfolgt am besten mittels Messingschraubenbolzen, die in der verschiedensten Weise an der Sprosse festgehalten sind.

Bei großen Sprossenlängen werden die Sprossen an den Stoßstellen der Glasplatten gekröpft, siehe Abb. 543 b) und c).<sup>1)</sup> Aus dieser Abbildung sind auch die Befestigungsweisen der Sprossen an den Pfetten zu entnehmen. Die Firstausbildung zeigt Abb. 544 a) bis d), wobei die Glasplatten mit einem winkelig gebogenen Firstblech abgedeckt sind, das durch passend geformte Deckschienenkappen niedergehalten wird. Eine besondere Art First mit Lüftungshaube stellt Abb. 544 e) vor.

Einzelheiten vom unteren Saum der Oberlichten sind aus Abb. 545 a) bis c) zu entnehmen. Mansardeckpunkte sind in Abb. 546 a) und b), der Übergang eines Ziegeldaches auf das Glasdach in Abb. 546 c) dargestellt. Die Auflagerung der Sprossen auf Betonzargen ist aus Abb. 547 ersichtlich. Abb. 548 zeigt die seitlichen Anschlüsse eines kittlosen Glasdaches an die verschiedenen gebräuchlichen Dachdeckungen, den Endabschluß bei einer Eisenriegelwand, sowie den Anschluß an eine hochgehende Mauer.

<sup>1)</sup> Abb. 543 bis 548 zeigen Einzelheiten der Glaseindeckung mit Wema-Sprossen der Firma J. Eberspächer, Glasdachwerk in Eßlingen.

## 68. Berechnung und Bemessung der Dachpfetten

Die von Binder zu Binder hallenlängslaufenden, die Dachplatte unmittelbar unterstützenden Pfetten sind entweder Walzträger- oder Fachwerkpfetten. Genietete Träger kommen nur in Ausnahmefällen vor. Die Walzträgerpfetten werden fast immer als Durchlaufträger mit Gelenken oder ohne Gelenke, oder auch als durchgehende Träger mit Kopfstreben ausgebildet. Fachwerkpfetten werden in der Regel als Balken auf zwei Stützen, in besonderen Fällen auch als durchgehende Träger berechnet.

Die Walzträgerpfetten stehen mit dem Steg meist senkrecht zur Dachebene, nur die Saumpfette hat manchmal, die Scheitelpfette fast immer, lotrecht gestellte Stege. Die Pfettenbelastung wird wohl immer gleichförmig verteilt angenommen, wobei bei stärker geneigten Dachebenen zwei Belastungsrichtungen, die lotrechte für Eigengewicht und Schnee, die zur Dachfläche senkrechte für Wind, in Frage kommen. Abb. 549 a) und b).

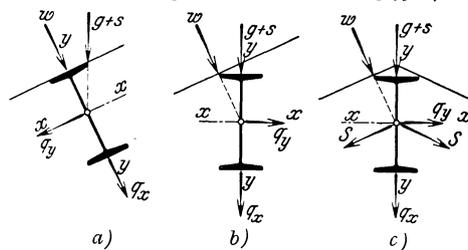


Abb. 549

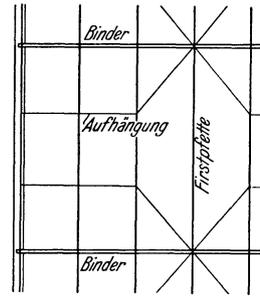


Abb. 550

Bei Scheitelpfetten ergibt sich die in Abb. 549 c) dargestellte Belastungsweise, wobei unter Umständen dieser Pfette noch die Aufgabe zukommt, den Dachschub  $S$ , der durch Zwischenaufhängungen der übrigen Pfetten am First übertragen wird, zu übernehmen. Bei dieser Gelegenheit sei betont, daß es bei stärkeren Dachneigungen fast immer notwendig

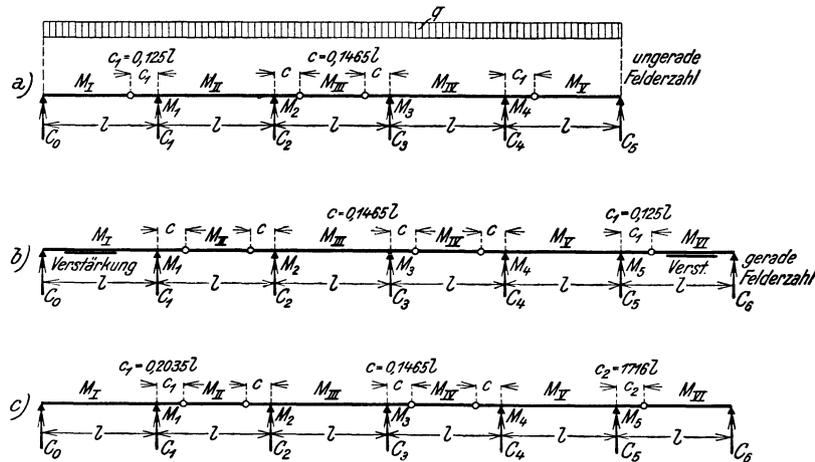


Abb. 551

ist, die Pfetten in Zwischenpunkten seitlich zu stützen, um sie sparsamer bemessen zu können. In der Regel geschieht diese Aufhängung in den Drittelpunkten, wobei der Dachschub womöglich nicht in die Firstpfetten, sondern unmittelbar in die Binder geleitet werden soll, Abb. 550. Mit der Verhängung der Pfetten durch die Sparren oder durch die Dachplatte ist, wenn nicht aufgeschraubte Stahlsparren oder Glassprossen in Betracht kommen, nicht zu rechnen, da die Pfetten schon vor dem Aufbringen der Dachhaut unter ihrem Eigengewicht bei stärkeren Dachneigungen sich seitlich durchbiegen.

Die Fachwerkpfeiten werden in der Überzahl der Fälle in lotrechten Ebenen angeordnet, wobei der die Dachhaut tragende Gurt meist örtliche Biegemomente aufzunehmen hat, falls die Sparren nicht gerade in den Fachwerkknoten der Pfeiten aufsitzen.

**a) Die Gelenkpfeiten**

Hinsichtlich der Anordnung der Gelenke und Ermittlung der maßgebenden Momente gibt Bd. I, Abs. 32 ausführlich Auskunft. Wenn möglich, ist wegen der Symmetrie der Anordnung ungerade Felderzahl anzustreben, in welchem Falle man Gelenke in den Endfeldern anordnet. Der Trägerstrang läuft dann über allen Bindern mit gleichem Trägerprofil durch und erfordert nur einen höheren Querschnitt in den beiden Einhängträgern der Endfelder, Abb. 551 a). Bei gerader Felderzahl ist an dem Ende, wo sich der Kragträger befindet, das zweite Feld hinsichtlich der Gelenkanordnung so auszubilden wie die übrigen Mittelfelder mit Koppelträgern, dann sind alle Stützenmomente gleich und ist bei durchwegs gleichbleibender Trägerhöhe eine Feldverstärkung in beiden Endfeldern notwendig, Abb. 551 b).<sup>1)</sup> Bei kleineren Pfeitenprofilen, etwa I 10 bis I 16, ist es zweckmäßig, alle Felder gleich zu bemessen. Man macht dann den Abstand der Gelenke gemäß Abb. 551 c) und bemißt alle Felder mit  $0,0858 q l^2$ . Die Mittelfelder sind dann allerdings nicht vollständig ausgenützt.

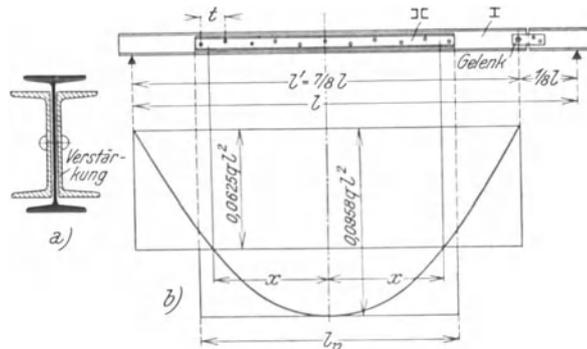


Abb. 552

Die Verstärkung im Endfeld bei der Anordnung 551 b) erfolgt durch Annetzung von [Eisen nach Abb. 552 a). Unter der Annahme, daß die gewählte Pfeite für das Größtmoment der Mittelfelder, d. i.  $0,0625 q l^2$ , voll ausgenützt ist, ergibt sich unter Beachtung der Abb. 552 b) die theoretische Länge des Verstärkungsbereiches aus der Beziehung

$$4 \cdot 0,0958 \left[ \frac{l}{4} - \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right] = 0,0625$$

zu  $x = 0,295 l$ . Die Länge der Verstärkung-[Eisen mache man daher

$$l_v = 0,6 l + 4 h \dots \dots \dots (4)$$

$h$  ist die Höhe der Verstärkung-[Eisen. Die gleiche Länge und die gleiche Lage gegen das Pfeitenende haben die Verstärkung-[Eisen auch im anderen gelenklosen Felde zu erhalten. Der verstärkte Querschnitt muß mindestens das  $\frac{0,0958}{0,0625} = 1,53$ fache Widerstandsmoment des unverstärkten Querschnittes aufweisen. Dies wird erreicht durch die in der nachstehenden Tafel angegebenen Verstärkungsprofile.

Tafel 98. Verstärkung von Gelenkpfeiten im Endfelde

Grundquerschnitt I NP:	10	12	14	16	18	20	22	24	26
Verstärkung [C NP:	6½	8	10	12	14	14	16	18	20

Zur Verbindung der [Eisen mit dem Steg genügt eine Nietreihe in der Trägerachse. Bei höheren Trägern versetzt man die einzelnen Niete gegeneinander, wie dies in Abb. 552 angedeutet ist. Der Nietabstand kann etwa  $20 d$  gewählt werden. Am stärksten sind die

<sup>1)</sup> Macht man den Einhängträger in dem einen Endfeld entsprechend dem größeren Moment höher, dann entfällt natürlich die Verstärkung in diesem Felde.

beiden Endniete beansprucht. Ist  $Q$  und  $M$  Querkraft und Moment an der Stelle des Endnietes,  $J_v$  das Trägheitsmoment der Verstärkungs- $\square$ -Eisen,  $J$  das Trägheitsmoment des  $\square$ -Trägers, so entfällt auf den ersten Niet von der Querkraft  $Q$

$$N_Q = Q \frac{J_v}{J + J_v}.$$

Außerdem müssen die ersten zwei Niete noch den Anteil des Momentes  $M$ , der auf die Verstärkung entfällt, übernehmen. Ist der Nietabstand  $t$ , so ergibt dies eine Nietkraft

$$N_M = \frac{M}{t} \frac{J_v}{J + J_v}.$$

Insgesamt hat daher der erste Niet

$$N = N_Q + N_M$$

zu übertragen.

Da an der fraglichen Stelle  $M = 0,0625 q l^2$ ,  $Q \approx 0,3 q l' = \frac{7}{8} \cdot 0,3 q l = 0,26 q l$ , so ergibt sich

$$N = \left( 0,26 + 0,0625 \frac{l}{t} \right) \frac{J_v}{J + J_v} q l \dots \dots \dots (5)$$

wobei  $l$  die Binderentfernung bedeutet.

Alle übrigen Niete haben den auf die Verstärkung entfallenden Lastanteil von  $q$  zu übertragen, daher entfällt auf einen Zwischenniet die meist geringfügige Kraft von  $N = q t$ .

**Beispiel.**  $l = 8,0$  m,  $q = 0,6$  t/m. Mit  $M_{\text{tot}} = 0,0625 q l^2 = 2,40$  mt erhält man den durchgehenden Pfettenquerschnitt  $\square 18$  ( $\sigma_{\text{zul}} = 1,6$  t/cm<sup>2</sup>). Nach Tafel 98 ist der Querschnitt im Koppelträgerendfeld durch  $2 \square 14$  zu verstärken. Hierfür ist:

$$\frac{J_v}{J + J_v} = \frac{1210}{1450 + 1210} = 0,455.$$

Wählt man  $t = 50$  cm, so erhält man gemäß Formel (5)

$$N = \left( 0,26 + 0,0625 \frac{800}{50} \right) 0,455 \cdot 0,6 \cdot 8 = 2,75 \text{ t};$$

daher Lochleibungsdruck im zweiseitigen Niet bei  $d = 23$  mm

$$\sigma_l = \frac{2,75}{0,69 \cdot 2,3} = 1,73 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul. 2,67)}.$$

**Die Durchbiegung der Gelenkpfetten** ist, solange sie gleichmäßig in allen Feldern belastet sind, verhältnismäßig klein; siehe die Formeln und Zahlenangaben in Bd. I, S. 223. Werden nur einzelne Felder belastet, wie beim Aufbringen der Dachhaut, so steigt die Durchbiegung beiläufig auf den dreifachen Wert an. Die starke Federung der Gelenkpfetten bei feldweiser Belastung macht sich auch beim Begehen des Daches deutlich bemerkbar.

Die größte Durchbiegung eines gleichmäßig und in allen Feldern mit  $q$  voll belasteten Gelenkträgers tritt im Einhängträger des Endfeldes auf und beträgt bei Ausführungsweise nach Abb. 551 a) oder b)

$$y = \frac{q l^4}{E J} \left( 0,0076 \frac{J}{J_1} - 0,0007 \right), \dots \dots \dots (6)$$

wobei  $J_1$  das Trägheitsmoment im Endfelde bedeutet, während der restliche Trägerstrang das Trägheitsmoment  $J$  besitzt.

Die größte Durchbiegung eines Endfeldes im Falle Abb. 551 c) beträgt

$$y = 0,0063 \frac{q l^4}{E J} \dots \dots \dots (7)$$

Die Auflagerkräfte des Gelenkträgers, die zur Bestimmung der Knotenlasten des Binders dienen, werden meistens nach der Formel  $C = q l$  berechnet. Die genauen Auflagerdrücke sind der obigen Zusammenstellung in Abb. 551 zu entnehmen.

Die Bemessung erfolgt in der Stahlbaupraxis nur nach den Größtmomenten unter Vernachlässigung der Querkräfte. Dies ist auch berechtigt, da sich die reduzierte Hauptspannung an der Übergangsstelle zwischen Steg und Flansch bei Walzträgerpfetten annähernd mit dem gleichen Wert ergibt, den man erhält, wenn man die größte Randspannung einfach nach der Formel  $\sigma = \frac{M}{W}$  ermittelt.

Eine einfache Rechnung gibt darüber Aufschluß. In der Faserebene  $a b$ , siehe Abb. 553, herrschen folgende Spannungen, wenn man

$$M = \frac{1}{16} q l^2, \quad Q = A = q l$$

ansetzt;

$$\sigma = \frac{1}{16} \frac{q l^2}{W_x} \frac{h - 2t}{h}, \quad \tau = \frac{q l \cdot S}{J \delta} = \frac{q l \cdot b t \frac{h}{2}}{W_x \frac{h}{2} \delta}$$

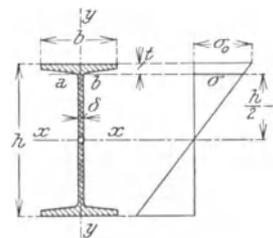


Abb. 553

Damit ergibt sich die reduzierte Spannung in der Form

$$\sigma_{red} = \frac{1}{16} \frac{q l^2}{W_x} \left[ 0,375 \frac{h - 2t}{h} + 0,625 \sqrt{\left( \frac{h - 2t}{h} \right)^2 + \frac{1024 b^2 t^2}{l^2 \delta^2}} \right].$$

Wir nehmen als Grenzfälle:  $\text{I } 10$  für  $l = 400 \text{ cm}$  und  $\text{I } 24$  für  $l = 800 \text{ cm}$  und erhalten für den Klammerausdruck

$$\text{für } \text{I } 10 \dots\dots 0,983; \quad \text{für } \text{I } 24 \dots\dots 1,018;$$

Beträge, die sich von der Einheit um rd. 2% unterscheiden.  $\sigma_{red}$  stimmt daher bis auf 2% mit der wie üblich berechneten Randspannung  $\sigma_o = \frac{1}{16} \frac{q l^2}{W_x}$  überein.

Die Zusatzspannungen infolge Biegung der Pfette winkelrecht zur schwachen Achse  $y-y$  dürfen bei steilen Dächern auch dann nicht vernachlässigt werden, wenn die Pfetten in Zwischenpunkten aufgehängt werden.

Ist  $\lambda$  die Entfernung der Aufhängepunkte, wobei  $\lambda < \frac{l}{3}$  vorausgesetzt wird, so kann die Berechnung von  $M_y$  nach der einfachen Regel

$$M_y = 0,1 q_y \lambda^2 \dots\dots\dots (8)$$

erfolgen.

### b) Die Durchlaufpfetten

Die statisch unbestimmten Durchlaufpfetten ohne Gelenke bieten gegenüber den Gelenkpfetten einige Vorteile, weshalb sie diese über kurz oder lang ganz verdrängen dürften. Im Vordergrund steht ihre größere Steifigkeit, insbesondere feldweisen Belastungen gegenüber, und die bequemere Aufstellung der Binder bei zweckmäßiger Anordnung der Stöße. Gelenkpfetten erfordern, wie man sich leicht überlegt, bei jedem Binderpaar die vorläufige Abstützung eines Binders. Werden nur einzelne Felder voll belastet, was auch bei Dachpfetten vorkommen kann, obwohl mit diesem Belastungsfall nicht gerechnet wird, so sind die Spannungsüberschreitungen beim Durchlaufträger weitaus geringer als beim Gelenkträger. Der Aufwand an Stahl ist bei der üblichen Berechnungsweise größer als bei Gerberpfetten, bemißt man aber unter Rücksichtnahme auf das plastische Verhalten des Baustoffes, also nach dem Traglastverfahren, dann kann man den Durchlaufträger mit den gleichen Querschnitten ausstatten wie den Gelenkträger.

Die derzeit noch übliche Bemessung der Durchlaufpfetten erfolgt unter Annahme gleichmäßiger Vollbelastung aller Felder mit Hilfe der Tafel 46 oder 49 in Bd. I, S. 229 und S. 232. Man führt dann das gleiche Trägerprofil von einem Ende bis zum anderen durch und bemißt mit dem Moment

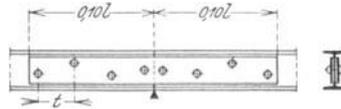
$$M = 0,0833 q l^2 \dots\dots\dots (9)$$

Über den beiden vorletzten Stützen ist eine Verstärkung notwendig, da dort das Moment

$$M_1 = 0,1057 q l^2 \dots \dots \dots (9')$$

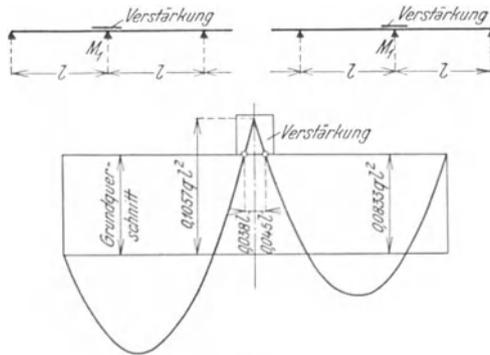
auftritt. Abb. 554. Die Verstärkung geschieht am zweckmäßigsten mittels zweier auf dem Steg aufgenieteter Flachstähle, um den Pfettenanschluß nicht zu stören, Abb. 555. Die folgende Tafel 99 gibt die Abmessung der Verstärkungsflacheisen an.

Tafel 99. Verstärkung von Durchlaufpfetten über den vorletzten Stützen



Pfettenprofil I NP:	10	12	14	16	18	20	22	24
Stegverstärkung:								
2 Flachstähle:	75 . 8	90 . 8	100 . 10	120 . 10	140 . 10	155 . 10	175 . 10	190 . 12

Die theoretische Länge der Verstärkungsstrecke beträgt rd.  $0,083 l$ , die tatsächliche Länge führe man wegen der Vernietung etwa  $0,2 l$  lang aus.  $l =$  Binderentfernung. An-



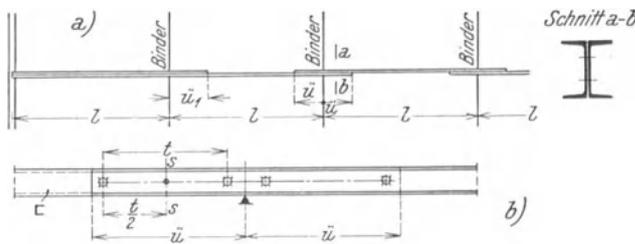
ordnung der Vernietung etwa nach der Abbildung in Tafel 99. Auch hier hat jeder Endniet, wie auf S. 588 bereits erklärt, den im Verhältnis der Trägheitsmomente der Verstärkung und des Gesamtquerschnittes verminderten



Abb. 554

Abb. 555

Anteil von Querkraft und Moment zu übernehmen. Setzt man für das Moment in der Gegend des ersten Nietes also im Abstand von rd.  $0,1 l$  vom Auflager  $M \approx 0,06 q l^2$  (siehe Tafel 48 in Bd. I), für  $Q \approx 0,4 q l$ , weiters für  $\frac{J_v}{J + J_v} = \frac{1}{4}$ , d. i. der größte Wert, der aus Tafel 99 errechnet werden kann, so erhält man für die Belastung des Endnietes



$$N = \frac{1}{4} \left( 0,4 + 0,06 \frac{l}{t} \right) q l \quad (10)$$

Über die Ausbildung des Stoßes siehe S. 596.

Die Durchbiegung der Durchlaufpfetten ist, wie bereits oben erwähnt, weitaus geringer als die der Gelenkpfetten. Aufschluß darüber gibt Tafel 49 in Bd. I.

Eine andere sehr wirtschaftliche Durchbildung der Durchlaufpfetten wird dadurch erzielt, daß man statt der Träger I-Eisen verwendet und diese nach Abb. 556 über den Bindern sich übergreifen läßt. Hierdurch wird der Vorteil gewonnen, daß im Bereiche der Stützen dem größeren Moment entsprechend der doppelte Biegungsquerschnitt zur Verfügung steht. Die Bemessung erfolgt am zweckmäßigsten nach dem größten Stützenmoment über den vorletzten Stützen, d. i.

$$M = 0,1057 q l^2,$$

welchem Moment man den Doppelquerschnitt zuordnet, dann genügt in allen Mittelfeldern der einfache  $\square$ -Querschnitt, der nur ein Moment

$$M_F = 0,0417 q l^2$$

aufzunehmen hat. In den Endfeldern läßt man, da dort das Feldmoment

$$M_F^1 = 0,0774 q l^2$$

beträgt, das zweite  $\square$ -Eisen zur Verstärkung durch das ganze Feld durchgehen, wie dies auch aus Abb. 556 ersichtlich ist.

Die Übergriffe über den Bindern mache man:

$$\ddot{u}_1 = 0,15 l, \quad \ddot{u} = 0,10 l.$$

Die Verbindung der  $\square$ -Eisen im Bereich des Übergriffes geschieht bei kleineren Querschnitten mit 4 Schrauben, siehe Abb. 556 b), bei größeren mit 8 Schrauben, wobei je zwei Schrauben übereinandergesetzt werden. Die Belastung derselben ergibt sich aus der Beziehung

$$N = \frac{Q}{2} + \frac{M}{t},$$

wobei  $Q$  und  $M$  Querkraft und Moment im Schnitt  $s-s$  bedeuten. Für die Verbindung über den Mittelstützen kann man für den fraglichen Bezugspunkt  $Q \approx 0,5 q l$ ,  $M \approx 0,06 q l^2$  ansetzen, so daß man

$$N = \left( 0,25 + 0,06 \frac{l}{t} \right) q l \quad \dots \dots \dots (11)$$

erhält.  $N$  muß von einem Niet oder von zwei Nieten aufgenommen werden, je nachdem nur 1 Niet in der Stabachse oder je zwei Niete lotrecht übereinander sitzen.

#### Bemessung der Durchlaufpfetten nach dem Traglastverfahren

Da bei der Bemessung der Dachpfetten nur eine einzige Belastungsweise, d. i. die Vollbelastung in Betracht gezogen wird, so kann die Bemessung gemäß den Gleichungen (7) Bd. I, S. 407 nach folgenden einfachen Regeln erfolgen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für die Feldmomente und alle Stützenmomente} \dots M = 0,063 q l^2 \\ \text{für die Feldmomente in den Endfeldern} \dots \dots \dots M = 0,096 q l^2 \end{array} \right\} \dots \dots (12)$$

Die Beiwerte 0,063 und 0,096 stimmen mit den Beiwerten für die Bemessungsmomente des Gelenkträgers gemäß Fall a) oder b) in Abb. 551 überein.

Durchlaufpfetten können daher mit den gleichen Querschnitten wie Gelenkpfetten bemessen werden; die zweckmäßig gelegten Stöße sind nur biegungssteif auszuführen. Man hat so ohne besonderen Mehraufwand an Baustoff ein viel steiferes Tragsystem gewonnen und so die Vorteile des Gelenkträgers mit denen des Durchlaufträgers vereinigt. Die Beiwerte in den Formeln (12) entsprechen dem Fall b) in Tafel 73, Bd. I, S. 407. Will man ohne Verstärkung im Endfeld durchkommen, dann bemesse man entsprechend Fall a) in Tafel 73 in allen Feldern mit

$$M = 0,086 q l^2, \dots \dots \dots (13)$$

welche Ausführungsweise wieder dem Fall c) des Gelenkträgers in Abb. 551 entspricht. Ein Anwendungsbeispiel ist in Absatz 83 vorgeführt.

Im Zusammenhang mit vollwandigen Binderausführungen werden die Pfetten bei großen Binderentfernungen (etwa über 12 m) auch als genietete Träger hergestellt. Ihre Berechnung erfolgt i. d. R. als Durchlaufträger nach den vorangehend angegebenen Richtlinien.

#### c) Die Pfetten mit Kopfstreben

Unterbricht man die einzelnen Pfettenträger über den Bindern und stellt die Kontinuität durch einfache Stegglaschen und Streben (sogenannte Kopfstreben) her, so gewinnt man ein

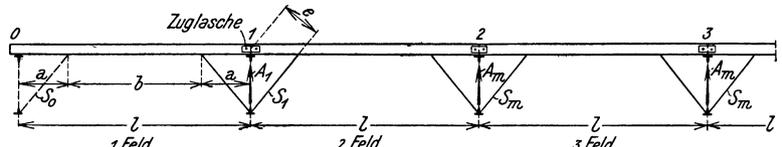
sehr wirtschaftliches Pfettensystem, das noch den besonderen Vorteil bietet, daß der freie Bindergurt durch die Streben seitlich gehalten wird. Ist dieser Gurt gedrückt, was bei durchlaufenden Balkenbindern oder Bogenbindern der Fall ist, so ist ein solches seitliches Festhalten unbedingt geboten. Siehe die Abbildung in Tafel 100. Die Theorie dieses Tragwerkes ist in Bd. I, Abs. 33, S. 248 eingehend dargestellt. In Bd. I, Tafel 56, S. 250, sind die Momente in den Strebenanschlußpunkten für den Fall gleichmäßiger Vollbelastung aller Felder zusammengestellt, so daß es nicht schwer ist, im Einzelfalle den Verlauf der Momentenlinie aufzutragen und die Querschnitte danach zu bestimmen. In den meisten Fällen wird man sich mit unveränderlichem Querschnitt innerhalb eines Feldes begnügen. Für diesen Fall ist die folgende Tafel 100 zusammengestellt, die den Absolutwert der Größtmomente in den Feldern 1, 2, 3, so wie die Strebenkräfte  $S_1$  und  $S_m$  und die Auflagerkräfte  $A_1$  und  $A_m$  enthält. Die Bemessung des Trägers erfolgt mit dem gleichen Querschnitt für die ersten zwei Felder, und zwar mit dem ungünstigeren Wert der ersten zwei Kolonnen sowie mit dem Momentenbetrag der dritten Kolonne (Feld 3) für alle übrigen Mittelfelder. Über die Strebenkräfte,  $S_1$  für den Punkt 1,  $S_m$  für alle übrigen Punkte, geben die beiden nächsten Kolonnen Auskunft, wobei hinzugefügt werden muß, daß  $S_o$  beim Endauflager Null ist. Diese Endstrebe kann daher, wenn kein Endbinder vorhanden ist, dessen Untergurt gegen seitliches Ausknicken zu sichern ist, auch entfallen.

Die Pfetten sind über den Bindern miteinander auf Zug zu verlaschen. Die durch die Lasche zu übertragende Zugkraft ist gleich der wagrechten Komponente der Strebenkraft  $S$ . Ferner ist darauf zu achten, daß sich die Pfettenenden von den Bindern abzuheben trachten. Die dort auftretende negative Auflagerkraft ist nicht unbedeutend, sie beträgt für einen Punkt  $k$

$$A_k = \frac{M_k^l + M_k^r}{a} + q a.$$

Die Tafel 100 enthält in den beiden letzten Kolonnen die Auflagerkraft  $A_1$  für den Stützpunkt 1 und  $A_m$  für alle übrigen Punkte.

Tafel 100. Größtmomente und Strebenkräfte im durchlaufenden Balken mit Kopfstreben bei gleichmäßig verteilter Vollbelastung



$\frac{b}{a}$	Absolutwerte der Größtmomente			Strebenkräfte (Druck)		Auflagerkräfte	
	1. Feld	2. Feld	3. Feld	$S_1$	$S_m$	$A_1$	$A_m$
10	0,0741	0,0810	0,0564	0,123	0,083	-0,148	-0,107
8	0,0699	0,0771	0,0516	0,126	0,084	-0,136	-0,094
6	0,0679	0,0711	0,0447	0,132	0,085	-0,116	-0,075
4	0,0642	0,0629	0,0347	0,142	0,086	-0,084	-0,044
2	0,0569	0,0511	0,0203	0,165	0,086	-0,018	+0,017
Multiplikator	$\cdot pl^2$	$\cdot pl^2$	$\cdot pl^2$	$\frac{pl^2}{e}$	$\frac{pl^2}{e}$	$\frac{pl^2}{a}$	$\frac{pl^2}{a}$

Ein Berechnungsbeispiel findet der Leser in Abs. 82.

#### d) Die Fachwerkpfetten

Bei Spannweiten über 10 m werden Walzträgerpfetten unwirtschaftlich. Man führt dann, insbesondere in Verbindung mit Fachwerkbindern die Pfetten als Parallelfachwerk-

träger aus, die in der Regel als einfache Balken, ausnahmsweise bei sehr großen Binderentfernungen auch als Durchlaufbalken mit oder ohne Gelenke berechnet werden. Fachwerkpfetten finden sich aber auch häufig neben Walzträgerpfetten, und zwar: 1. als Firstpfette, die dann gleichzeitig einen längslaufenden Firstverband bei Balkenfachwerksbindern größerer Spannweite bildet. Abb. 557a. 2. als Wandpfette bei Firstaufsätzen, wo die Saumpfette des Aufsatzes den Obergurt, die oberste Pfette der Dachfläche den Untergurt bilden, Abb. 557b. 3. als Saumpfette beim Übergang eines höheren Hallenschiffes zu einem weniger hohen, Abb. 557c. Derartige Pfetten haben vielfach noch die Aufgaben eines Längsverbandes zu übernehmen. Fachwerkpfetten sind vornehmlich dort am Platze, wo eine gute Sicherung gedrückter Binderuntergurte gegen seitliches Ausknicken erforderlich ist. Sind Dachsparren vorhanden, dann ordnet man die Fachwerkknoten wenn möglich in den Sparrenauplagerpunkten an. In den übrigen Fällen hat der die Dachhaut tragende Gurt noch örtliche Biegungsspannungen aufzunehmen. Man berechne dieses Moment  $M$  mit Rücksicht darauf, daß der Gurt einen Durchlaufbalken auf nachgiebigen Stützen darstellt, nach der einfachen Regel

$$\max M = \pm 0,8 \mathfrak{M},$$

wo  $\mathfrak{M}$  das Balkenmoment der Belastung zwischen den Knoten bedeutet. Das Moment kann sowohl positiv (zwischen den Knoten) oder negativ (in den Knoten) sein. Bei der Berechnung der Randspannungen ist darauf zu achten. Ist  $W_{\min}$  das kleinere der beiden Widerstandsmomente eines  $\Gamma$ -Gurtes, bezogen auf die in Betracht kommende Biegungsachse, dann ist die maßgebende Randspannung

$$\sigma = \frac{S}{F_{\text{netto}}} + \frac{\max M}{W_{\min}} \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{S}{F} \omega + \frac{\max M}{W_{\min}},$$

je nachdem, ob der gezogene oder gedrückte Gurt Lastgurt ist.  $\omega$  ist die Knickzahl, die zu  $i_{\min}$  gehört. Siehe Abb. 558.

Mit Rücksicht auf die geringfügigen Gurtkräfte werden die Gurte fast immer mit gleichbleibendem Querschnitt ausgeführt, nur bei sehr großen Pfettenspannweiten findet ein Anpassen der Querschnitte an den Momentenverlauf statt. Die Ermittlung der Stabkräfte bei einfachen Balkenpfetten oder Gelenkpfetten braucht nicht näher erörtert zu werden. Bei Durchlaufpfetten ohne Gelenke benütze man am besten die Momenten- und Querkraftlinien der Tafel 48 in Bd. I, S. 231, nach Maßgabe der Abb. 300 auf S. 395 und der zugehörigen Erläuterung.

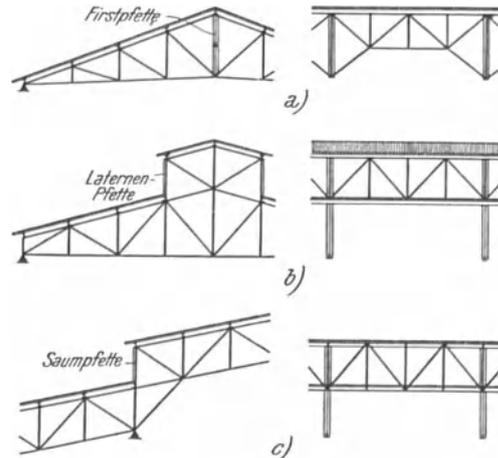


Abb. 557

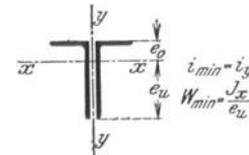


Abb. 558

## 69. Die Ausführung der Pfetten

**Lagerung der Pfetten.** Die Verbindung der Pfetten mit den Bindern geschieht in der Regel mit Hilfe des sogenannten Pfettenanschlußwinkels. Diese Befestigungsweise ist genormt. Siehe die nachstehende Tafel 101. Diese Tafel gilt für Balkenpfetten, die über dem Binder gestoßen sind, sowie für durchgehende Pfetten, bzw. Gelenkpfetten. Ist der Steg durch Flacheisen örtlich verstärkt, dann ist das Maß  $c$  in Tafel 101 um die Flacheisenstärke zu vergrößern. Abb. 559.

Kommt im Endfeld ein Koppelträger zur Anwendung, der größere Höhe hat als der restliche Pfettenstrang und sind Giebelbinder vorhanden, dann klinkt man die Pfette über den Endbinder aus und verwendet den gewöhnlichen Pfettenanschlußwinkel nach Abb. 560.

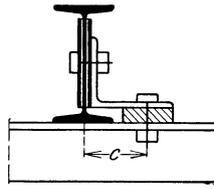


Abb. 559

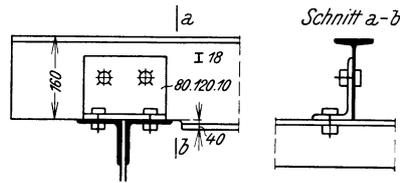
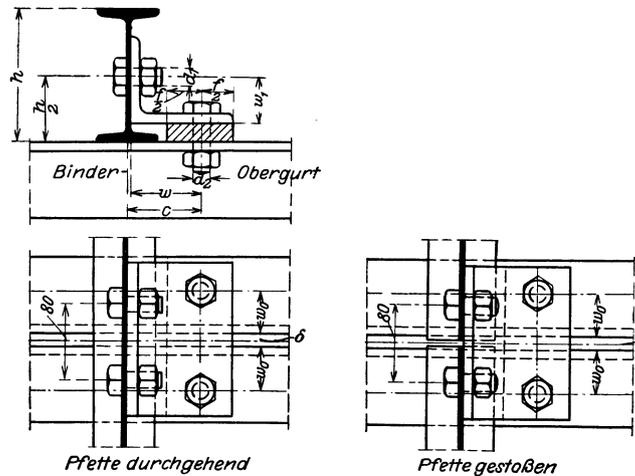


Abb. 560

### Tafel 101. Pfettenbefestigung nach DIN 1008<sup>1)</sup>

Abmessungen in mm



I	Anschlußwinkel	w	w <sub>1</sub>	c	Schrauben			Futter
					d <sub>1</sub>	Länge	Lochdurchm.	
8	50 . 100 . 8	65	28	67	1/2''	30	14	70 . 12
10	65 . 100 . 9	65	35	67,5	5/8''	35	17	70 . 15
12	75 . 100 . 9	65	42	68,5	3/4''	35	20	70 . 18
14	90 . 110 . 9	75	50	78	3/4''	35	20	70 . 20
16	90 . 110 . 9	75	60	78,5	3/4''	40	20	70 . 20
18	110 . 110 . 10	75	70	78,5	3/4''	40	20	70 . 20
20	120 . 120 . 11	85	75	89	3/4''	40	20	70 . 25
22	120 . 120 . 11	85	85	89,5	3/4''	40	20	70 . 25
24	130 . 130 . 12	95	95	99,5	7/8''	45	23	70 . 25
26	140 . 140 . 13	100	100	105	7/8''	50	23	80 . 30

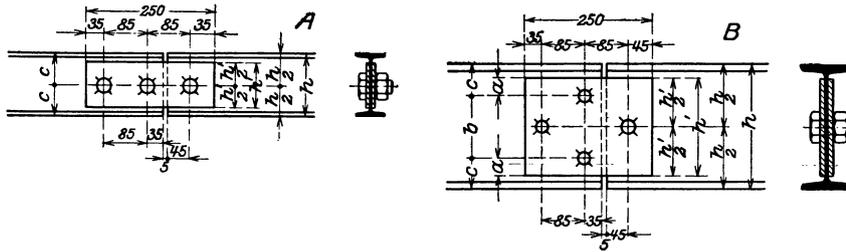
**Ausbildung der Gelenke.** Auch die Gelenkausbildung der Gelenkpfetten ist genormt, und zwar in zwei Ausführungsweisen, die in der Tafel 102 mit allen Abmessungen dargestellt sind. Die Ausführungsweise mit Winkeleisenlaschen ist bei stärker geneigten Dächern zu empfehlen, da der Winkel auch Seitenkräfte übernehmen kann. Auch die Montage ist verhältnismäßig einfach. Man achte darauf, daß die Stützweite des Koppelträgers von Gelenkschraubenmitte bis Gelenkschraubenmitte zu zählen ist.

<sup>1)</sup> Mit der Abänderung, daß durchwegs zwei Schrauben im stehenden Schenkel des Anschlußwinkels vorgesehen wurden.

Tafel 102. Pfettengelenke nach DIN 1009

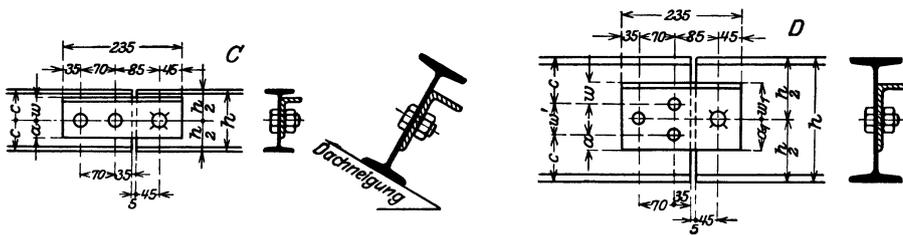
1. Gelenke mit Flacheisenlaschen

Maße in mm



Ausführung	I	Flacheisenlasche	a	b	c	Durchmesser		Tragkraft d. Gelenke bei $\sigma_{zul}$ in kg/cm <sup>2</sup>			Gelenkgewicht kg
						der Anschlußschrauben	des Gelenkbolzens	1200	1400	1600	
A	8	55 . 250 . 5	—	—	40	3/4"	3/4"	595	695	790	1,7
	10	70 . 250 . 5	—	—	50	3/4"	3/4"	685	800	915	2,0
	12	90 . 250 . 5	—	—	60	7/8"	7/8"	910	1060	1210	2,6
B	14	100 . 250 . 6	25	50	45	5/8"	7/8"	1450	1690	1930	3,0
	16	120 . 250 . 6	30	60	50	3/4"	1"	1920	2240	2560	3,7
	18	140 . 250 . 6	30	80	50	3/4"	1"	2100	2450	2800	4,3
	20	150 . 250 . 7	35	80	60	3/4"	1"	2290	2670	3050	5,1
	22	170 . 250 . 7	35	100	60	7/8"	1"	2880	3360	3800	5,8
	24	190 . 250 . 7	35	120	60	7/8"	1"	3090	3610	4120	6,4

2. Gelenke mit Winkelaschen



Ausführung	I	Winkleisenlasche	w <sub>1</sub>	w	w'	c	Durchmesser		Tragkraft d. Gelenks bei $\sigma_{zul}$ in kg/cm <sup>2</sup>			Gewicht des Gelenks kg
							der Anschlußniete	des Gelenkbolzens	1200	1400	1600	
C	8	40 . 50 . 5	—	28	—	40	14	1/2"	430	500	570	1,0
	10	50 . 65 . 5	—	35	—	50	20	3/4"	730	850	970	1,4
	12	40 . 80 . 6	—	45	—	60	23	7/8"	1230	1430	1640	1,6
D	14	50 . 100 . 6	53	30	46	47	17	7/8"	1790	2090	2380	2,4
	16	50 . 100 . 6	53	30	46	57	17	7/8"	1790	2090	2380	2,4
	18	65 . 130 . 8	70	40	60	60	20	1"	2490	2900	3320	3,2
	20	65 . 130 . 8	70	40	60	70	20	1"	2490	2900	3320	3,2
	22	65 . 130 . 8	70	40	60	80	20	1"	2490	2900	3320	3,2
	24	65 . 130 . 8	70	40	60	90	20	1"	2490	2900	3320	3,2

**Stöße bei Durchlaufpfetten.** Um eine bequeme Aufstellung der Binder zu ermöglichen, ordnet man die Stöße etwa nach Abb. 561 an, wobei man die Stöße möglichst in Punkte mit kleinem Biegemoment verlegt, um an Laschenmaterial zu sparen. Es

empfeht sich, den Stoß beiläufig im Abstand  $0,2 l$  vom Binder anzuordnen, wenn  $l$  die Binderentfernung ist. Da an dieser Stelle das Biegemoment einen kleinen Bruchteil des Bemessungsmomentes  $0,0857 ql^2$  der Pfette beträgt, so ist es auch nicht notwendig, durch die Stoßdeckung das volle Widerstandsmoment herzustellen. Man geht reichlich sicher, wenn etwa das halbe Moment an der fraglichen Stelle übertragen werden kann. Die Stoß-

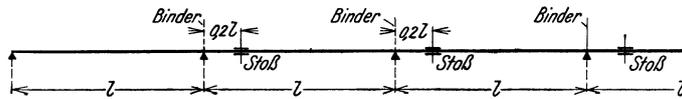


Abb. 561

deckung erfolgt am zweckmäßigsten, auch der einfachen Montage wegen, mittels zweier am Steg angeschraubter  $\square$ -Eisen. Bei Binderentfernungen unter 6 m wird man die Pfetten

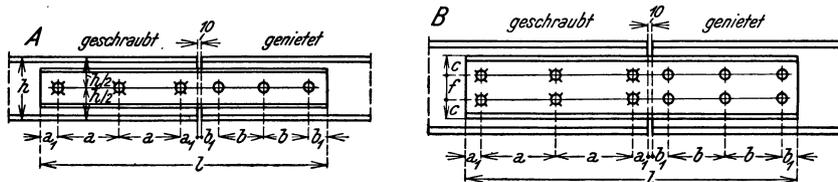
nur in jedem zweiten Felde stoßen, um an Arbeit und Baustoff zu sparen. In der folgenden Tafel 103 a sind für Träger  $\square 10$  bis  $\square 26$  die Stoßdeckungen dargestellt, wobei die Bemessung für ein Tragemoment erfolgte, das halb so groß ist, als das Tragemoment der durchgehenden Pfette.

Für Träger von  $\square 14$  an kann der Stoß mit geringerem Baustoffaufwand nach Tafel 103 b) mittels Steg- und Flansclaschen erfolgen. Diese Ausführungsweise kommt hauptsächlich dann in Frage, wenn die Oberflansclaschen nicht störend sind, z. B. bei Holz- oder Eisensparren oder bei auf dem Dach betonierten Platten u. ä. Die Lage der Stoßstelle muß nur so gewählt werden, daß der Stoß zwischen den Sparren zu liegen kommt.

**Ausbildung der Pfetten mit Kopfstreben.** Besondere Aufmerksamkeit ist der Sicherung gegen Abheben der aufgelagerten Pfettenenden und der guten Verbindung untereinander, um den an der Stoßstelle auftretenden Zug von Pfette zu Pfette weiterzuleiten, zuzuwenden. In Abb. 562 sind zwei verschiedene Lösungen für die Pfettenbefestigung dargelegt. Für kleinere Auflagerkräfte, etwa bis 5 t, reicht die Anordnung der Abb. 562 a) noch aus. Doch genügen bei flachen Dächern zwei versetzt angeordnete Hakenschrauben ohne den üblichen Pfettenanschlußwinkel. Bei größeren Auflagerkräften ordnet man 4 Hakenschrauben an. Bei lotrecht gestellten Pfetten empfiehlt sich die Anordnung

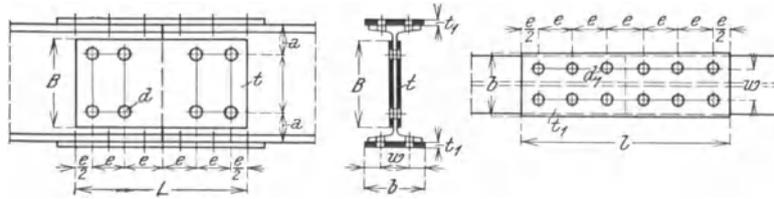
Tafel 103. Stoßdeckung durchlaufender Pfetten

a) Stoßdeckung mit  $\square$ -Eisen



Ausführung	$\square$	Stoß- deckung	Abmessungen in mm							Laschen- länge $l$ mm	Laschen- gewicht einschl. Schrau- ben kg	
			Schrau- ben $d_1$	$a_1$	$a$	Niete $d_2$	$b_1$	$b$	$c$			$f$
A	10	$6\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$ "	35	90	17	35	70	—	—	470	6,9
	12	$6\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$ "	35	125	17	35	70	—	—	540	9,1
	14	8	$\frac{3}{4}$ "	40	140	20	40	110	—	—	670	14,3
	16	10	$\frac{7}{8}$ "	45	160	23	45	120	—	—	750	17,3
	18	10	$\frac{7}{8}$ "	45	200	23	45	160	—	—	910	20,7
B	20	12	$\frac{1}{2}$ "	30	210	14	30	150	40	40	850	23,5
	22	14	$\frac{5}{8}$ "	35	200	17	35	150	45	50	850	28,3
	24	16	$\frac{3}{4}$ "	40	200	20	40	150	50	60	870	34,6
	25	16	$\frac{3}{4}$ "	40	230	20	40	180	50	60	990	39,2

b) Stoßdeckung mit Flachstahllaschen



I Nr.	Stegverlaschung: Maße in mm						Flanschverlaschung: Maße in mm						Gewicht der Stoßdeckung kg		
	nach Abb.	B	L	t	Schrauben- dchm. d Zoll	Niet- abstand		nach Abb.	b	l	t <sub>1</sub>	Schrauben- dchm. d <sub>1</sub> Zoll		Niet- abstand	
						a	e							w	e
14	I	100	300	5	5/8	45	60	II	70	360	8	3/8	34	60	6,6
16	„	120	300	5	5/8	50	60	„	80	360	8	1/2	38	60	8,1
18	„	140	300	6	5/8	50	60	„	90	360	10	1/2	44	60	10,7
20	„	160	300	6	5/8	50	60	„	100	360	10	5/8	46	60	12,9
22	„	170	350	6	3/4	60	70	„	110	420	10	5/8	52	70	15,9
24	„	190	350	6	3/4	60	70	„	120	420	10	5/8	56	70	17,2
26	„	200	350	6	3/4	65	70	„	130	420	10	3/4	58	70	19,5

nach Abb. 562 b), wo die Pfette von beiden Seiten mittels Winkellaschen an das Binderknotenblech angeschlossen ist. Die Zugkraft wird durch Flacheisenlaschen im oberen Flansch übernommen. Diese Abbildung zeigt auch die meist übliche Ausbildung der Kopfstreben und deren Anschluß an den Binder bzw. an die Pfette. Weitere Beispiele über Pfetten mit Kopfstreben siehe in den Absätzen 82 und 88.

**Ausbildung der Fachwerkpfetten.** Die Grundsätze, nach denen Fachwerkpfetten ausgebildet werden, sind natürlich im Grunde genommen die gleichen, die für jedes andere Fachwerk gelten und sei hinsichtlich der allgemeinen Regeln auf Absatz 70 verwiesen.

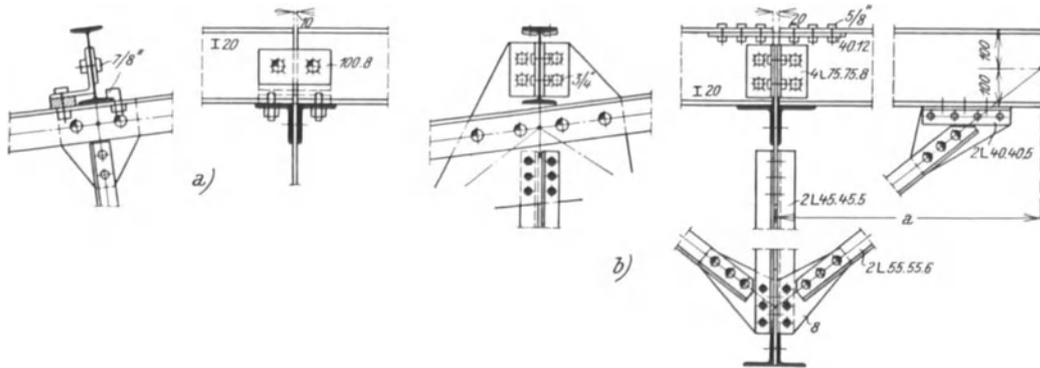


Abb. 562

Um den Obergurt zur Aufnahme örtlicher Biegemomente geeignet zu machen, bildet man ihn aus zwei hochgestellten ungleichschenkeligen Winkeln oder noch zweckmäßiger aus zwei  $\square$ -Eisen aus. Man legt die Pfetten immer so hoch, daß deren Obergurt über den Binderobergurt reicht und eine bequeme Auflagerung möglich ist. Die Fachwerkpfetten werden fast immer in lotrechten Ebenen angeordnet.

Abb. 563 a) zeigt den Anschluß an den Binder mittels zweier abgebogener Stützwinkel. Die Anschlußknotenbleche der beiden Pfettenstränge sind unabhängig voneinander und werden mit 5/8''-Schrauben an den Stützwinkeln befestigt. Eine zweite sehr zweckmäßige

Anordnung ist in Abb. 563 b) dargestellt. Die Fachwerkpfetten schließen von beiden Seiten an das nach oben fortgesetzte Binderknotenblech mittels Anschlußwinkel an. Die in dieser Abbildung gezeichneten Holzsparren sitzen in den Knoten der Fachwerkpfette, der Obergurt hat daher nur Druck und keine Biegemomente aufzunehmen.

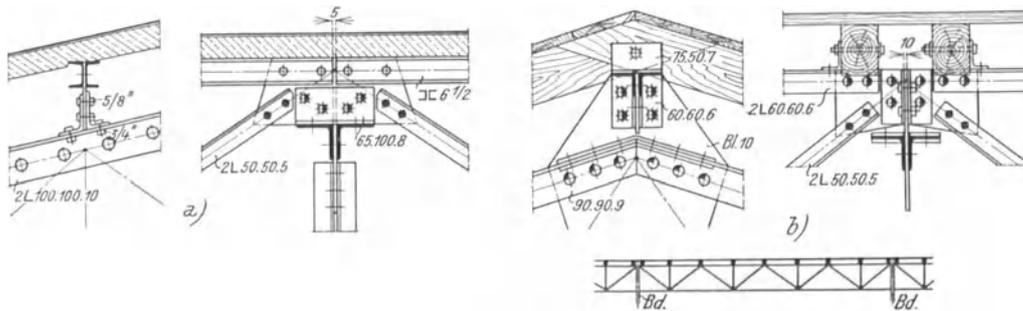


Abb. 563

**Aufhängung der Walzträgerpfetten.** Bei größeren Dachneigungen werden die I-Pfetten in der Regel mittels Rundeisen gegen den Dachfirst verhängt. Abb. 564 zeigt die übliche Ausführung. Die in den Drittelpunkten der Binderentfernung sitzenden Rundeisen

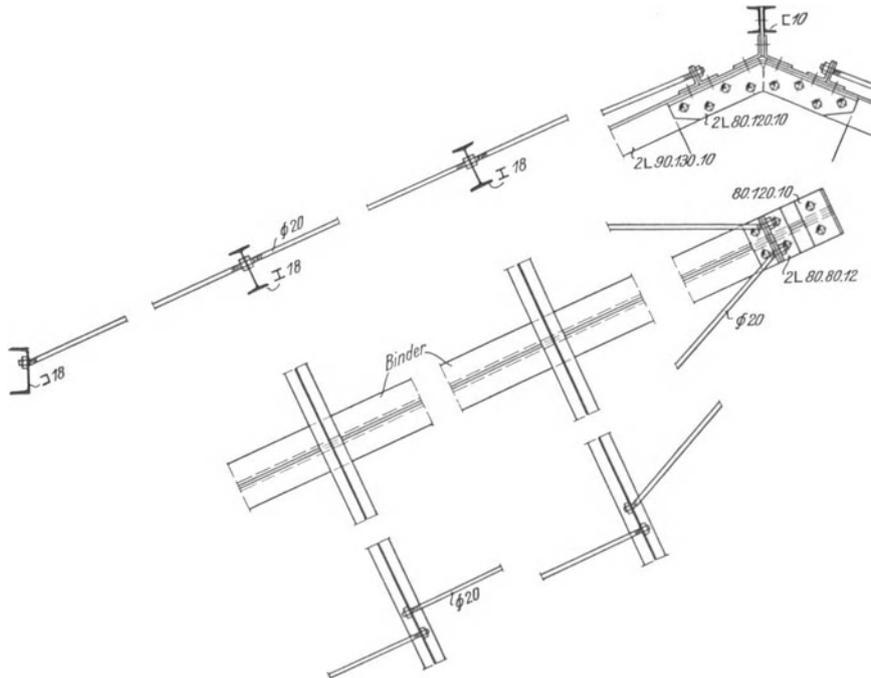


Abb. 564

sind an beiden Enden mit Mutter und Gewinde versehen, so daß ein genaues Ausrichten der Pfetten möglich ist. Vor dem First werden die Rundeisen abgebogen und am Binder-scheitel selbst in kleinen aufgenieteten Winkeln verankert. Durchmesser der Rundeisen 16 bis 20 m/m.

## 70. Allgemeine Grundsätze für die bauliche Gestaltung der Fachwerke

### a) Neben- und Zusatzspannungen in Fachwerkträgern

Bevor wir an die Berechnung und Gestaltung der Fachwerkbinder, mit denen wir uns in den nächsten Absätzen beschäftigen werden, herangehen, erscheint es notwendig, die Durchbildung der Fachwerke im allgemeinen ausführlich zu erörtern, da die hier aufgestellten Grundsätze nicht nur bei Binderfachwerken, sondern bei allen anderen im Hochbau in Frage kommenden fachwerkartigen Bauteilen Anwendung finden sollen.

**Zwängungsspannungen.** Die Berechnung der Stabkräfte und der örtlichen Beanspruchung geht bei Fachwerken von der Annahme aus, daß die einzelnen Stäbe in den Knoten durch reibungslose Gelenke verbunden sind, demgemäß können in den Fachwerkstäben nur Zug- oder Druckkräfte auftreten. Die steife Verbindung der Stäbe durch Knotenbleche widerspricht aber dieser Voraussetzung. Ändert das Fachwerk unter der Belastung seine Form, so unterliegen die einzelnen Stäbe im Gelenkfachwerk Verschiebungen und Verdrehungen, wie das Abb. 565 a erkennen läßt, die Stäbe drehen sich so nach in den Knoten gegeneinander. Werden nun die Stäbe durch die Steifigkeit der Knotenbleche verhindert, diese Verdrehungen in den Knoten auszuführen, so müssen sie sich, um die Verschiebung der Knoten wie im Gelenkfachwerk zu ermöglichen, verbiegen. Abb. 565 b). Die Stäbe erfahren daher neben den Achsenspannungen noch erhebliche Biegungsbeanspruchungen, die als Zwängungsspannungen bezeichnet werden.

Eine einfache Überlegung zeigt nun, daß diese Zwängungsspannungen keinen Einfluß auf die Sicherheit des Tragwerkes besitzen, also als Nebenspannungen aufzufassen sind, so daß Fachwerke mit steifen Knoten so wie solche mit reibungslosen Gelenken bemessen werden dürfen. Zunächst wollen wir das Augenmerk auf die Tatsache richten, daß die steife Knotenverbindung die Verschiebungen der Fachwerkknoten unter der Belastung nur ganz unerheblich gegenüber den Verschiebungen im Gelenkfachwerk ändert.

Die Richtigkeit dieser Behauptung überprüft man leicht, wenn man ein beliebiges Fachwerkdreieck mit steifem Knoten betrachtet, das für sich unter 3 Knotenlasten im Gleichgewicht steht, Abb. 566. Nimmt man der Einfachheit wegen  $J_1$  sehr groß gegen  $J$  an, so erhält man auf bekannte Weise die Verdrehung  $\vartheta$  der beiden Stäbe  $AC$  und  $BC$  in der Form

$$\vartheta = \frac{P}{4EF} \frac{ls}{h^2 + 3 \frac{J}{F} \frac{l^2}{s^2}} = \frac{Pls}{4EFh^2} \frac{1}{1 + 3 \left(\frac{l}{h}\right)^2 \left(\frac{i}{s}\right)^2},$$

wobei  $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ . Nun ist  $3 \left(\frac{l}{h}\right)^2 \left(\frac{i}{s}\right)^2$  klein gegen 1, bei den üblichen Fachwerken kleiner als 0,01, in seltenen Ausnahmefällen aber kaum größer als 0,03, so daß die Verdrehung nur wenig von

$$\vartheta = \frac{Pls}{4EFh^2}$$

abweicht. Das ist aber jener Wert, den man für  $\vartheta$  erhält, wenn man in  $A, B, C$  Gelenke annimmt. Da sich aber jedes Fachwerk aus solchen steifen Dreiecken zusammensetzt, so folgt, daß sich die Stabverdrehungen und damit auch die Knotenpunktverschiebungen im steifknotigen Fachwerk nur unwesentlich von jenen im Gelenkfachwerk unterscheiden.

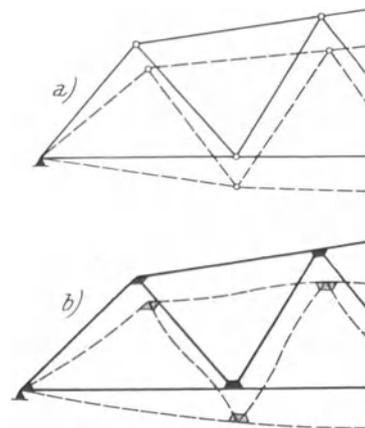


Abb. 565

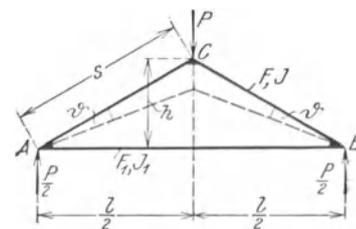


Abb. 566

Dies gilt aber nur für Fachwerke, die nach Art einer Dreieckskette gebildet sind und nur solche haben wir zunächst im Auge.

Die Formänderungen des steifknotigen Fachwerkes, das ein vielfach statisch unbestimmtes Stabwerk (Rahmen) darstellt, sind sonach bis auf einen kleinen Betrag bestimmt durch die Formänderungen des statisch bestimmten Gelenkfachwerkes.

Nun hängen die Dehnungen, die die Randfasern der Stäbe infolge der Verbiegung erleiden, nur von der Größe der Stabverdrehungen  $\vartheta$  ab. Sind diese in ihrer Größe durch die Stabkräfte im statisch bestimmten Gelenkfachwerk beschränkt, so kann auch bei wiederholter Beanspruchung, gleichgültig ob die diesen Dehnungen entsprechenden Spannungen die Elastizitätsgrenze unter- oder überschreiten, kein Bruch eintreten. Wir haben diesen Fall ausführlich in Bd. I, S. 49ff. erörtert. Der durch die Höhe der Stabspannungen im Gelenkfachwerk festgelegte Sicherheitsgrad wird daher durch das Hinzutreten der Zwängungsspannungen im steifknotigen Fachwerk nicht beeinflusst. Ein Nachweis der Zwängungsspannungen, die also als Nebenspannungen zu betrachten sind, ist daher bei dem üblichen Dreieckskettenfachwerk nicht notwendig. Die vorstehenden Überlegungen gelten auch für Fachwerke mit gekreuzten Streben, nicht aber für Rautenfachwerke. Bei diesen ist der Einfluß der Biegemomente, die von den steifen Verbindungen in den Knoten herrühren, auf die Formänderungen sehr bedeutend. Eine einwandfreie Berechnung derartiger Fachwerke ist nur möglich, wenn man diese als Stabwerke auffaßt. Man verwende daher Rautenfachwerke, wenn man sie nur näherungsweise als Fachwerke berechnen will, nur zu untergeordneten Verbänden.<sup>1)</sup>

**Zusatzspannungen.** Bei der steifen Verbindung der Stäbe durch die Knotenbleche sind eine Reihe von Regeln zu beachten, um den Bedingungen, auf denen die Berechnung der ebenen Fachwerke sich stützt, Genüge zu leisten.

Die Wirtschaftlichkeit des Fachwerkes liegt in dem Umstand begründet, daß seine Elemente, die Fachwerkstäbe, nur auf Zug oder Druck beansprucht sind. Es erscheint daher als eine Selbstverständlichkeit, daß alle Einzelheiten in einem Fachwerk so durchgebildet sein müssen, daß Biegungs- oder gar Torsionsmomente ausgeschaltet werden, die sonst unnützen Mehrverbrauch an Baustoff bedeuten oder bei Nichtbeachtung derartiger unerwünschter Nebenwirkungen die Sicherheit des Tragwerkes herabsetzen würden. Es sollen daher im Nachfolgenden alle jene Maßnahmen erörtert werden, die notwendig sind, um im Bereich der Knotenanschlüsse Biegungs- und Torsionswirkungen vollständig auszuschalten oder wenigstens auf einen Kleinstwert herabzudrücken.

1. Die Achsen sämtlicher Stäbe eines ebenen Fachwerkes sollen in einer Ebene liegen.

Aus dieser Forderung folgt, daß die Querschnitte der Fachwerkstäbe eine Symmetrieachse in der Fachwerkebene besitzen müssen. Stäbe mit einseitigen Querschnitten, wie etwa einzelne Winkeleisen oder  $\square$ -Eisen sollen in Haupttragwänden nicht verwendet werden, ausnahmsweise können sie dort für unbeanspruchte Fachwerkstäbe, für Stäbe, die zur



Abb. 567

Knickhaltung dienen, u. ä. in Betracht kommen. Bei Verbänden lassen sich aber solche einseitige Stäbe oft nicht vermeiden. Bei ihrer Bemessung ist aber auf das auftretende Exzentrizitätsmoment  $S_e$ , das Zusatzspannungen, die aber für die Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes notwendig sind, also keine Nebenspannungen sind, hervorruft, gebührend Rücksicht zu nehmen, siehe Abb. 567. Derartige Stäbe sind nach den Regeln des Abs. 18 zu bemessen. Bei Druckstäben ist noch der Nachweis der Knicksicherheit nach der Regel

$$\frac{S}{F} \omega + \frac{S_e}{W} \leq \sigma_{zul}$$

zu erbringen.

<sup>1)</sup> Über Rautenfachwerke siehe: Christiani, P.: Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk, Berlin 1929. Krabbe: Das Wesen der Rautenträger und seine richtige und einfache Berechnung, Stahlbau 1931, S. 169.

Eine besondere Bemerkung erfordern zweiteilige Zugstäbe, wie sie bei schweren Fachwerken mit doppelwandigen Gurten vorkommen. Wenn auch der Stab als Ganzes symmetrischen Querschnitt aufweist, und an den Gurt symmetrisch angeschlossen ist, so verhält sich doch jede Stabhälfte, wie dies Abb. 568 a) erkennen läßt, wie ein einzelner, einseitig angeschlossener Stab, der am Ende das Biegemoment  $\frac{Se}{2}$  zu übernehmen hat. Das außerhalb des Knotens angeordnete Bindeblech ändert nichts an dieser Sachlage. Um die

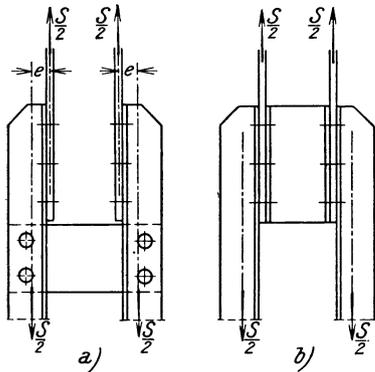


Abb. 568

Momente unschädlich zu machen, muß zwischen den Knotenblechen ein Quersteg gemäß Abb. 568 b) vorgesehen werden.

Im Hochbau werden in einzelnen Fällen auch Fachwerkträger mit einseitigen Gurt- und Füllstäben nach Abb. 569 verwendet. Wenn auch hier die Achsen der Stäbe in einer Ebene oder nahezu in einer Ebene liegen, so treten dennoch wegen der Unsymmetrie der Anordnung zusätzliche Biege- und Verdrehungsmomente auf. Man bemesse daher die Gurtstäbe mit einer um etwa 20% geringeren Beanspruchung, um diesen zusätzlichen Wirkungen Rechnung zu tragen. Die einseitig ange-



Abb. 569

geschlossenen Füllstäbe berechne man unter Berücksichtigung des Exzentrizitätsmomentes  $Se$ , wie dies bereits oben angegeben wurde.

2. Die Schwerachsen der in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sollen sich in einem Punkt (Systempunkt) schneiden.

Diese wichtige Bedingung ist in der Regel leicht zu erfüllen, doch weicht man im Hochbau von dieser Regel bei den kleinen und mittleren Stabquerschnitten, die aus zwei Winkel-eisen bestehen, insofern ab, als man die Netzlinien nicht mit den Schwerachsen wie in Abb. 570 a), sondern mit den Nietrißlinien wie in Abb. 570 b) zusammenfallen läßt. Im

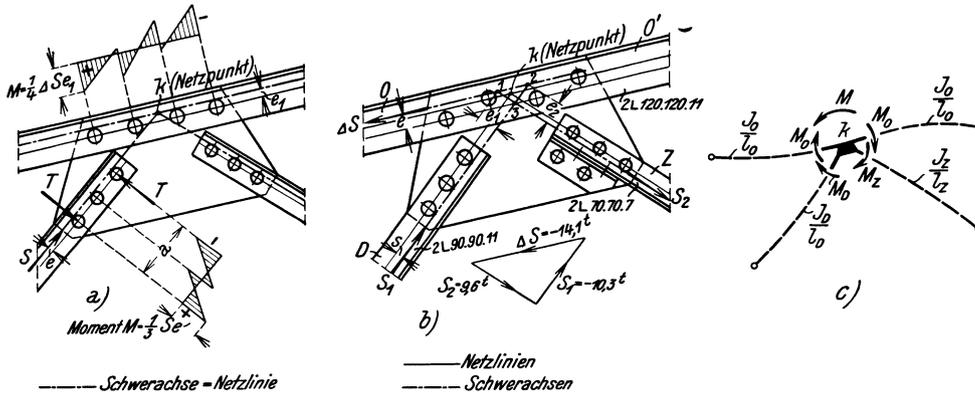


Abb. 570

ersten Falle tritt wegen der Achsenabweichung des Nietrisses, allerdings nur im Bereiche des Anschlusses, ein Zusatzmoment auf, dessen Verlauf zwischen dem ersten und letzten Anschlußniet in Abb. 570 a) im linken Füllstab dargestellt ist.

Mit der Querkraft  $T = \frac{Se}{a}$  ergibt sich, falls jeder Niet  $\frac{S}{3}$  überträgt, das Moment knapp hinter dem ersten Niet zu  $\frac{1}{3} Se$ ; knapp vor dem zweiten Niet zu  $\frac{1}{3} Se - \frac{Se}{a} \frac{a}{2} = -\frac{1}{6} Se$ ; knapp hinter dem zweiten Niet zu  $\frac{2}{3} Se - \frac{Se}{a} \frac{a}{2} = +\frac{1}{6} Se$  und schließlich vor dem letzten

Niet  $\frac{2}{3} Se - \frac{Se}{a} a = -\frac{1}{3} Se$ . Daraus ergibt sich die größte Randspannung vor dem ersten Niet zu

$$\sigma = \frac{S}{F}$$

und hinter dem ersten Niet zu

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \frac{S}{F} + \frac{1}{3} \frac{Se}{W} = \frac{S}{F} \left( \frac{2}{3} + \frac{1}{3} \frac{e}{k} \right).$$

Da  $e$  bei allen Winkeleisen  $< k$  ( $k = \text{Kerndistanz}$ ) ist, so wird, wenn man  $\frac{e}{k} \approx 1$  setzt,

$$\sigma_1 = \frac{S}{F}.$$

Die Spannungen wachsen daher an keiner Stelle über den Berechnungswert  $\sigma = \frac{S}{F}$  des Fachwerkstabes. Eine ganz ähnliche Rechnung läßt sich auch bei 2 Nieten oder 4 und mehr Nieten anstellen. In Abb. 570 a) ist noch der Momentenverlauf im Anschlußbereich des Gurtstabes dargestellt, wobei hier die Momente mit der Gurtkraftdifferenz  $\Delta S$  berechnet wurden.

Die Niete selbst sind im ersterwähnten Strebenanschluß mit der Mittelkraft aus  $\frac{S}{3}$  und  $T$  belastet, die aber nur wenig größer als  $\frac{S}{3}$  ist.

Man erkennt aus der vorangehenden Überlegung auch deutlich, daß zur Unschädlichmachung der Abweichung der Nietrißlinie von der Stabschwerlinie der Anschluß eines jeden Stabes durch mindestens zwei Niet- oder Schraubenbolzen notwendig ist. Es gilt daher im Stahlbau die Regel: Fachwerkstäbe sind mit mindestens zwei Nieten bzw. Schrauben anzuschließen.

Viel weniger durchsichtig ist das Kräftespiel in dem Fall, wo die Netzlinien mit den Nietrißlinien zusammenfallen. Die tatsächlichen Schwerlinien der Stäbe, die ja die eigentlichen Stabachsen vorstellen, schneiden sich im Knoten nicht mehr in einem Punkte, sondern es treten drei Schnittpunkte 1, 2, 3, siehe Abb. 570 b), in Erscheinung. Im Knoten greift daher ein Zusatzmoment  $M = S_1 e_1 = S_2 e_2 = \Delta S e$  an, das jetzt als Angriffsmoment eines Steifrahmengebildes, des steifknotigen Fachwerkes, aufgefaßt werden kann und das sich auf die 4 im Knoten  $k$  zusammentreffenden Stäbe in erster Annäherung im Verhältnis ihrer Steifigkeiten  $\kappa = \frac{J}{l}$  verteilt.<sup>1)</sup> Siehe Abb. 570 c). Das auf einen Stab entfallende Zusatzmoment kann ziemlich bedeutende Werte annehmen, wie an dem in Abb. 570 b) dargestellten Beispiele gezeigt werden soll.

Die Differenz der Gurtkräfte  $\Delta S = O' - O$  betrage 14,1 t. Mit  $e = 4,10$  cm berechnet man das gesamte Zusatzmoment zu  $M = 14,1 \cdot 4,1 = 57,81$  cmt. Die Steifigkeiten der einzelnen Stäbe sind:

$$\text{Obergurte } O' \text{ und } O: \quad \kappa = \frac{J_o}{l_o} = \frac{682}{360} = 1,894$$

$$\text{Strebe } D: \quad \kappa = \frac{276}{384} = 0,718$$

$$\text{Strebe } Z: \quad \kappa = \frac{85}{562} = 0,151$$

$$\Sigma \kappa = 2 \cdot 1,894 + 0,718 + 0,151 = 4,657;$$

daher entfällt auf die einzelnen Stäbe das Biegemoment, siehe Abb. 570 c)

$$M_O = \frac{1,894}{4,657} 57,81 = 23,51 \text{ cmt}, \quad M_D = \frac{0,718}{4,657} \cdot 57,81 = 8,92 \text{ cmt},$$

<sup>1)</sup> Dies ist natürlich bloß eine Abschätzung der Größenordnung der Momente, da bei dieser Überlegung die gegenseitige Beeinflussung der Knoten im Steifrahmengebilde nicht weiter in Betracht gezogen wird.

$$M_Z = \frac{0,151}{4,657} \cdot 57,81 = 1,87 \text{ cmt.}$$

Die zusätzlichen Randspannungen betragen daher:

$$\sigma_O = \frac{23,51}{79,0} = 0,30 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_D = \frac{8,92}{43,2} = 0,21 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_Z = \frac{1,87}{16,86} = 0,11 \text{ t/cm}^2.$$

Selbstverständlich tritt neben der Spannungserhöhung in den Stäben infolge der eben berechneten Anschlußmomente auch noch eine Zusatzbeanspruchung in den Anschlußnieten auf, da ja die Anschlußniete in jedem Stab das Moment  $S_s$ , vermindert um das oben berechnete Anschlußmoment des betreffenden Stabes übertragen müssen. So hat z. B. die Strebe  $D$  in Abb. 570 b) in den Nieten das Zusatzmoment  $S_1 s - M_D = 10,3 \cdot 2,38 - 8,92 = 15,59 \text{ cmt.}$  zu übernehmen. Die Vergrößerung der Nietkräfte ist aber unerheblich.

Die Zusatzmomente in den einzelnen Stäben sind, wie die voranstehenden Überlegungen erkennen lassen, nur abhängig von der Größe der Exzentrizitäten  $e$  und von den Steifigkeitszahlen  $\kappa$  der einzelnen Stäbe, die Art wie der Stab an das Knotenblech angeschlossen ist, hat keinen Einfluß auf die Größe des Zusatzmomentes des betreffenden Stabes. Es kann daher die Anordnung eines Beiwinkels, wie in Abb. 570 b), an der Größe des Zusatzmomentes nichts ändern, lediglich die Größe des Momentes im Nietanschluß wird durch die zweckmäßigere Lage des Nietgruppenschwerpunktes zur Stabkraftachse günstig beeinflusst.

In den Regelfällen der Fachwerkausführungen kann man die eben erwähnten Zusatzmomente durch geschickte Stellung der Füllstäbe nennenswert vermindern. Es ist unbedingt anzuraten, auf eine solche Verminderung Bedacht zu nehmen, da die hierdurch verursachten Spannungen keineswegs als Nebenspannungen zu werten sind, sondern im gleichen Range mit den Stabspannungen im Fachwerk hinsichtlich ihrer Bedeutung für den Sicherheitsgrad stehen. Die Exzentrizitäten werden bedeutend kleiner, wenn die Fachwerkstreben, so wie in Abb. 571 a) dargestellt, den abstehenden Winkelschenkel immer auf derselben Seite haben. Beim mittelsten Knoten, den man ja symmetrisch gestaltet, stelle man die abstehenden Schenkel nach außen, siehe Abb. 571 b).

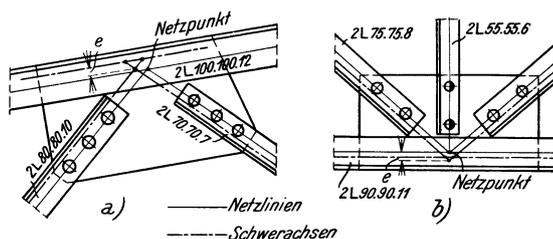


Abb. 571

Meiner Meinung nach besteht aber eigentlich kein rechter Grund dafür, die Netzlinsen außerhalb der Stabschwerlinien in die Nietrißlinien zu legen, da die geringe Mehrarbeit beim Entwurf kaum in Betracht kommen dürfte. Solange die Beanspruchungen im Stahlhochbau  $\sigma = 1,2 \text{ t/cm}^2$  nicht überschreiten durften, konnte man sich mit einer Zusatzbiegungsbeanspruchung von 0,2 oder gar 0,3  $\text{t/cm}^2$  abfinden. Bei zulässigen Beanspruchungen von  $\sigma = 1,4$  bzw. 1,6  $\text{t/cm}^2$  erscheint aber nur mehr wenig Raum für örtliche, unausbleiblich eintretende Spannungserhöhungen, die in der Rechnung unberücksichtigt bleiben sollen.

Es wird daher nachdrücklichst empfohlen, alle Fachwerkstäbe so anzuordnen, daß die Stabschwerachsen mit den Netzlinsen zusammenfallen. Hierbei genügt es natürlich, für die Abstände der Schwerachsen vom Winkelrücken auf 5 mm abgerundete Maße zu benutzen. Bei versetzter Nietung in breiten Winkelschenkeln wird man auch vielfach den einen Nietriß wie bisher als Systemlinie verwenden dürfen.

Die Durchführung des Grundsatzes, Schwerlinie und Netzlinie zusammenfallen zu lassen, stößt manchmal auf Schwierigkeiten, wie z. B. in jenen Fällen, wo durch Auflegen von Verstärkungselementen in durchgehenden Gurtstäben Sprünge in die Netzlinie gelangen, wie dies für zwei Fälle in Abb. 572 a) und b) veranschaulicht ist. Solange der Sprung  $u$  in der Achse etwa 1,5 cm nicht überschreitet, läßt man die Netzlinie in einer Höhe durch-

gehen und nimmt das geringe Exzentrizitätsmoment mit in Kauf. Ist die Stufe aber größer, so lege man den Netzpunkt in die Mitte zwischen beide Schwerachsen, so daß das Zusatzmoment  $M = (S' - S) \frac{e}{2}$  beträgt, siehe Abb. 572 c), doch soll  $e$  nicht über 3 cm ansteigen. Mit einiger Überlegung lassen sich derartige Exzentrizitäten leicht vermeiden oder auf ein

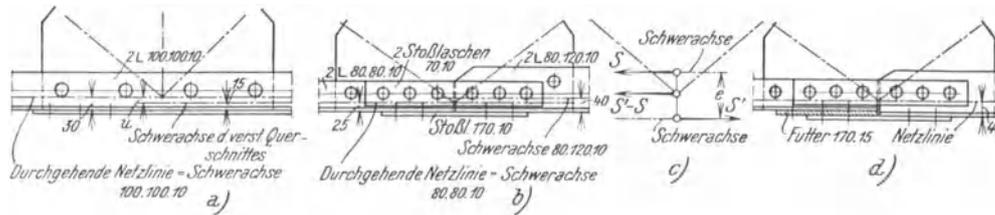


Abb. 572

sehr geringes Maß herunterdrücken. So steht nichts im Wege, bei Binderuntergurten z. B. den Stoß nicht wie in Abb. b) durchzuführen, sondern unter Zuhilfenahme eines Ausgleichsfutters, siehe Abb. 572 d), achsenrecht zu gestalten.

### b) Formgebung der Knotenbleche

Die Knotenbleche sind so zu bemessen, und die Stabanschlüsse so zu gestalten, daß die von den angeschlossenen Stäben eingeleiteten Kräfte ohne Überanstrengung der Bleche ihren Ausgleich erfahren können.

Das Knotenblech dient dem Kräfteausgleich der angeschlossenen Stäbe. Die theoretische Erfassung des Kräftespiels und damit des Spannungszustandes im Knotenblech bereitet infolge der Unklarheit in der Art der Einleitung der Kräfte, infolge der Vielheit der Lastangriffspunkte, man denke an die große Zahl der Anschlußniete, sehr große Schwierigkeiten. Aber selbst bei genauer Kenntnis der angreifenden Kräfte ist kein praktisch gangbarer Weg bekannt, der es gestatten würde, den Spannungsverlauf in der Knotenblechscheibe genauer zu bestimmen. Immerhin ist es möglich, durch gewisse abschätzende Betrachtungen ein beiläufiges Bild über den Verlauf der für die Bemessung maßgebenden Hauptzug- und Hauptdruckspannungen zu gewinnen. Diese Kraftlinien werden als Spannungstrajektorien bezeichnet. Die Zug- und Drucklinien stehen in enger Beziehung zueinander. Man kann sie auch als Seillinien auffassen und sei an folgende Sätze erinnert, die die Darstellung derartiger ebener Kraftlinienfelder erleichtern.<sup>1)</sup>

1. Zug- und Drucklinien stehen in ihren Schnittpunkten senkrecht aufeinander.

2. Jede Zug- bzw. Drucklinie bildet die Seillinie zu einer Streckenlast, deren Größe in jedem Punkt der Seillinie durch die Differenz der an diesem Punkt angreifenden Hauptdruckkräfte bzw. Hauptzugkräfte gegeben ist. Abb. 573.

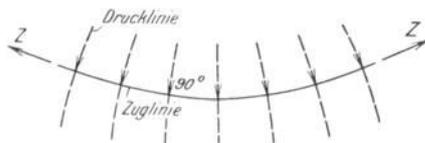


Abb. 573

3. Geraden Zuglinien bzw. Drucklinien entspricht eine konstante Hauptdruckspannung bzw. Hauptzugspannung entlang den Drucklinien bzw. Zuglinien, Abb. 574 a).

4. Bei gekrümmten Zug- bzw. Drucklinien wachsen die Hauptdruck- bzw. Hauptzugspannungen in jener Richtung, in der die Druck- bzw. Zuglinien konvergieren; Abb. 574 b) und c).

5. Je dichter die Kraftlinien nebeneinander liegen, um so größer ist die örtliche Beanspruchung.

<sup>1)</sup> Siehe Ausführliches über diesen Gegenstand in Wyß, Dr. Ing. Th.: Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern, Berlin 1926.

6. Abfall bzw. Anstieg der Hauptspannungen sind um so stärker, je stärker die Krümmung der darauf senkrecht stehenden Kraftlinien ist.

7. An unbelasteten Rändern steht die eine Hauptspannung senkrecht zum Rande und konvergiert dort gegen Null, während die andere Hauptspannung parallel zum Rande verläuft.

Wir haben hierbei nur Kraftfelder vorausgesetzt, wo die beiden Hauptspannungen verschiedenes Vorzeichen haben. Die Sätze 1 bis 3 sowie 5 bis 7 gelten auch, wenn beide

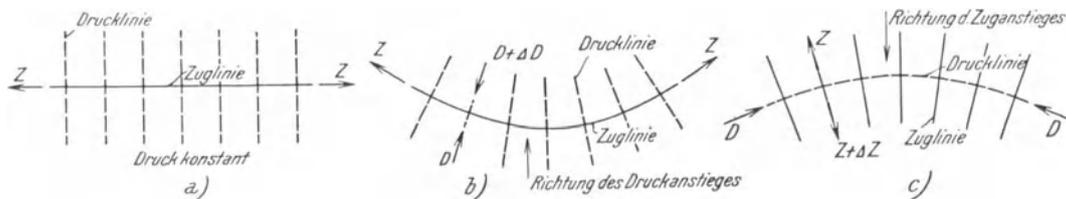


Abb. 574

Kraftlinienscharen gleiches Vorzeichen haben, während Satz 4 in diesem Falle zu modifizieren ist. Die Spannungen wachsen nach jener Seite, auf der die Spannungslinien divergieren.

Zuglinien werden stets voll, Drucklinien gestrichelt gezeichnet werden.

Maßgebend für den Verlauf der Kraftlinien ist auch das Gesetz der Kraftausbreitung in elastischen Werkstoffen. Eine auf einen Blechstreifen von der Breite  $a$  wirkende Einzel-

last  $P$  breitet sich sehr rasch im Streifen aus. In Abb. 575 ist die auf theoretischem Wege erhobene Spannungsverteilung im Abstände  $\frac{a}{4}$ ,  $\frac{a}{2}$  und  $a$  vom gedrückten Rande dargestellt.<sup>1)</sup> In einer Entfernung, die gleich der Stabbreite ist, ist die Verteilung praktisch gleichmäßig über die ganze Stabbreite, so daß man für nähergelegene Bereiche, ungünstig gerechnet, annehmen kann, daß

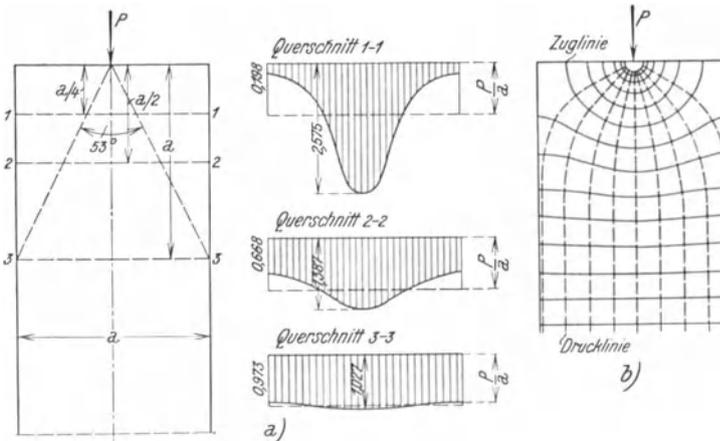


Abb. 575

sich die Last  $P$  in einem Keil mit dem Öffnungswinkel von etwa 50 bis 60° ausbreitet, die maßgebenden Kraftlinien also innerhalb dieses Öffnungswinkels liegen.

Die Spannungstrajektorien zu diesem Belastungsfall sind in Abb. 575 b) gezeichnet. Vom Lastpunkt  $P$  gehen die Drucklinien strahlenförmig aus, die darauf senkrecht stehenden Zuglinien sind halbkreisförmig in der Nähe von  $P$  und gehen in einiger Entfernung in wagrechte äquidistante Linien über.

Greift die Last nicht am Rande, sondern im Innern der Platte an, etwa mittels Bolzenübertragung, so gestaltet sich das Spannungsbild gemäß Abb. 576 a). Der Stab sei durch den Bolzen in seiner Längsrichtung gedrückt. Die dem Bolzen zunächst gelegenen Zug-

<sup>1)</sup> Bleich, F.: Der gerade Stab mit Rechteckquerschnitt als ebenes Problem, Bauingenieur 1923. Eine experimentelle Bestätigung dieser Linien findet der Leser in: Dr. V. Tesař, Détermination expérimentale des tensions dans les extrémités des pièces prismatiques munies d'une semi-articulation. Abh. d. Intern. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau. Bd. I. Zürich 1932.

linien umfassen denselben und laufen gegen den oberen Rand aus, die übrigen Zuglinien verlaufen gegen die Seitenränder der Platte mit immer schwächerer Krümmung, um bald in gerade Linien überzugehen. Die auf den Zuglinien senkrecht stehenden Drucklinien strahlen vom Bolzen nach unten sternförmig aus, die Druckbündel verbreitern sich rasch, da die Druckspannung in der Platte einer gleichmäßigen Verteilung zustrebt. Umgekehrt verlaufen in Bolzenhöhe und darüber die Drucklinien mehr wagrecht. Verfolgt man den Verlauf der Spannungen entlang des seitlichen Plattenrandes, so findet man, daß unterhalb des Punktes 1 senkrecht zum Rande Zugspannungen, oberhalb 1 aber Druckspannungen

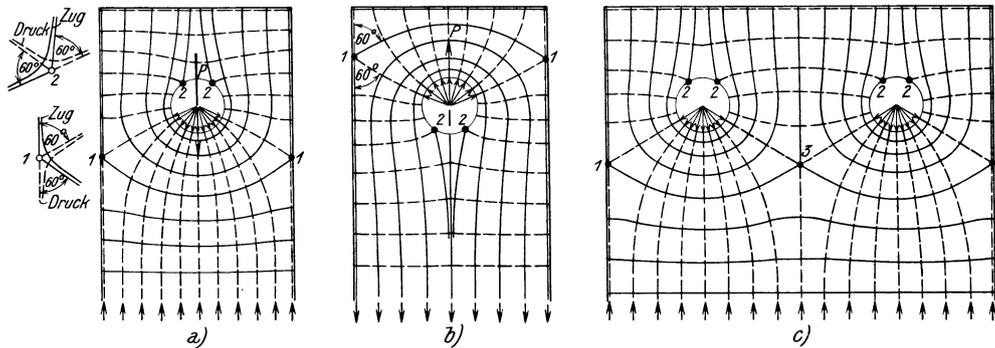


Abb. 576

auftreten. Punkt 1 bildet die Grenze und ist dadurch charakterisiert, daß in diesem Punkte die Zug- und Drucklinien geknickt sind, sie stehen nicht mehr senkrecht aufeinander. Punkt 1 stellt einen sogenannten singulären Punkt vor und man erfaßt das Verhalten in diesem Punkte am besten durch eine Grenzbetrachtung, indem man den Verlauf der diesem Punkt unmittelbar benachbarten Spannungslinien betrachtet. Die Kreuzungsstelle ist in der Abb. 576 a) neben Punkt 1 nochmals herausgezeichnet. Die stetig verlaufenden Nachbarlinien stehen senkrecht aufeinander und man erkennt, daß die Orthogonalität

erhalten bleibt, wenn die beiden gekrümmten Spannungslinien immer näher und näher an die geraden Grenzspannungslinien heranrücken. Zwei weitere singuläre Punkte bilden sich am oberen Lochrande aus, in der Abb. 576 a) mit 2 bezeichnet. Ihre Entstehung kann ganz ähnlich erklärt werden, wie bei den Punkten 1. Innerhalb 2—2 laufen

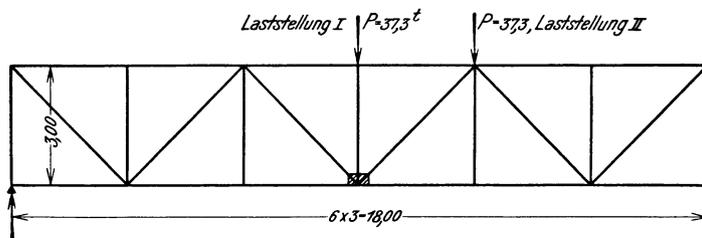


Abb. 577

Zuglinien, außerhalb dieser Strecke Drucklinien an.

In Abb. 576 b) ist der durch den Bolzen in Zugspannung versetzte Stab gezeichnet. Nach den vorangegangenen Erörterungen ist eine weitere Erklärung überflüssig.

In der folgenden Abb. 576 c) sind die Spannungslinien für den Fall der Kraft-eintragung durch zwei Bolzen dargestellt. Der Stab ist gedrückt. Der Zusammenhang mit dem Linienverlauf in Abb. 576 a) liegt auf der Hand. Neben 1 und 2 stellt auch 3 einen Grenzpunkt oder singulären Punkt vor. Die Spannungslinien schneiden sich dort unter Winkeln von  $60^\circ$ .

1. Wir wollen nun unter Benützung der oben dargelegten Gesetzmäßigkeiten und unter Benützung der in Abb. 576 dargelegten Kraftfelder versuchen, ein Bild von dem Kraftlinienverlauf in einem Fachwerkknoten zu entwerfen. Wir wählen zunächst einen besonders einfachen Fall. In Abb. 578 a) ist der Mittelknoten des Untergurtes eines Fachwerkträgers,

dessen Netz aus Abb. 577 hervorgeht, dargestellt. Am Knotenblech lasten die beiden symmetrisch gestellten und gleich großen Strebenzüge  $Z = 26,3$  t, sowie der Mittelpfosten-  
druck,  $P = 37,3$  t (Laststellung I). Der Untergurt geht ungestoßen durch, er gibt somit keine Kräfte an das Knotenblech ab. In Abb. 578 b) ist von den Anschlußnieten ausgehend

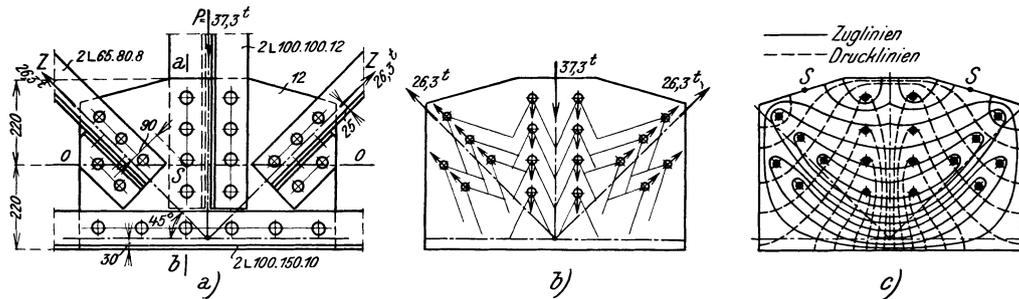


Abb. 578

die Ausbreitung der ins Blech eingetragenen Kräfte angedeutet. Man erkennt in diesem einfachen Falle schon in dieser Abbildung, wie eine Schar von Zuglinien von den Anschlußnieten der linken zu denen der rechten Strebe streichen. Diese Zuglinien bilden die Seil-  
linien für die von den Anschlußnieten des Pfostens ausgehenden Lasten, die sich nach unten hin gleichmäßig ausbreiten. Der mutmaßliche Verlauf der zusammenhängenden Zug- und Drucklinien ist in Abb. 578 c) gezeichnet. Einige Überlegung erfordert die Ergänzung der Trajektorien im Blechteil oberhalb der Ausbreitungszonen der von den Strebennieten ausgehenden Kräfte. Aus Abb. 578 a) ist auf einen Blick ersichtlich, daß das Blech auf Biegung beansprucht ist und daß die größten von der Biegung herrührenden Randspannungen im Schnitt  $a-b$  (Abb. 578 a) auftreten werden.

Das Moment im Schwerpunkt  $S$  des Querschnittes  $a-b$  beträgt mit den in der Zeichnung eingetragenen Abmessungen:

$$M = 26,3 \cdot 9 = 236,7 \text{ cmt}$$

und die Längskraft in diesem Querschnitt

$$L = 26,3 \cos 45^\circ = 18,6 \text{ t.}$$

Mit  $F_n = (44 - 5 \cdot 2,3) 1,2 = 39,0 \text{ cm}^2$ ;  $W = \frac{1}{6} 44^2 \cdot \frac{2}{3} 1,2 = 258 \text{ cm}^3$  <sup>1)</sup> erhält man die Randspannungen:

$$\sigma_o = \frac{18,6}{39,0} - \frac{236,7}{258} = -0,44 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_u = \frac{18,6}{39,0} + \frac{236,7}{258} = +1,39 \text{ t/cm}^2,$$

wobei diese Zahlen nur beiläufige Geltung haben, da die angenommene lineare Spannungsverteilung im Schnitt  $a-b$  nur annähernd zutreffen wird.

Die Rechnung läßt aber deutlich erkennen, daß der obere Blechrand Druckspannungen aufweist, womit auch der Verlauf der Drucklinien in dem fraglichen Bereich beiläufig festgelegt ist. Der untere Blechrand ist, wie man sieht, stark beansprucht, er darf nicht, wie das oft noch geschieht, zur Stoßdeckung des Gurtes oder von Teilen desselben mit herangezogen werden. Abb. 578 c) läßt gut die Zusammendrängung der Zuglinien am unteren Rand und damit die starke örtliche Belastung erkennen. Am oberen Rande des Knotenbleches entstehen zwei singuläre Punkte  $S$  von der Art der Randpunkte  $\tau$  in Abb. 576.

2. Ein zweiter ebenfalls einfacher Fall ist in Abb. 579 veranschaulicht. Es ist der gleiche Mittelknoten aus dem Fachwerk der Abb. 577 wie vor, unter Laststellung II. Die Strebenkräfte sind wieder gleich, aber die eine Strebe ist gezogen, die andere gedrückt. Der ungestoßen durchgehende Gurt gibt die Differenz der Gurtkräfte, d. i.  $49,7 - 24,9 = 24,8$  t an das Knotenblech ab. Siehe Abb. 579 a). Ein beiläufiges Bild über die Ausbreitung der eingetragenen Kräfte gibt Abb. 579 b). Den mutmaßlichen Spannungszustand

<sup>1)</sup> Der Nietabzug wurde in der Weise berücksichtigt, daß die Blechstärke nur mit  $\frac{2}{3} \delta$  eingeführt wurde. Siehe Bd. I, S. 88.

zeigt Abb. 579 c). Der Zug der linken Strebe geht zum Teil unmittelbar in die rechte Hälfte der Gurtniete und ebenso übertragen symmetrisch gelegene Drucklinien einen Teil des Druckes der rechten Strebe in die linke Hälfte der Gurtniete. Der Rest der Strebenkräfte wird mittelbar in die Gurtanschlußniete geleitet, und zwar in der Weise, daß etwa die von den Niete im Beiwinkel der linken Strebe ausgehenden Zugkräfte sich auf die querlaufenden in diesem Bereich zum Teil stark gekrümmten Drucklinien stützen, womit diese Zugkräfte abgebaut und dafür die Drucklinien in Spannung gesetzt werden, die sich ihrerseits auf die

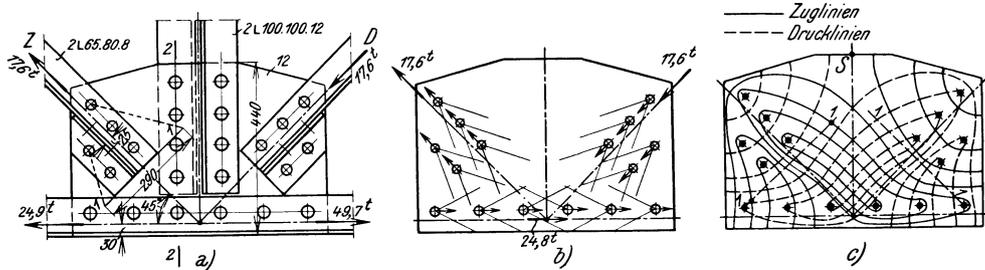


Abb. 579

linken drei Gurtniete stützen. Analog ist es mit den Drucklinien, die von den beiden Niete im Beiwinkel der Druckstrebe ausgehen, sie stützen sich auf die von links nach rechts ziehenden Zuglinien. Punkt S ist ein singulärer Punkt, links hievon laufen Drucklinien, rechts Zuglinien an. Zum Kraftausgleich dient somit im wesentlichen ein bogenförmiger Streifen des Bleches, der von der einen Strebe zur anderen durch die untere Hälfte des Bleches zieht. Der lotrechte Mittelschnitt weist wegen der Symmetrie der Spannungslinien nur Schubspannungen auf.

Die beiläufige Größe der Beanspruchungen kann etwa folgendermaßen festgestellt werden. Im Schnitt 1—1 Abb. 579 a) wird, wenn man Kraftausbreitung unter  $30^\circ$  nach rechts und links annimmt, die volle Strebenkraft auf eine Breite von etwa 29 cm verteilt sein, demnach errechnet man mit  $F = 29 \cdot 1,2 = 34,8 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{17,6}{34,8} = 0,50 \text{ t/cm}^2.$$

Im Schnitt 2—2 beträgt die lotrechte Schubkraft  $Z \cos 45^\circ = 17,6 \cdot 0,707 = 12,45 \text{ t}$  und da sie im wesentlichen von der unteren Blechhälfte aufgenommen wird, so erhält man mit

$$F_n' = \left( \frac{44}{2} - 3 \cdot 2,3 \right) \cdot 1,2 = 18,12 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{12,45}{18,12} = 0,69 \text{ t/cm}^2.$$

Außerdem tritt noch ein kleines Biegemoment hinzu, das dadurch entsteht, daß links vom Schnitt 2—2 die wagrechte Komponente von  $Z$  durch die Gurtnieterkräfte noch nicht vollständig getilgt ist, da von den 3 Gurtnieten, die diese Teilkraft auf das Blech übertragen, nur 2 Niete links von 2—2 stehen.

3. Der gleiche Knoten wie vor sei jetzt in der Weise ausgebildet, daß der Fachwerkuntergurt im Knoten gestoßen und nur durch eine Lasche auf den abstehenden Schenkeln gedeckt ist. Das Knotenblech hat hier auch die Aufgabe, die Kräfte aus dem stehenden Winkelschenkel des Gurtes zu übernehmen. Abb. 580 a). Von der Gurtkraft 24,9 t entfällt auf die beiden stehenden Schenkel rund  $\frac{2}{5}$ , d. s. also rund 10 t. Diese Kraft von 10 t, die in der Höhe des Gurtnietrisses wirkend zu denken ist, tritt also zur Belastung des Bleches, wie sie oben betrachtet wurde, hinzu. Abb. 580 b). In Abb. 580 c) ist der beiläufige Verlauf der Spannungstrajektorien gezeichnet. Die Zuglinien drängen sich gegen den unteren Blechrand, der durch Einleitung der Gurtkräfte bedeutende Beanspruchungen erleidet. Die durch die Druckstäbe übertragenen Druckkräfte werden nicht mehr wie oben unter 2 von den Gurtnieten unmittelbar übernommen, da die betreffenden Niete die Gurtkraft zu übertragen haben. Die Druckkräfte aus den Drucklinien werden jetzt durch die stärker gekrümmten Zuglinien abgebaut, vermehren somit die Zugbeanspruchung.

Die Berechnung des Knotenbleches wird sich im vorliegenden Falle etwa wie folgt gestalten: Im Bereiche des Zugstrebenanschlusses sind die Zuglinien im Schnitt 1—1 näher zusammengedrückt. Siehe Abb. 580 c). Es ergibt sich daher dort mit einer abgemessenen Wirkungsbreite von beiläufig 20 cm

$$\sigma = \frac{17,6}{20,0} = 0,88 \text{ t/cm}^2.$$

Im Schnitt 2—2 wirkt ein Moment, siehe Abb. 580 a) und b),

$$M = 10(22 - 5,5) + 17,6 \cdot 9 = 323,4 \text{ cmt},$$

sowie eine Längskraft

$$10 + 17,6 \cos 45^\circ = 22,45 \text{ t}.$$

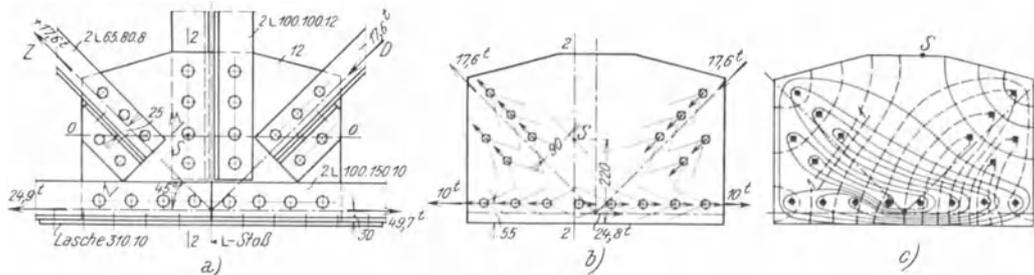


Abb. 580

Mit  $F_u = 39,0 \text{ cm}^2$  und  $W = 258 \text{ cm}^3$  (siehe S. 607) gelangt man zu folgender Beanspruchung am unteren Blechrande

$$\sigma_u = \frac{323,4}{258} + \frac{22,45}{39,0} = 1,25 + 0,58 = 1,83 \text{ t/cm}^2.$$

Die Beanspruchung geht über das zulässige Maß hinaus. Würde man die gleiche Untersuchung für Laststellung I durchführen, die bereits bei ungestoßenem Gurt eine Blechrandspannung von  $1,39 \text{ t/cm}^2$  erzeugt (siehe S. 607), so würde sich bei Unterbrechung der lotrechten Winkelschenkel eine rechnungsmäßige Randbeanspruchung von  $3,24 \text{ t/cm}^2$  einstellen.

4. Das Knotenblech der Abb. 581 weist überwiegend Zugbeanspruchungen auf, wie dies Abb. 581 c) gut erkennen läßt. Da das Blech über dem unteren Gurtrand vorsteht, so ist genügend Querschnitt für die Überleitung der Kräfte aus dem einen Gurtstab in den

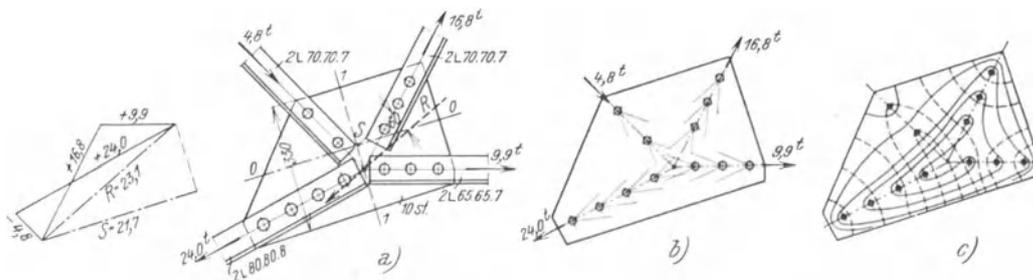


Abb. 581

anderen vorhanden, so daß sich eine besondere Stoßverlaskung erübrigt. Die Zuglinien verlaufen demgemäß zwanglos entlang dem unteren Blechrand.

Die Beanspruchungen am unteren Blechrand ergeben sich schätzungsweise, wenn man Längskraft und Moment für den Schnitt 1—1 bestimmt, etwa folgendermaßen:

$$\begin{aligned} \text{Moment} \quad M &= 23,1 \cdot 6 = 138,6 \text{ cmt} \\ \text{Längskraft} \quad S &= 21,7 \text{ t}. \end{aligned}$$

Mit  $F = 33 \text{ cm}^2$ ,  $W = \frac{1}{8} 33^2 \cdot 1 = 181,5 \text{ cm}^3$  errechnet man die Randbeanspruchung zu

$$\sigma = \frac{21,7}{33,0} + \frac{138,6}{181,5} = 0,66 + 0,76 = 1,42 \text{ t/cm}^2.$$

5. In der Mehrzahl der Fälle wird eine unmittelbare Verlaskung der beiden Gurtteile notwendig sein, um eine Überlastung des Knotenbleches hintanzuhalten. Bei der Durch-

führung dieser Verlaschung sind einige Punkte zu beachten, die hier näher erörtert werden sollen. Vielfach begnügt man sich mit einer unmittelbaren Überleitung der Kräfte in den abstehenden Schenkeln mittels aufgelegter, passend gebogener Flachstähle, wie dies in Abb. 582 a) dargestellt ist. Die Flachstähle dürfen selbstverständlich nicht auf der Unterseite der abstehenden Schenkel liegen, da sie sich sonst gerade zu strecken suchen, wodurch die Verbindung unwirksam wird. Abb. 582 b). Aber auch die oben aufgelegten Flachstähle stellen keine richtige Lösung der Aufgabe vor, da an der Knickstelle derselben eine Abtriebskraft  $Q$  entsteht, die die abstehenden Schenkel der Gurtwinkel zu verbiegen sucht. Siehe den

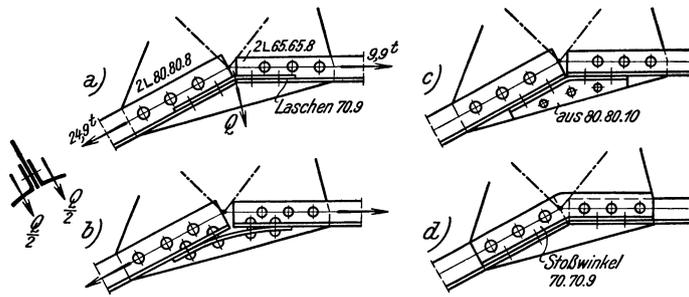


Abb. 582

Querschnitt in Abb. 582 a). Da die Schenkel bei einem einigermaßen scharfen Knick in der Gurtführung nicht in der Lage sind, das auftretende bedeutende Biegemoment zu übernehmen, so wird an der Knickstelle ein Teil der abstehenden Schenkel von der Übertragung der Gurtkraft ausgeschaltet, und damit das Knotenblech wieder belastet.

Eine bessere Anordnung des Stoßes ist in der Abb. 582 c) und d) dargestellt. In Abb. c) sind nur die abstehenden Schenkel gedeckt, doch überträgt der zur Deckung benützte Stoßwinkel auch die Abtriebskraft  $Q$  in das Knotenblech. Aber auch hier muß damit gerechnet werden, daß ein kleiner Teil der in den abstehenden Schenkel fließenden Kraft wegen der Verbiegung der Schenkel durch das Knotenblech fließt.

In Abb. 582 d) sind beide Winkelschenkel durch Stoßwinkel gedeckt. Diese Anordnung ist wohl die zweckmäßigste und gestattet eine sehr gedrängte Bauweise, da die Nieten zum

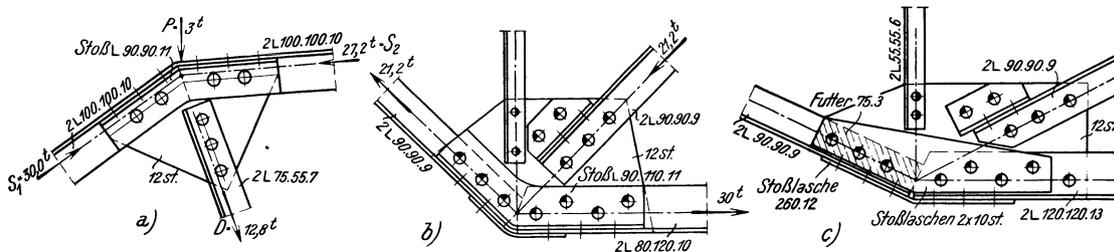


Abb. 583

Teil vierschnittig sind. Die äußeren Nieten übernehmen die rechts bzw. links anfallenden Gurtkräfte, während die inneren Schnitte die Mittelkraft  $Q$  der beiden Gurtkräfte auf das Knotenblech übertragen. Die beiden anliegenden Schenkel der Stoßwinkel verstärken das Blech und entlasten es, soweit die wagrechte Schenkeldeckung nicht voll zur Wirkung kommt.

6. Ähnlich wie vor liegen die Verhältnisse bei den in Abb. 583 veranschaulichten Eckenknoten eines Dachbinders. Nur in Ausnahmefällen wird ein Übertragenlassen des Knotenbleches über die Oberkante des Bindergurtes in jenem Ausmaße möglich sein, daß eine genügend gleichmäßige Verteilung der eingeleiteten Gurtkräfte gewährleistet ist. In der Regel wird das Knotenblech, so wie in Abb. 583 a) dargestellt, bündig mit Gurtoberkante abgeschnitten. Dies erfordert aber eine unmittelbare Verbindung der Gurte, um den oberen Rand des Bleches zu entlasten. Man ordnet aus diesem Grunde geknickte Stoßwinkel an, wie dies in Abb. 583 a) dargestellt ist. Das Knotenblech hat damit im wesentlichen nur die

Strebenkraft  $D$  auf die Gurtните zu übertragen, hat also für diesen Zweck die denkbar günstigste Form. Die Niete in den stehenden Winkelschenkeln sind vierschnittig, die äußeren Schnitte dienen der Übertragung der Gurtkräfte von Gurtteil zu Gurtteil, die inneren der Übertragung der Strebenkraft auf das Stegblech. Ein ähnlicher Knoten, aber im Zuggurt, ist in Abb. 583 b) veranschaulicht.

Wenn man den Standpunkt festhält, daß auch bei Deckung durch Stoßwinkel die Kraftübertragung in den abstehenden Schenkel mehr oder weniger unvollständig ist, so kann man auch die in Abb. 583 c) dargelegte Stoßdeckung als sehr zweckmäßig betrachten, da sie die teure Schmiedearbeit erspart. Die Deckung der einzelnen Winkelschenkel erfolgt unabhängig voneinander, wobei die lotrechten Laschen den Hauptteil der Kraft zu übernehmen haben. Sie stellen eine Verstärkung des Knotenbleches in der meist beanspruchten Zone vor. Die Niete, die durch die stehenden Laschen gehen, sind vierschnittig.

7. In der Abb. 584 a) ist der Auflagerknoten eines Binders dargestellt.

Um ein Bild über den Spannungszustand im Knotenblech zu gewinnen, untersuchen wir den Schnitt I—I, der so gewählt wurde, daß zu seinen beiden Seiten gerade je die halbe Obergurtkraft angeschlossen ist.

Moment im Punkte  $S$  des Querschnittes I—I:

$$M = 20,3 \cdot 18 - \frac{34}{2} (16 - 3) = 144,4 \text{ cmt.}$$

Die Längskraft für den Querschnitt I—I ergibt sich aus dem Kräftezug in Abb. 584 a) zu  $N = 5,0 \text{ t}$ .

Für den Querschnitt I—I gelten:

$$F_n = (32 - 2 \cdot 2,3) 1,0 = 27,4 \text{ cm}^2 \quad \text{und} \quad J_n = 2320 \text{ cm}^4, \quad W_n = \frac{2320}{16} = 145 \text{ cm}^3,$$

womit die Randbeanspruchung

$$\sigma = \frac{5,0}{27,4} + \frac{144,4}{145} = 0,18 + 1,00 = 1,18 \text{ t/cm}^2.$$

Der Anschluß wird wesentlich verbessert, wenn man die Niete im Obergurt dichter setzt und tunlichst gegen das Ende zusammendrängt. Ordnet man z. B. 4 Niete links von I—I an, Abb. 584 b), so ergibt sich:

$$M = 20,3 \cdot 17 - \frac{2}{3} 34 \cdot (16 - 3) = 50 \text{ cmt}; \quad N = 10,6 \text{ t}$$

und

$$\sigma = \frac{10,6}{27,4} + \frac{50}{145} = 0,39 + 0,35 = 0,74 \text{ t/cm}^2.$$

Das Knotenblech ist kleiner und die Randbeanspruchungen bedeutend mäßiger geworden.

8. Ein bemerkenswertes Beispiel eines Eckknotens bietet Abb. 585. Auf den ersten Blick würde man vermuten, daß die Einleitung der Gurtkraft und der Pfostenkraft nahe den Rändern des Bleches bedeutende Randspannungen im Bleche hervorrufen würde. Dies ist aber, wenn man sich den Verlauf der Trajektorien, wie sie in Abb. 585 b) dargestellt sind, etwas zurechtlegt, nicht der Fall. Die Zug- und Drucklinien breiten sich im Blech ziemlich gleichmäßig aus. Dies bestätigt auch die Näherungsrechnung.

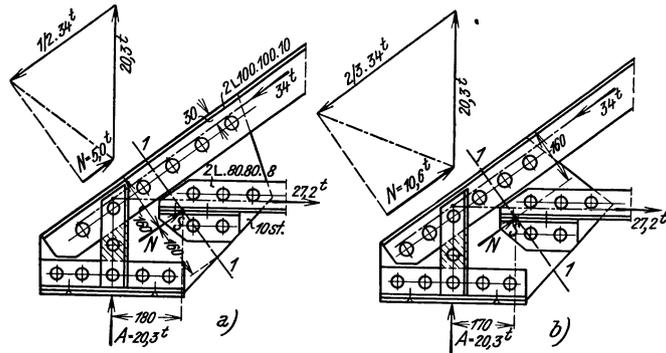


Abb. 584

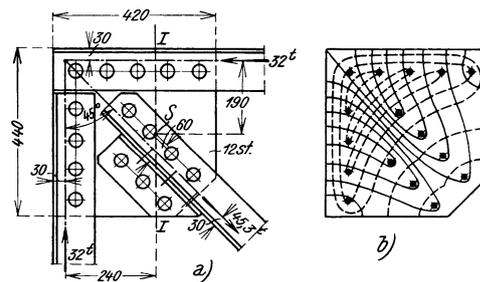


Abb. 585

Im Querschnitt I—I wirkt ein Moment

$$M = 32 \cdot 24 - \frac{3}{5} 32 \cdot 19 - \frac{4}{7} 45,3 \cdot 6 = 768 - 365 - 155 = 248 \text{ cmt},$$

sowie eine Längskraft

$$N = \frac{3}{5} 32 - \frac{4}{7} 45,3 \cos 45^\circ = 19,2 - 18,3 = 0,9 \text{ t}.$$

Da für Querschnitt I—I

$$F_n = (44 - 3 \cdot 2,3) 1,2 = 44,5 \text{ cm}^2,$$

$$J_n = \left( \frac{1}{12} 44^3 \cdot 1,2 \right) 0,85 = 7240 \text{ cm}^4,$$

wobei  $0,85 = \left( 1 - \frac{\delta}{t} \right)$  den Abminderungsbeiwert für den Nietabzug (siehe Bd. I, S. 86) bedeutet,

$$W_n = \frac{7240}{22} = 329 \text{ cm}^3,$$

so beträgt die Randspannung in diesem Querschnitt:

$$\sigma = \frac{0,9}{44,5} + \frac{248}{329} = 0,02 + 0,75 = 0,77 \text{ t/cm}^2,$$

ist daher sehr mäßig.

Wir begnügen uns mit den vorangeführten einfachen Beispielen, aus denen zur Genüge ersichtlich sein wird, worauf es bei der Bemessung und Formgebung der Bleche im wesentlichen ankommt. Bevor wir aber die vorangestellten Betrachtungen und Ergebnisse in einige einfache Regeln für den Konstruktionstisch umprägen, möge noch eine grundsätzliche Bemerkung eingeschaltet werden.

Wir sind oben bei der beiläufigen Festlegung des Spannungszustandes im Knotenblech gezwungenermaßen von Voraussetzungen ausgegangen, die in Wirklichkeit nicht zutreffen. Wir haben gleichmäßige Verteilung der angeschlossenen Stabkräfte auf die Anschlußniete, sowie von Fall zu Fall lineare Spannungsverteilung über dem Blechquerschnitt angenommen. Beide Annahmen treffen in der Regel nicht einmal annäherungsweise zu. Trotz alledem können aber die auf Grund dieser Voraussetzungen ermittelten Beanspruchungszahlen einen richtigen Maßstab für die Sicherheit des Knotenbleches geben. Das Knotenblech stellt ein unendlich vielfach statisch unbestimmtes elastisches System

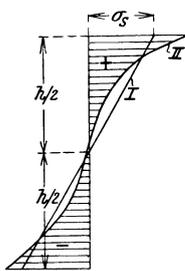


Abb. 586

vor und wenn es gelingt, einen Spannungszustand anzugeben, der den Gleichgewichtsbedingungen genügt, so können die diesem angenommenen Gleichgewichtszustand entsprechenden örtlichen Spannungen als maßgebend für die Sicherheit betrachtet werden. Die Spannungen dieses so gewählten statisch bestimmten Grundsystems bestimmen im wesentlichen die Formänderungen des Systems; die Differenzen zwischen diesen Spannungen und den tatsächlichen Spannungen sind als Nebenspannungen im Sinne der Erörterungen des Abs. 10, Bd. I, S. 49ff. zu betrachten. Überschreitet die tatsächliche Spannung an irgend einer Stelle des Bleches die Elastizitäts- oder Streckgrenze, so wandern die Kräfte in benachbarte weniger beanspruchte Bezirke ab, so daß auf diese Weise ein Ausgleich der Spannungen in Richtung der linearen Spannungsverteilung erfolgt, die hinsichtlich der Materialausnutzung günstiger ist. In Abb. 586 ist dies an einem einfachen Fall dargestellt. Die Spannungsverteilungen I und II entsprechen dem gleichen Angriffsmoment  $M$ , das gerade so groß ist, daß bei linearer Verteilung (Linie I) die der Streckgrenze entsprechende Randspannung  $\sigma_s$  auftreten würde. Die der strengen Elastizitätstheorie entsprechende Verteilung nach Linie II gelangt für diesen Belastungszustand gar nicht zur Ausbildung, da die Randspannung nicht über  $\sigma_s$  ansteigen kann, solange benachbarte Zonen unterbeansprucht sind. Bemißt man daher unter Zugrundelegung der linearen Verteilung mit einer größten Randspannung  $\sigma_{zul}$ , so ist die Sicherheit durch den Faktor  $\nu = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}}$  gegeben, d. i. aber die gleiche Sicherheit, die für die Bemessung der Fachwerkstäbe selbst

maßgebend ist. Hinsichtlich der angenommenen gleichmäßigen Belastung der Anschlußnietgruppen kann eine ähnliche Überlegung angestellt werden.<sup>1)</sup>

Für die Formgebung und Bemessung der Knotenbleche seien folgende Regeln empfohlen:

1. Der eingeleiteten Stabkraft soll i. d. R. ein sich keilförmig erweiternder Blechbereich zur Verfügung stehen, dessen seitliche Begrenzung durch zwei unter  $30^\circ$  gegen die Krafrichtung geneigte Linien, die durch die ersten Niete der betreffenden Anschlußnietgruppe im Blech gezogen werden, gegeben ist. Siehe die gestrichelten Linien in Abb. 587. Die tatsächliche Blechberandung soll außerhalb dieser Minimalgrenzen verlaufen.

2. Die Knotenblechstärke ist so zu bemessen, daß  $\frac{S}{b_0 \delta} \leq \sigma_{zul}$ , wobei  $S$  die Stabkraft,  $\delta$  die Blechstärke und  $b_0$  die Breite des durch die gestrichelten Linien festgelegten Wirkungsbereiches am Stabende bedeuten. Siehe die Strecken  $ab, cd, ef$  in Abb. 587.

3. Ist im Einzelfalle die Einhaltung der Bedingung 1 nicht möglich, dann überzeuge man sich durch Nachrechnung unter Annahme linearer Spannungsverteilung in den betrachteten Schnitten, daß die größten Spannungen unterhalb der zulässigen Beanspruchung bleiben.

4. Gurtstöße, die im Knotenblechbereich liegen, sind in der Regel voll zu decken, wobei das Knotenblech selbst zur Stoßdeckung nicht heranzuziehen ist. Werden ausnahmsweise nur die abstehenden Gurtteile gedeckt, dann überzeuge man sich gemäß 3., daß die größten Spannungen  $\sigma_{zul}$  nicht überschreiten. Von dieser Regel kann nur dann Abstand genommen werden, wenn, wie bei einspringenden Ecken in der Gurtführung, Vorschrift 1 erfüllt werden kann.

**Anschlußniete zwischen Knotenblech und Gurt.** In jenen Fällen, wo die Gurtstäbe ohne Unterbrechung durchgehen, ist für den Anschluß des Bleches an den Gurt die größte Mittelkraft der angeschlossenen Füllstabkräfte maßgebend. In Abb. 588 ist  $R$  die Kraft, die von den Verbindungsnieten zwischen Gurt und Blech übertragen wird. Ist der Winkel zwischen den beiden anschließenden Gurtteilen nicht allzusehr von einem gestreckten verschieden, dann genügt es für praktische Zwecke,  $R$  als Differenz der beiden Gurtspannungen festzusetzen. Hierbei ist aber darauf zu achten, daß in jenen Fällen, wo verschiedene Belastungsweisen in Frage kommen, wie z. B. bei Bindern, wo Eigengewicht, halbseitige oder volle Schneebelastung und Wind berücksichtigt werden müssen,  $\max R$  keineswegs aus der Differenz der Maximalwerte der Gurtkräfte bestimmt werden kann. Es ist, wenn man richtig vorgehen will, für jede der Belastungen die Differenz zu bestimmen und die ungünstigste Summe festzulegen. In der Regel begnügt man sich aber mit der Feststellung der Differenz der Größtwerte der Gurtkräfte und schlägt zu der errechneten Nietzahl 1 oder 2 Niete hinzu.

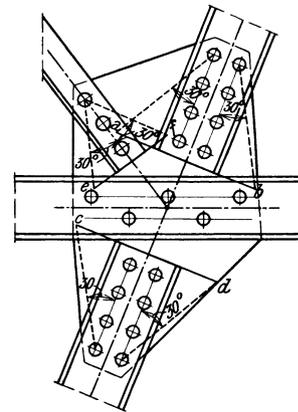


Abb. 587

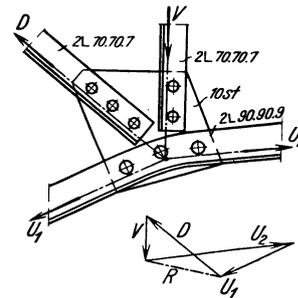


Abb. 588

<sup>1)</sup> Siehe darüber Bd. I, S. 450.

## 71. Die Berechnung und Bemessung der Fachwerkbinder

Die Bestimmung der Stabkräfte in Fachwerkbindern bietet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten. Da fast durchwegs Fachwerke zur Anwendung gelangen, die nach der Regel der Dreieckskette gebaut und daher innerlich statisch bestimmt sind, so können die Stabkräfte unmittelbar Kräfteplänen entnommen werden. In Ausnahmefällen, bei parallelgurtigen Fachwerken z. B., werden die Stabkräfte auch zweckmäßig aus Momenten und Querkräften rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt.

Die Zeichnung der Kräftepläne erfordert die Kenntnis sämtlicher äußeren Kräfte; bei statisch unbestimmten Systemen, wie durchlaufende Balken, Bogen u. ä. sonach die vorhergehende Ermittlung der überzähligen Auflagerkräfte. Für die häufig vorkommenden Bindertragwerke wurden die wichtigsten Formeln in Absatz 42 zusammengestellt. Da die Berechnung der Auflagerkräfte bei solchen Systemen die Kenntnis der Stabquerschnitte voraussetzt, so empfiehlt es sich, eine erste vorläufige Bestimmung der Querschnitte unter Auffassung des Tragwerkes als Vollwandträger durchzuführen, wobei die in Bd. I im fünften Abschnitt gesammelten Ergebnisse über Auflagerkräfte, Momente und Querkräfte mit Vorteil verwendet werden können. Siehe auch die Bemerkungen in Bd. I, S. 390.

Als **Belastung der Binder** kommen in Betracht:

1. Bleibende Last, d. i. das Gewicht des Binders, der Pfetten und der Dachhaut. Diese Belastung wird in der Regel gleichmäßig verteilt angenommen, wobei nur von Dachaufbauten herrührende Zusatzlasten, sowie das Gewicht angehängter Kranbahnen oder Bühnen u. dgl. besonders in Rechnung zu stellen sind. Es ist üblich, das ganze Binder-eigengewicht in jenem Gurt als wirkend anzunehmen, der die Dachhaut trägt.

2. Schneebelastung. Man berücksichtige in allen Fällen zwei Belastungsmöglichkeiten, Vollbelastung und halbseitige Belastung, da bei flachen Dächern mit einem teilweisen Abräumen des Schnees, bei steilen Dächern mit einseitigem Abschmelzen des Schnees bei Sonnenbestrahlung gerechnet werden muß.

3. Windbelastung. Bei Dachneigungen über  $25^{\circ}$  ist der Wind als senkrecht zur Dachfläche wirkende Last anzunehmen, wobei bei Satteldächern nur die eine Dachhälfte (Windseite) als belastet anzusehen ist. Bei Dachneigungen unter  $25^{\circ}$  genügt es, die lotrechte Windkomponente in Rechnung zu stellen, wobei gleichzeitige Belastung beider gegeneinigten Dachflächen angenommen werden kann. Dies gilt aber nicht mehr, wenn längsdurchlaufende Dachaufbauten, wie Oberlicht, Scheitellaterne usw. vorhanden sind.

4. Sonstige Verkehrslasten. Hierher gehören die Knotenlasten von Kranbahnen, Hängebahnen u. ä.; Nutzlasten bei flachen begehbaren Dächern, oder die Belastungen angehängter Bühnen u. dgl.

Der Berechnungsvorgang ist im allgemeinen der folgende: Nach Feststellung der Knotenbelastung für bleibende Last, Schneelast, Winddruck und Verkehrslasten werden im allgemeinen für jede dieser Belastungen Kräftepläne gezeichnet und aus diesen nach Eintragung in eine Tafel für jeden Stab die ungünstigste Wirkung — mit und ohne Wind — festgestellt, womit die Grundlagen für die Bemessung gegeben sind. Hierbei ist folgendes zu beachten:

Für die bleibende Last ist nur ein Kräfteplan zu zeichnen.

Für Schneebelastung sind bei unsymmetrischer Binderform zwei Kräftepläne für je halbseitige Belastung notwendig, womit auch die Stabkräfte für Vollbelastung gegeben sind. Bei symmetrischen Bindern genügt natürlich ein Kräfteplan. In jenen Fällen, wo der Rittersche Momentpunkt der Füllstäbe innerhalb der Spannweite liegt, d. i. z. B. bei allen dreieckförmigen Bindern der Fall, ist die Vollbelastung auch für die Füllstäbe maßgebend.

Windbelastung. Bei Neigungen unter  $25^{\circ}$  ist ein Kräfteplan für lotrechte Vollbelastung zu zeichnen. Bei größeren Neigungen, unsymmetrischer Binderform oder unsymmetrischer Lagerung (z. B. Balkenbinder mit einem festen und einem beweglichen

Lager) sind zwei Kräftepläne für Wind von rechts bzw. Wind von links darzustellen. Bei vollständig symmetrischen Tragwerken genügt auch bei größerer Dachneigung ein Kräfteplan.

Für sonstige Nutzlasten sind je nach Art der Belastung und den Verbindungsmöglichkeiten ein oder mehrere Kräftepläne darzustellen.

Vereinfachungen ergeben sich in jenen Fällen, wo die Knotenlasten aus Eigengewicht und Schnee oder lotrechtem Wind bei flachen Dächern durchwegs einander proportional sind. Dann genügt die Zeichnung des Kräfteplanes für halbseitige Schneebelastung, aus denen alle anderen Stabkräfte linear abgeleitet werden können.

**Stabquerschnitte.** Für die Gurte der genieteten Fachwerkbinder kommen in der Überzahl der Fälle zweiseitige symmetrische Querschnitte in Frage, die in Einzelfällen durch Einlegen eines Steges oder durch Aufsetzen einer Lamelle verstärkt werden. Am üblichsten sind zwei Winkeleisen nach Abb. 589 a) bis c), wobei 589 c) bei Druckgurten in Frage kommt, die in der Fachwerkebene geringere Knicklänge aufweisen als senkrecht dazu. Die verstärkten Querschnitte nach Abb. 589 e) und f) vermeide man möglichst wegen der größeren Werkstatarbeit oder benütze sie nur ausnahmsweise in einzelnen Feldern. Bei Druckgurten ist der aus  $\square$ -Eisen gebildete Stab, sehr wirtschaftlich, insbesondere dann, wenn örtliche Biegemomente, die durch Zwischenlasten hervorgerufen werden, oder in stetig gekrümmten Stäben auftreten, aufzunehmen sind.

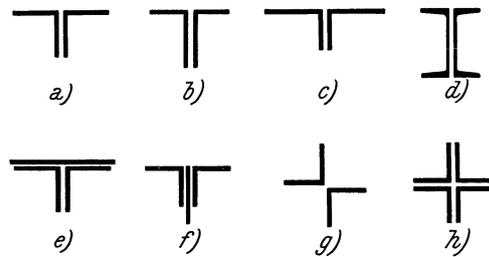
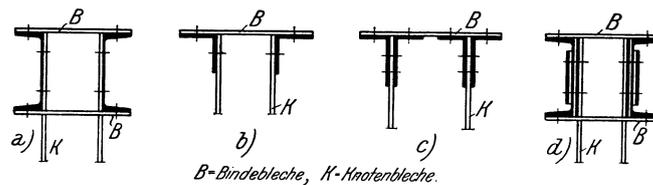


Abb. 589

Für die Füllstäbe wählt man meistens Querschnitte nach Abb. 589 a) oder b). Bei kleineren Zugstäben sind ungleichschenkelige Winkel den gleichschenkeligen vorzuziehen, da die breiteren dem Knotenblech anliegenden Schenkel die Verwendung größerer Nietdurchmesser gestatten. Ob für Druckstäbe im Einzelfalle Stäbe aus zwei gleichschenkeligen oder zwei ungleichschenkeligen Winkeln besser sind, hängt im Einzelfalle von den Schlankheiten  $\frac{l}{i_x}$  in der Fachwerkebene und  $\frac{l'}{i_y}$  senkrecht hierzu ab. Bei gleichschenkeligen Winkel-eisen können in der Regel die Bindebleche weiter auseinandergesetzt werden (siehe die Tafel 31, Bd. I, S. 166). In Einzelfällen werden auch Füllstäbe aus zwei über Kreuz gestellten Winkeln (Abb. 589 g) oder aus 4 Winkeln hergestellt, (Abb. 589 h), insbesondere dann, wenn Stäbe mit zwei Symmetrieachsen erwünscht sind, wie



B-Bindebleche, K-Knotenbleche.

Abb. 590

z. B. bei Binderpfosten, an denen Längsverbände oder Fachwerkpfetten angeschlossen sind.

Bei Bindern großer Stützweite und großer Verlagsweite, ebenso bei schweren Binderunterzügen werden mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Gestaltung der Druckstäbe oft zweiwandige Querschnitte verwendet, wie sie in Abb. 590 dargestellt sind. Abb. 590 a) und c) kommen für die Druckgurte und gedrückten Füllstäbe, Abb. 590 b) für gezogene Gurte und Füllstäbe in Betracht. Die Druckgurte aus 2  $\square$ -Eisen werden durch Auflegen von Stegplatten innen oder außen nach Abb. 590 d) verstärkt, um bei durchgehendem Grundquerschnitt Anpassung an die wechselnden Stabkräfte zu erreichen. Bei den aus Winkeleisen bestehenden Gurtungen vermeide man das Aufsetzen von Gurtplatten, besser ist es verschiedene Winkel zu verwenden. Grundsätzlich ist über die Verwendung zweiwandiger Querschnitte folgendes zu bemerken. Derartige Anordnungen erfordern auf alle Fälle größere Werkstatarbeit als einwandige Profile. Die Baustoffersparnis, die durch

die günstigeren Schlankheitsverhältnisse bei Druckstäben entsteht, wird oft durch den Mehrverbrauch an Bindeblechen und Knotenblechen aufgewogen. Bevor man sich zur zweiwandigen Ausführung entschließt, mache man eine ziemlich sorgfältige Vergleichsberechnung für ein- und zweistegige Querschnittsgestaltung. Bei Gurtspannungen unter 150 t zeigt sich die einwandige Ausführung in der Regel als die wirtschaftlichere.

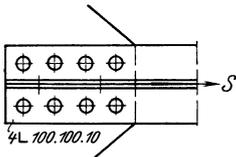


Abb. 591

Bei der **Bemessung der Zugstäbe** ist der Nietabzug zu berücksichtigen und beachte man hierbei die Ausführungen in Absatz 15. Abstehende Winkel- oder  $\square$ -Eisenschenkel sind nur dann mittels Hilfswinkel anzuschließen, wenn hierdurch die Anschlußlänge zweckmäßig verkürzt und eine zu große Zahl hintereinanderstehender Nieten vermieden wird. Die Befürchtung, daß nicht besonders angeschlossene Stabteile, wie z. B. die abstehenden Winkelschenkel in Abb. 591, nicht rasch genug zur Mitwirkung herangezogen werden, ist unbegründet, wie theoretische Überlegungen und Versuche erwiesen haben. Bereits auf S. 605 wurde bemerkt, daß eine in einen Stab eingeleitete Kraft sich in einem Abstand, der beiläufig gleich der Stabbreite ist, annähernd gleichmäßig über dem Stabquerschnitt verteilt; diese Verteilung wird noch beschleunigt, wenn die Stabränder als abstehende Schenkel aufgebogen werden. In Abb. 592 a) sind die durch genaue Messungen an einem Fachwerkträger ermittelten Spannungsverteilungen in verschiedenen Querschnitten eines ohne Hilfs-

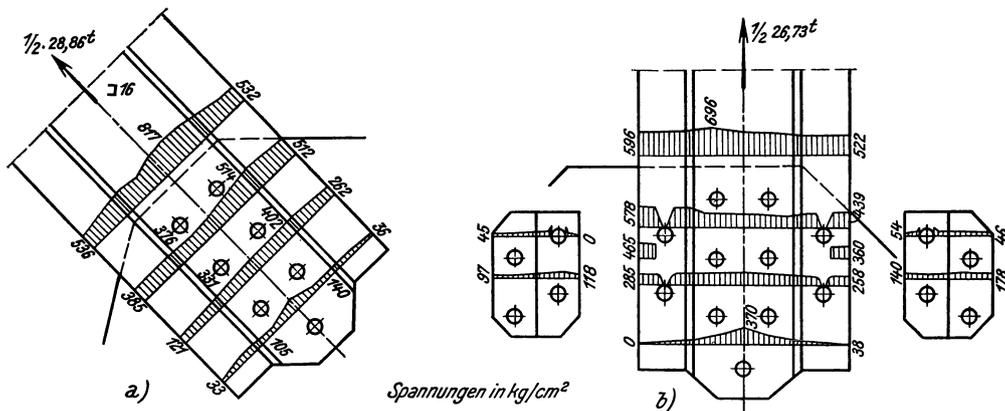


Abb. 592

winkel angeschlossenen  $\square$  Nr. 16 nach Versuchen von Wyss dargestellt.<sup>1)</sup> Die abstehenden Schenkel sind in die Zeichenebene umgeklappt. Die schraffierten Spannungsflächen in den einzelnen zwischen den Nieten gelegenen Querschnitten lassen sehr gut die Abnahme der Gesamtspannung gegen das Stabende erkennen, gleichzeitig zeigen sie aber, daß die abstehenden  $\square$ -Eisenflanschen fast ebenso stark an der Kraftübertragung beteiligt sind, wie der unmittelbar angenietete  $\square$ -Eisensteg. Die gemessenen Spannungen sind überall unter 1000 kg/cm<sup>2</sup>, also durchwegs innerhalb der Elastizitätsgrenze. Die in der Abbildung eingezeichneten Zahlen bedeuten Spannungen in kg/cm<sup>2</sup>.

Zum Vergleich ist in Abb. 592 b) der gemessene Spannungsverlauf in einem zweiten Anschlußpunkt dargestellt, wo das gleiche  $\square$ -Eisen wie vor mit Hilfswinkel angeschlossen ist. Die Spannungen in den Querschnitten der Hilfswinkel betragen nur einen Bruchteil der Querschnittsspannungen im  $\square$ -Eisen, ihre Mitwirkung ist daher nur wenig ausschlaggebend für die Spannungsverteilung.

Schließlich ist in Abb. 593 der beim gleichen Versuchsträger gemessene Spannungsverlauf in einem aus 4 Winkeln 80 . 80 . 10 bestehenden Pfosten zur Darstellung ge-

<sup>1)</sup> Wyss, Th.: Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke. Dissertation, Berlin 1923.

bracht. Alle 8 Schenkel der 4 Winkel nehmen ziemlich gleichmäßig an der Kraftübertragung teil.

Für die **Bemessung der Druckstäbe** im Fachwerk sind die in den Absätzen 23 bis 25 angegebenen Regeln maßgebend. Als Knicklänge kommt für die Gurtstäbe die Entfernung der Netzpunkte für Ausknicken in der Binderebene und die Entfernung der seitlich festgehaltenen Gurtpunkte für Ausknicken senkrecht hierzu in Betracht. Die Füllstäbe sind mit der Systemlänge als Knicklänge für Ausweichen aus der Binderebene und mit etwa 0,8 der Systemlänge bzw. Entfernung Mitte Nietanschluß bis Mitte Nietanschluß für Ausknicken in der Fachwerkebene zu bemessen. Sind die Druckgurte gegen seitliches Ausweichen in einzelnen Punkten nur elastisch gestützt, wie dies z. B. bei Bogenbindern der Fall sein kann, dann ist die elastische Stützung gemäß Absatz 27 d)  $\gamma$ ) zu berücksichtigen. Die Bindungen mehrteiliger Stäbe werden in der Regel so dicht gesetzt, daß der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe nicht größer als 30 ist. Eine Ausnahme kann bei Stäben, die aus zwei Winkeln  $\llcorner$  bestehen, gemacht werden, wobei auf die Ausführungen in Bd. I, S. 165, sowie auf die Tafel 31, S. 166, verwiesen wird.

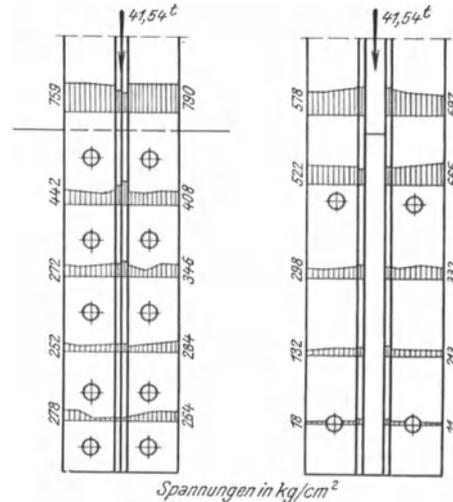


Abb. 593

### Örtliche Biegemomente in Fachwerkstäben

In einzelnen Stäben einer Fachwerkscheibe treten unter Umständen Biegemomente auf, die ihre Ursache entweder in Lasten haben, die zwischen den Knoten oder außerhalb des Fachwerkes in der Verlängerung eines Fachwerkstabes wirken, oder infolge ausmittig angreifender Stablängskräfte entstehen, wie dies z. B. der Fall ist, wenn die Gurte stetig gekrümmt sind. Schließlich treten sehr bedeutende Biegemomente noch auf, wenn einzelne Fachwerkstäbe entfallen und einzelne Rahmenfelder durch steife Stäbe geschaffen werden.

#### Querbelastete Stäbe

Am häufigsten ist der ersterwähnte Fall, wobei meistens die Gurtstäbe Einzellasten tragen. Hier sind grundsätzlich zwei Fälle zu unterscheiden. Ist nur ein einziger Stab biegeungssteif ausgeführt und hat dieser so große Momente zu übernehmen, daß seine Steifigkeit die der angrenzenden Stäbe um ein Mehrfaches übertrifft, wie z. B. in Abb. 594, so kann von einer nennenswerten Einspannung an den beiden den fraglichen biegeungssteifen Stab begrenzenden Knoten nicht gesprochen werden, da für die Einspannungswirkung nur die Steifigkeit der Anschlußstäbe ausschlaggebend ist. Der Stab verhält sich im wesentlichen so wie ein an den Enden drehbar gelagerter Stab, er ist daher für die Wirkung der Last so wie ein Balken auf zwei Stützen zu bemessen. Die angrenzenden Stäbe erhalten hierbei nennenswerte Zusatzspannungen, doch sind diese als Nebenspannungen zu betrachten. Siehe das Beispiel 1 weiter unten.

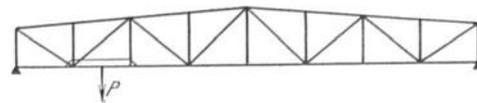


Abb. 594

Ebensowenig bieten die in Abb. 595 dargelegten Fälle biegeungssteifer Stäbe in Fachwerken irgendeine Schwierigkeiten für die Berechnung. In Abb. 595 a) ist der letzte Obergurtstab über den Endknoten verlängert und greift die Auflagerkraft an diesen biegeungs-

steifen Kragarm an. Man denke sich  $A$  in die Teilkräfte  $A_1$  und  $A_2$  zerlegt.  $A_1$  erzeugt dann in den Auflagerpunkten 1 und 2 des Kragstabes die Reaktionen 10,89 t und 3,63 t, die ebenso wie die stablängsgerichtete Komponente von  $A$  das Fachwerk belasten. Siehe Abb. 595 b). Schließlich zeichnet man den Kräfteplan für das gemäß Abb. 595 b) belastete Fachwerk

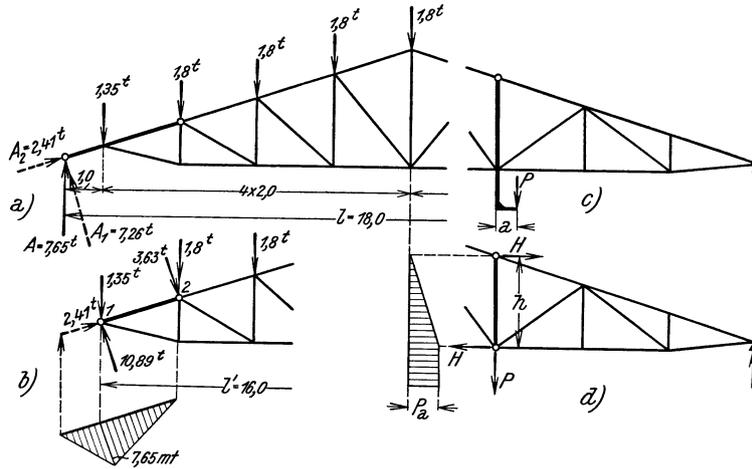
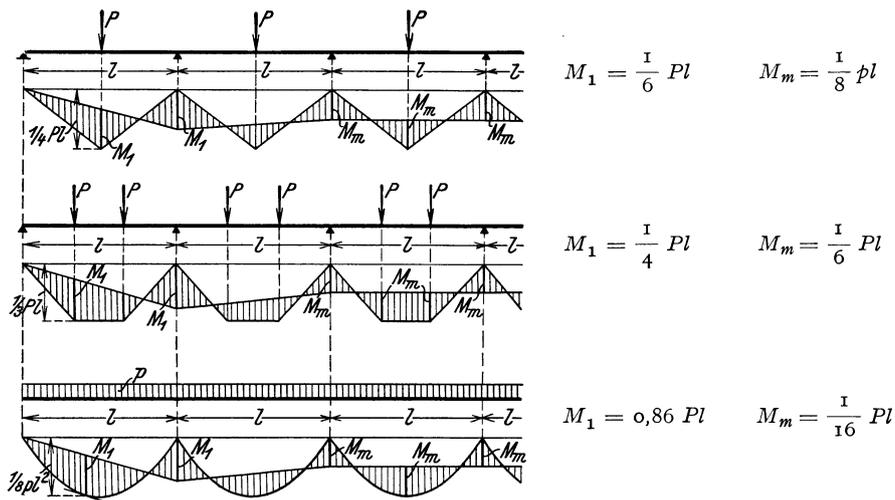


Abb. 595

mit der Stützweite  $l'$ . Der Momentenverlauf im fraglichen Stab ist in der gleichen Abbildung veranschaulicht.

Ganz ähnlich ist der Rechnungsgang für den in Abb. 595 c) erläuterten Fall eines steifen Füllstabes. Man bestimmt die senkrecht zur Stabrichtung wirkend gedachten Auflagerkräfte  $H = \frac{Pa}{h}$ , die gemeinsam mit der im Untergurtnoten wirkenden Last  $P$  das Fachwerk belasten. Abb. 595 d). Die Momente im steifen Stab sind nebenstehend gezeichnet.

Tafel 104. **Bemessungsmomente für bieguungsbeanspruchte Fachwerkгурte nach dem Traglastverfahren.**



Ist ein ganzer Gurt bieguungssteif ausgeführt, wie etwa ein Binderobergurt mit Pfettenlasten zwischen den Knoten, dann stellt der fragliche Stabzug einen Durchlaufträger auf elastischen Stützen vor. Ein genaues Erfassen der Momente ist im Einzelfalle ohne umfang-

reiche Berechnungen nicht gut möglich und ist auch mit Rücksicht auf die in der Regel nicht überragende Bedeutung dieser Momente für das Gesamtgewicht des Fachwerkes nicht notwendig. Es wird folgende einfache Regel empfohlen.

Man berechne das der Belastung entsprechende Balkenmoment  $M$  eines Stabfeldes und bemesse mit  $0,8 M$ .

Stützt man sich aber auf das Traglastverfahren<sup>1)</sup>, dann kann man mit kleineren Bemessungsmomenten arbeiten. Da die hier in Frage kommenden Lasten in den Gurten als Pfettenauflagerdrücke in allen Feldern eines Gurtstabzuges immer gleichzeitig auftreten, so daß nur eine Belastungsweise vorhanden ist, die wiederholt einwirkt, so können die für die Bemessung maßgebenden Momente nach dem in Bd. I, S. 402, unten, ausgesprochenen Satz bestimmt werden. In der Tafel 104, S. 618, sind für drei häufiger vorkommende Belastungsfälle die Bemessungsmomente für das Endfeld und die vorletzte Stütze und für alle übrigen Felder bzw. Stützen angegeben.

Haben alle Felder gleichen Querschnitt, dann gilt  $M_1$  für das erste und zweite Feld,  $M_m$  für alle anderen Felder. Es ist zu beachten, daß alle maßgebenden Momente sowohl positiv als auch negativ sein können.

**1. Beispiel:** Der in Abb. 594 als biegesteif hervorgehobene Untergurtstab trage eine Einzel- last von 5,6 t in Feldmitte, die von einem angehängten Hängebahnträger herrührt. Die Binderstütz- weite beträgt 20 m, so daß sich die Feldweite zu 2,50 m ergibt. Das betreffende Gurtfeld ist in Abb. 596 herausgezeichnet. Die Fachwerkkraft im fraglichen Untergurtstab wurde mit 24,2 t berechnet. Um diesen Stab biegesteif zu machen, wird ein Steg 320 . 10 eingesetzt, der noch mit zwei oberen Gurt- winkeln gesäumt ist. Die ein- fache Berechnung gestaltet sich folgendermaßen:

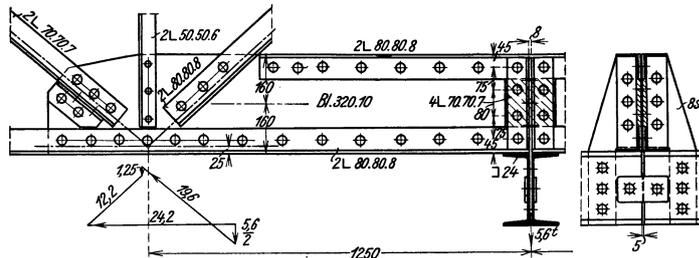


Abb. 596

Moment in Feldmitte:  $M = \frac{1}{4} 5,6 \cdot 250 + 24,2 (16 - 2,5) = 676,7 \text{ cmt.}$   
 Längskraft:  $N = 24,2 \text{ t}$   
 Querschnittsfläche:  $F_n = 64,64 \text{ cm}^2$ , Trägheitsmoment:  $J_n = 10527 \text{ cm}^4$ ,  
 Widerstandsmoment:  $W = \frac{10527}{16,0} = 658 \text{ cm}^3$ ;  
 Beanspruchung:  $\sigma = \frac{24,2}{64,64} + \frac{676,7}{658} = 1,40 \text{ t/cm}^2$ .

**2. Beispiel:** Der Obergurt eines Dachbinders sei nach Abb. 597 durch Holzpfetten belastet. Die wagrechte Entfernung der Knotenpunkte des Gurtes betrage 2,20 m. Jeder Gurtstab ist in der Mitte mit einer Einzellast  $P = 0,9 \text{ t}$  belastet. Bei An- ordnung eines unveränderlichen Gurtquerschnittes ist im vorliegenden Falle der zweite Stab mit der Stabkraft  $S_2$  und dem Moment  $M_1$ , sowie der Stab  $S_4$  (größte Gurtkraft) mit dem Moment  $M_m$  nachzuweisen.  $M_1$  und  $M_m$  sind der Tafel 104 zu entnehmen.

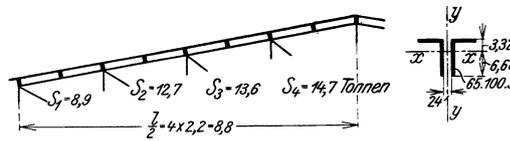


Abb. 597

Es ist:  $S_2 = -12,7 \text{ t}, M_1 = \frac{1}{6} 0,9 \cdot 220 = 33,0 \text{ cmt.}$   
 $S_3 = -14,7 \text{ t}, M_m = \frac{1}{8} 0,9 \cdot 220 = 24,75 \text{ cmt.}$

Gewählter Querschnitt:  $2 \lfloor 65 \cdot 100 \cdot 9$  nach Abb. 597 mit  $F = 28,4 \text{ cm}^2, J_x = 282 \text{ cm}^4, W_x \text{ min} = \frac{282}{6,68} = 42,2 \text{ cm}^3, i_x = i_{\text{min}} = 3,15 \text{ cm}, \frac{l}{i_x} = \frac{220}{3,15} = 70, \omega = 1,39$ , daher Beanspruchung

<sup>1)</sup> Siehe die Fußnote auf S. 581.

im Stab  $S_2$  .....  $\sigma = 1,39 \frac{12,7}{28,4} + \frac{33,0}{42,2} = 0,62 + 0,78 = 1,40 \text{ t/cm}^2$ ,  
 im Stab  $S_3$  .....  $\sigma = 1,39 \frac{14,7}{28,4} + \frac{24,75}{42,2} = 0,72 + 0,59 = 1,31 \text{ t/cm}^2$ .

**Stetig gekrümmte Stäbe**

Gurte, die stetige Krümmungen aufweisen, sind auf Biegung beansprucht, da die Stabkraft selbst in der Sehnenrichtung wirkt. Statisch stellt der gebogene Gurt einen Balken auf vielen Stützen vor, der durch die Stabkräfte als Sehnenkräfte belastet ist.

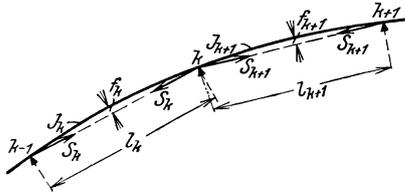


Abb. 598

Nimmt man an, daß die durch die Binderverformung hervorgerufenen Stützensenkungen keinen nennenswerten Einfluß auf die Stützenmomente dieses durchlaufenden Balkens ausüben, und diese Annahme ist bei den üblichen Verhältnissen berechtigt, dann bietet die Berechnung der Zusatzmomente keine besonderen Schwierigkeiten. In Abb. 598 sind zwei aufeinanderfolgende Felder eines aus  $n$  Stäben bestehenden gekrümmten Gurtes dargestellt. Zur Ermittlung der Stützenmomente dieses durchlaufenden Balkens auf festen Stützen dienen

Dreimomentengleichungen von der Form:<sup>1)</sup>

$$M_{k-1}v'_k + 2M_k(v'_k + v'_{k+1}) + M_{k+1}v'_{k+1} = -2S_k f_k v'_k - 2S_{k+1} f_{k+1} v'_{k+1} \quad (14)$$

Hierin bedeuten mit Bezugnahme auf die Bezeichnungen in Abb. 598

$v'_k = l_k \frac{J}{J_k}$  die reduzierte Länge des Stabes  $l_k$ , wobei  $J$  ein beliebiges Vergleichsträgheitsmoment ist,

$M_k$  das Stützenmoment im Knoten  $k$ , positiv, wenn die Krümmung verringert wird,  $S_k$  die als bekannt angenommene Stabkraft im Stab  $l_k$ , sie ist positiv einzuführen, wenn der Gurt gezogen, negativ, wenn er gedrückt ist.

Die rechte Seite ist unter der Annahme aufgestellt, daß die Einzelstäbe nach einer flachen Parabel mit dem Pfeil  $f$  gekrümmt sind. Diese Annahme kann ohne großen Fehler immer gemacht werden, gleichgültig, wie die wirkliche Krümmung beschaffen ist, vorausgesetzt, daß das Pfeilverhältnis  $f/l$  klein ist, d. h. etwa unter  $1/10$  liegt.

Sind die Knotenmomente berechnet, dann erhält man aus der Beziehung

$$\frac{x}{l_k} = \frac{1}{2} + (M_k - M_{k-1}) \frac{1}{8 S_k f_k} \dots \dots \dots (15)$$

den Ort des größten Feldmomentes im Stab  $k-1$ ,  $k$  und das maßgebende Feldmoment

$$M_F = \frac{4 S_k f_k}{l_k^2} x (l - x) + M_{k-1} + (M_k - M_{k-1}) \frac{x}{l_k} \dots \dots \dots (16)$$

Um zu einer ersten Schätzung über die Größe der Stützenmomente zu gelangen, lösen wir die Gl. (14) für den angenommenen Fall gleicher Feldweiten überall gleichen Stabquerschnittes und gleicher Stabkraft in allen Feldern auf. Die Gleichungen (14) lauten dann nach Kürzung mit  $v'_k$

$$M_{k-1} + 4M_k + M_{k+1} = -4Sf.$$

Diese Differenzgleichung hat die allgemeine Lösung

$$M_k = C_1 \xi_1^k + C_2 \xi_2^k - \frac{2}{3} S f \quad \text{mit} \quad \xi_1 = \frac{1}{\xi_2} = -0,268, \quad k = 0, 1 \dots n.$$

Unter der Annahme, daß die Enden des Stabzuges frei beweglich wären, daß also  $M_0 = 0$ ,  $M_n = 0$ , erhält man für die Konstanten  $C_1$  und  $C_2$

<sup>1)</sup> Bleich, F.: Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes, 2. Aufl., Berlin 1925, S. 29.

$$C_1 = \frac{2}{3} S f \frac{\xi_2'' - 1}{\xi_2'' - \xi_1''}, \quad C_2 = \frac{2}{3} S f \frac{\xi_1'' - 1}{\xi_2'' - \xi_1''}$$

und damit

$$M = \frac{2}{3} S f \left[ \frac{(1 - \xi_1'') \xi_1^k + (\xi_1'' - \xi_1^{2n}) \xi_2^k}{1 - \xi_1^{2n}} - 1 \right].$$

Da  $\xi_1$  rd.  $\frac{1}{4}$  ist, so können bei größerer Felderzahl die Potenzen  $\xi_1''$  gegen 1 und  $\xi_1^{2n}$  gegen  $\xi_1''$  vernachlässigt werden, so daß für  $M_k$  die verhältnismäßig einfache Formel

$$M_k = \frac{2}{3} S f (\xi_1^k + \xi_1^{n-k} - 1) \dots \dots \dots (17)$$

gewonnen wird.

Man erhält damit für große  $n$

$$M_1 = -0,85 S f, \quad M_2 = -0,62 S f, \quad M_3 = -0,68 S f, \dots \dots$$

Die Momentenwerte nähern sich sehr rasch dem Werte  $\frac{2}{3} S f$ , so daß man für alle Momente, ausgenommen  $M_1$ , ohne großen Fehler zu begehen,  $\frac{2}{3} S f$  setzen kann. Dieser Wert entspricht dem beiderseits fest eingespannten Stab mit unveränderlichen Endtangenten. Für einen mittleren Stab ergibt sich dann das größte Feldmoment in der Stabmitte zu

$$M_F = -\frac{2}{3} S f + S f = +\frac{1}{3} S f \dots \dots \dots (18)$$

Nun sind aber die Enden des gekrümmten Stabzuges nicht, wie oben angenommen, frei drehbar, sondern es ist der letzte Stab entweder an einen vollwandigen Binderteil oder an eine Gruppe gerader Stäbe angeschlossen. Faßt man den ersten Fall als volle Einspannung des Stabzuges auf, so gilt auch  $M_0 = -\frac{2}{3} S f$ . Folgen aber dem letzten gekrümmten Stab noch gerade Stäbe, so ergibt sich für den Knoten zwischen geradem und gekrümmtem Gurtteil auf Grund einer ähnlichen Rechnung, wie wir sie oben durchgeführt haben,

$$M_0 = -\frac{1}{3} S f.$$

Die Stützenmomente sind bei Zugstäben negativ, in den Knoten wird die Stabkrümmung schärfer, während sich die Stäbe im Felde bei positivem Moment gerader strecken. Siehe Abb. 599 a). Umgekehrt ist das Verhalten des Druckgurtes. Diese Stäbe krümmen sich im Felde stärker und strecken sich in den Knoten. Abb. 599 b). Bei der Bemessung ist darauf zu achten, da oft unsymmetrische Querschnitte in Betracht kommen.

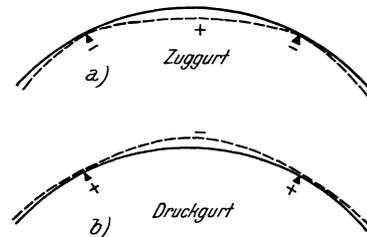


Abb. 599

Obwohl es nicht schwer wäre, im Einzelfalle das System der Gl. (14) bei verschiedenen Werten von  $l, J, f$  und  $S$  in den Einzelfeldern aufzulösen, so gelangt man auch hier, da die Längen i. d. R. nicht allzu sehr voneinander verschieden sind, zu ganz befriedigenden Ergebnissen, wenn man für alle Knotenmomente

$$M = \frac{2}{3} S f$$

setzt, wobei aber  $S$  und  $f$  die Mittelwerte aus den betreffenden Werten der beiden angrenzenden Stäbe bedeuten. Diese Regel gilt dann auch für die Endmomente der Endstäbe, wobei ein anschließender gerader Stab mit  $f = 0$  einzuführen ist. Schließt der Endstab an einen Vollwandteil des Binders an, so ist  $M_0 = \frac{2}{3} S_0 f_0$ , wenn  $S_0$  und  $f_0$  Stabkraft und Pfeil des ersten Stabes bedeuten.

Sind die Knotenmomente bekannt, so berechne man mit den Formeln (15) und (16) die größten Feldmomente.

**Beispiel:** Der aus 4 Feldern bestehende gebogene Teil des Binderuntergurttes der Abb. 600 ist nach einem Kreisbogen mit  $R = 8,35$  m gekrümmt. Am unteren Ende schließt der gebogene Gurt an einen vollwandigen Unterteil an, am oberen Ende geht er in einen geraden Stab über. In der untenstehenden Tafel sind die Stablängen, Stabgrößtkräfte und Pfeilhöhen eingetragen. Die Pfeilhöhen wurden nach der Näherungsformel

$$f = \frac{l^2}{8R}$$

ermittelt. Die Stützmomente wurden nach den oben angegebenen Näherungsregeln bestimmt. Da der Stab in 1 an einen Vollwandteil anschließt, so ist  $M_1 = \frac{2}{3} U_1 f_1$ . Für  $M_2$  sind die Mittelwerte der angrenzenden Stäbe zu nehmen, daher  $M_2 = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} (U_1 + U_2) \cdot \frac{1}{2} (f_1 + f_2)$  usw. Für den Stab  $U_4$ , an dem ein gerader Stab anschließt, ist das Endmoment  $M_4 = \frac{2}{3} U_4 \frac{f_4 + 0}{2}$ . Da es sich um Druckstäbe handelt, sind die Stützmomente positiv.

In den beiden letzten Reihen der Tafel sind die mit Gl. (15) und (16) errechneten Orte  $x$  der größten Feldmomente und diese selbst angegeben. So wurde z. B. für  $U_1$  gefunden:

$$\frac{x}{l} = \frac{1}{2} + (296 - 285) \frac{x}{8 \cdot 62 \cdot 6,9} = 0,497$$

$$M_F^1 = -4 \cdot 62 \cdot 6,9 \cdot 0,497 \cdot 0,503 + 285 + (296 - 285) \cdot 0,497 = -137 \text{ cmt.}$$

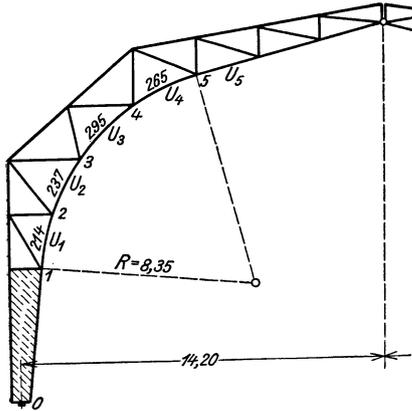
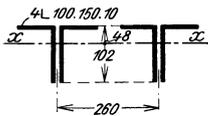


Abb. 600

Stab	Länge $l$ cm	Pfeil $f$ cm	Stabkraft $S_{\max}$ t	Stützmomente in cmt	$\frac{x}{l}$ cm	Feld- moment $M_F$ cmt
$U_1$	214	6,9	-62,0	$M_1 = \frac{2}{3} 62,0 \cdot 6,9 = 285$	0,497	-137
$U_2$	237	8,4	-54,2	$M_2 = \frac{2}{3} \frac{1}{4} (62,0 + 54,2) (6,9 + 8,4) = 296$	0,478	-120
$U_3$	295	13,0	-51,2	$M_3 = \frac{2}{3} \frac{1}{4} (54,2 + 51,2) (8,4 + 13,0) = 376$	0,500	-290
$U_4$	265	10,5	-44,4	$M_4 = \frac{2}{3} \frac{1}{4} (51,2 + 44,4) (13,0 + 10,5) = 374$	0,559	-208
$U_5$	250	0	-	$M_5 = \frac{2}{3} 44,4 \frac{1}{2} (10,5 + 0) = 155$		

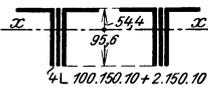
Der Untergurt besteht im Bereiche der 4 gekrümmten Gurtfelder aus 4 Winkeln  $100 \cdot 150 \cdot 10$ , deren abstehende Schenkel nach unten gerichtet sind. Abb. 601. Zwischen den Knoten 3 und 4 ( $U_3$ ) ist der Querschnitt durch zwei Einlagen  $150 \cdot 10$  verstärkt. Zur Spannungsbemessung dienen die folgenden Querschnittswerte:



a) Grundquerschnitt aus 4 Winkeln  $100 \cdot 150 \cdot 10$ :

$$F = 96,8 \text{ cm}^2, \quad J = 2208 \text{ cm}^4, \quad W_o = \frac{2208}{4,80} = 460 \text{ cm}^3,$$

$$W_u = \frac{2208}{10,20} = 216,5 \text{ cm}^3.$$



b) Verstärkter Querschnitt; 4 Winkel  $100 \cdot 150 \cdot 10 + 2 \cdot 150 \cdot 10$ :

$$F = 126,8 \text{ cm}^2, \quad J = 2938 \text{ cm}^4, \quad W_o = \frac{2938}{5,44} = 540 \text{ cm}^3,$$

$$W_u = \frac{2938}{9,56} = 307,3 \text{ cm}^3.$$

Abb. 601

Nachstehend wird der Nachweis der Randspannungen für den Stab  $U_3$  dargelegt.

a) Unverstärkter Querschnitt im Knoten 3:

$$\text{Stabkraft } U_2 = -54,2 \text{ t}, \quad \text{Stützmoment } M_3 = +376 \text{ cmt.}$$

Das positive Moment erzeugt am oberen Rande Druck, der sich dort mit der Längsspannung des Stabes addiert. Da der Punkt selbst festgehalten ist, so ist kein Knickbeiwert zu berücksichtigen. Man erhält

$$\sigma_o = -\frac{54,2}{96,8} - \frac{376}{460} = -0,56 - 0,82 = -1,38 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{54,2}{96,8} + \frac{376}{216,5} = -0,56 + 1,74 = +1,18 \text{ t/cm}^2.$$

b) Verstärkter Querschnitt in Feldmitte:

$$\text{Stabkraft } U_3 = -51,2 \text{ t}, \quad \text{Feldmoment } M = -290 \text{ cmt},$$

$$\text{Knicklänge } l = 295 \text{ cm}, \quad i_{\min} = i_x = \sqrt{\frac{2938}{126,8}} = 4,81. \quad l/i = 61,4, \quad \omega = 1,278.$$

Das Moment erzeugt am unteren Rande Druck, daher

$$\sigma_o = -1,278 \frac{51,2}{126,8} + \frac{290}{540} = -0,52 + 0,54 = +0,02 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -1,278 \frac{51,2}{126,8} - \frac{290}{307,3} = -0,52 - 0,94 = -1,46 \text{ t/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{zul}} = 1,6 \text{ t/cm}^2.$$

## 72. Bauliche Einzelheiten der Fachwerkbinder

### a) Genietete Fachwerkbinder

#### a) Die Fachwerkstäbe

Fast alle Fachwerkstäbe werden in genieteten Fachwerken aus Gründen der Symmetrie aus zwei oder vier Teilstäben hergestellt. Die Überzahl der Fälle bilden zwei nebeneinander gestellte Winkel oder  $\square$ -Eisen. In Einzelfällen kommen auch Kreuzquerschnitte aus zwei oder vier Winkeln in Betracht. Siehe die Abb. 589 auf S. 615. Die Verbindung der Einzelstäbe zu einem Stab erfolgt bei Zugstäben durch Futterringe oder Futterflacheisen gemäß Abb. 602, wobei die Verbindungsstellen in größeren Abständen angeordnet werden. Bei

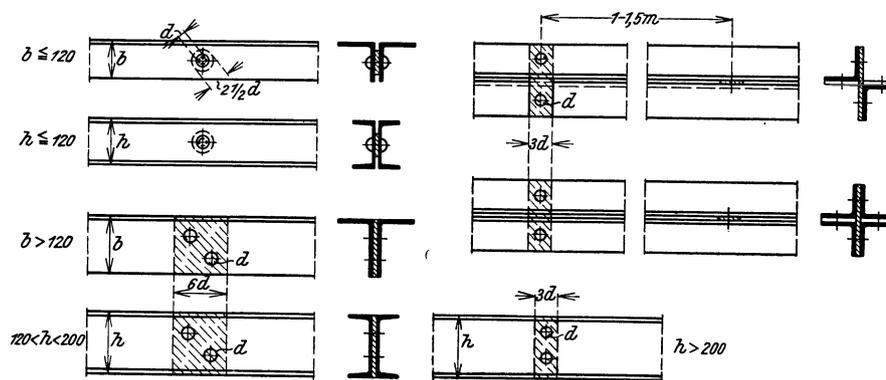


Abb. 602

Netzlängen bis 3 m ordnet man eine Verbindungsstelle in der Mitte, bis 5 m zwei Verbindungsstellen und bei größeren Längen solche in Abständen von 1,5 bis 2 m an. Zweiwandige Stäbe verbindet man in ähnlichen Abständen aber durch viernietige Bindebleche oder durch  $\square$ -Eisenquerstege. Siehe Abb. 603. Die letztere Verbindungsweise hat bei  $\square$ -Eisen den Vorteil, daß die Querschnittschwächung im Zugstab geringer ist; sie wird zweckmäßig dann Anwendung finden, wenn auch der Anschluß des Zugstabes an das Knotenblech nur durch Stegniete erfolgt. Der Durchmesser der zu den Verbindungen verwendeten Niete ist in der Regel gleich dem Durchmesser der Anschluß- oder Stoßniete des betreffenden Stabes.

Die Verbindungsriete zwischen L- oder C-Eisen und auf- oder zwischengesetzten Flachstählen (wie Stege und Deckbleche z. B.) können bei Zugstäben in Abständen von 10 bis 12 d angeordnet werden.

Bei Druckstäben sind alle Verbindungsbleche mindestens mit zwei in der Kraft- richtung hintereinander liegenden Nietreihen anzuschließen, ihr Abstand ist durch die

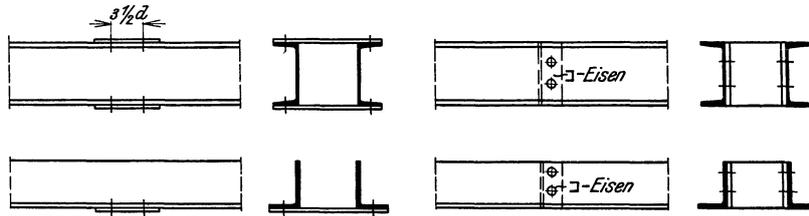


Abb. 603

Knicksicherheit der Stäbe bedingt und sei diesbezüglich auf die Ausführungen in Absatz 25 hingewiesen. Im übrigen erfolgt die Verbindung in ähnlicher Weise wie bei Zugstäben. Kommen durchlaufende Nietreihen vor, so sind die Niete in diesen Reihen in folgenden

Abständen  $t$  zu setzen.

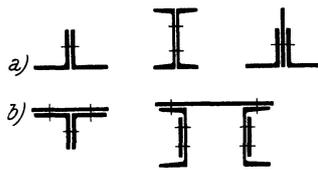


Abb. 604

Verbindungsriete zwischen steifen Profilen Abb. 604 a):  $t = 8 d$

Verbindungsriete zwischen Flachstählen und steifen Pro- filen Abb. 604 b):  $t = 6 d$ .

Für die Stabanschlüsse und für die Stöße in den Gurten mache man die Nietteilung einheitlich  $t \approx 3,5 d$ , und zwar

$d =$	11	14	17	20	23	26 mm
$t =$	40	50	60	70	80	90 „
$e =$	25	30	35	40	45	50 „

**β) Die Auflagerknotenpunkte von Balkenbindern**

Die Mannigfaltigkeit der Binderformen findet ihren stärksten Ausdruck in den ver- schiedenen Formen der Auflagerknoten. In Abb. 605 a) ist die einfachste Knotenform für einen Binder mit Endpfosten dargestellt.<sup>1)</sup> Das Auflagerblech sitzt hier unmittelbar unterhalb

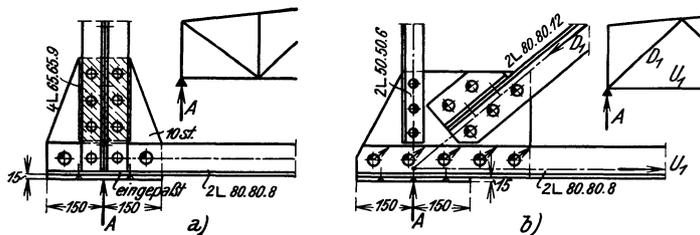


Abb. 605

des spannungslosen Unter- gurtstabes. Bei dem Knoten nach Abb. 605 b) hat der Untergurt in der Regel schon eine bedeutende Kraft an das Knotenblech abzugeben. Die Anschlußriete im Gurt- winkel haben außer der Gurt- kraft  $U_1$  auch die Auflager- kraft  $A$  zu übertragen, so

daß auf diese Niete eigentlich die Strebenkraft  $D$  aufzuteilen ist, wie dies durch kleine Pfeile in der Abbildung angedeutet wurde. Diese Niete werden dadurch etwas entlastet, daß ein Teil der Auflagerkraft durch unmittelbare Pressung zwischen Knotenblech und Auflagerplatte übertragen wird, doch ist damit bei der üblichen Art der Herstellung nicht mit Sicherheit zu rechnen.

<sup>1)</sup> Über die Ausbildung der Lagerplatte und der Lager selbst siehe weiter unten S. 629.

In Abb. 606 ist die am häufigsten vorkommende Form des Auflagerknotens, wie sie bei den sogenannten Dreiecksbindern, wo Unter- und Obergurt am Auflager zusammentreffen, üblich ist, dargestellt. Bei allen diesen Knotengebilden ist darauf zu achten, daß der Abstand  $h$  des Netzpunktes von der Unterkante der Auflagerplatte, wo bei festem Lager auch eine Horizontalkraft (Windreaktion) übertragen werden muß, siehe Abb. 606 a), nicht zu

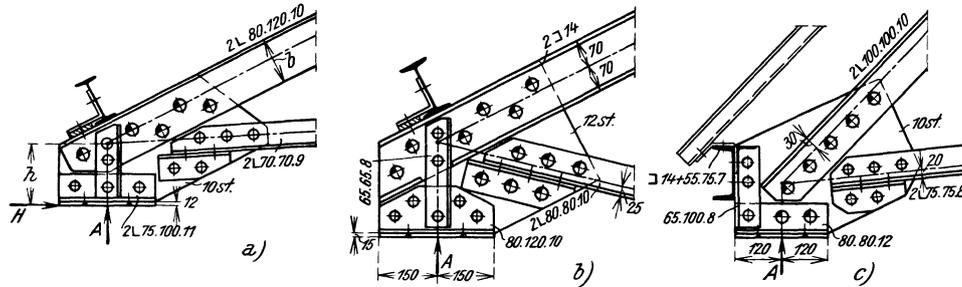


Abb. 606

groß wird, da das Moment  $Hh$  in den beiden im Netzpunkt zusammentreffenden Gurtstäben Biegungsspannungen erzeugt. Die zusätzliche Biegungsbeanspruchung in den fraglichen Stäben kann leicht bedeutende Werte erreichen. Man mache daher  $h$  nicht größer als etwa die  $1\frac{1}{2}$ fache Breite  $b$  des Obergurtes. Da die Binder auch pfettenlängs gerichtete Kräfte zu übertragen haben, so muß die Saumpfette mit dem Auflagerknoten eine Art Rahmen bilden, weshalb das Blech durch aufgenietete Winkel- oder  $\square$ -Eisen versteift wird. Abb. 606 b) zeigt eine etwas schwerere Ausführung mit  $\square$ -Obergurt, Abb. 606 c) den Auflagerpunkt eines Binders mit seitlichem Oberlicht.

Den Endknoten eines größeren Binders zeigt Abb. 607. Die Saumpfette ist hier ähnlich wie in Abb. 606 c) unmittelbar an das Knotenblech befestigt. Bei der Formgebung derartiger Knoten achte man auf die auf S. 613 angegebenen Regeln.

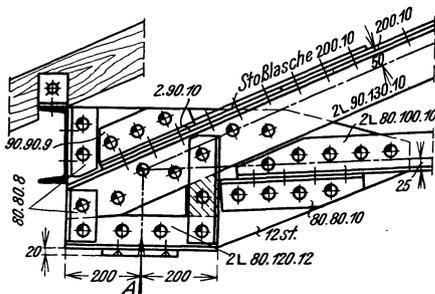


Abb. 607

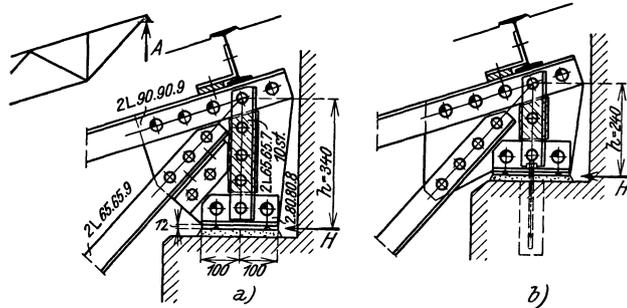


Abb. 608

Bei Pultdachbindern führt die übliche Ausbildung des Knotens am oberen Auflagerpunkt zu sehr großen Hebelarmen  $h$ , siehe Abb. 608 a), was bedeutende Biegungsspannungen in den Endstäben zur Folge hat. Zweckmäßiger ist daher die in Abb. 608 b) dargestellte Lösung. Aber auch hier ist  $h$  noch immer verhältnismäßig groß und ist bei der Bemessung der Endgurtstäbe auf das Zusatzmoment Rücksicht zu nehmen.

Ist  $\kappa_o = \frac{J_o}{l_o}$  die Steifigkeitszahl des Obergurtstabes,  $\kappa_u = \frac{J_u}{l_u}$  des Untergurtes, so entfällt von dem Moment  $M = Hh$

auf den Obergurt:

$$M_o = M \frac{\kappa_o}{\kappa_o + \kappa_u}$$

auf den Untergurt:

$$M_u = M \frac{\kappa_u}{\kappa_o + \kappa_u}$$

**Beispiel:** Im Falle Abb. 608 a) sei  $H = 0,4 \text{ t}$ ,  $h = 34 \text{ cm}$ , somit  $M = 13,6 \text{ cmt}$ . Weiters ist

$$\kappa_o = \frac{276}{157} = 1,76 \quad \kappa_u = \frac{82,6}{230} = 0,36 \quad \kappa_o + \kappa_u = 2,12$$

woraus

$$M_o = \frac{1,76}{2,12} 13,6 = 11,3 \text{ cmt}, \quad M_u = \frac{0,36}{2,12} 13,6 = 2,3 \text{ cmt}$$

folgt. Für den Obergurt ergibt sich damit mit  $W_{\min} = 43,2 \text{ cm}^3$

$$\sigma_o = \frac{11,3}{43,2} = 0,26 \text{ t/cm}^2$$

und für den Untergurt mit  $W_{\min} = 18,1 \text{ cm}^3$

$$\sigma_u = \frac{2,3}{18,1} = 0,13 \text{ t/cm}^2.$$

Im Falle Abb. 608 b) ist  $h = 24 \text{ cm}$  und demgemäß

$$\sigma_o = \frac{24}{34} 0,26 = 0,18 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_u = \frac{24}{34} 0,13 = 0,09 \text{ t/cm}^2.$$

Sitzen die Binder auf Stahlstützen mit zwischengespannten Eisenriegelwänden auf, so ist im Endknotenblech für die Führung der Wand Sorge zu tragen. Die übliche Ausbildung zeigt Abb. 609 a). Der Binder wird auf dem Stützenkopf einfach aufgelagert, was bei der Aufstellung von Vorteil ist. Eine andere Art der Gestaltung desselben Grundge-

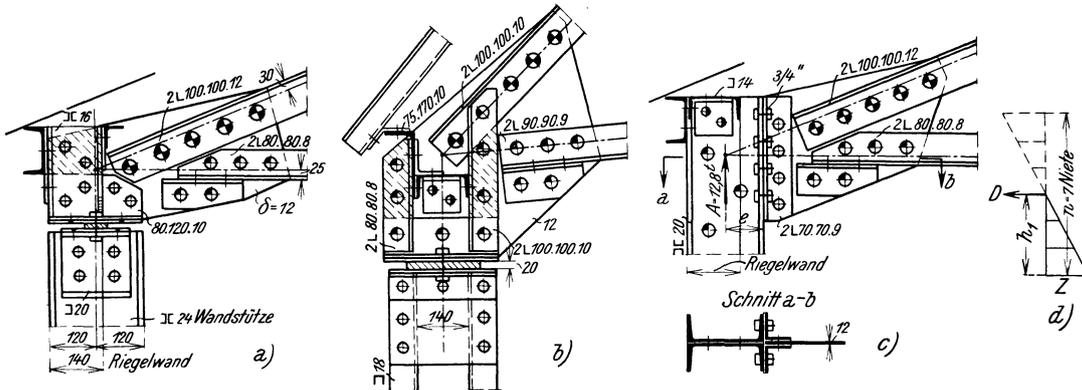


Abb. 609

dankens ist aus Abb. 609 b) ersichtlich. Eine zweite, häufig angewandte Lösung zeigt Abb. 609 c). Die Anschlußschrauben zwischen Anschlußwinkel und Stützenflansch haben außer der Reaktion  $A$  noch das Moment  $Ae$  zu übertragen. Die Berechnung des Anschlusses werde an einem Zahlenbeispiel erläutert.

**Beispiel:** Es ist  $M = Ae = 12,8 \cdot 10 = 128 \text{ cmt}$ . Nimmt man als Druckmittelpunkt die Achse der obersten Schraube an, so ergibt sich die größte Zugkraft  $Z$  in jeder der zwei untersten Schrauben zu

$$Z = \frac{\varphi M}{2 h_1}$$

wobei der Beiwert  $\varphi$ , wenn man sich die Verteilung der Schraubenkräfte gemäß Abb. 609 d) symmetrisch ergänzt denkt, der Tafel 78 (Bd. I, S. 463) mit  $n = 7$  zu  $\varphi = 0,643$  entnommen werden kann. Somit wird

$$Z = \frac{1}{2} 0,643 \frac{128}{22,5} = 1,83 \text{ t}$$

und daher die Zugbeanspruchung mit dem Kernquerschnitt  $F_n = 1,96 \text{ cm}^2$  für Schrauben  $d = 3/4''$ .

$$\sigma_Z = \frac{183}{1,96} = 0,93 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 0,933 \text{ t/cm}^2\text{)}.$$

Die Auflagerkraft  $A$  ruft außerdem eine Schubbeanspruchung von

$$\tau_N = \frac{12,8}{8 \cdot 3,14} = 0,51 \text{ t/cm}^2$$

hervor. Der Nachweis der reduzierten Spannung aus  $\sigma_Z$  und  $\tau_N$  ist in der Regel nicht notwendig, da  $\sigma_Z$  für die Zusammensetzung mit  $\tau_N$  mit dem Vollquerschnitt des Bolzens zu berechnen ist und daher wesentlich kleiner ausfällt. Außerdem gilt für  $\sigma_{red}$  eine zulässige Beanspruchung  $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ .

Bei kleineren Ausführungen wird der Binderanschluß oft durch unmittelbare Verschraubung des Endknotenbleches mit der Stütze nach Abb. 610 durchgeführt.

Sehr einfach sind in der Regel die Knoten an den Zwischenstützen bei Bindern, die über mehreren Stützen durchlaufen, gestaltet. In den meisten Fällen wird an diesen Stellen ein Montagestoß vorgesehen. Den Auflagerpunkt eines kleineren Zweifeldbinders zeigt Abb. 611. Diese Anordnung ist aber un-zweckmäßig, da der Mittelpfosten nicht bis zum Auflager geführt

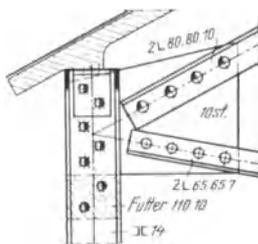


Abb. 610

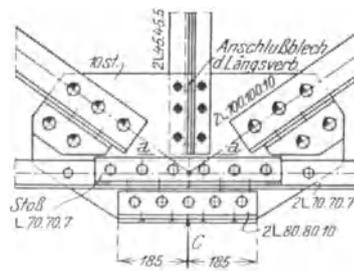


Abb. 611

ist. Das Knotenblech wird durch die Anschlußkräfte des Längsverbandes in der Fuge  $a-a$  auf Biegung beansprucht. Eine bessere Lösung für einen Zweifeldbinder von  $2 \times 31,5 \text{ m}$  Spannweite ist in Abb. 612 dargestellt. Bei dieser Anordnung wurde angenommen, daß der Auflagerdruck im wesentlichen durch Kontakt in das Knotenblech und in die Pfostenwinkel eingetragen wird, da die 6 Niete, mit denen die Auflagerwinkel angeschlossen sind, nicht zur Übertragung des großen Auflagerdruckes ausreichen.

#### γ Auflagerpunkte von Fachwerkrahmenbindern

Die Gestaltung der Auflagerpunkte ist bei Fachwerkbogenbindern und ähnlichen Tragwerksystemen im wesentlichen die gleiche wie bei den vollwandigen Rahmenbindern, weshalb auf die bezüglichen Erörterungen auf S. 631 hingewiesen werden kann. Bei festeingespannten Binderstielen sind die Fußpunkte nach den Regeln des Absatzes 76 über Stützen anzuführen.

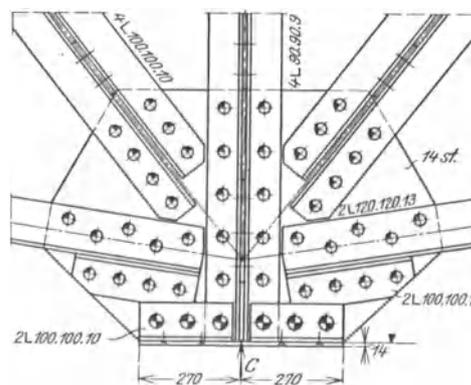


Abb. 612

#### δ) Die Firste der Binder

Dachneigung sowie Größe und Art der Firstpfette beeinflussen in ausschlaggebender Weise die Gestaltung der Firstbleche. Besonderes Augenmerk ist auf die zweckmäßige Stoßdeckung des Obergurtes zu legen, da hier viel gesündigt

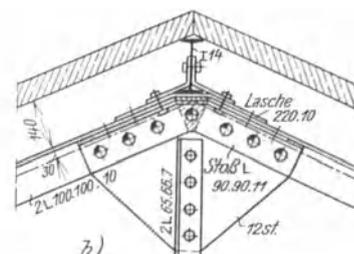
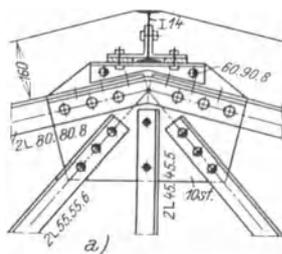


Abb. 613

wird. Abb. 613 a) läßt die Art der Lagerung der Scheitelpfette bei einem flachen Dach (bis etwa  $15^\circ$  Neigung) erkennen. Die Pfette sitzt auf passend ausgeschnittenen Lagerwinkeln

und kann gemäß DIN befestigt werden. Der Gurtstoß erfolgt mittels abgeogener Stoßwinkel. Über die Wirkungsweise dieser Stoßwinkel ist das Grundsätzliche auf S. 610 hervorgehoben worden. Ist die Dachneigung größer, bis etwa  $30^\circ$ , dann empfiehlt es sich, den

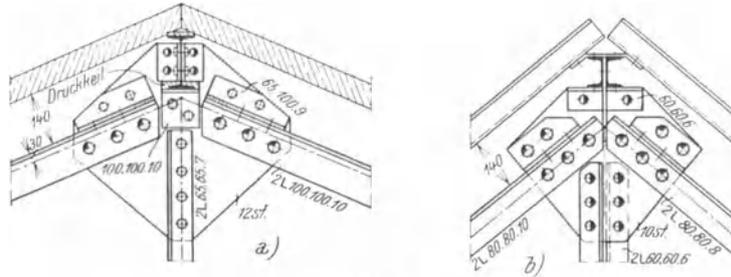


Abb. 614

Stoßwinkel zweimal abzubiegen, wie in Abb. 613 b) und das wagrechte Stück des Stoßwinkels zur Auflagerung der Scheitelpfette zu benutzen.

Eine einwandfreie Lösung zeigt Abb. 614 a). Hier sind beide Gurthälften unter Benutzung von Beiwinkeln an das Knotenblech angeschlossen. Die Pfette muß unterbrochen

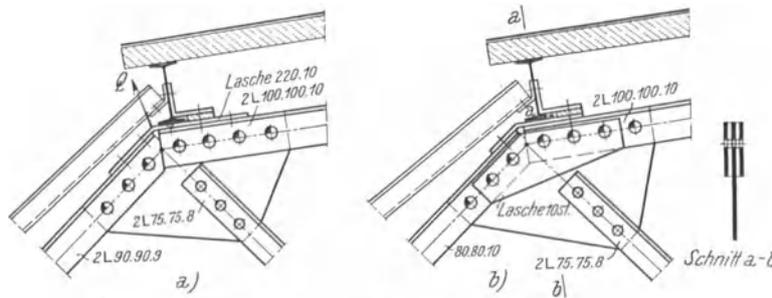


Abb. 615

werden, doch kann bei Durchlaufträgern ohne Gelenke die Momentenübertragung in bekannter Weise mittels Obergurtlasche und Druckkeil im Untergurt durchgeführt werden.

Schließlich ist in Abb. 614 b) eine ähnliche Anordnung für ein steiles Glasdach mit

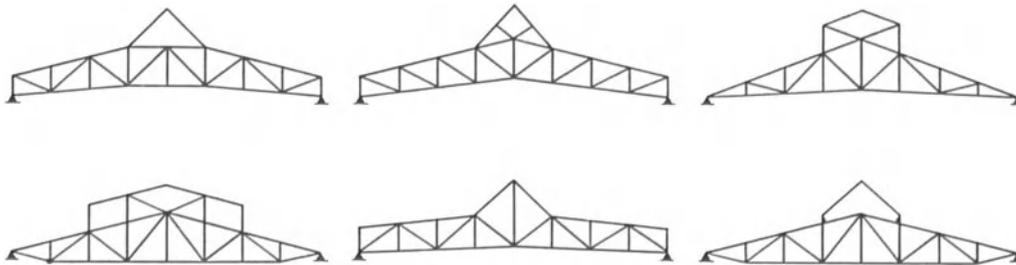


Abb. 616

Fachwerkscheitelverband, dessen Obergurt aus  $\Gamma$ -Eisen besteht, vorgeführt. Auch diese Ausbildung gestattet die einwandfreie Übertragung der Obergurtkräfte durch das Knotenblech.

Bei Bindern, die wegen des seitlichen Lichteinfalles abgewalmt sind, sogenannte Mansardbinder, wird die Ecke zwischen seitlicher Glasfläche und eigentlicher Dachfläche oft unrichtig ausgebildet, weshalb dieser Binderknoten besonders besprochen werden soll. Abb. 615 a) zeigt eine unzureichende Ausführung, da die in den abstehenden Schenkeln

der beiden Gurte fließenden Kräfte eine Abtriebskraft  $Q$  ergeben, die von der Lasche nicht aufgenommen werden kann. Es kommt hierdurch zu einer Überlastung des Knotenbleches. (Siehe die Ausführungen zu Abb. 582 auf S. 610.) Die richtige Lösung ist in Abb. 615 b) vorgeführt. Die aufgenietete Lasche bildet eine ausreichende Verstärkung des Knotenbleches, so daß die gesamten Gurtkräfte durch das Knotenblech geleitet werden können. Man berechne Moment und Längskraft für den Querschnitt  $a-b$  und weise die obere Randspannung für den aus Steg und zwei Laschen bestehenden Querschnitt aus. Die Ausführung mit abgeboenen Stoßwinkeln, die aber teurer ist, ist bereits in Abb. 583 erwähnt worden.

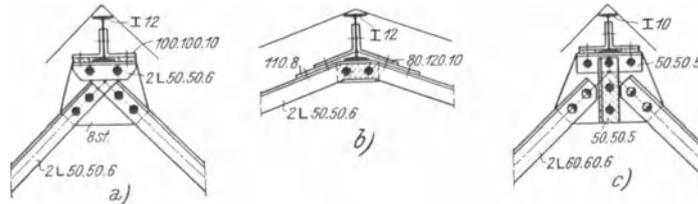


Abb. 617

#### e) Oberlichte und Laternenaufbauten

Bei der Stabführung derartiger Aufbauten ist darauf zu achten, daß durch diese keine statisch überzähligen Stäbe in das Bindernetz gelangen, um die von den Aufbauten herührenden Knotenlasten des Binders auf einfachste Weise bestimmen zu können. Die Abb. 616 zeigt einige der üblichen Laternenanordnungen, die alle dadurch ausgezeichnet sind, daß das gesamte Bindernetz statisch bestimmt ist.

Einzelheiten der Scheitel-ausbildung der Laterne sind in den Abb. 617 a) bis c) wiedergegeben.

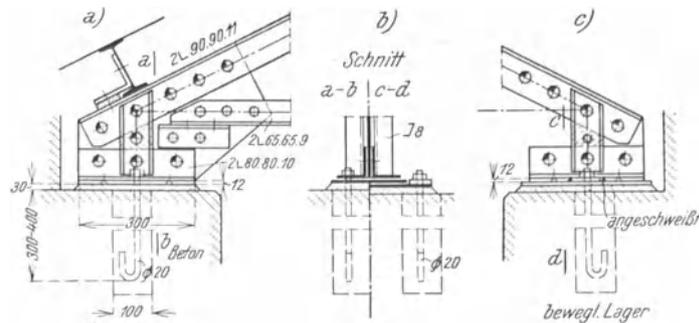


Abb. 618

#### ζ) Lager und Gelenke

##### Mauerwerkslager

Bei Balkenbindern bis etwa 20 m Spannweite werden bei Mauerwerkslagerung keine besonderen Lagerkonstruktionen vorgesehen. Die Binder werden unmittelbar auf das Mauerwerk gesetzt und entweder auf einer Seite oder häufig auf beiden Seiten mit Auflagerschrauben in das Mauerwerk verankert; der Binder wirkt im letzteren Fall wie eine zug- und druckfeste Querschließe und erhöht so die Standsicherheit der beiden Längswände.

Bei Windanfall auf die eine Wand wird auch die leeseits gelegene Wand zur Aufnahme des Winddruckes herangezogen. Abb. 618 a) zeigt die einfache Anordnung eines solchen Auflagers. Sind die Wände standfest genug, so daß eine Wand den gesamten in Betracht kommenden Winddruck übernehmen kann, so ordnet man auf einer Seite ein bewegliches Lager an, das zweckmäßig nach Abb. 618 c) ausgebildet wird. Auf einer mit dem Mauerwerk verschraubten Schleifplatte, die beiderseits Führungsflacheisen erhält, wird ohne jede weitere Befestigung der Binderfuß aufgesetzt. Da der Reibungsbeiwert von Stahl auf Stahl mit etwa  $\frac{1}{6}$  in Rechnung gestellt werden kann, so kann die Reibung bei der Ausdehnung oder Zusammenziehung des Binders bei Temperaturänderungen mit Leichtigkeit überwunden werden.

Die Berechnung der Fußabmessungen in Hinsicht auf die zulässigen Pressungen des Auflagerbetons erfolgt nach den auf S. 495 und S. 517 des I. Bandes angegebenen Regeln.

Bei Bindern über 20 m Spannweite werden häufig Lagerplatten aus Gußeisen ver-

wendet, wobei das feste Lager mit Knaggen versehen wird. Siehe die Abb. 396 in Bd. I, S. 496, sowie die dort angegebenen Bemessungsformeln.

Besser ist es aber, Lagerstühle aus  $\square$ -Eisen oder  $\Gamma$ -Trägern herzustellen, da man dadurch von den meist langen Lieferfristen für den Lagerguß unabhängig wird. Das bewegliche

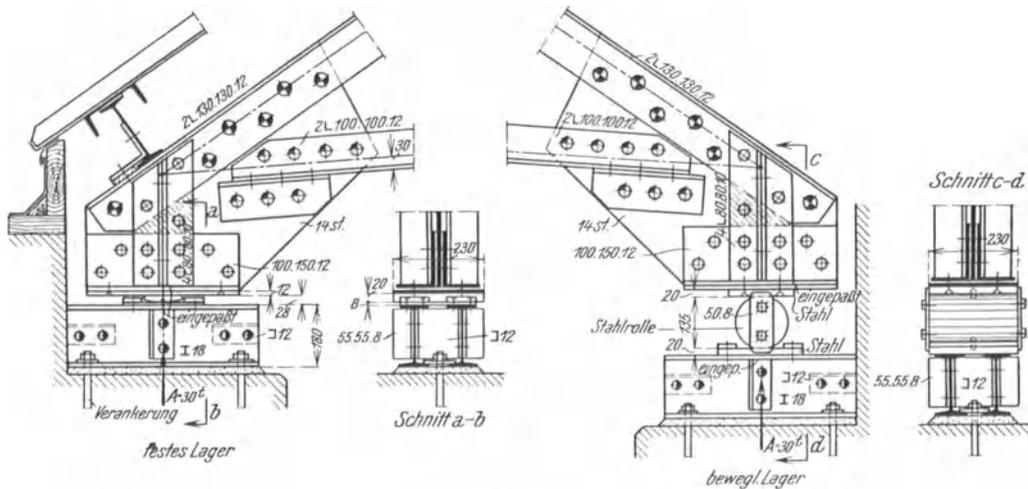


Abb. 619

Lager kann dann entweder als Gleitlager oder als Rollenlager ausgebildet werden, Abb. 619. Bei Spannweiten über 25 m empfiehlt sich die Anordnung einer Rolle, um die Seitenkräfte auf die stützende Wand nach Möglichkeit zu verringern. Wird mit Rücksicht auf gedrängte

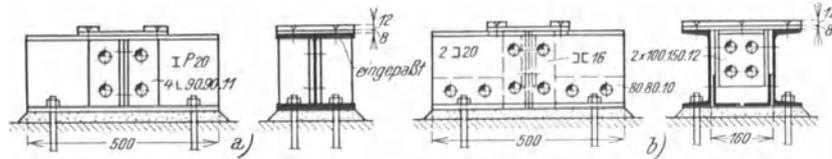


Abb. 620

Abmessungen der Rolle hochwertiger Stahl für diese verwendet, dann sind auch die beiden Druckplatten ober- und unterhalb der Rolle aus dem gleichen Werkstoff anzufertigen. Um die Rolle immer in der richtigen Stellung zu erhalten, werden zwei Dorne vorgesehen, wobei der obere Dorn in der Rolle fest sitzt und in einer Ausnehmung der oberen Druckplatte eingreift, während der untere Dorn in der unteren

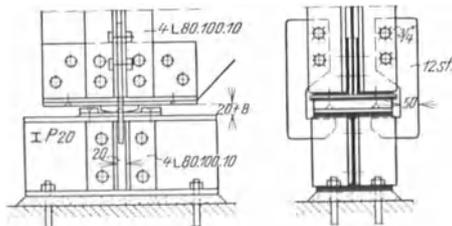


Abb. 621

Platte befestigt ist und in die Rolle eingreift. Zwei weitere Stuhlansordnungen sind in der Abb. 620 veranschaulicht. Bei allen diesen Ausführungen ist darauf zu achten, daß die wagrechten Flanschen der  $\square$ -Eisen und Träger an den Stellen der Druckübertragung durch genau eingepaßte Absteifungen zweckmäßig abgestützt werden. Kommt Unterwind in Frage, dann ist der Binder etwa gemäß Abb. 621 gegen Abheben zu sichern.

Die Berechnung der Rollendurchmesser erfolgt nach den bekannten Hertzschen Formeln. Die zulässigen Pressungen an der Berührungsstelle sind nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke“ der deutschen Reichsbahn wie folgt zu wählen:

Für Rollen aus	Zulässige Pressungen		Elastizitätsmodul t/cm <sup>2</sup>
	ohne Wind t/cm <sup>2</sup>	mit Wind t/cm <sup>2</sup>	
Gußeisen .....	5,0	6,0	1000
Flußstahl St 37 .....	6,5	8,0	2100
Stahlguß Stg 52,81 .....	8,5	10,0	2150
Hochwertiger Baustahl .....	8,5	10,0	2100
Geschmiedeter Stahl St C 35,61	9,5	12,0	2100

Unter der Voraussetzung, daß die Rolle und die Berührungsplatten aus gleichwertigem Baustoff bestehen, gilt für den notwendigen Rollendurchmesser in cm die Formel

$$d = \frac{0,350 EA}{p^2 n l} \cdot 1)$$

Hierin ist  $E$  der Elastizitätsmodul in t/cm<sup>2</sup>,  $A$  der Auflagerdruck in t,  $n$  die Anzahl,  $l$  die Länge der Rollen in Zentimeter,  $p$  die zulässige Pressung in t/cm<sup>2</sup>. Mehr als zwei Rollen

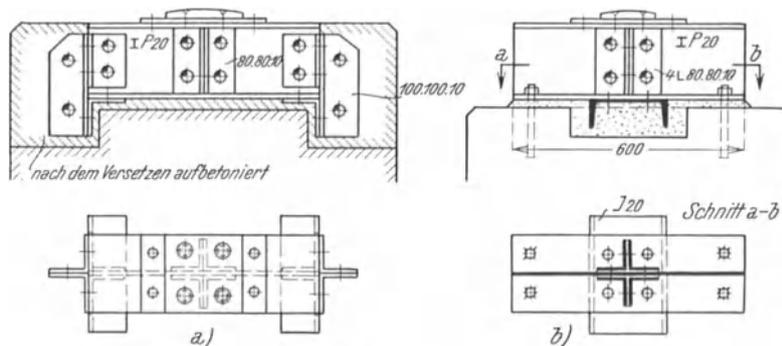


Abb. 622

sollen nicht verwendet werden, doch strebe man darnach, mit einer Rolle das Auslangen zu finden.

Die **Fußlager der Bogenbinder** werden im wesentlichen in der gleichen Weise ausgebildet, wie die vorbeschriebenen festen Lager der Balkenbinder, doch ist besondere Aufmerksamkeit der einwandfreien Übertragung der oft großen wagrechten Kräfte auf das Fundament zu schenken. Man ordnet zu diesem Zwecke, um den Horizontalschub nicht nur durch die Ankerbolzen zu übertragen, Stemmwinkel oder Stemm-Eisen an, die in später auszugießende Vertiefungen des Fundamentkörpers reichen. Zwei Ausführungsweisen sind in Abb. 622 zur Darstellung gebracht.

Ein Beispiel eines Stahlgußlagers für einen Rahmenträger zeigt Abbildung 623. Die unteren Aufsitzflächen des Lagerkörpers sind so stark gegen die Wagrechte geneigt, daß diejenige Binderauflagerkraft, die am stärksten von der Lotrechten abweicht, senkrecht zur Lagerfuge zu stehen kommt, oder höchstens um einen Betrag, der kleiner ist als der Reibungswinkel, d. i. etwa 15°, von der Lotrechten zur Lagerfuge abweicht.

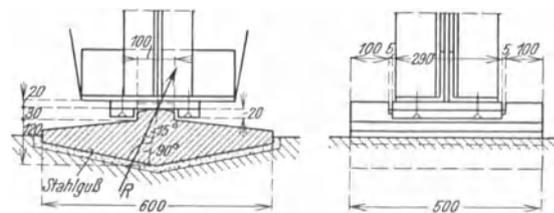


Abb. 623

1) Siehe Eiserne Brücken, S. 571.

## Gelenkausführungen

Für die Zwischengelenke, wie sie im Stahlbau bei Gerbergelenkträgern, Dreigelenkbogen usw. zur Anwendung kommen, wurden im Laufe der Zeit eine Reihe von verschiedenen Formen ausgebildet. Grundsätzlich ist zwischen Gelenken zu unterscheiden, die hauptsächlich Querkräfte und solche, die Quer- und Längskräfte zu übertragen haben. Man vermeidet derzeit die Ausführung der Gelenke in Gußeisen oder Stahlguß, wie dies früher vielfach üblich war, und ist bestrebt, mit den üblichen Walzeisenprofilen oder Blechen auf einfachste Weise einwandfrei wirkende Gelenkpunkte zu schaffen.

Abb. 624 a) zeigt eine ziemlich einfache Gelenkanordnung, die Querkräfte bis etwa 30 t leicht übertragen kann. Bei der Bestimmung der Bolzen- und Laschenabmessungen rechnet man mit einem Leibungsdruck von höchstens 1600 kg/cm<sup>2</sup>. Die Auflager- und

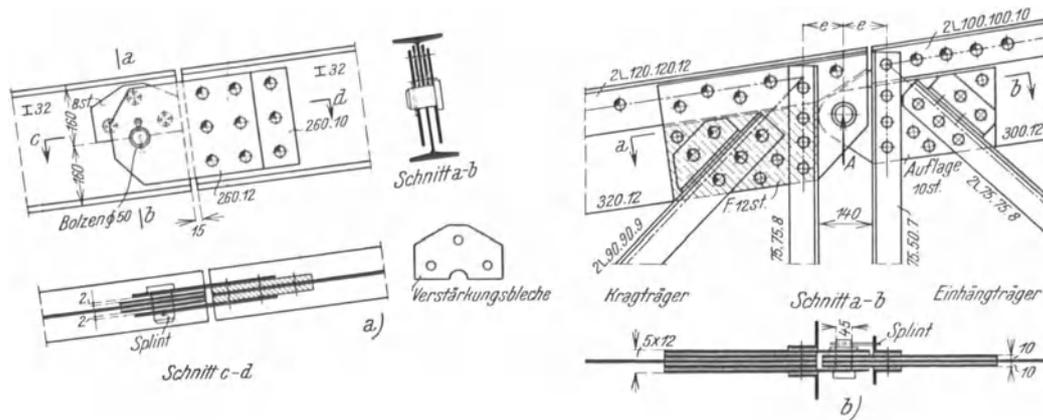


Abb. 624

Laschenstärken sind so festzulegen, daß ein Lichtraum von wenigstens 2 mm Stärke zwischen den beiden sich gegeneinander drehenden Teilen verbleibe, um eine ungehinderte Wirkung des Gelenkes zu ermöglichen. Der Bolzen ist durch einen Splint zu sichern.

Das Bolzengelenk im Obergurt eines Fachwerkbinders ist in Abb. 624 b) veranschaulicht. Im Gelenkknoten tritt bei dieser Anordnung ein Biegemoment  $M = Ae$  (siehe die Abbildung) auf, zu dessen Aufnahme der Obergurt bis zum nächsten Fachwerkknoten durch einen Steg verstärkt ist. Bei dieser Gelegenheit sei darauf aufmerksam gemacht, daß bei Dachbindern die Gelenke immer nahe der Dachhaut vorzusehen sind, um die unter Umständen vorhandene Momentenwirkung der durchgehenden Dachhaut tunlichst herabzusetzen.

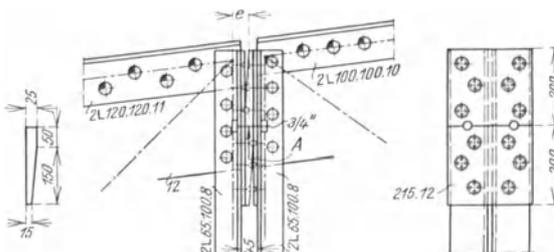


Abb. 625

Eine ganz andere Art der Gelenkausbildung ist in Abb. 625 dargestellt. Die Anordnung ist äußerst einfach, gedrängt, und leicht zu montieren. Der Einhäng- oder Koppelträger trägt an seinem Ende eine 20 bis 30 m/m breite keilförmige Platte, eine Art Knagge, mit der er sich auf eine ganz ähnliche Knagge, die am Kragträger befestigt ist, stützt. Durch zwei Schrauben, deren Achsen mit der Berührungsebene der Knaggen (also der Gelenkebene) zusammenfallen, wird ein Auseinanderziehen der Gelenkverbindung und damit das Abgleiten des Koppelträgers verhindert. Die geringe Exzentrizität  $e$  macht eine Berücksichtigung des Momentes  $Ae$  meist nicht notwendig. Es können daher bei dieser Ausführungsweise die Gurtverstärkungen zur Aufnahme der Biegemomente in der Regel entfallen.

Die zweite Art von Zwischengelenken, in denen die Längskraftübertragung die ausschlaggebende Rolle spielt, wird im wesentlichen nach den gleichen Grundsätzen durchgebildet, wie die vorherbeschriebenen Gelenke. Das in Abb. 624 b) vorgeführte Bolzengelenk kann in der dargestellten Form z. B. auch als Scheiteltgelenk eines Dreigelenkbogens dienen. Im übrigen werden in der Überzahl der Fälle, Plattengelenke und Federgelenke ausgeführt. Abb. 626 a) zeigt ein Plattengelenk. Die Längskraft wird durch die 150 mm breite gewölbte

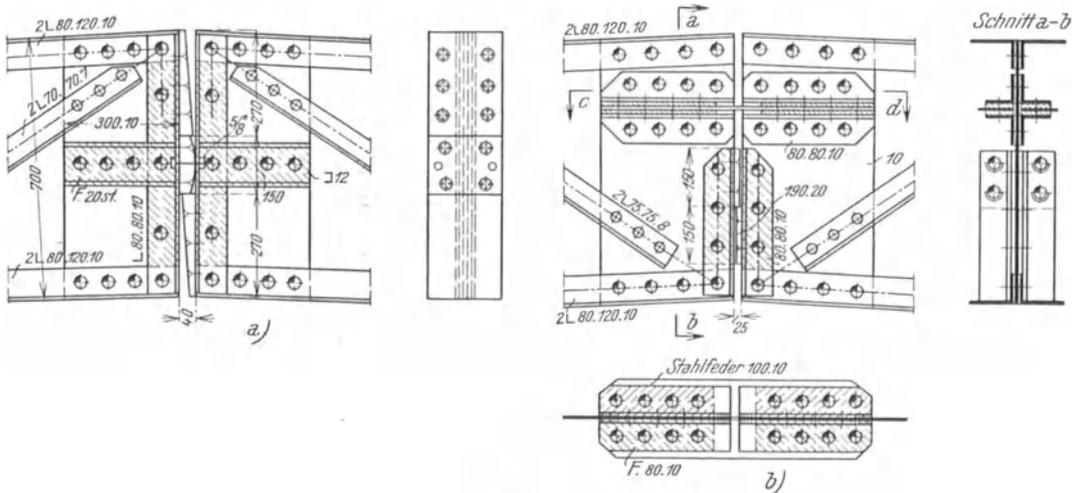


Abb. 626

Platte vom rechten auf den linken Binderteil übertragen, wobei die Wölbung Drehbewegungen gestattet. Die Querkräfte werden, ebenso wie bei den oben besprochenen Lagern, durch Knaggen, die sich oben und unten gegen die Seitenflächen der gewölbten Lagerplatte stützen, aufgenommen. Die Entfernung der beiden Knaggen muß um etwa 1 mm größer sein als die Lagerplattenbreite, um Drehbewegungen im Gelenk zu ermöglichen.

Ein Federgelenk ist in Abb. 626 b) dargestellt. Die Übertragung der Längskräfte erfolgt durch zwei in wagrechter Ebene beiderseits des Knotenbleches liegende Stahlplatten, die zwischen Winkeln gefaßt sind. Die lotrechten Querkräfte werden durch angenietete quergestellte Platten (Knaggen) aufgenommen. Der Biegungswiderstand der Federplatten ist sehr gering, so daß diese Art der Gelenke die nahezu kräftefreie Drehung der beiden Binderteile gegeneinander mit großer Sicherheit gewährleistet. Man berechnet die Federn auf reinen Druck und fügt noch die Zusatzspannung infolge der Biegung bei der größtmöglichen Winkelverdrehung im Gelenk hinzu.

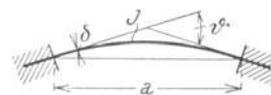


Abb. 627

Die Federn stellen beiderseits eingespannte Balken von der freien Weite  $a$  vor. Siehe Abb. 627. Ist  $\vartheta$  der Winkel, um den sich die beiden Binderteile im Gelenk gegeneinander verdrehen, so ist das Biegemoment  $M$ , wenn  $J$  das maßgebende Trägheitsmoment der Feder bedeutet,

$$M = \frac{E J \vartheta}{a}$$

und daher beträgt die Randspannung bei der Plattenstärke  $\delta$

$$\sigma = \frac{E J \vartheta \delta}{2 J a} = \frac{E \vartheta \delta}{2 a} \dots \dots \dots (19)$$

$\vartheta$  ist hierbei im Bogenmaß einzuführen.

Eine etwas abgeänderte Ausführung eines Federgelenkes zeigt Abb. 628. (Von der Bahnhofshalle in Köln-Deutz.) Der Übertragung der Längskraft dienen hier zwei Platten

140 · 10, während die Überleitung der Querkräfte durch die entsprechend ausgeschnittenen und sich beiderseits der Feder berührenden Stege, die durch aufgenietete Platten verstärkt sind, erfolgt.

### b) Geschweißte Fachwerkbinder

Die gleichen Grundsätze, die im Absatz 70 für die Gestaltung der Fachwerke mit genieteten Knoten erörtert wurden, gelten auch für Fachwerke mit geschweißten Stabverbindungen. Noch mehr als bei genieteten Trägern muß bei geschweißten Trägern darauf geachtet werden, daß Biegungswirkungen durch unzuverlässigen Stabanschluß vermieden werden. Es ist unbedingt darauf zu achten, daß die Schwerachsen der Stäbe sich im Netzpunkt des Fachwerkknotens schneiden. Die Schweißnähte sind ihrer Länge und Lage nach

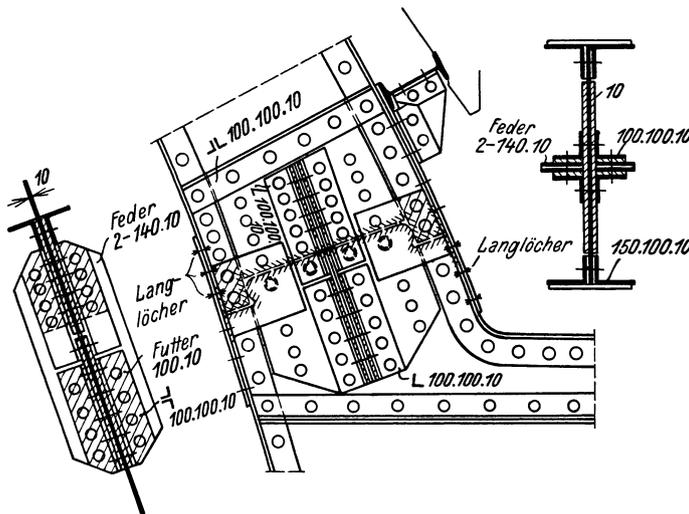


Abb. 628

so zu wählen, daß die Schwerlinie des Anschlusses mit der Stabschwerlinie zusammenfällt. Siehe die Formeln in Bd. I, S. 474.

Es wird als ein Vorzug der geschweißten Fachwerke genannt, daß es in Hinsicht auf die gegenüber der Nietverbindung kürzere Anschlußlänge vielfach möglich ist, bei geeigneter Querschnittsform des Gurtes ohne Knotenbleche das Auslangen zu finden. Die Füllstäbe werden somit unmittelbar am Gurtsteg aufgeschweißt. Jeder Kraftanschluß bringt

aber eine Störung in die gleichmäßige Spannungsverteilung eines gespannten Gurtstabes und damit eine Spannungserhöhung. Diese örtliche Spannungserhöhung ist aber beschränkt und dürfte, wie die näherungsweise Durchrechnung einiger Fälle gezeigt hat, im allgemeinen das Ausmaß von 10 bis 15% der Gurtspannung nicht überschreiten. Da diese Spannungserhöhung auch bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze an den stärksten beanspruchten Stellen erhalten bleibt, so sind die Zusatzspannungen, die eigentlich nicht vernachlässigt werden dürfen. Sie sind in Parallele zu setzen mit den Zusatzspannungen in genieteten Fachwerken, deren Netzlinien z. B. mit den Nietrißlinien und nicht mit den Stabschwerachsen übereinstimmen. Es empfiehlt sich daher, bei der Bemessung der Zuggurte bei zulässigen Beanspruchungen von mehr als 1200 kg/cm<sup>2</sup> eine Querschnittsreserve von 10 bis 15% vorzusehen.<sup>1)</sup> Bei Druckgurten, deren tatsächliche Durchschnittsspannung in der Regel unter  $\sigma_{zul}$  bleibt, ist der Querschnittszuschlag nicht notwendig.

Bei der Auswahl der Stabquerschnitte geht man bei geschweißten Bindern von etwas anderen Gesichtspunkten aus, als bei den genieteten Fachwerken. Für die Gurte kommen in erster Linie  $\perp$ -Profile oder für einzelne Gurtstäbe auch zwei Winkeleisen  $\perp\perp$  in Frage. Für die Füllstäbe werden zwei Winkel  $\perp\perp$ , T- oder  $\perp\perp$ -Querschnitte verwendet. Da die gangbaren  $\perp$ -Profile, Stege mit beiderseitigem Anzug haben, so sind diese Profile für die Gurte meist unverwendbar. Besser eignen sich die durch Teilung von  $\perp$ -Trägern gewonnenen Halbprofile, die noch den großen Vorteil besitzen, daß die große Steghöhe der-

<sup>1)</sup> Mit Rücksicht auf die Tatsache, daß bisher über das Verhalten des Muttermaterials in geschweißten Bauteilen noch nicht genügende Erfahrungen vorliegen, sollte bei geschweißten Ausführungen die in den Deutschen Vorschriften vorgesehene Erhöhung der zulässigen Beanspruchung von 1,2 t/cm<sup>2</sup> und 1,4 t/cm<sup>2</sup> auf 1,4 und 1,6 t/cm<sup>2</sup> nicht in Anspruch genommen werden.

artiger Halbquerschnitte in vielen Fällen den unmittelbaren Anschluß der Füllstäbe an den Gurtquerschnitt ermöglichen. Unter Umständen dürften sich auch aus Flachstäben geschweißte T-Querschnitte als wettbewerbsfähig erweisen. Die Entwicklung der konstruktiven Durchbildung geschweißter Fachwerke ist noch zu sehr im Fluß, so daß hier nur die grundsätzlichen Anordnungen besprochen werden können. Die wichtigsten Stabformen zeigt Abb. 629.

In Abb. 630 sind verschiedene Knoten eines Fachwerkbinders mit 1/2 I-Gurten dargestellt. In Abb. 630 a) schließen die Füllstäbe unmittelbar an den Steg an, in Abb. 630 b) ist der Steg durch ein angeschweißtes Blech (Stumpfschweißung) örtlich erbreitert, um

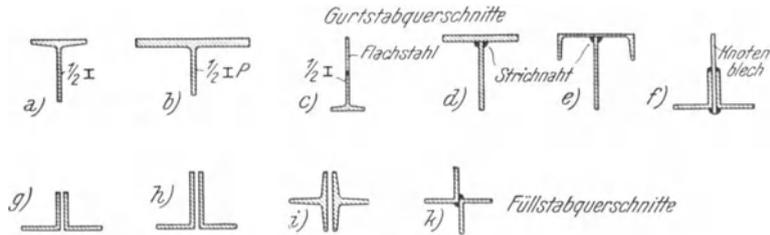


Abb. 629

Raum für den Anschluß der Füllstäbe zu gewinnen. Die lange Naht zwischen Blech und Steg hat jeweils die Mittelkraft aus den durch die Schweißnähte im Blechbereich übertragenen Kräften aufzunehmen. Sie ist daher in erster Linie auf Abscheren, außerdem je

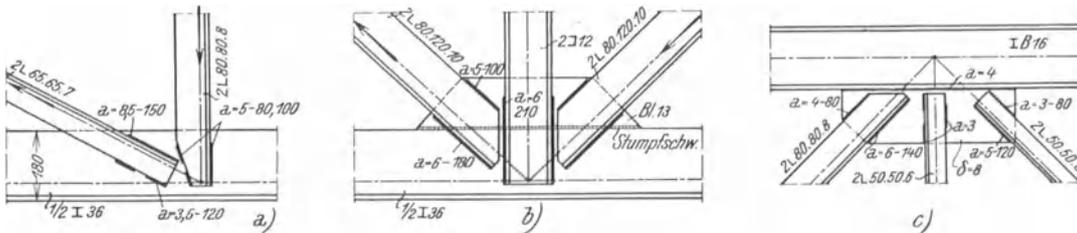


Abb. 630

nach dem vorliegenden Fall auf der einen Seite auf Zug, auf der anderen Seite auf Druck beansprucht. Hier und in den folgenden Abbildungen bedeutet  $a$  die Stärke der Kehlnaht (siehe Bd. I, S. 464) Die durch Bindestrich getrennte Zahl ist die Länge der Naht ohne Kraterenden.

Die Berechnung der Anschlußstumpfnahnt gestaltet sich kurz wie folgt: Sind  $\bar{D}_1$  und  $\bar{D}_2$  die im Bereiche des Knotenbleches durch die Schweißnähte übertragenen Teile der Stabkräfte  $D_1$  und  $D_2$ , Abb. 631, so ergibt die Zusammensetzung dieser Kräfte eine Schubkraft  $S$  und eine Querkraft  $T$  der Naht, sowie das Biegemoment  $M = Ss$ . Ist  $F$  die Fläche,  $W$  das Widerstandsmoment der Naht, so ist die Spannung in  $a$  bzw.  $b$  von Moment und Querkraft

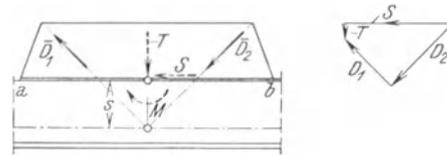


Abb. 631

$$\sigma_a = -\frac{T}{F} + \frac{M}{W}, \quad \sigma_b = -\frac{T}{F} - \frac{M}{W}$$

und in der Mitte infolge  $S$

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{S}{F}.$$

Eine Zusammensetzung von  $\sigma$  und  $\tau$  zur reduzierten Spannung ist nicht notwendig, da die Größtwerte an verschiedenen Stellen auftreten.

Aus Abb. 630 c) ist der Anschluß von Gurtstäben an einen  $\Gamma$ -Gurt ersichtlich. Hier ist ein Anschlußblech in allen Fällen notwendig. Die Wirkungsweise des Bleches ist die gleiche wie in Abb. 630 b).

An dieser Stelle sei darauf aufmerksam gemacht, daß die Schweißnähte am Schenkelrande der Winkelisen wegen der Abrundung der Kante mit einer Stärke  $a$ , die höchstens den halben Wert der Schenkeldicke ausmacht, ausgeführt werden können.

Da in den Profilbüchern die Querschnittswerte für  $1/2$   $\Gamma$ -Träger nicht angegeben sind, so sind im Einzelfalle die Schwerpunktabstände und der Trägheitshalbmesser zu errechnen. Man benütze hierzu die folgenden Formeln. Siehe Abb. 632 a).

Schwerpunktabstand:

$$e' = \frac{2 S_x}{F},$$

Trägheitsmoment:

$$I_x = \frac{1}{2} J_x - \frac{2 S_x^2}{F},$$

wobei  $F$  die Querschnittsfläche des ganzen Trägers,  $J_x$  das auf die winkelrecht zum Steg stehende Schwerpunktsachse bezogene Trägheitsmoment des ganzen Trägers,  $S_x$  das auf die gleiche Achse bezogene statische Moment des halben Trägers bedeuten.  $F$ ,  $J_x$  und  $S_x$  werden den Profiltabellen entnommen.

Bei Verwendung von  $1/2$   $\Gamma$ -Profilen kann man das Anschweißen von Knotenblechen unter Umständen ersparen, wenn man die Steghöhe nur so hoch wählt, daß für jeden Gurt  $J_x = J_y$  wird. Bei den Normalprofilen ist dann die Steghöhe kleiner als die halbe Trägerhöhe und man kann beim Zerschneiden des Trägers das so frei werdende Material zur örtlichen Erbreiterung des Steges für den Füllstabanschluß verwerten.<sup>1)</sup> In Abb. 632 b)

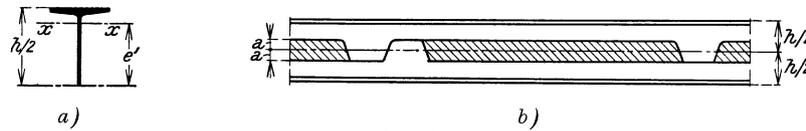
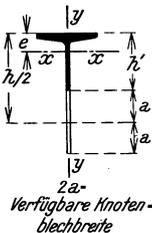


Abb. 632

Tafel 105. Querschnittswerte für  $\Gamma$ -Träger bei  $J_x = J_y$

Querschnitt	$\Gamma$ Nr.	Schwer- punkt- lage $e$ mm	Höhe $h'$ mm	Knoten- blech- breite <sup>2)</sup> $2a$ mm	Fläche $F$ cm <sup>2</sup>	Trägheits- moment $J_x = J_y$ cm <sup>4</sup>	Trägheits- halb- messer $i_x = i_y$ cm
	20	18	75	40	14,9	58	1,97
	22	19	80	50	17,4	81	2,16
	24	20	85	60	20,0	110	2,35
	26	21	90	70	22,9	144	2,51
	28	22	95	80	26,0	182	2,65
	30	24	100	90	29,2	225	2,78
	32	25	105	100	32,6	277	2,92
	34	26	110	110	36,1	337	3,06
	36	28	115	120	40,1	409	3,19
	38	29	120	130	43,9	487	3,33
	40	31	125	140	48,2	580	3,47
	42 1/2	32	132	160	53,6	720	3,66
	45	33	138	165	59,4	865	3,82
	47 1/2	35	144	185	65,4	1045	4,00
	50	37	150	190	72,0	1240	4,15
	55	40	163	215	85,2	1745	4,53
	60	44	175	240	100,0	2335	4,83



<sup>1)</sup> Nach einem Vorschlag von Dipl. Ing. Harry Gottfeld, Berlin. Siehe Stahlbau 1932, S. 79.

<sup>2)</sup> Abzüglich 10 mm Schnittverlust.

ist gezeigt, wie die beiden Trägerhälften zweckmäßig geformt werden und mit verhältnismäßig geringem Materialverlust ein mit Knotenblechansätzen versehener Gurt erzeugt werden kann.

In der vorstehenden Tafel, die der genannten Quelle entnommen ist, sind für die I-Normalprofile Nr. 20 bis 60 die unter der Voraussetzung  $J_x = J_y$  errechneten Gurthöhen  $h'$ , Knotenblechbreiten  $2a$ , sowie die Trägheitsradien  $i_x = i_y$  angegeben.

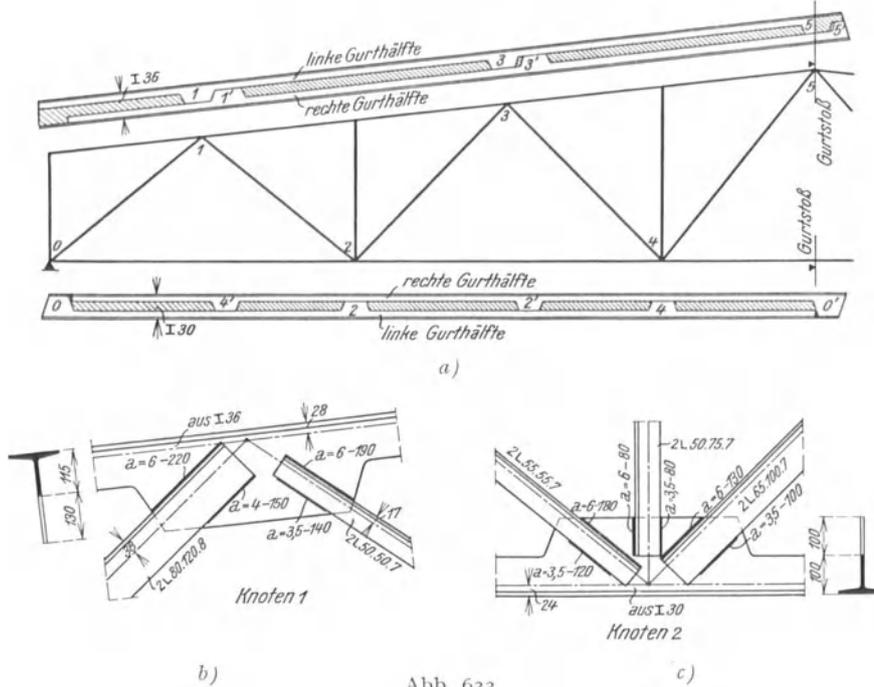


Abb. 633

Die Art und Weise der Zerlegung der Träger, um die Ober- und Untergurte zu erzeugen, ist an einem einfachen Beispiel in Abb. 633 a) dargestellt. Knotenpunkt 1 und 2 sind in der Abb. 633 b) und c) veranschaulicht.

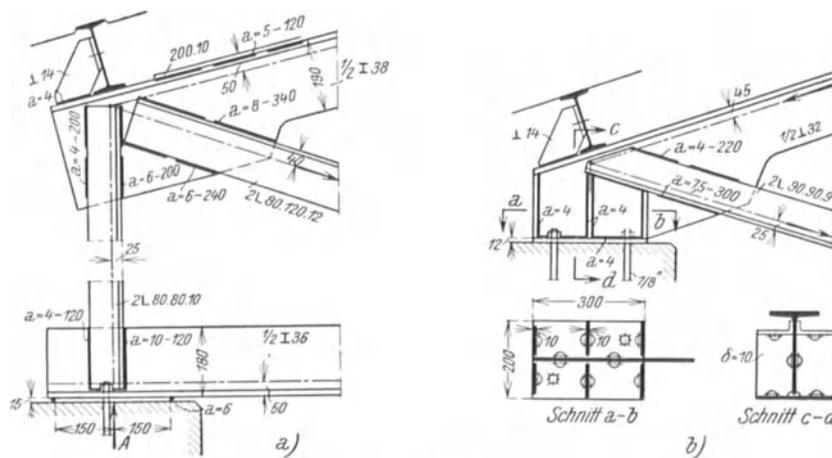


Abb. 634

**Auflagerpunkte** sind in den Abb. 634 a) und b) zur Darstellung gebracht. Abb. 634 a) zeigt die unmittelbare Auflagerung eines Gurtes aus  $1/2$  I 36. Die 15 mm starke Auflagerplatte ist mit zwei quergestellten Kehlnähten aufgeschweißt. In der gleichen Abbildung

ist der zugehörige Obergurtknoten gezeichnet, der aus  $\frac{1}{2}$  I 38 mit aufgenietetem Deckblech 200 . 10 besteht. Um Raum für den Anschluß der kräftigen Endstäbe zu gewinnen, wurde nicht der ganze Träger halbiert, sondern die Enden in voller Höhe belassen und nur der eine Flansch abgeschnitten. Den Endknoten des üblichen in einer Spitze auslaufenden Binders zeigt Abb. 634 b). Der Obergurt ist im wesentlichen so wie vor gebildet. Der Untergurt besteht im Endfelde aus zwei Winkeln, die den Obergurtsteg beiderseits umfassen und an diesen angeschweißt sind. Die Befestigung der Auflagerplatte und die lotrechte

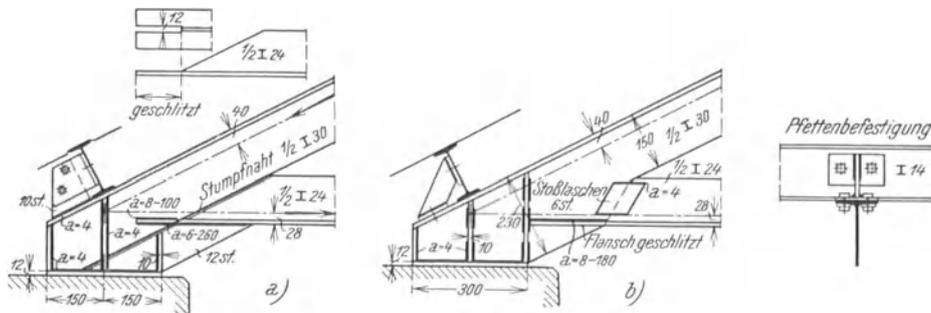


Abb. 635

Aussteifung der Platte gehen leicht verständlich aus der Abbildung hervor. Eine zweite Lösung eines ähnlichen Knotens ist aus Abb. 635 a) ersichtlich. Der Untergurtsteg ist ausgeschnitten und stößt stumpf an den Obergurtsteg. Der Flansch des Untergurtes ist geschlitzt, damit er den Obergurtsteg umfassen kann. Durch ein rautenförmig geschnittenes Blech, das an dem Obergurt stumpf, an dem Untergurt mit Flankennähten angeschweißt

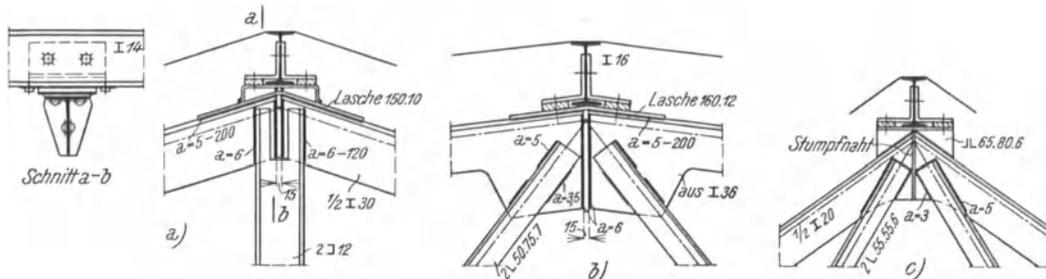


Abb. 636

ist, wird für einen freieren Kraftausgleich zwischen Obergurt- und Untergurtkraft Sorge getragen. Eine bessere und in der Herstellung einfachere Lösung der gleichen Aufgabe veranschaulicht Abb. 635 b). Auch hier ist der Untergurtflansch geschlitzt, während der stumpfe Stoß zwischen den Stegen der Gurte durch zwei 6 mm starke Laschen gedeckt ist.

Die Ausbildung des Firstpunktes erfolgt in der Regel in der Weise, daß die Obergurte unter Zuhilfenahme einer Querplatte stumpf gestoßen werden. Abb. 636 a). Der Flansch ist durch eine gebogene, mit Flankennähten angeschweißte Lasche gedeckt. Erfordert der Strebenanschluß eine größere Anheftfläche, dann gestaltet man den Knoten nach Abb. 636 b). Die Verbindungsweise des linken mit dem rechten Gurtteil ist im wesentlichen die gleiche wie vor. In jenen Fällen, wo die reine Druckbeanspruchung des Obergurtes  $\leq 0,75 \sigma_{zul}$ , genügt die Schweißstumpfnah zur Kraftübertragung. Abb. 636 c).

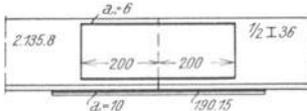


Abb. 637

**Gurtstöße** legt man am zweckmäßigsten außerhalb der Knotenpunkte. Die Verbindung geschieht am besten durch Gurt- und Steglaschen. Abb. 637.

Die Pfettenbefestigung kann auf die mannigfaltigste Art erfolgen. Verschiedene Befestigungsweisen sind in den Abb. 634 bis 636 dargestellt. Da angeschweißte Pfetten-

stützen beim Befördern der Binder leicht abbrechen, so empfiehlt es sich, Anordnungen zu wählen, die ein Aufschrauben der Pfettenabstützung an der Baustelle ermöglichen. Da die Pfetten meist auf dem Druckgurt aufsitzen, so ist es am zweckmäßigsten, die üblichen Pfettenbefestigungswinkel nach DIN aufzuschrauben, da bei Druckstäben der Lochabzug nicht berücksichtigt werden muß.

### 73. Berechnung und Bemessung der Vollwandbinder

Vollwandige Ausführungen stehen, wie bereits auf S. 559 hervorgehoben, derzeit stark im Vordergrund. Derartige Ausführungen erstrecken sich sowohl auf ein- oder mehrfeldrige Balkenbinder, als auch auf ein- oder mehrschiffige Rahmen- oder Bogengesparre. Wegen der Berechnung derartiger Tragwerke sei auf die im Band I im fünften Abschnitt zusammengestellten Hilfsmittel und Angaben verwiesen. Im allgemeinen sind bei Bindern für jeden der in Betracht kommenden Belastungsfälle die Auflagerkräfte, Biegemomente, Quer- und Längskräfte zu ermitteln. Die Berechnung hat sich auf folgende Belastungsfälle zu erstrecken. (Siehe auch die Ausführungen auf S. 614.)

1. Bleibende Last.
2. a) Halbseitige Schneebelastung, b) volle Schneebelastung.
3. Windbelastung.
4. Sonstige Verkehrslasten, wie Auflagerdrücke der Kranbahnen, Hängebahnen, Nutzlasten bei flachen Dächern usw.

Maßgebend für die Bemessung sind die größten Randspannungen aus Moment und Normalkraft, also die Spannungen  $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$ , wobei in der Regel beide Randspannungen zu ermitteln sind. Man hätte demnach für jeden Belastungsfall in den einzelnen Querschnitten die beiden Randspannungen zu bestimmen und die Einzelwirkungen zu Größtwerten zusammenzuzählen. In der Regel genügt es aber, die Größtwerte der positiven und negativen Momente durch entsprechende Zusammenzählung der Einzelwirkungen aus den verschiedenen Belastungsfällen zu ermitteln und die Normalkraft, die zu diesen zusammengezählten Wirkungen gehört, bei der Bemessung in Rechnung zu stellen. Die vom Moment herrührenden Randspannungen  $\frac{M}{W}$  sind meistens viel größer sind als die von der Normalkraft herrührenden Spannungen  $\frac{N}{F}$ , so daß für die größte Randspannung jene Lastkombination ausschlaggebend ist, die die größten Biegegrandspannungen erzeugt.

Auf einen Umstand, der bei der Berechnung oft übersehen wird, möge an dieser Stelle noch aufmerksam gemacht werden. Der Berechnung der Rahmen wird eine ideelle Stabachse zugrunde gelegt, auf welche dann die Momente bezogen werden. Als solche Achse wählt man nach Festlegung der Binderform die Symmetrieachse der Stege, d. i. also die Verbindungslinie der Halbhierungspunkte der Stabhöhen. Siehe die Abb. 638. Ergeben sich bei der Bemessung unsymmetrische Querschnitte, was häufig genug der Fall sein wird, dann ist die angenommene ideelle Achse nicht mehr Schwerpunktschwerachse des Querschnitts und das Bemessungsmoment ist noch durch das Exzentrizitätsmoment  $M_e = Ne$  zu korrigieren. Auf diese Korrektur darf nicht vergessen werden, da sie den Schlußbetrag des Bemessungsmomentes oft nennenswert beeinflusst.

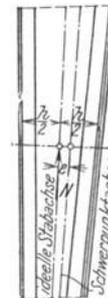


Abb. 638

#### a) Die Rahmenecke

Die eigentliche Berechnung und Bemessung der Vollwandbinder bietet im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Eine ausführliche Erörterung verlangt nur die Untersuchung der Anstrengungen in den Rahmenecken, da hier die Regeln, die für den geraden Stab gelten, oft versagen. Der Träger ist im Eckbereich, siehe die Abb. 639, vielmehr als stark ge-

krümmter Stab anzusehen, und selbst diese Auffassung wird bei manchen Eckformen, wie etwa in den Abb. 639 b) oder c), nur dann mit einiger Annäherung den Tatsachen genügen, wenn die in der Abbildung schraffierten Eckteile als nicht mitwirkend betrachtet werden können. Diese Annahme ist aber berechtigt, da Theorie und Versuch bei ausspringenden scharfen Ecken die Randspannung Null und somit geringe Anteilnahme des umgebenden Bereiches an der Aufnahme des Momentes erwiesen haben.

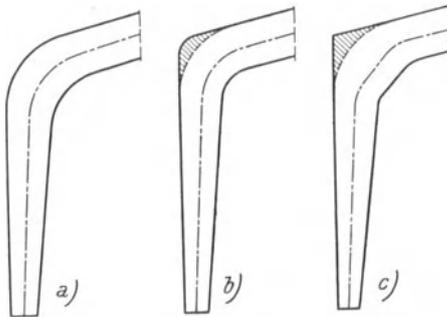


Abb. 639

In diesem Zusammenhange sei auf den Verlauf der Spannungstrajektorien in einer Scheibe mit ein- und ausspringenden Ecken, der in Abb. 640 dargestellt ist, hingewiesen. Die Spannungslinien entsprechen dem in der Abbildung angedeuteten Momenten- und Querkraftangriff.  $N_1$  und  $N_2$  sind singuläre Nullpunkte. Immerhin gibt die Biegetheorie des gekrümmten Stabes ein Mittel an die Hand, die Spannungsverteilung über den Querschnitt, die bei starker Krümmung nennenswert von der geradlinigen Verteilung abweicht, wenigstens im Bereiche der inneren Krümmung festzustellen.

Diese Betrachtungsweise der Ecke gestattet auch eine Abschätzung der Spannungserhöhung in scharfen Knicken, die nur wenig ausgerundet sind.

#### a) Längsspannungen in ebenen krummen Stäben

Die Näherungstheorie des gekrümmten Stabes rührt von Résal und Grashof her.<sup>1)</sup> Wir setzen Stäbe voraus, deren Querschnitt mindestens eine Symmetrieachse besitzt, und durch welche auch die Kraftebene geht. Der Krümmungshalbmesser der Schwerachse

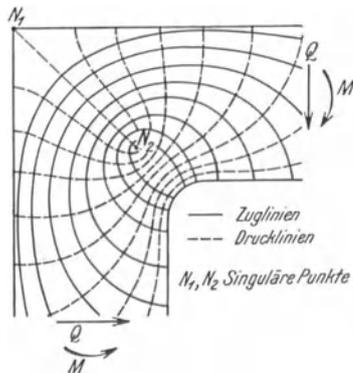


Abb. 640

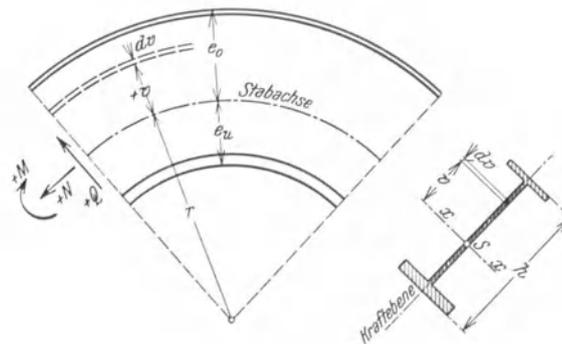


Abb. 641

des Stabes sei  $r$ . Auf diese Achse beziehen wir die Querschnittsordinaten  $v$ , die von der Achse nach außen positiv gezählt werden. Siehe die Abb. 641.

Wir bezeichnen mit  $N$  die Normalkraft, d. i. die Teilkraft in Richtung der Tangente der gekrümmten Stabachse, mit  $Q$  die Querkraft senkrecht dazu und mit  $M$  das Biegemoment der angreifenden Kräfte, bezogen auf die Schwerachse  $x-x$  des Querschnittes. Diese drei Größen sind mit positiven Richtungen als angreifende Lasten in einem Querschnitt der Abb. 641 eingetragen. Für die Längsspannung (Tangentialspannung)  $\sigma$  in einer Faser im Abstände  $v$  von der durch den Querschnittsschwerpunkt gehenden Stabachse gilt unter der Annahme, daß die Normalquerschnitte eben und senkrecht zur Stabachse bleiben und daß der Einfluß der zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes not-

<sup>1)</sup> Résal, H.: Annales des mines 1862, p. 617. — Grashof, F.: Theorie der Elastizität und Festigkeit. Berlin 1878.

wendigen radialgerichteten Spannungen  $\sigma_r$  auf Verteilung und Größe der Tangentialspannungen  $\sigma$  zunächst vernachlässigt werden kann,<sup>1)</sup>

$$\sigma = \frac{N}{F} - \frac{M}{rF} - \frac{Mv}{Z} \frac{r}{r+v} \dots \dots \dots (20)$$

Hierin bedeutet  $F$  die Querschnittsfläche des Stabes und  $Z$  eine dem Trägheitsmoment entsprechende Querschnittsfunktion, die durch das Integral

$$Z = r \int_{e_u}^{e_o} \frac{v^2}{r+v} df \dots \dots \dots (21)$$

definiert ist. Für die in Betracht kommenden Querschnittsformen, die aus Rechtecken zusammengesetzt sind, gilt unter Hinweis auf Abb. 642 die Formel

$$Z = r^2 \sum \left[ r b \ln \frac{r+v_1}{r+v_2} - f \right], \dots \dots \dots (22)$$

wobei der Klammerausdruck sich je auf ein Rechteck bezieht und die Summe über alle Querschnittsteile zu erstrecken ist.  $f$  ist die Fläche des zwischen  $v_1$  und  $v_2$  gelegenen Teilrechteckes, d. i.  $f = b (v_1 - v_2)$ . Wenn notwendig, können bei der Ausrechnung von  $Z$  ebenso wie bei der Berechnung der Trägheitsmomente Rechtecke als Summe oder als Differenz zweier Rechtecke aufgefaßt werden.

Für die Ausrechnung kann Gl. (22) in eine zweckmäßigere Form gebracht werden. Da  $\sum f = F$  die Gesamtfläche des Stabquerschnittes ist, so gilt auch

$$Z = r^3 \sum b \ln \frac{w_1}{w_2} - F r^2, \dots (23)$$

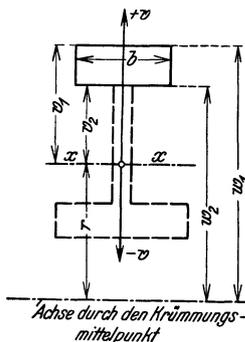


Abb. 642

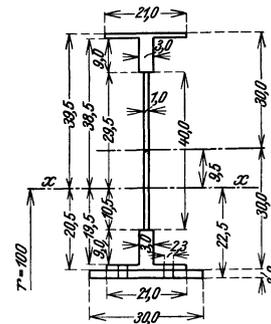


Abb. 643

wobei  $w_1$  und  $w_2$  die Abstände von der durch den Krümmungsmittelpunkt gehenden Achse, siehe Abb. 642, bedeuten. Mit wachsendem  $r$  nähert sich  $Z$  dem Werte nach dem Trägheitsmoment  $J_x$  des Querschnittes.  $Z$  ist stets größer als  $J_x$ , doch beträgt für einen doppelt-symmetrischen Querschnitt der Unterschied zwischen  $Z$  und  $J_x$  bei  $r = 2h$  z. B. nur mehr wenige Hundertteile. Um jedes Mißverständnis über die Anwendung der Formeln (23) auszuschließen, seien nachstehend zwei Beispiele vorgeführt.

**1. Beispiel:** Der Querschnitt bestehe aus Stegblech 600 . 10, Gurtwinkel 100 . 100 . 10 und einer Untergurtlamelle 300 . 20. In Abb. 643 ist der Querschnitt, zweckmäßig in Rechtecke zerlegt, dargestellt. Der Krümmungsradius der Stabachse sei  $r = 100$  cm. Die Querschnittsfläche ist  $F = 196$  cm<sup>2</sup>. Es ist zunächst ohne Rücksicht auf den Nietabzug:

$$\begin{aligned} Z &= 100^3 \left[ 21 \left( \ln \frac{139,5}{138,5} + \ln \frac{80,5}{79,5} \right) + 3 \left( \ln \frac{138,5}{129,5} + \ln \frac{89,5}{80,5} \right) + 1 \cdot \ln \frac{129,5}{89,5} + 30 \ln \frac{79,5}{77,5} \right] - \\ &\quad - 100^2 \cdot 196 = \\ &= 10^6 (0,41357 + 0,51930 + 0,36944 + 0,76437 - 1,96) = 106680 \text{ cm}^3. \end{aligned}$$

Das Trägheitsmoment  $J_x$  des gleichen Querschnittes beträgt

$$J_x = 94800 \text{ cm}^4.$$

Fügt man an der Unterseite eine weitere Deckplatte 300 . 10 hinzu, so wird, unter der Annahme, daß der Krümmungsmittelpunkt der gleiche bleibt, der Krümmungsradius der neuen Schwerachse infolge der Verschiebung derselben um 3,05 cm,  $r = 100 - 3,05 = 96,95$  cm. Die Fläche  $F$  ist jetzt  $196 + 30 =$

<sup>1)</sup> Man mache sich klar, daß eine gekrümmte gespannte Faser nur unter der gleichzeitigen Einwirkung einer Querbelastung im Gleichgewicht stehen kann. Den Einfluß der Spannungen  $\sigma_r$  werden wir unter  $\beta$ ), S. 644, betrachten.

= 226 cm<sup>2</sup>. Die Abstände  $w$  haben sich nicht geändert, so daß der oben berechnete Klammerausdruck in  $Z$  seinen Wert beibehält. Er ist nur durch das von der neu hinzugekommenen Gurtplatte herrührende Glied zu ergänzen. Für  $Z$  gilt also

$$Z = 96,95^3 \left[ 2,06668 + 30 \ln \frac{77,5}{76,5} \right] - 96,95^2 \cdot 226 = 114080 \text{ cm}^4.$$

Ganz ähnlich kann man vorgehen, wenn ein Nietlochabzug nachträglich zu berücksichtigen ist. In Abb. 644 sind im Untergurt zwei Nietlöcher  $d = 23$  vorgesehen. Bei Berücksichtigung derselben verschiebt sich die Schwerachse um 1,06 cm, gegen den Obergurt, so daß jetzt  $r = 100 + 1,6 = 101,6$  cm beträgt.  $Z$  berechnet sich jetzt zu

$$Z = 101,6^3 \left[ 2,06668 - 2 \cdot 2,3 \cdot \ln \frac{80,5}{77,5} \right] - 101,6^2 \cdot 182,2 = 103480 \text{ cm}^4.$$

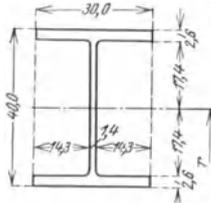


Abb. 644

**2. Beispiel:** Für den symmetrischen Querschnitt eines Trägers  $\text{I P 40}$ , Abb. 644, ist die Berechnung natürlich viel einfacher. Hier wird  $Z$  zweckmäßig als Differenz aus dem  $Z$ -Wert zweier Rechtecke bestimmt. Der Krümmungshalbmesser  $r$  sei 50 cm.

$$\begin{aligned} Z &= 50^3 \left[ 30 \ln \frac{70}{30} - 2 \cdot 14,3 \ln \frac{67,4}{32,6} \right] - \\ &\quad - (40 \cdot 30 - 2 \cdot 34,8 \cdot 14,3) \cdot 50^2 = \\ &= 2500 (50 \cdot 4,6459 - 204,72) = 68930 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Bei  $r = 25$  cm Krümmungshalbmesser ergibt sich für  $Z$  folgender Wert

$$\begin{aligned} Z &= 25^3 \left[ 30 \ln \frac{45}{5} - 2 \cdot 14,3 \ln \frac{42,4}{7,6} \right] - (40 \cdot 30 - 2 \cdot 34,8 \cdot 14,3) 25^2 = \\ &= 625 (25 \cdot 16,7533 - 204,72) = 133820 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Der Wert von  $Z$  wächst mit abnehmendem  $r$  sehr stark an.

Ist  $r$  nicht kleiner als die Trägerhöhe  $h$ , so kann  $Z$  auch nach folgender Näherungsformel berechnet werden:

$$Z = J + \frac{F_u v_u^3}{r_u} - \frac{F_o v_o^3}{r_o}, \quad \dots \dots \dots (23')$$

wobei  $F_o$  und  $F_u$  die Flächen,  $v_o, v_u$  die Schwerpunktabstände und  $r_o$  bzw.  $r_u$  die Schwerpunktradien der oberhalb bzw. unterhalb der Querschnittsschwerachse liegenden Querschnittsteile bedeuten. Siehe Abb. 645.

Ist  $r > 2h$ , so kann  $Z$  durch  $J$  ersetzt werden.

Die größten Normalspannungen treten an den beiden Rändern des Stabes auf. Aus Gl. (20) folgt, wenn man für  $v$  die Randwerte  $e_o$  und  $-e_u$  setzt,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_o &= \frac{N}{F} - \frac{M}{rF} - \frac{M e_o}{Z} \frac{r}{r + e_o} \\ \sigma_u &= \frac{N}{F} - \frac{M}{rF} + \frac{M e_u}{Z} \frac{r}{r - e_u} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

Hier sind die Randabstände mit dem absoluten Wert einzuführen.  $N$  ist positiv, wenn es vom Querschnitt weg wirkt.  $M$  ist positiv, wenn es auf der Innenseite der Krümmung Zug erzeugt.

Wird  $r = e_u$ , d. h. wird die Krümmung an der Innenseite unendlich klein, ist also ein scharfer Knick vorhanden, dann wird  $\sigma_u = \infty$  in Übereinstimmung mit dem Spannungsverlauf in einer ebenen Scheibe, die eine einspringende scharfe Ecke zeigt.

**3. Beispiel:** Ein gekrümmter Träger  $\text{I P 40}$  sei in einem bestimmten Querschnitt mit dem Biegemoment  $M = -30,3$  mt belastet. Die Normalkraft  $N$  sei Null. Wie sieht die Spannungsverteilung im fraglichen Querschnitt aus: a) wenn  $r = 50$  cm, b) wenn  $r = 25$  cm ist. Wir benützen für diese Rechnung die im Beispiel 2 berechneten  $Z$ -Werte.

Die Ermittlung der  $\sigma$  erfolgt für die Achtelpunkte der Querschnittshöhen, so daß in Formel (20)  $v$  der Reihe nach:  $-20, -15, -10, -5, 0, 5, 10, 15, 20$  zu setzen ist.

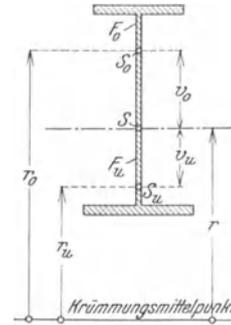


Abb. 645

$$a) \quad r = 50 \text{ cm}, \quad M = -3030 \text{ cmt}, \quad N = 0, \quad F = 209 \text{ cm}^2, \quad Z = 68930 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma = + \frac{3030}{209 \cdot 50} + \frac{3030 \cdot 50}{68930} \frac{v}{50 + v} = 0,290 + 2,198 \frac{v}{50 + v}.$$

Das Ergebnis dieser Rechnung ist in Abb. 646 a) eingetragen.

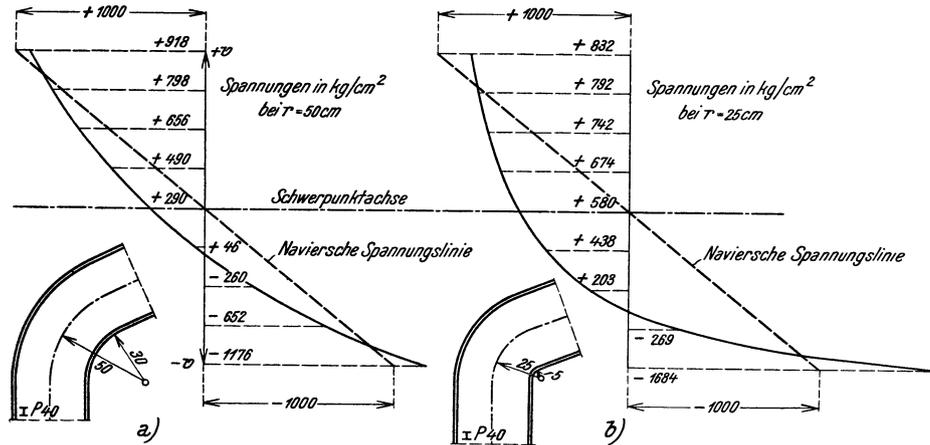


Abb. 646

$$b) \quad r = 25 \text{ cm}, \quad M = -3030 \text{ cmt}, \quad N = 0, \quad F = 209 \text{ cm}^2, \quad Z = 133820 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma = \frac{3030}{209 \cdot 25} + \frac{3030 \cdot 25}{133820} \frac{v}{25 + v} = 0,580 + 0,566 \frac{v}{25 + v}.$$

Der Verlauf der Längsspannung  $\sigma$  ist in Abb. 646 b) veranschaulicht.

Die Betrachtung der Gl. (20) sowie die ziffernmäßigen Ergebnisse des vorangehenden Zahlenbeispiels führen zu folgenden Schlüssen.

1. Die Spannungsverteilung über den Querschnitt weicht um so mehr von der geradlinigen Verteilung ab, je kleiner der Krümmungsradius  $r$  ist.

2. Die Spannungen liegen am Innenrande über der Navierschen Randspannung, und zwar um so mehr, je kleiner die Krümmung ist. Sie wird rechnergemäß unendlich, wenn die Krümmung am Innenrande Null geworden ist (scharfe Ecke).

Demgemäß ergeben sich folgende Regeln für die Gestaltung und Berechnung der einfachen Rahmenecken:

Die Ausrundung der Ecken hat nach einem möglichst großen Radius zu erfolgen. Ist der Krümmungsradius der Trägerachse mindestens 2,5mal so groß als die Trägerhöhe an dieser Stelle, dann kann die Spannungsberechnung für Querschnitte, die senkrecht zur gekrümmten Stabachse gelegt werden, nach der üblichen Navierschen Biegungstheorie erfolgen. Fallweise vorhandene ausspringende Ecken sind bei der Berechnung als nicht mitwirkend (siehe die schraffierten Flächen in Abb. 639) zu betrachten.

In jenen Fällen, wo die Form des Stabes stark von der Form eines gekrümmten Stabes mit konzentrisch verlaufenden Gurten abweicht, wie dies z. B. bei den in Abb. 647 dargestellten Rahmenecken der Fall ist, kann man dennoch die Theorie des gekrümmten Stabes benutzen, um die Randspannungen an der Innenseite der Krümmung zu ermitteln, da Größe und Verlauf der Spannungen an dieser Stelle nur wenig durch die Führung der gegenüberliegenden Gurtung beeinflusst wird. Im Bereiche der Schnitte  $m-n$  der Abb. 647 a) und b) denke man sich den Außengurt konzentrisch zum Innengurt gekrümmt und berechne diesen Stababschnitt wie einen gekrümmten Stab mit dem Krümmungshalbmesser  $r$  und der Querschnittshöhe  $h$ .

β) Quergerichtete Spannungen in krummen Stäben

Die übliche Theorie der gekrümmten Stäbe berücksichtigt nicht, wie bereits auf S. 640 bemerkt, die in radialer Richtung vorhandene Einwirkung der Längsfasern aufeinander. Diese Wirkung macht sich als radial gerichteter Zug oder Druck bemerkbar. Bei scharfer

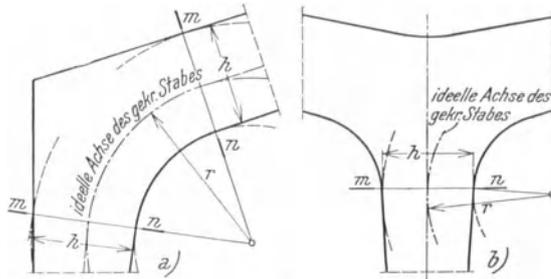


Abb. 647

Krümmung entstehen, insbesondere beim Innengurt, sehr nennenswerte quergerichtete Kräfte, die sich bei stark abstehenden Gurten unangenehm bemerkbar machen. Während sich diese Kräfte im Bereiche des Steges ausgleichen können, stellen sie in den abstehenden Teilen der Gurtung eine Belastung derselben dar, die diese Teile, wie in Abb. 648 a) angedeutet, abzubiegen sucht. Wir wollen diese Neben-

wirkung der Normalkräfte als Abtriebs- oder Ablenkungskräfte bezeichnen.

Ist  $S$  die gesamte im abstehenden Schenkel fließende Gurtkraft und ist  $r$  der Krümmungshalbmesser der Gurtmittellinie, siehe Abb. 648 b), so folgt aus der Gleichgewichtsbedingung an einem Element von der Länge  $ds$

$$p_r ds = S d\varphi$$

und daraus die Größe der Abtriebskraft  $p_r$  je Längeneinheit des Gurtes

$$p_r = S \frac{d\varphi}{ds} = \frac{S}{r} \dots \dots \dots (25)$$

Es darf hierbei nicht übersehen werden, daß durch die Querverbiegung der abstehenden Gurtteile eine Umlagerung der Längsspannungen im Gurt bewirkt wird, und zwar in der Weise, daß diese Spannungen gegen den Steg zu und im Steg selbst größer, gegen die

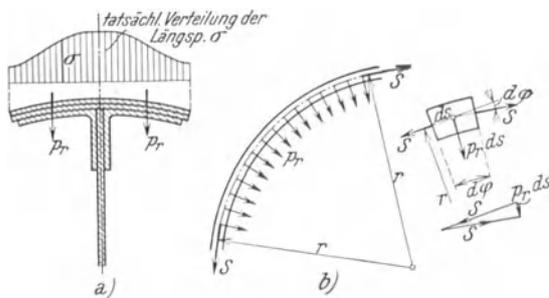


Abb. 648

Gurtränder kleiner werden, wie dies in Abb. 648 a) angedeutet ist. Umgekehrt werden die Biegungsspannungen an den Anschlußstellen der abstehenden Flanschen kleiner als die Rechnung unter Annahme gleichmäßiger Verteilung der Längsspannungen über die Gurtbreite ergeben würde. Da die Abweichung von der gleichmäßigen Verteilung der Spannungen bei kleinen Krümmungshalbmessern bedeutend ist, so erscheint es notwendig, sich über die tatsächliche Verteilung

Rechenschaft zu geben, um so mehr, als die Biegemomente an der Einspannstelle der Flanschen bei Berücksichtigung der Umlagerung der Längsspannungen wesentlich kleiner ausfallen, als bei Annahme gleichmäßiger Verteilung über die Gurtbreite.<sup>1)</sup>

Die Theorie des geraden und gekrümmten Stabes geht von der Annahme aus, daß die Querschnitte eben bleiben und setzt hierbei stillschweigend voraus, daß bei der Biegung die Form des Querschnittes erhalten bleibt. Dies ist aber, wie die vorangehende Überlegung gezeigt hat, für den krummen Stab mit  $\perp$ - oder  $\Gamma$ -Querschnitt nicht mehr der Fall, da die abstehenden Gurtschenkel sich zwangsläufig verbiegen müssen. Wir versuchen daher unter Beibehaltung der Hypothese des Ebenbleibens des Querschnittes, aber unter Beachtung des Umstandes, daß sich die abstehenden Gurtteile verbiegen, die Verteilung der

<sup>1)</sup> Bleich, Hans: Die Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Träger von  $\Gamma$ - und  $\perp$ -förmigen Querschnitt. Der Stahlbau 1933, S. 3. Auf die ungleiche Spannungsverteilung in den Gurten gekrümmter Träger weist bereits Gehler hin. Der Rahmen. 3. Aufl. S. 271.

Längsspannungen in diesen Gurtteilen zu bestimmen. Zur Vereinfachung der Rechnung denken wir uns die Spannungen im abstehenden Gurtflansch, die vom Außenrand gegen den Innenrand etwas abnehmen, durch ihren Mittelwert ersetzt. Es gelten folgende Bezeichnungen (siehe die Abb. 649):

- $\sigma_m$  Mittelwert der Längsspannung im Gurtteil über dem Steg,
- $\sigma_x$  Mittelwert der Längsspannung in den um  $x$  von der Einspannstelle des Flansches abstehenden Gurtfasern,
- $\Delta y$  Durchbiegung des Gurtflansches an dieser Stelle,
- $r$  Krümmungshalbmesser der Gurtmittellinie,
- $d$  die Flanschstärke,
- $b$  die freie Ausladung des Flansches.

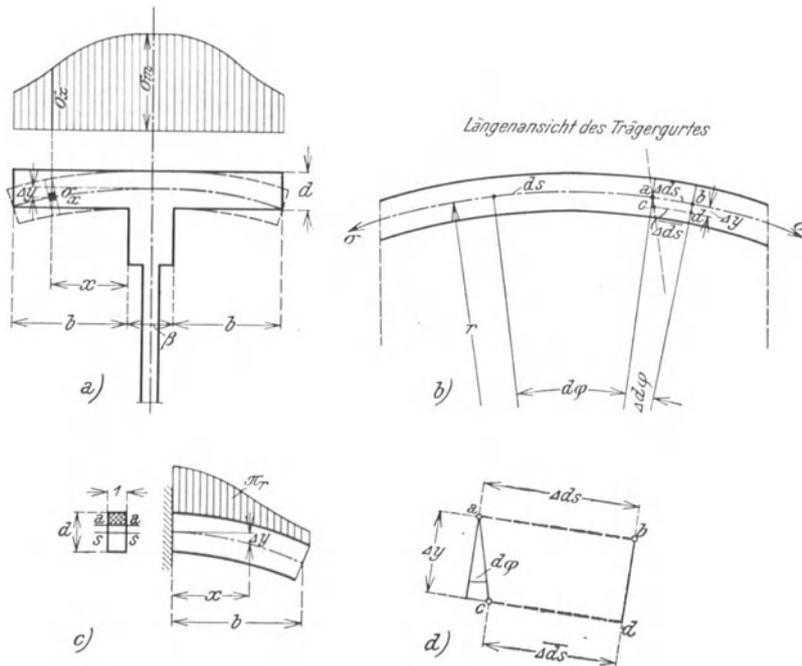


Abb. 649

Ein Faserstück von der Länge  $ds$ , das sich im Abstände  $x$  von der Einspannstelle des Gurtes befindet, wird, wie man aus Abb. 649 b) und d) ablesen kann, bei der Biegung des ganzen Trägers eine spezifische Längenänderung

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{\Delta ds - \Delta y \cdot d\varphi}{ds}$$

erfahren. Die zugehörige Längsspannung  $\sigma_x$  ist daher

$$\sigma_x = E \frac{\Delta ds}{ds} = E \frac{\Delta ds - \Delta y \cdot d\varphi}{ds} = \sigma_m - E \frac{\Delta y \cdot d\varphi}{ds}$$

Da nun  $ds = r d\varphi$ , so folgt

$$\sigma_x = \sigma_m - E \frac{\Delta y}{r} \dots \dots \dots (26)$$

Die Verschiebung  $\Delta y$  ist die Durchbiegung eines Kragträgers von der Ausladung  $b$  und der Stärke  $d$ , der je Längeneinheit mit der Abtriebskraft  $\pi_r = \frac{\sigma_x}{r} d$  belastet ist. Hierbei ist ein Streifen von der Breite  $\tau$  in Betracht gezogen. Abb. 649 c). Die Differentialgleichung für die Durchbiegung  $\Delta y$  lautet

$$E J \frac{d^4 \Delta y}{dx^4} = \pi_r = \sigma_x \frac{d}{r}$$

und nach Einführung von  $\sigma_x$  gemäß Gl. (26), wenn man noch  $J = \frac{1}{12} d^3$  setzt,

$$\frac{d^4 \Delta y}{dx^4} + \frac{12}{r^2 d^2} \Delta y = \frac{12}{E} \frac{\sigma_m}{r d^2} \dots \dots \dots (27)$$

Mit den Randbedingungen:  $x = 0 \dots \dots \dots \begin{cases} \Delta y = 0 \\ \Delta y' = 0 \end{cases}$   
 $x = b \dots \dots \dots \begin{cases} \Delta y'' = 0 \\ \Delta y''' = 0 \end{cases}$

ergibt sich die Lösung der Differentialgleichung (27) in der Form

$$\Delta y = \frac{\sigma_m r}{E} [1 - \kappa(x)]. \dots \dots \dots (28)$$

wobei die Funktion  $\kappa(x)$  durch

$$\kappa(x) = \frac{1}{2 + \cos 2 \alpha b + \mathfrak{Cof} 2 \alpha b} \left\{ \begin{array}{l} 2 \mathfrak{Cof} \alpha b \cos \alpha x \mathfrak{Cof} \alpha (b - x) + 2 \cos \alpha b \mathfrak{Cof} \alpha x \cos \alpha (b - x) - \\ - \mathfrak{Sin} \alpha x \sin \alpha (2 b - x) + \sin \alpha x \mathfrak{Sin} \alpha (2 b - x) \end{array} \right\}$$

definiert ist. Der Beiwert  $\alpha$ , der aus der charakteristischen Gleichung der Differentialgleichung hervorgeht, ist durch

$$\alpha^4 = \frac{3}{r^2 d^2} \dots \dots \dots (29)$$

gegeben. Mit  $\Delta y$  ist auch die Spannung  $\sigma_x$  gemäß Gl. (26) bekannt, nämlich

$$\sigma_x = \sigma_m \kappa(x) \dots \dots \dots (30)$$

Die gesamte Gurtkraft, die in den abstehenden Gurtteilen durchläuft ist demnach

$$S = 2 d \int_0^b \sigma_x dx$$

oder nach Ausführung der Integration

$$S = \frac{\sigma_m d}{\alpha} \frac{\sin 2 \alpha b + \mathfrak{Sin} 2 \alpha b}{2 + \cos 2 \alpha b + \mathfrak{Cof} 2 \alpha b} \dots \dots \dots (31)$$

Ersetzt man den Gurtflansch von der Breite  $b$  mit seiner ungleichen Verteilung den Längsspannungen  $\sigma_x$  durch einen schmäleren von der Breite  $b'$  und der überall gleichen Spannung  $\sigma_m$ , führt man also die reduzierte Breite  $b'$  durch die Verknüpfung

$$S = \sigma_m b' d$$

ein, so gewinnt man für das Verhältnis  $\frac{b'}{b}$  (Abminderungszahl) nach Einführung von  $S$  die Gleichung

$$\frac{b'}{b} = \frac{1}{\alpha b} \frac{\sin 2 \alpha b + \mathfrak{Sin} 2 \alpha b}{2 + \cos 2 \alpha b + \mathfrak{Cof} 2 \alpha b} \dots \dots \dots (32)$$

$\frac{b'}{b}$  ist nur von den Abmessungen  $b, r$  und  $d$  des betrachteten Gurtes abhängig. Ist  $b'$  bekannt, so ist auch der Größtwert der Gurtspannung  $\sigma_m$  bekannt. Der Berechnungsvorgang ist demnach der folgende. Man errechnet für beide Gurte eines gekrümmten  $\bar{\Gamma}$ -Trägers mittels Formel (32) die reduzierten Breiten der abstehenden Flanschteile auf Grund der für jeden Gurt geltenden Werte von  $b, d$  und  $r$ . Damit ergeben sich die Gurtbreiten  $B'_o$  und  $B'_u$ , wobei  $B' = 2 b' + \beta$ . Die Bedeutung von  $\beta$  ist aus Abb. 649 a) ersichtlich. Der Berechnung der Randspannungen im gekrümmten Stab, die nach der unter a) angegebenen Weise zu erfolgen hat, wird nicht der tatsächliche Stabquerschnitt, sondern der mit den abgeminderten Gurtbreiten  $B'_o$  und  $B'_u$  zugrunde gelegt.  $J$  oder  $Z$  sowie  $F$  werden daher mit den Gurtbreiten  $B'_o$  und  $B'_u$  errechnet, und damit schließlich die größten Randspannungen  $\bar{\sigma}_m^o$  und  $\bar{\sigma}_m^u$  ermittelt, wobei der Querstrich andeuten soll, daß  $\bar{\sigma}_m^o$  und  $\bar{\sigma}_m^u$  sich nicht wie  $\sigma_m$  auf die Mitte des Flansches, sondern auf den äußersten Rand beziehen. Hierbei sei nochmals darauf aufmerksam gemacht, daß diese so bestimmten  $\bar{\sigma}_m$  nur über dem Steg

tatsächlich auftreten. Gegen die Flanschränder wird die Längsspannung kleiner, wie dies in Abb. 649 a) angedeutet ist, ja bei sehr starken Krümmungen und breiten Flanschen können die Spannungen an den Flanschrändern sogar ihr Vorzeichen gegenüber  $\overline{\sigma_m}$  wechseln.

Es erübrigt noch, die Größe des Biegemomentes und die Größe der Biegespannungen  $\sigma_b$  in der Anhefteebene der Flanschen anzugeben. Für das Biegemoment  $m$  je 1 cm Gurtlänge gilt, siehe Abb. 649 c),

$$m = \int_0^b \pi_r x dx = \frac{d}{r} \int_0^b \sigma_x x dx.$$

Mit dem oben berechneten Ausdruck für  $\sigma_x$  erhält man nach Durchführung der Integration

$$m = \frac{\sigma_m d b^2}{2 r} \frac{1}{(ab)^2} \frac{\mathfrak{C} \mathfrak{D} \int 2 a b - \cos 2 a b}{2 + \cos 2 a b + \mathfrak{C} \mathfrak{D} \int 2 a b} \dots \dots \dots (33)$$

und daraus die Biegespannung  $\sigma_b$ , wenn man noch Gl. (29) beachtet,

$$\sigma_b = \frac{6 m}{d^2} = \sqrt{3} \frac{\mathfrak{C} \mathfrak{D} \int 2 a b - \cos 2 a b}{2 + \cos 2 a b + \mathfrak{C} \mathfrak{D} \int 2 a b} \sigma_m \dots \dots \dots (34)$$

$\sigma_b$  und  $\overline{\sigma_m}$  sind im Anwendungsfalle noch zur reduzierten Spannung  $\sigma_{\text{red}} \leq \sigma_{\text{zul}}$  zusammenzusetzen.

Die Nietabzüge in den Gurtflanschen werden bei der Berechnung von  $J$  oder  $Z$  sowie  $F$  in der Weise berücksichtigt, daß sie ebenso wie die Flanschbreiten mit der Abminderungszahl  $\frac{b'}{b}$  multipliziert in Rechnung gestellt werden.

Da die Gurte in den meisten Fällen aus mehreren zusammengenieteten Platten bestehen, so ist es fallweise noch notwendig, die Beanspruchung der Niete, die diese Platten zu einer Einheit verbinden, nachzuweisen. Betrachtet man wieder einen Konsolstreifen von der Breite 1, siehe Abb. 649 c), so ist die Schubspannung in der Fuge  $a-a$  in einem Querschnitt im Abstände  $x$  von der Einspannstelle infolge der Belastung mit  $\pi_r$

$$\tau_x = \frac{q_x \mathfrak{S}}{J} = \frac{dm_x}{dx} \frac{\mathfrak{S}}{J},$$

wobei  $m_x$  das Biegemoment an der Stelle  $x$ ,  $\mathfrak{S}$  das statische Moment der in Abb. 649 c) schraffierten Querschnittsfläche bezogen auf  $s-s$  und  $J = \frac{1}{12} d^3$  das Trägheitsmoment der ganzen Querschnittsfläche bedeuten. Die Gesamtheit der Schubspannungen von  $x = 0$  bis  $x = b$  in einem Streifen, dessen Breite gleich der Nietteilung  $t$  ist, beträgt sonach

$$T = \frac{\mathfrak{S}}{J} t \int_0^b \frac{dm_x}{dx} dx = \frac{\mathfrak{S}}{J} t m \dots \dots \dots (35)$$

$m$  ist das Moment in der Einspannebene des Flansches gemäß Gl. (33). Die Schubkraft  $T$  ist von einem Gurt Niet aufzunehmen, falls jederseits des Steges nur eine Nietreihe vorhanden ist, oder von zwei Nieten, wenn bei breiten Gurten beiderseits des Steges zwei nebeneinander laufende nicht versetzte Nietreihen angeordnet wurden.

Die Abminderungszahl  $\frac{b'}{b}$  sowie die Spannung  $\sigma_b$  sind Funktionen von  $a b$ , also von  $\frac{b^2}{r d}$ . Sie können daher ein für allemal für verschiedene Werte von  $\frac{b^2}{r d}$  berechnet werden. Die folgende Tafel 106 enthält eine solche Zusammenstellung.

Aus  $\frac{\sigma_b}{\sigma_m}$  kann auch durch Multiplikation mit  $\frac{d^2}{6}$  der Wert  $\frac{m}{\sigma_m}$  zur Berechnung der Schubkraft  $T$  entnommen werden.

Tafel 106. Reduzierte Gurtbreiten  $b'$  und Biegungsspannungen  $\sigma_b$  für Gurte gekrümmter Träger.

$\frac{b^2}{r d} =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
Reduzierte Gurtbreite: $\frac{b'}{b} =$	1,000	0,994	0,977	0,950	0,917	0,878	0,838	0,800	0,762	0,726
Biegungsspannung: $\frac{\sigma_b}{\sigma_m} =$	0	0,297	0,580	0,836	1,056	1,238	1,382	1,495	1,577	1,636
$\frac{b^2}{r d} =$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2	3	4	5
Reduzierte Gurtbreite: $\frac{b'}{b} =$	0,693	0,663	0,636	0,611	0,589	0,569	0,495	0,414	0,367	0,334
Biegungsspannung: $\frac{\sigma_b}{\sigma_m} =$	1,677	1,703	1,721	1,728	1,732	1,732	1,707	1,671	1,680	1,700

Die Biegungsspannung  $\sigma_b$  ist nur bei sehr schmalen Flanschen und großen Krümmungsradien  $r$  kleiner als die größte Längsspannung  $\sigma_m$ , in den üblichen Fällen der Ausführung liegt sie meist über  $\sigma_m$ , doch kann sie nie größer als  $\sqrt{3} \cdot \sigma_m$  werden.

**Beispiel:** Ein Träger  $\bar{I} P 40$  sei mit  $r = 75$  cm, bezogen auf Trägerachse, gebogen. Man berechne für  $M = 1680$  cmt die größten Randspannungen und die Abbiegespannungen im Flanschanschluß.

Aus  $r = 75$  cm geht  $r_o = 93,7$  cm und  $r_u = 56,3$  cm, siehe Abb. 650 a), hervor. Die freie Flanschbreite wird unter Berücksichtigung des Ausrundungshalbmessers von 2,1 cm mit 12,2 cm festgesetzt.

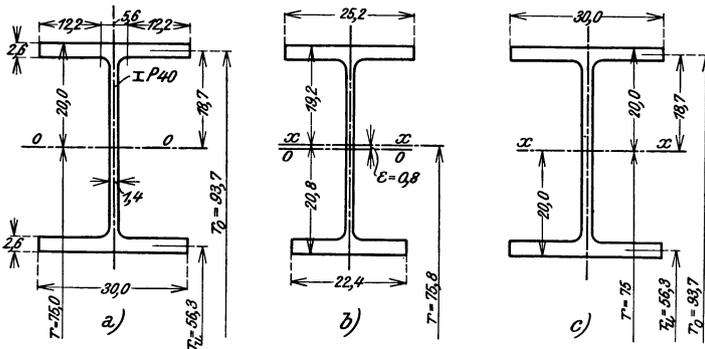


Abb. 650

Wir ermitteln zunächst  $\frac{b^2}{r d}$ :

Oberflansch:  

$$\frac{b^2}{r_o d} = \frac{12,2^2}{93,7 \cdot 2,6} = 0,61,$$

Unterflansch:  

$$\frac{b^2}{r_u d} = \frac{12,2^2}{56,3 \cdot 2,6} = 1,02$$

und mit diesen Zahlen aus Tafel 106

Oberflansch:  

$$\frac{b'}{b} = 0,834, \quad \sigma_b^o = 1,393 \sigma_m,$$

Unterflansch:  $\frac{b'}{b} = 0,687, \quad \sigma_b^u = 1,682 \sigma_m.$

Mit den Verhältniszahlen  $\frac{b'}{b}$  ergeben sich folgende Gurtbreiten

Obergurt:  $B_o' = 2 \cdot 0,834 \cdot 12,2 + 5,6 = 25,2$  cm

Untergurt:  $B_u' = 2 \cdot 0,687 \cdot 12,2 + 5,6 = 22,4$  „

Die Berechnung der Randspannungen hat also mit dem in Abb. 650 b) dargestellten Querschnitt zu erfolgen. Man findet:

Fläche:  $F = 209 - (4,8 + 7,6) \cdot 2,6 = 177$  cm<sup>2</sup>.

Schwerpunktverschiebung:  $\epsilon = \frac{2,8 \cdot 2,6 \cdot 18,7}{177} = 0,8$  cm.

Trägheitsmoment:  $J_o = 60640 - \frac{1}{12} \frac{4,8 + 7,6}{2} (40^3 - 34,8^3) = 49350$  cm<sup>4</sup>,

„  $J_x = 49350 - 177 \cdot 0,8^2 = 49240$  cm<sup>4</sup>.

Damit ergeben sich folgende Randspannungen ( $\bar{\sigma}_m$ :<sup>1)</sup>, siehe Abb. 650 b)

$$\bar{\sigma}_m^o = -\frac{M}{rF} - \frac{M e_o}{J_x} \frac{r}{r+e_o} = -\frac{1680}{75,8 \cdot 177} - \frac{1680 \cdot 19,2}{49240} \frac{75,8}{75,8 + 19,2} = -0,648 \text{ t/cm}^2,$$

$$\bar{\sigma}_m^u = -\frac{M}{rF} + \frac{M e_u}{J_x} \frac{r}{r-e_u} = -\frac{1680}{75,8 \cdot 177} + \frac{1680 \cdot 20,8}{49240} \frac{75,8}{75,8 - 20,8} = +0,854 \text{ t/cm}^2.$$

Die Biegespannungen im Flanschschluß sind sonach, wenn man beachtet, daß die Längsspannung in Flanschnitte  $\sigma_m \approx \frac{18,7}{20,0} \bar{\sigma}_m$

$$\sigma_b^o = 1,393 \frac{18,7}{20,0} 0,648 = 0,844 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_b^u = 1,682 \frac{18,7}{20,0} 0,854 = 1,343 \text{ t/cm}^2.$$

Da diese Beanspruchungen zugleich mit den größten Randspannungen  $\bar{\sigma}_m^o$  und  $\bar{\sigma}_m^u$  zusammentreffen, so sind die tatsächlichen Anstrengungen<sup>2)</sup>

$$\text{im Obergurt: } \sigma_{\text{red}} = 0,844 + 0,25 \cdot 0,648 = 1,01 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{im Untergurt: } \sigma_{\text{red}} = 1,343 + 0,25 \cdot 0,854 = 1,56 \text{ ,,}$$

Vernachlässigt man die ungleiche Spannungsverteilung im Gurt, so gestaltet sich die Berechnung wie folgt (siehe Abb. 650 c):

Mit  $J_x = 60640 \text{ cm}^4$  und  $F = 209 \text{ cm}^2$  für  $\text{I P 40}$  erhält man die Randspannungen

$$\sigma_o = -\frac{1680}{75 \cdot 209} - \frac{1680 \cdot 20}{60640} \cdot \frac{75}{75 + 20} = -0,544 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{1680}{75 \cdot 209} + \frac{1680 \cdot 20}{60640} \cdot \frac{75}{75 - 20} = +0,649 \text{ t/cm}^2.$$

In den abstehenden Flanschteilen fließt sonach eine Gurtkraft von

$$S_o = 0,544 \frac{18,7}{20,0} 12,2 \cdot 2,6 = 16,12 \text{ t,}$$

$$S_u = 0,649 \frac{18,7}{20,0} 12,2 \cdot 2,6 = 19,23 \text{ t,}$$

so daß die Abtriebskraft  $p_r$  je cm Gurt

$$p_r^o = \frac{16,12}{93,7} = 0,172 \text{ t/cm,}$$

$$p_r^u = \frac{19,23}{56,3} = 0,342 \text{ t/cm}$$

beträgt.

Die Biegemomente in der Anhefteebene sind dann

$$m^o = 0,172 \frac{12,2}{2} = 1,049 \text{ cmt,}$$

$$m^u = 0,342 \frac{12,2}{2} = 2,086 \text{ cmt.}$$

Mit

$$W = \frac{1}{6} 2,6^2 = 1,127 \text{ cm}^3$$

$$\text{wird } \sigma_b^o = \frac{1,049}{1,127} = 0,932 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_b^u = \frac{2,086}{1,127} = 1,850 \text{ t/cm}^2$$

und die reduzierten Spannungen

$$\text{im Obergurt: } 0,932 + 0,3 \cdot 0,544 = 1,10 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{im Untergurt: } 1,850 + 0,3 \cdot 0,649 = 2,04 \text{ t/cm}^2.$$

Wie man sieht, führt die erst durchgeführte genaue und richtige Berechnung, wenn sie auch etwas mehr Mühe macht, zu sparsameren Abmessungen, als die vereinfachte Berechnung, die sich über die ungleiche Verteilung der Längsspannungen über die Gurtschenkel keine Rechenschaft gibt.

Weitere Beispiele siehe im folgenden Absatz 74.

Es sei ausdrücklich hervorgehoben, daß hier bei örtlichen Überschreitungen der Elastizitäts- oder Streckgrenze keine Selbsthilfe des Werkstoffes durch Heranziehung minder

<sup>1)</sup> Mit Rücksicht darauf, daß  $r \approx 2h$  ist, wird bei Anwendung der Formel (24) von S. 642 die Querschnittsfunktion  $Z$  durch  $J$  ersetzt.

<sup>2)</sup> Aus  $\sigma_{\text{red}} = 0,375 (\sigma_x + \sigma_y) \pm 0,625 (\sigma_x - \sigma_y)$  folgt  $\sigma_{\text{red}} = \sigma_x + 0,25 \sigma_y$ .

beanspruchter Teile möglich ist, da der der vorangehenden Untersuchung zugrunde gelegte Gleichgewichtszustand der einzig mögliche ist. Im Gegenteil, bei Ausschaltung der stärksten beanspruchten Teile nach Erreichung der Streckgrenze findet noch ein weiteres Abwandern der Kräfte aus den Flanschen in den Stegbereich statt.

### b) Zwischenknoten bei mehrstieligen Rahmen

Erfordert die Berechnung und Bemessung der einfachen Rahmenecke einige Überlegung, so gilt dies in noch höherem Maße für die Berechnung und Bemessung der Verzweigungspunkte bei mehrstieligen Rahmenbindern. Der schraffierte Bereich in Abb. 651

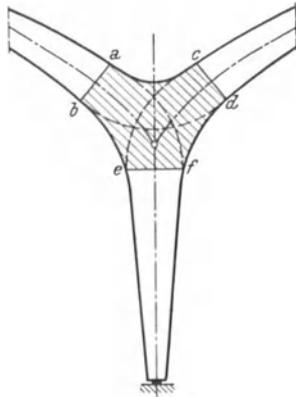


Abb. 651

stellt eine ebene, zum Teil mit Winkeln gesäumte Scheibe vor. Wir stehen daher vor der Aufgabe, Anhaltspunkte für den Spannungsverlauf im Bereiche des Rahmenknotens zu gewinnen, wenn in den Randschnitten  $ab$ ,  $cd$  und  $ef$  beliebige Momente, Quer- und Längskräfte übertragen werden.

Um einen ersten Überblick über das Kräftespiel in einem solchen Knoten zu gewinnen, betrachten wir den Spannungszustand in einer ebenen Scheibe, wie er in der Abb. 652 a) und b) auf Grund elastizitätstheoretischer Überlegungen dargestellt ist.<sup>1)</sup> Der Spannungszustand ist grundverschieden, je nachdem die rechts und links angreifenden Momente gleiches oder entgegengesetztes Vorzeichen haben.

In Abb. 652 a) wirken an den beiden Seitenarmen gleich große, aber entgegengesetzt drehende Momente, sowie gleich große Quer- und Längskräfte. Die großen Randspannungen fließen von den Obergurten der beiden Seitenarme durch den Mittelteil des Knotens nach dem gegenüberliegenden Stielgurt. Der Punkt  $N_1$  ist ein Spannungsnullpunkt, es findet daher kein Durchfluß von Randspannungen von der rechten Obergurtseite zur linken

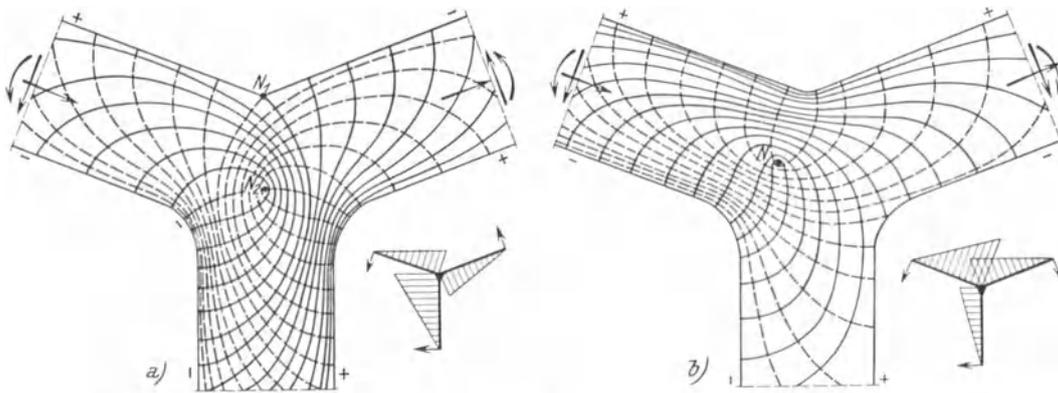


Abb. 652

statt. Der Kern des Knotens, dessen Symmetrieachse von den Hauptspannungen unter  $45^\circ$  durchsetzt wird, hat den Hauptanteil beim Ausgleich der drei in den Knoten eingetragenen Momente zu übernehmen.

Ganz anders ist der Verlauf bei gleichgerichteten Angriffsmomenten. Abb. 652 b). Ein Teil des größeren Momentes (in der Abbildung links) fließt unmittelbar vom rechten zum linken Arm, der Rest geht durch den Kern in den Stiel über. Also auch hier hat das Kernstück unter Umständen nennenswerte Kräfte zu übertragen.

<sup>1)</sup> Dieser Darstellung wurden die Abb. 379 und 380 in Wyss, Dr. Ing. Th.: Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern, Berlin 1926, zugrundegelegt.

Man erkennt somit aus der Betrachtung des Spannungsverlaufes der beiden Abb. 652, daß bei derartigen Zwischenknoten hauptsächlich dem Stegblech die Aufgabe des Kräfteausgleiches zufällt. Bei dem allgemeinsten Belastungsfall werden daher, wenn wir Abb. 651 nochmals betrachten, im Außengurt zwischen  $a$  und  $c$  Gurtspannungen auftreten, ein Teil der Außengurtkräfte wird aber in der Richtung der gestrichelten Linien  $a-f$  und  $c-e$  dem gegenüberliegenden Innengurt zustreben, während ein Teil der Innengurtkräfte seinen Ausgleich entlang dem Stegblechstreifen  $b-d$  sucht.

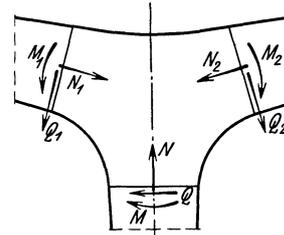


Abb. 653

Bei der Untersuchung des Kernstückes empfiehlt es sich daher folgenden Weg einzuschlagen: Es seien  $M_1$  und  $M_2$  die einem bestimmten Belastungsfall entsprechenden Schnittmomente rechts und links vom Kernstück, siehe Abb. 653.  $Q_1$  und  $Q_2$  die Querkräfte,  $N_1$  und  $N_2$  die Normalkräfte in diesen Schnitten. Wir zerlegen die Belastungen  $M_1$  und  $M_2$  sowie  $Q_1$  und  $Q_2$ , ebenso  $N_1$  und  $N_2$  in zwei Teile, in die in Abb. 654 a) angedeutete symmetrische Belastung und in die in Abb. 654 b) dargestellte

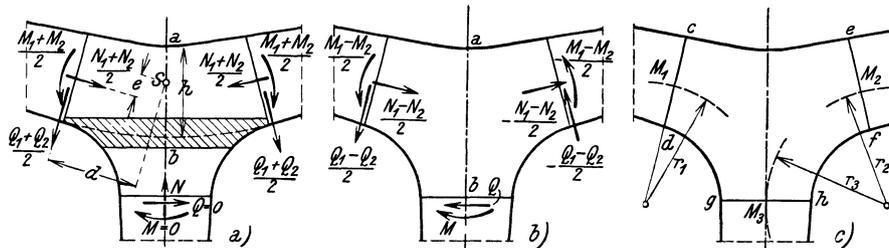


Abb. 654

antisymmetrische Belastung. Beide Lastfälle geben zusammen, wie man sich leicht überzeugt, den ursprünglichen in Abb. 653 festgelegten Belastungsfall.

Für den Lastfall a) bestimmt man nun das Moment im Schnitt  $a-b$  und ermittelt damit mit der ideellen Trägerhöhe  $h$  die Gurtspannung bei  $a$  und die fallweise notwendige Verstärkung im Bereiche des ideellen Untergurtes, der in Abb. 654 a) durch Schraffen hervorgehoben ist. Das Moment im Schwerpunkt  $S$  des ideellen Querschnitts  $a-b$  ist

$$\bar{M} = \frac{M_1 + M_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} d + \frac{N_1 + N_2}{2} e$$

und die Längskraft für diesen Querschnitt

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2},$$

so daß sich die Randspannungen mit dem Widerstandsmoment  $W$  und der Fläche  $F$  des Querschnittes  $a-b$  zu

$$\sigma = \frac{\bar{N}}{F} \pm \frac{\bar{M}}{W}$$

ergeben.

Mit ausreichender Annäherung kann man  $\bar{M}$ , das sich auf den Schwerpunkt des ideellen Querschnittes bezieht, ersetzen durch das arithmetische Mittel der auf dem Schnittpunkt der drei Stabachsen bezogenen Momente  $M_1$  und  $M_2$ .

In Abb. 655 ist der antisymmetrische Belastungsfall b) vergrößert herausgezeichnet. Im Schnitt  $n-q$  (Stielanschluß) wirkt das Moment  $M$  und die Querkraft  $Q$ . Nun ist  $M$

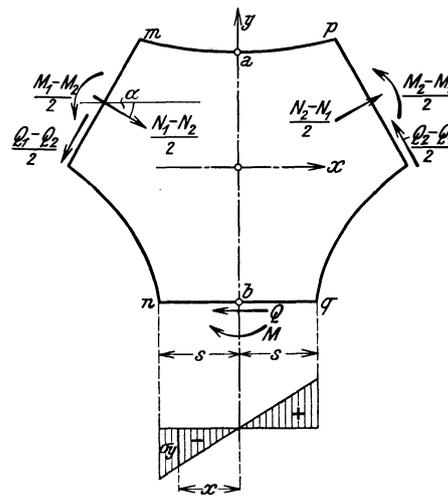


Abb. 655

und  $Q$  gleich den in diesem Querschnitt unter der gegebenen Belastung tatsächlich auf tretenden Schnittkräften, da der symmetrische Anteil der Belastung, den wir vorangehend behandelt haben, in diesem Schnitt  $M = 0$  und  $Q = 0$  erzeugt haben.

Für den Lastfall b) nehmen die Gurtspannungen im Obergurt von  $m$  bzw.  $p$  gegen  $a$  sehr rasch ab, um in  $a$  Null zu werden. Entlang der Linie  $a - b$  sind die Normalspannungen  $\sigma_x = 0$ , während die Schubspannungen  $\tau$  entlang dieses Schnittes einen Größtwert erreichen. Diese Schubspannungen sind daher für die Bemessung des Bleches maßgebend. Die im Schnitt  $n - q$  angreifende Querschnittsspannung  $\sigma_y$  ist durch die Beziehung

$$\sigma_y = \frac{M}{J} x$$

gegeben. Hierin ist  $J$  das Trägheitsmoment des Querschnittes  $n - q$ . Die Querkraft  $\Omega$  für den Schnitt  $a - b$  folgt daher aus

$$\Omega = \int_0^s \sigma_y d f - \frac{Q_1 - Q_2}{2} \cos \alpha - \frac{N_1 - N_2}{2} \sin \alpha$$

oder nach Einführung von  $\sigma_y$

$$\Omega = \frac{M S}{J} - \frac{Q_1 - Q_2}{2} \cos \alpha - \frac{N_1 - N_2}{2} \sin \alpha, \dots \dots \dots (36)$$

wobei  $S = \int_0^s x d f$  das statische Moment der halben Querschnittsfläche, bezogen auf den Schwerpunkt der Fläche, bedeutet. Mit  $\Omega$  ergibt sich die Schubspannung  $\tau$  beiläufig zu

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{\Omega}{F_s},$$

worin  $F_s$  die Querschnittsfläche des Steges  $a - b$  bedeutet. Hierbei wurde angenommen, daß an der Übertragung der Schubkräfte nur der Steg beteiligt ist.

Bei **geschweißten Rahmenbindern** ist eine unmittelbare Überleitung der Gurtkräfte von  $a$  nach  $f$  bzw. von  $c$  nach  $e$  durch Aufschweißen von Flachstahlrippen ohne bauliche Schwierigkeiten möglich. Hier ist daher eine Verstärkung des Stegbleches in d. R. nicht mehr notwendig. Man berechnet, wenn man wieder Abb. 651 betrachtet, den gekrümmten Träger  $abcd$  für den symmetrischen Anteil der Belastung und die beiden gekrümmten Träger  $abef$  bzw.  $cdef$  für den antisymmetrischen Lastanteil.

Die vorangeführte Berechnungsweise kann natürlich das Spiel der inneren Kräfte in dem Verzweigungspunkt nur ganz roh erfassen. Immerhin genügt sie, um die Abmessungen im Bereiche des Knotens mit einiger Sicherheit festzulegen. Im übrigen wird man, im Bewußtsein der Unsicherheit der berechneten Spannungen, die zulässigen Beanspruchungen nicht voll ausnützen.

Bei der Bemessung der gekrümmten Innengurte gehe man vom größten Moment in den Anschlußquerschnitten  $c-d$  bzw.  $e-f$  am Beginn der Krümmung aus (siehe Abb. 654 c) und untersuche diese Riegelteile als gekrümmte Stäbe mit dem Krümmungsradius  $r$  nach den Regeln des Absatzes 73; S. 639ff. Ebenso untersuche man den Querschnitt  $g-h$  am Übergang vom gekrümmten zum geraden Stabteil mit dem größtmöglichen Moment  $M_3$ .

### c) Knicksicherheit

Besonderes Augenmerk muß der ausreichenden Abstützung der gedrückten Gurte der Vollwandträger zugewendet werden, um das seitliche Ausknicken derselben zu verhindern. Hier liegt meistens eine typische Kippaufgabe vor. Einfachste Fälle haben wir in Absatz 30 behandelt. Zunächst sei folgendes bemerkt: Die deutschen Knickvorschriften zeigen einen fühlbaren Mangel, da sie durch die vorgeschriebene Regel für die Bemessung ausmittig und querbelasteter Stäbe dazu verleiten, auch vornehmlich auf Biegung beanspruchte

Stäbe nach dieser Regel zu behandeln, wodurch in vielen Fällen eine tatsächlich nicht vorhandene Knicksicherheit vorgetäuscht wird.<sup>1)</sup> Die erwähnte Regel hat nur Sinn für eigentliche Druckstäbe, wo die Momentenwirkung nur eine Zusatzspannung erzeugt, die einen Bruchteil der Druckspannung ausmacht. Die Anwendung dieser Formel auf die Bestimmung von Kipplasten ist natürlich ganz abwegig.

Soweit dies möglich ist, sind die Gurte durch bauliche Mittel am seitlichen Ausweichen zu hindern. Liegen diese seitlichen Stützpunkte in Abständen bis etwa  $40 i$  ( $i$  = Trägheitsradius der Gurtung bezogen auf die für das seitliche Ausweichen maßgebende Schwerachse), dann genügt es,  $\sigma_{zul}$  als obere Grenze der Randspannung zu betrachten, doch muß bei elastischer Stützung die notwendige Widerstandsfähigkeit der Stützung gemäß den Angaben des Absatzes 27 d)  $\gamma$ ) (Bd. I) nachgeprüft werden. Eine derartige dichte seitliche Gurtstützung wird in jenen Binderteilen möglich sein, wo Pfetten oder Wandriegel dem Binder auf- oder anliegen.

Der Nachweis der Kippsicherheit erscheint aber dann notwendig, wenn eine genügend dichte seitliche Abstützung der gedrückten Gurtung, wie z. B. bei den hohen Zwischenstielen der Rahmenbinder oder bei großen Pfettenentfernungen, nicht möglich ist. In erster Annäherung kann man sich allerdings in der Weise helfen, daß man den gedrückten Flansch wie den Gurt eines Fachwerkbinders behandelt. Man ermittelt aus der Randspannung beiläufig die im Gurt vorhandene Gesamtdruckkraft und berechnet den Gurt für seitliches Ausknicken auf die in Betracht kommende freie Länge. Für die Gurtfläche kommen die Gurtwinkel sowie der zwischen ihnen liegende Stegteil sowie die Gurtplatten in Frage. Siehe Abb. 656. Diese Berechnungsweise führt vielfach zu Materialverschwendung, da bei dieser Rechnung die Stützung durch den übrigen Trägerteil nicht in Ansatz gebracht erscheint. Wie groß der Unterschied zwischen dieser Näherungsberechnung und einer genaueren Berechnung sein kann, geht aus dem auf S. 200 des ersten Bandes behandelten Beispiel hervor.

Ein zwischen zwei festgehaltenen Querschnitten befindliches Rahmenstück steht im allgemeinen unter der Belastung durch eine Längskraft  $N$  und die Einspannungsmomente  $M_1$  und  $M_2$ , Abb. 657. Den Einfluß geringer Querbelastungen, wie sie gelegentlich vorkommen, wollen wir bei den folgenden Betrachtungen übersehen, um den Berechnungsvorgang nicht zu schwierig zu gestalten. Hier liegt ein besonderer Fall einer Kippaufgabe vor, die noch dadurch vereinfacht werden soll, daß  $M_1 = M_2 = M$  angenommen wird, wobei  $M$  der größere der beiden Werte  $M_1$  oder  $M_2$  bedeuten soll.

Innerhalb der Kipplänge habe der betrachtete Stab unveränderlichen Querschnitt. Nimmt die Stabhöhe von einem Ende zum andern ab, was bei Bindern häufig der Fall ist, so rechnet man mit jenem Querschnitt, der die größte Druckrandspannung aufweist oder mit einem gemittelten Querschnitt. Im wesentlichen handelt es sich also hier um den mit der Längskraft  $N$  ausmittig belasteten Stab, wobei die Exzentrizität von  $N$  durch  $e = \frac{M}{N}$  gegeben ist.

Der Fall des an beiden Enden von gleichen Momenten  $M$  ergriffenen Stabes wurde im Absatz 30 des I. Bandes als erster Sonderfall behandelt. Die dort angegebene Formel (39) gilt für symmetrische  $\text{I}$ -Querschnitte, wenn die Längskraft  $N = 0$  ist, und nur im elastischen Bereich. Ihr Anwendungsbereich ist daher äußerst beschränkt. Im folgenden wird daher eine für praktische Zwecke ausreichend strenge Lösung des oben skizzierten allgemeineren Problems angegeben, die sowohl für den elastischen als auch unelastischen Bereich Geltung

<sup>1)</sup> Ich fühle mich zu dieser Bemerkung veranlaßt, weil derartige irrtümliche Anwendungen der Regel  $\omega \frac{N}{F} + \frac{M}{W} < \sigma_{zul}$  in der Stahlbauliteratur aufgetaucht sind.



Abb. 656

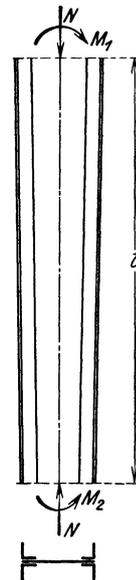


Abb. 657

hat, und es gestattet, das hier vorliegende Stabilitätsproblem im Einzelfalle ohne allzuviel Berechnungsarbeit zu erledigen.

Es bezeichnen:  $\nu M$  und  $\nu N$  Längskraft und Endmomente bei Eintreten des unsicheren Gleichgewichtszustandes, also die mit dem Sicherheitsgrad  $\nu$  vermehrten Angriffskräfte  $M$  und  $N$ ;  $B_1 = E_1 J_1$  die Seitensteifigkeit des auf Seiten der ausmittig wirkenden Längskraft  $N$  liegenden Gurtes;  $B_2 = E_2 J_2$  die Seitensteifigkeit des anderen Gurtes, siehe Abb. 658;  $D = G J_d$  die Drillungssteifigkeit des Gesamtquerschnittes;  $h$  den Abstand von Gurtschwerpunkt zu Gurtschwerpunkt;  $\eta_1, \eta_2$  die Abstände der Gurtschwerpunkte vom Querschnittschwerpunkt. Hierbei ist zu beachten, daß nur die senkrecht zum Steg stehenden Teile des Stabquerschnittes zum Gurt zu zählen sind. Am Steg anliegende Winkelschenkel z. B. gehören somit nicht zur Gurtfläche.

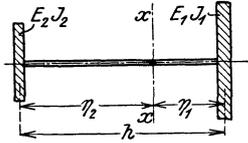


Abb. 658

Die Bedingungsgleichung für das Eintreten des labilen Gleichgewichtes (Auskippen) lautet dann:<sup>1)</sup>

$$\left[ (B_1 + B_2) - \frac{\nu N l^2}{\pi^2} \right] \left[ B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2 + \frac{D l^2}{\pi^2} \right] - \left[ -B_1 \eta_1 + B_2 \eta_2 + \frac{\nu M l^2}{\pi^2} \right]^2 = 0 \quad (37)$$

In dieser Form trägt die Kippbedingung nicht nur verschiedenen Trägheitsmomenten  $J_1$  und  $J_2$ , sondern auch verschiedenen Elastizitätszahlen  $E_1$  und  $E_2$  der beiden Gurte Rechnung. Der letztere Fall wird dann in Betracht kommen, wenn der Kippvorgang erst einsetzt, wenn in einem oder in beiden Gurten bereits die Elastizitätsgrenze unter der Wirkung von  $\nu M$  und  $\nu N$  überschritten wurde.

Ist bei Eintritt des Kippvorganges die Elastizitätsgrenze noch nicht erreicht, so ist  $E_1 = E_2 = E$  eine unveränderliche Größe. Gl. (37) stellt in diesem Falle eine strenge Lösung des vorgelegten Problems vor. Ist bei Eintritt des unstabilen Gleichgewichtes aber die Elastizitätsgrenze in einem oder in beiden Gurten überschritten, so liefert Gl. (37) auch bei Einführung der den kritischen Spannungen in den Gurten entsprechenden Werte von  $E_1$  bzw.  $E_2$  nur Näherungslösungen, da sowohl die Abstände  $\eta_1$  und  $\eta_2$  als auch die Drillungssteifigkeit  $D$ , die wir als feste Querschnittsgrößen annehmen, in diesem Falle mit  $E_1$  und  $E_2$  veränderlich werden. Gl. (37) trägt auch dem Umstand keine Rechnung, daß bei Überschreitung der  $E$ -Grenze die Spannungsverteilung über dem Querschnitt nicht mehr linear ist.

Setzt man  $\frac{E_1}{E} = \tau_1, \frac{E_2}{E} = \tau_2$ , weiters  $\frac{J_2}{J_1} = \kappa$ , so nimmt Gl. (37) die Form an:

$$\left[ \tau_1 + \tau_2 \kappa - \frac{\nu N l^2}{\pi^2 E J_1} \right] \left[ \tau_1 \eta_1^2 + \tau_2 \eta_2^2 \kappa + \frac{G J_d l^2}{E J_1 \pi^2} \right] - \left[ -\tau_1 \eta_1 + \tau_2 \eta_2 \kappa + \frac{\nu M l^2}{\pi^2 E J_1} \right]^2 = 0$$

oder mit  $n^2 = \frac{l^2}{\pi^2 E J_1}$ ,

$$[\tau_1 + \tau_2 \kappa - n^2 \nu N] [\tau_1 \eta_1^2 + \tau_2 \eta_2^2 \kappa + n^2 G J_d] - [-\tau_1 \eta_1 + \tau_2 \eta_2 \kappa + n^2 \nu M]^2 = 0$$

oder, wenn man nach  $n^2$  ordnet,

$$n^4 [G J_d \nu N + \nu^2 M^2] - n^2 [(\tau_1 + \kappa \tau_2) G J_d - (\tau_1 \eta_1^2 + \kappa \tau_2 \eta_2^2) N \nu - 2(-\tau_1 \eta_1 + \kappa \tau_2 \eta_2) \nu M] - \tau_1 \tau_2 \kappa h^2 = 0 \quad (38)$$

Erinnert man sich des Umstandes, daß sich beim Auskippen die Querschnitte gegeneinander verdrehen und die Gurte sich in ihrer Ebene ausbiegen, so erkennt man, daß  $E_1$  und  $E_2$  nichts anderes sind, als die zu den kritischen Gurtspannungen gehörenden Kármán'schen Knickmoduli. Hierbei ist es gleichgültig, ob in jenen Fällen, wo die  $E$ -Grenze in beiden Gurten überschritten wird, der eine Gurt gezogen oder gedrückt ist, wie dies z. B. bei kurzen Stäben eintreten kann, wenn die Exzentrizität  $e$  klein ist. Für die  $\tau$  gelten somit die Zahlen aus Tafel 28 auf S. 139 des I. Bandes.

<sup>1)</sup> Über die Ableitung dieser Gleichung siehe den Anhang am Schluß dieses Bandes.

Die Anwendung der Gl. (38) ist nun folgende: Längskraft  $N$  und Moment  $M$  denken wir uns als bekannt und bereits mit dem geforderten Sicherheitsgrad  $\nu$  multipliziert. Ebenso setzen wir den Stabquerschnitt als gegeben voraus. Man ermittelt nun mit diesen gegebenen Größen die Randspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  in beiden Gurten und nach Tafel 28 die zugehörigen Werte  $\tau_1$  und  $\tau_2$ . Für Werte  $\sigma < 1905 \text{ kg/cm}^2$  ist  $\tau = 1$  zu setzen. In Gl. (38) erscheint nur mehr die Größe  $n^2$  als unbekannt, die somit aus der quadratischen Gleichung leicht ermittelt werden kann. Mit  $n$  findet man dann die kritische Länge  $l_k$  bei der bei dem angenommenen Querschnitt und bei der gegebenen  $\nu$ -fachen Belastung das Auskippen eintritt,

$$l_k = n \sqrt{\pi^2 E J_1} \dots \dots \dots (39)$$

Ist  $l_k$  gleich oder größer als die tatsächliche Länge  $l$  des betreffenden Stabes, dann ist die geforderte Sicherheit vorhanden bzw. überschritten. Ist  $l_k < l$ , so ist der Stab zu verstärken.

**1. Beispiel:** Ein Träger  $\text{IP } 60$  von  $7,80 \text{ m}$  Länge sei durch die Normalkraft  $N = 30 \text{ t}$  und an den Enden in der Stegebene durch Momente  $M = 50 \text{ t}$  belastet. Ist dieser Stab bei einem Sicherheitsgrad von  $\nu = 2,5$  kippstabil? Für den Träger  $\text{IP } 60$  gelten folgende Querschnittswerte:  $F = 289 \text{ cm}^2$ ,  $W_x = 6030 \text{ cm}^3$ . Damit findet man die Randspannungen:

$$\sigma_1 = -\frac{30}{289} - \frac{5000}{6030} = -0,93 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_2 = -\frac{30}{289} + \frac{5000}{6030} = +0,73 \text{ t/cm}^2.$$

Die  $\nu = 2,5$ -fachen Werte sind daher

$$\nu \sigma_1 = 2,32 \text{ t/cm}^2, \quad \nu \sigma_2 = 1,83 \text{ t/cm}^2.$$

Die zugehörigen Werte von  $\tau$  gemäß Tafel 28

$$\tau_1 = 0,512, \quad \tau_2 = 1.$$

Zur Aufstellung der Kippbedingungen legen wir noch folgende Werte fest:

$$\nu N = 2,5 \cdot 30 = 75 \text{ t}, \quad \nu M = 2,5 \cdot 5000 = 12500 \text{ tcm};$$

$$J_1 = J_2 = 7200 \text{ cm}^4, \quad \text{daher } \kappa = 1, \quad \eta_1 = \eta_2 = \frac{h}{2} = \frac{56,8}{2} = 28,4 \text{ cm}.$$

$$GJ_d = 810 \cdot 743 = 602000 \text{ tcm}^2. \quad (J_d \text{ nach Tafel 22.})$$

Die Einführung in Gl. (38) ergibt

$$n^4 [602000 \cdot 75 + 15625 \cdot 10^4] - n^2 [1,512 \cdot 602000 - 28,4^2 \cdot 1,512 \cdot 75 - 2 \cdot 28,4 \cdot 0,488 \cdot 12500] - 0,512 \cdot 56,8^2 = 0$$

$$\text{oder } n^4 - 23,45 \cdot 10^{-4} n^2 - 820,2 \cdot 10^{-8} = 0,$$

woraus  $n^2 = 42,68 \cdot 10^{-4}$  und daraus

$$l_k^2 = \pi^2 E J_1 n^2 = 9,87 \cdot 2100 \cdot 7200 \cdot 42,68 \cdot 10^{-4} = 637000 \text{ cm}^2, \quad l_k = 798 \text{ cm}.$$

Da  $l_k > 780 \text{ cm}$ , so ist die 2,5fache Sicherheit gewährleistet.

**2. Beispiel:** Der in der nebenstehenden Abb. 659 dargestellte Binderfuß ist in den Querschnitten  $o$  und  $a-b$  gegen seitliches Kippen gehalten.  $l = 6,80 \text{ m}$ . Es ist die Frage zu beantworten, ob 2,5fache Kippstabilität vorhanden ist, wenn mit  $M = 37,6 \text{ mt}$  als konstant durchlaufendes Moment gerechnet wird, obwohl das Moment linear von  $37,6 \text{ mt}$  auf Null abnimmt. Die Längskraft beträgt durchwegs  $N = 65,5 \text{ t}$ . Die Berechnung wird mit den Abmessungen des Querschnittes  $a-b$ , in dem  $M$  seinen Größtwert hat und auch die Druckrandspannung  $\sigma_1$  ein Maximum wird, durchgeführt. Wir benutzen folgende Querschnittswerte:

$$F = 194,8 \text{ cm}^2, \quad W_x^1 = 7820 \text{ cm}^3, \quad W_x^2 = 5370 \text{ cm}^3.$$

Daraus folgen die Randspannungen unter der 2,5fachen Gebrauchslast, d. i. mit  $M = 2,5 \cdot 3760 = 9400 \text{ cmt}$ ,  $N = 2,5 \cdot 65,5 = 163,8 \text{ t}$ ,

$$\sigma_1 = -\frac{163,8}{194,8} - \frac{9400}{7820} = -2,04 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_2 = -\frac{163,8}{194,8} + \frac{9400}{5370} = +0,91 \text{ t/cm}^2.$$

Dazu gehören gemäß Tafel 28 folgende Werte von  $\tau$

$$\tau_1 = 0,831, \quad \tau_2 = 1.$$

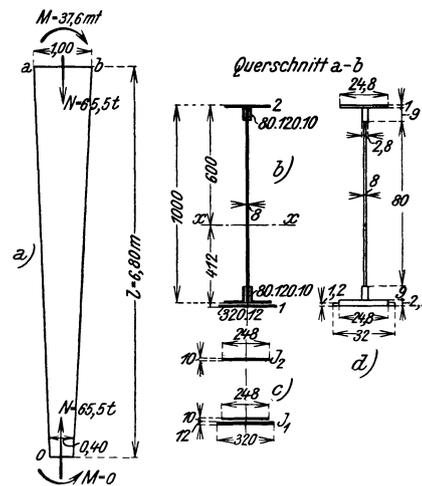


Abb. 659

Weiter ist:

$$J_1 = \frac{1}{12} [1 \cdot 24,8^3 + 1,2 \cdot 32^3] = 4550 \text{ cm}^4, \quad J_2 = \frac{1}{12} 1 \cdot 24,8^3 = 1270 \text{ cm}^4, \quad \kappa = \frac{J_2}{J_1} = 0,280;$$

$$J_d = \frac{1}{3} [80 \cdot 0,8^3 + 2 \cdot 9 \cdot 2,8^3 + 24,8 (1^3 + 2,2^3) + 7,2 \cdot 1,2^3] = 246 \text{ cm}^4, \quad GJ_d = 810 \cdot 246 = 199300 \text{ tcm}^2;$$

$$\eta_1 = 40 \text{ cm}, \quad \eta_2 = 59,5 \text{ cm}, \quad h = \eta_1 + \eta_2 = 99,5 \text{ cm}.$$

Gl. (38) lautet sonach

$$n^4 [199300 \cdot 163,8 + 9400^2] - n^2 [(0,831 + 0,280) \cdot 199300 - (0,831 \cdot 40^2 + 0,280 \cdot 59,5^2) 163,8 - 2 (-0,831 \cdot 40 + 0,280 \cdot 59,5) 9400] - 0,831 \cdot 0,280 \cdot 99,5^2 = 0.$$

Die Ausrechnung ergibt

$$n^4 - 12,64 \cdot 10^{-4} n^2 - 1903,7 \cdot 10^{-8} = 0,$$

womit  $n^2 = 50,41 \cdot 10^{-4}$  und  $l_k = \sqrt{9,87 \cdot 2100 \cdot 4550 \cdot 50,41 \cdot 10^{-4}} = 689 \text{ cm}$  gefunden wird. Da die tatsächliche Stablänge 680 cm beträgt, so ist der geforderte Sicherheitsgrad von 2,5 vorhanden.

## 74. Die baulichen Einzelheiten der Vollwandbinder

### a) Genietete Vollwandbinder

Die bauliche Gestaltung der Vollwandbinder ist im wesentlichen durch die Grundsätze für die Ausführung der Vollwandkonstruktionen überhaupt vorgeschrieben. Die Bemessung erfolgt unter Berücksichtigung der Nietabzüge im gezogenen und gedrückten Gurt sowie im Steg nach den Regeln des Absatzes 17, wobei bei Rahmenbindern auf den Einfluß der Längskräfte nicht vergessen werden darf. Für die Stegblechstärke ist der Nietanschluß der Gurtwinkel an den Stellen der größten Querkräfte, sowie die Ausbeulgefahr der Bleche maßgebend. Verstärkungen des Steges sind oft an jenen Stellen notwendig, wo auf engem

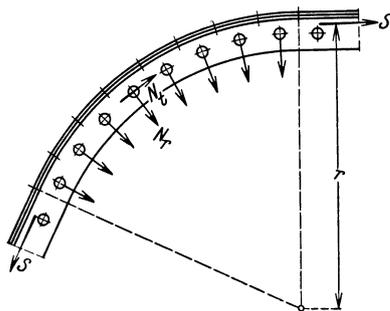


Abb. 660

Bezirk bedeutende Kräfte übertragen werden, so an Auflager- und Gelenkstellen, an Anschlußstellen von Zugbändern, sowie im Bereiche jener Trägerteile, die scharf gekrümmte Gurtungen aufweisen. Die Stoßdeckung der Stege und Gurtungen erfolgt nach den in den Absätzen 54 und 59 angegebenen Vorschriften.

Eine besondere Erörterung verlangt an dieser Stelle nur die Berechnung der Nietteilungen in jenen Trägerabschnitten, die gekrümmte Gurtführung haben, weil hier auf die auftretenden Abtriebskräfte gebührend Rücksicht zu nehmen ist. Über die Bemessung dieser Stellen wurde im vorangehenden Absatz ausführlich gesprochen.

Wird der Gurt eines Blechträgers in einer Krümmung mit dem Halbmesser  $r$  geführt und fließt in dem Gurt eine konstante Gesamtkraft  $S$ , siehe Abb. 660, so übt der Gurt auf den Steg eine radial gerichtete Kraft aus, die, wie auf S. 644 nachgewiesen wurde, für 1 cm Gurtlänge

$$p_r = \frac{S}{r} \dots \dots \dots (40)$$

beträgt. Diese Kraft muß von den Halsnieten des Gurtes aufgenommen werden. Ist  $t$  die Nietteilung, so entfällt auf einen Niet

$$N_r = \frac{S}{r} t \dots \dots \dots (41)$$

Da außerdem jeder Halsniet noch den von der Querkraft herrührenden Längsschub, also eine in der Tangentenrichtung wirkende Kraft zu übertragen hat, so ist die Gesamtbelastung eines Nietes durch

$$N = \sqrt{N_r^2 + N_t^2}$$

gegeben.

Auch das Stegblech selbst ist im Bereiche der Gurtkrümmung noch durch den zusätzlichen Zug oder Druck

$$\sigma_r = \frac{p_r}{\delta} = \frac{S}{r \delta} \dots \dots \dots (42)$$

beansprucht, wobei  $\delta$  die Blechstärke bedeutet. Ist die Längsbeanspruchung des Steges in der Nietachse  $\sigma_r$ , so ist die für die Bemessung maßgebende reduzierte Beanspruchung

$$\sigma_{red} = 0,375 (\sigma_r + \sigma_t) \pm 0,625 (\sigma_r - \sigma_t) = \begin{cases} \sigma_r - 0,25 \sigma_t, \\ \sigma_t - 0,25 \sigma_r, \end{cases}$$

wobei Zugspannungen mit positivem Vorzeichen, Druckspannungen mit negativem Vorzeichen einzuführen sind. Sind  $\sigma_r$  und  $\sigma_t$  gleich bezeichnet, dann ist  $\sigma_{red}$  kleiner als die größere der beiden Spannungen. Sind sie entgegengesetzt bezeichnet, dann wird  $\sigma_{red}$  größer als jede der beiden Spannungen.

Da  $p_r$  im umgekehrten Verhältnis zum Krümmungshalbmesser  $r$  steht, so ist bei der Formgebung der Binder darauf zu achten, daß  $r$  von Fall zu Fall genügend groß gewählt wird, da es sonst schwer ist, die notwendige Nietzahl zur Übertragung der Abtriebskräfte  $p_r$  unterzubringen. Bei sehr starken Gurten, also bei großem  $S$  sind oft besondere Maßnahmen notwendig, um die  $p_r$  zu übertragen.

Bei der **einfachen Binderecke**, die wir im Nachfolgenden in einigen Beispielen erläutern werden, ist der Größtwert der Gurtkraft  $S$  auf der Innenseite Druck, auf der Außenseite Zug. Diese Gurtkräfte können auch ihr Vorzeichen wechseln, doch steigt der entgegengesetzte Wert selten über den halben Betrag der vorerwähnten Größtwerte an. Wir setzen daher in den folgenden Beispielen stets voraus, daß bei voller Ausnützung der Querschnitte der Innengurt gedrückt, der Außengurt gezogen ist.

**1. Beispiel:** Wir betrachten zunächst den in Abb. 661 dargestellten einfachen Fell eines Binderinnengurtes, dessen größte Randspannung  $1,25 \text{ t/cm}^2$  bei  $\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$  beträgt. Der aus zwei Winkeln  $130 \cdot 130 \cdot 12$  und drei Gurtplatten  $350 \cdot 12$  bestehende Gurt hat eine Nutzfläche von  $F_n = 158,4 \text{ cm}^2$ ,  $r = 200 \text{ cm}$ .

Die angegebene Gurtrandspannung denke man sich wegen des großen Krümmungshalbmessers auf Grund der Biegestheorie des geraden Stabes und ohne Rücksicht auf eine ungleichmäßige Spannungsverteilung in den abstehenden Schenkeln ermittelt. Im

vorliegenden Falle ist nämlich  $\frac{b^2}{r d} = 0,21$  und der Abminderungsbeiwert  $b'/b$  laut Tafel 106 nahezu 1, so daß genau genug mit gleichmäßiger Verteilung der Längsspannungen über die Gurtflanschen gerechnet werden konnte.

Mit den angegebenen Zahlen ergibt sich die Gurtkraft  $S$ , reichlich gerechnet, also ohne Berücksichtigung der Abnahme der Spannungen gegen die neutrale Achse mit

$$S = 158,4 \cdot 1,25 = 198,0 \text{ t.}$$

Mit dem Krümmungshalbmesser  $r = 200 \text{ cm}$  (am Winkelrücken  $\approx$  Schwerlinie gemessen) berechnet man die Abtriebskraft  $p_r$  zu

$$p_r = \frac{198,0}{200} = 0,99 \text{ t/cm,}$$

so daß auf einen Niet bei der Nietteilung  $t = 7,0 \text{ cm}$

$$N_r = 0,99 \cdot 7 = 6,93 \text{ t}$$

entfällt. Da der Niet außerdem von der Querkraft noch eine Längsschubkraft von  $N_t = 2,19 \text{ t}$  zu tragen hat, so ist die Gesamtbelastung

$$N = \sqrt{6,93^2 + 2,19^2} = 7,27 \text{ t.}$$

Bei 14 mm Stegblechstärke ergibt sich somit der Lochleibungsdruck mit

$$\sigma_r = \frac{7,27}{\delta} = 0,52 \text{ t/cm}^2 \text{ (mit } \sigma_t = 1,25 \text{ t/cm}^2 \text{)}$$

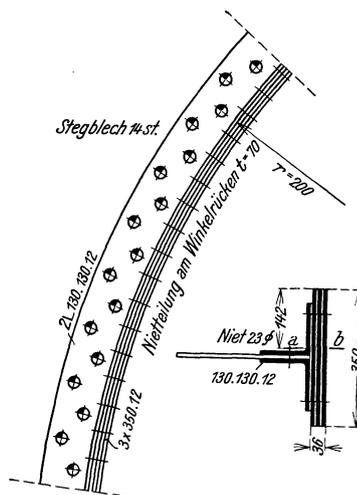


Abb. 661

Die Beanspruchung im Stegblech beträgt:

in der Tangentialrichtung:  $\sigma_t = 1,25 \text{ t/cm}^2$  Druck,

in der Radialrichtung:  $\sigma_r = \frac{0,99}{1,4} = 0,71 \text{ t/cm}^2$  Druck.

Da beide Spannungen gleiches Vorzeichen aufweisen, so ist die reduzierte Spannung kleiner als  $1,25 \text{ t/cm}^2$ . Das Stegblech kann also ohne Verstärkung auch die Kräfte  $p_r$  aufnehmen.

Auf einen abstehenden Gurtschenkel entfällt von der gesamten Abtriebskraft von  $p_r = 0,99 \text{ t/cm}$  entsprechend seiner Nutzfläche

$$p_r' = \frac{52,6}{158,4} 0,99 = 0,33 \text{ t/cm.}$$

Im Schnitt  $a-b$  des abstehenden Gurtschenkels entsteht durch die Radialbelastung  $p_r'$  auf  $1 \text{ cm}$  Gurtlänge ein Moment

$$m_r = 0,33 \cdot \frac{14,2}{2} = 2,35 \text{ tcm.}$$

Die Biegebungsbeanspruchung im Schnitt  $a-b$  beträgt, da das Widerstandsmoment

$$W = 1/6 \cdot 4,8^2 \cdot 1 = 3,84 \text{ cm}^3$$

ist,  $\sigma_b = \frac{2,35}{3,84} = 0,61 \text{ t/cm}^2$ .

Somit ist die maßgebende reduzierte Spannung  $\sigma_{red} = 1,25 + 0,25 \cdot 0,61 = 1,40 \text{ t/cm}^2$ .

Soll der aus 4 Platten bestehende Gurtschenkel als einheitlicher biegebungssteifer Stab wirken, so haben die Niete in den Gurtblechen die in der Querrichtung auftretenden nennenswerten Schubkräfte zu übernehmen. Die Querkraft  $q$  im Schnitt  $a-b$  ist  $0,33 \text{ t/cm}$  und daher die Schubbeanspruchung in der Fuge zwischen der ersten und zweiten Lamelle

$$\tau = \frac{q S}{J} = \frac{0,33 \cdot 2,4 \cdot 1,2}{1/12 \cdot 4,8^3} = 0,103 \text{ t/cm}^2;$$

daher entfällt auf die ganze  $14,2 \text{ cm}$  lange Fuge eine Gesamtschubkraft

$$T = 0,103 \frac{14,2}{2} = 0,731 \text{ t/cm,}$$

so daß die Scherbeanspruchung des Nietes bei  $7 \text{ cm}$  Nietteilung

$$\tau_N = \frac{0,731 \cdot 7}{4,15} = 1,23 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 1,33 \text{ t/cm}^2)$$

beträgt.

**2. Beispiel:** Unter- und Obergurt der Traufecke eines großen Rahmenbinders, Abb. 662, sind nach dem Halbmesser von  $1300 \text{ mm}$  gekrümmt. Der Untergurt ist gedrückt, der Obergurt gezogen. Die Größtbeanspruchung beträgt bei  $\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$  im Untergurt an der Übergangsstelle vom geraden Stielteil zum runden Innengurt  $1,32 \text{ t/cm}^2$ , wobei diese Randspannung, da der Krümmungshalbmesser der Stabachse etwa  $1\frac{1}{2}$ mal so groß als die Trägerhöhe ist, mittels der Gl. (24) auf S. 642 ermittelt wurde. Auch hier sehen wir von der verhältnismäßig geringfügigen Ungleichmäßigkeit der Verteilung der Längsspannungen über die Gurtbreite ab.

Die Querschnittsfläche des Gurtes beträgt bei Abzug der Nietlöcher  $F_n = 2 \cdot 46,1 + 4 \cdot 40 \cdot 1,5 - 24 \cdot 2,3 \cdot 1,5 = 249,4 \text{ cm}^2$ . Bei Berücksichtigung einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt — siehe die Spannungsverteilung im Schnitt  $a-b$  in Abb. 662 — ergibt sich folgende Gurtkraft:

Stehende Winkelschenkel:	2 (14,5 — 4,6) 1,5 · 0,98	= 29,1 t
Liegende Winkelschenkel:	2 (16 — 4,6) 1,5 · 1,16	= 39,7 „
Gurtplatten:	4 (40 — 9,2) 1,5 · 1,25	= 231,0 „
		S = 299,8 t

Die radiale Pressung ist sonach  $p_r = \frac{299,8}{130} = 2,31 \text{ t/cm}$ , so daß bei  $7,2 \text{ cm}$  Nietteilung auf eine Nietstrecke eine Kraft von

$$P_r = 7,2 \cdot 2,31 = 16,63 \text{ t}$$

entfällt. Von der Querkraft kommt eine Schubkraft  $P_t = 3,78 \text{ t}$  in Betracht, somit ist die Mittelkraft

$$P = \sqrt{16,63^2 + 3,78^2} = 17,06 \text{ t.}$$

Diese Last wird von zwei Nieten,  $d = 23 \text{ mm}$ , bei  $16 \text{ mm}$  Stegblechstärke übernommen. Der Lochleibungsdruck berechnet sich somit zu

$$\sigma_l = \frac{17,06}{2 \cdot 1,6 \cdot 2,3} = 2,32 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 2,67 \text{ t/cm}^2)$$

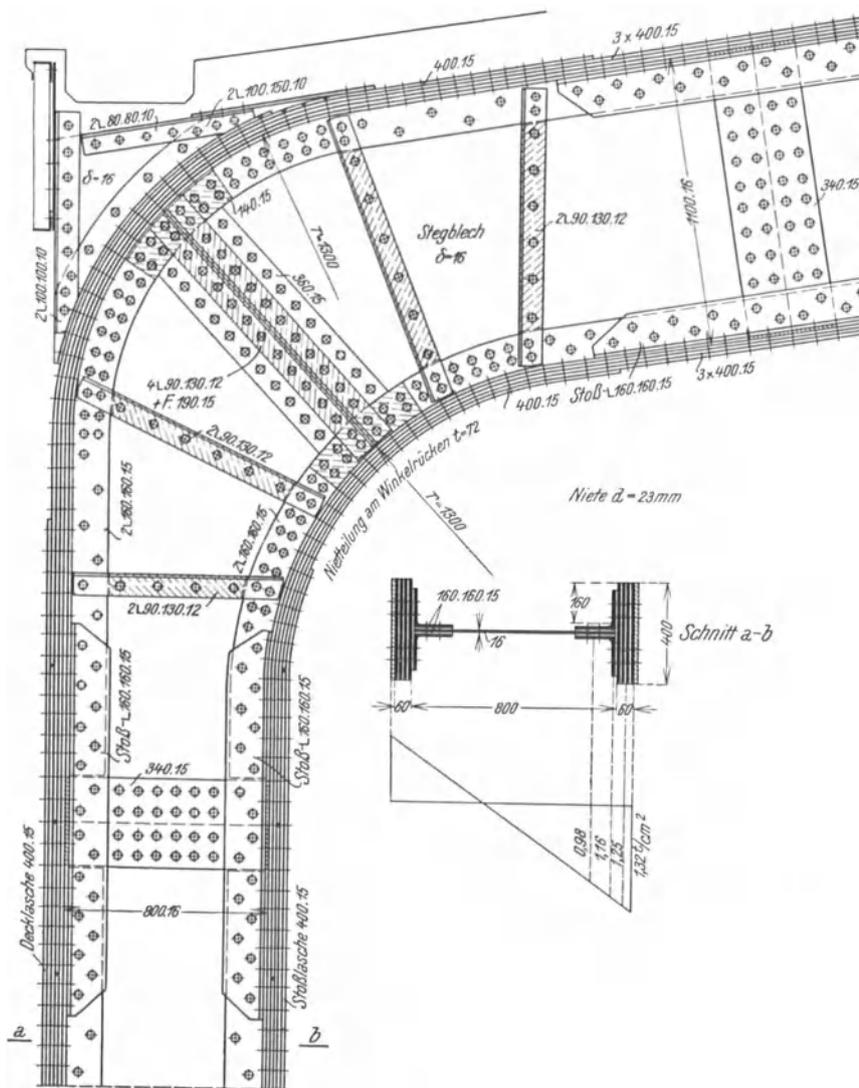


Abb. 662

und die Scherbeanspruchung der Niete zu

$$\tau_N = \frac{17,06}{4 \cdot 4,15} = 1,03 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 1,33 \text{ t/cm}^2).$$

Die Blechbeanspruchung ist

$$\text{in der Tangentialrichtung (am Rande) } \sigma_t = 1,16 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{in der Radialrichtung } \sigma_r = \frac{2,31}{1,6} = 1,45 \text{ t/cm}^2,$$

woraus die reduzierte Beanspruchung

$$\sigma_{\text{red}} = 1,45 - 0,25 \cdot 1,16 = 1,16 \text{ t/cm}^2$$

folgt.

Die Biegebeanspruchung im Anschlußquerschnitt des abstehenden Gurtschenkels ergibt sich wie folgt: Bei 160 mm Ausladung, siehe Schnitt  $a-b$  in Abb. 662, ist die Nutzfläche des ausladenden Teiles  $F' = 80,7 \text{ cm}^2$  und damit die diesem Teil verbiegende Abtriebskraft bei einer mittleren Längsbeanspruchung von rd.  $1,22 \text{ t/cm}^2$ ,  $p_r' = \frac{80,7 \cdot 1,22}{130} = 0,757 \text{ t/cm}$ . Das Biegemoment im Anschlußquerschnitt ist daher

$$m_r = 0,755 \cdot 8 = 6,04 \text{ tcm},$$

so daß

$$\sigma_b = \frac{6,04}{\frac{1}{6} \cdot 7,5^2} = 0,65 \text{ t/cm}^2$$

und die reduzierte Beanspruchung in der äußersten Faser

$$\sigma_{\text{red}} = 1,32 + 0,25 \cdot 0,65 = 1,48 \text{ t/cm}^2$$

beträgt. Die größte Schubbeanspruchung in der Fuge zwischen der ersten und zweiten Lamelle ist

$$\tau = \frac{0,757 \cdot 3 \cdot 2,25}{\frac{1}{12} \cdot 7,5^3} = 0,145 \text{ t/cm}^2.$$

Die Gesamtkraft  $T$  in der Fuge für je 1 cm Gurtlänge

$$T = 0,145 \cdot \frac{16}{2} = 1,16 \text{ t/cm}.$$

Auf je zwei Gurtniete kommt sonach eine Kraft von

$$2N = 1,16 \cdot 7,2 = 8,35 \text{ t}.$$

Nietbeanspruchung daher

$$\tau_N = \frac{8,35}{2 \cdot 4,15} = 1,01 \text{ t/cm}^2$$

(zul  $1,33 \text{ t/cm}^2$ ).

Viel günstiger liegen die Verhältnisse im Obergurt, da bei gleichem Gurtquerschnitt die Trägerhöhe an der Stelle der Gurtkrümmung nennenswert größer und damit die Gurtkraft geringer wird. Da die Nietanordnung die gleiche wie im Untergurt ist, so erübrigt sich ein besonderer Nachweis der Nietbeanspruchungen.

**3. Beispiel:** Ist die Krümmung verhältnismäßig stark, so ist es oft notwendig, die Stege im Bereiche der gekrümmten Gurte durch aufgenietete Bleche zu verstärken, wie dies in Abb. 663 dargestellt ist.

Man untersucht zunächst den Querschnitt  $a-b$  am Beginn der Krümmung des Innengurtes. Für diesen Querschnitt ist  $r = 86,6 \text{ cm}$  der Krümmungshalbmesser der Achse, die Normalkraft  $N = -32,4 \text{ t}$ , das

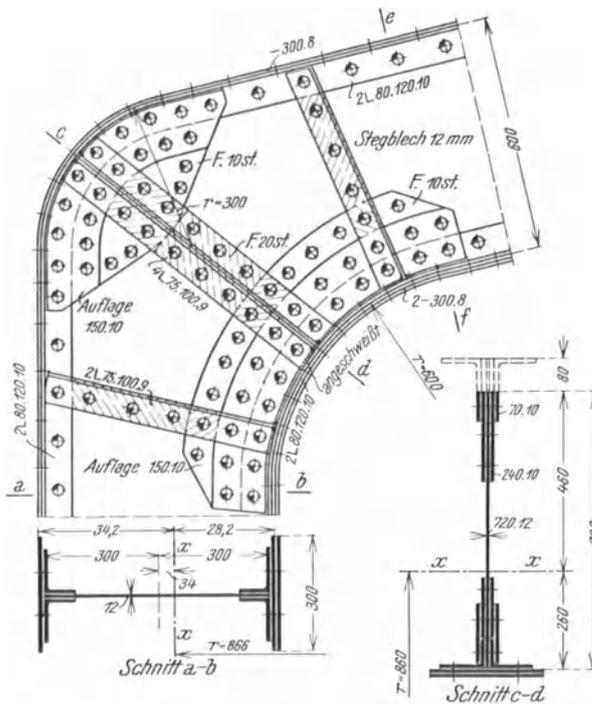


Abb. 663

Biegemoment  $M = -46,5 \text{ mt}$ ,  $F_n = 200,2 \text{ cm}^2$ ,  $J_x = 129120 \text{ cm}^4$ .<sup>1)</sup> Damit ergeben sich folgende Randbeanspruchungen gemäß Gl. (24) von S. 642:

$$\sigma_o = -\frac{32,4}{200,2} + \frac{4650}{86,6 \cdot 200,2} + \frac{4650 \cdot 34,2}{129120} \frac{86,6}{86,6 + 34,2} = +0,99 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{32,4}{200,2} + \frac{4650}{86,6 \cdot 200,2} - \frac{4650 \cdot 28,2}{129120} \frac{86,6}{86,6 - 28,2} = -1,40 \text{ t/cm}^2.$$

Hierbei wurde angenommen, daß ein Abbiegen der abstehenden Gurtschenkel durch die dicht gesetzten Absteifwinkel, deren Enden mit den Gurten verschweißt sind, verhindert wird, so daß mit annähernd gleichmäßiger Verteilung der Längsspannungen im Gurt gerechnet werden kann.

<sup>1)</sup> Da  $r$  annähernd  $1,5 h$  ist, so ist die Querschnittsfunktion  $Z$  nur wenig größer als  $J_x$ . Der Unterschied beträgt  $1,5\%$ , weshalb hier mit  $J_x$  gerechnet wird.

In gleicher Weise wird auch der Querschnitt  $e-f$  am Übergang zwischen Stiel und Riegel behandelt.

Wir gehen nun zur Untersuchung des Querschnittes  $c-d$  über. Es ist ohneweiters einzusehen, daß die abstehenden Schenkel des Außengurtes wegen der sehr scharfen Krümmung desselben nur zum Teil mittragen, da sie sich stark abbiegen werden. Mit der freien Gurtschenkelbreite von  $b = 12,5$  cm,

der Gurtstärke  $d = 1,8$  cm und mit  $r = 30$  cm berechnet man  $\frac{b^2}{r d} = 2,89$  und findet damit aus Tafel 106

die mitwirkende Schenkelbreite zu  $b' = 0,42 b$ . Dazu kommt noch, daß die Außengurtspannungen den kürzeren Weg durch das Stegblech suchen werden, so daß auch aus diesem Grunde die Mitwirkung der Gurtwinkel und des Deckbleches an der Außenseite fraglich ist. Als tragend ist daher der im Schnitt  $c-d$  der Abb. 663 dargestellte Querschnitt angenommen worden. Für diesen Querschnitt ist  $N = -28,8$  t,  $M = -43,9$  t, so daß die Randspannungen mit  $F_n = 227$  cm<sup>2</sup>,  $J_x = 150800$  cm<sup>4</sup>,  $r = 86$  cm sich wie folgt berechnen:

$$\sigma_o = -\frac{28,8}{227} + \frac{4390}{86 \cdot 227} + \frac{4390 \cdot 46}{150800} \frac{86}{86 + 46} = +0,97 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{28,8}{227} + \frac{4390}{86 \cdot 227} - \frac{4390 \cdot 26}{150800} \frac{86}{86 - 26} = -0,99 \text{ t/cm}^2.$$

Anschlußniete des Innengurtes. Für den Innengurt ist der Nutzquerschnitt des Gurtes im Schnitt  $a-b$ :  $F = 74,2$  cm<sup>2</sup>, so daß sich mit der Randspannung  $\sigma_u = 1,40$  t/cm<sup>2</sup> bei  $r = 60$  cm und  $t = 7,5$  cm, also reichlich gerechnet,

$$N_r = \frac{74,2 \cdot 1,40}{60} \cdot 7,5 = 12,98 \text{ t}$$

ergibt. Unter Hinzuzählung der Schubkraft in den Gurt Niete von 1,90 t erhält man die Gesamtbelastung eines Halsnietes zu

$$N = \sqrt{12,98^2 + 1,90^2} = 13,12 \text{ t.}$$

Da der Steg nur 12 mm stark ist, so hätte ein Niet  $d = 23$  eine solche Belastung nicht übernehmen können. Durch Auflegen von Blechen 150 · 10 wurde im Bereiche der Krümmung eine zweite Nietreihe zur Übertragung herangezogen, so daß sich jetzt die Nietbeanspruchung zu

$$\tau_N = \frac{13,12}{4 \cdot 4,15} = 0,79 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 1,33 \text{ t/cm}^2\text{)}$$

berechnet.

Da das Stegblech, wie wir in den vorangehenden Beispielen gesehen haben, unter Umständen sehr großen Pressungen ausgesetzt ist, so ist im Bereiche der Gurtkrümmung für reichliche Absteifungen desselben Sorge zu tragen. Siehe die Abb. 662 und 663. Diese Absteifungen erfüllen auch noch einen anderen Zweck. Sie haben, wie bereits im voranstehenden Beispiel erläutert wurde, die Aufgabe, die abstehenden Teile der Gurte gegen die Verbiegung durch die Abtriebskräfte in jenen Fällen zu schützen, wo die Gurte selbst zu schwach sind, um diese Kräfte aufzunehmen. Dieser Verbiegung wirken gut eingepaßte Absteifwinkel wenigstens in jenen Fällen, wo die Gurte nach innen gedrückt werden, zweckmäßig entgegen. Verschweißt man auch bei genieteten Konstruktionen die Steifenenden mit dem Gurt, so können auch Zugkräfte aufgenommen und Abbiegungen nach auswärts verhindert werden.

Im letzten Beispiel, Abb. 663, sind wegen der starken Krümmung die Abtriebskräfte sehr bedeutend. Die rechnermäßige Anstrengung im Untergurt würde, wenn keine Zwischenstützung vorgesehen wäre, etwa 4,0 t/cm<sup>2</sup> betragen. In Abb. 663 sind daher Stützpunkte für die gedrückten Gurtflanschen durch Anschweißen der Enden der dicht gesetzten Stegabsteifungen geschaffen worden. Die Entfernung der abstehenden Schenkel dieser Absteifwinkel soll beim gestützten Gurt nicht mehr als etwa das zweifache der Gurtausladung betragen, wenn eine ausreichende Entlastung von Biegungsspannungen eintreten soll. Der abstehende Gurtflansch stellt dann eine dreiseitig gelagerte Platte vor.

Häufig werden Rahmenecken, insbesondere bei Ausführungen mit Walzträgern, mit scharfen Gurtabbiegungen ausgebildet. Bei genieteten Trägern vermeide man besser derartige Ausführungen, da die großen Ablenkkräfte in den Knickpunkten nicht so einfach zu übernehmen sind. Eine Lösung für verhältnismäßig schwache Gurte ist in Abb. 664 gezeichnet. Der Knickpunkt verhält sich beiläufig so, wie ein Fachwerkknoten ähnlicher

Gurtführung und man muß daher, um das Stegblech nicht zu überlasten, durch Auflagen und aufgenietete Winkel für die Aufnahme der Ablenkungskräfte Sorge tragen. Die in den abstehenden Teilen des Gurtes fließenden Spannungen sind zum Teil in den Steg zu leiten, der durch die Auflagen entsprechend verstärkt wird. Die abstehenden Schenkel sind an der Knickstelle durch angeschweißte Absteifwinkel gegen Verbiegung zu sichern, wie dies in Abb. 664 dargestellt ist. Die Spannungen in den Knickpunkten sind nachzurechnen.

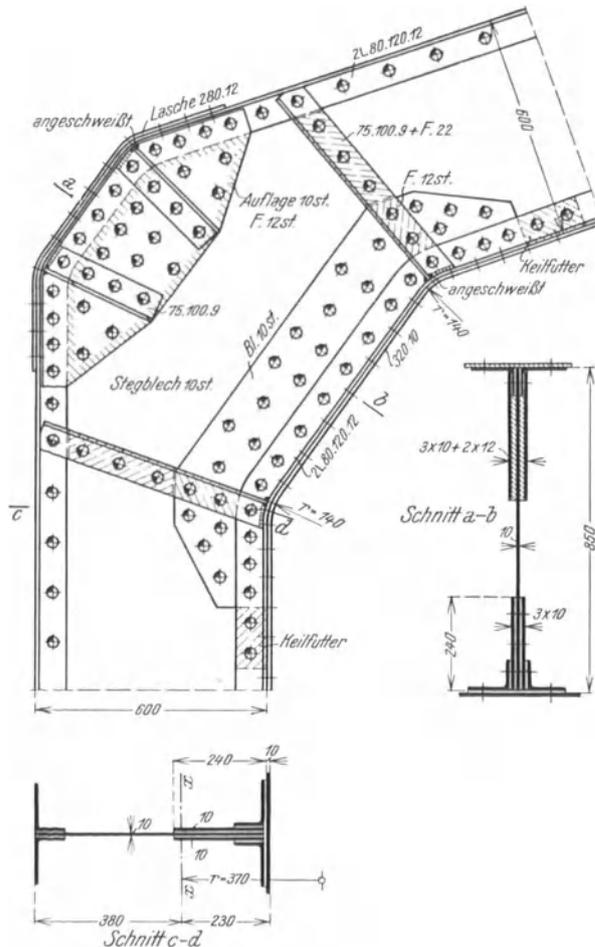


Abb. 664

**4. Beispiel:** Der Abrundungsradius an den Knickstellen des Innengurtes in Abb. 664 beträgt auf Winklrücken bezogen  $r = 14$  cm. Wie groß ist die Beanspruchung im Bereiche des Knicks, wenn an der betreffenden Stelle  $N = -45$  t,  $M = -42,00$  mt beträgt. Der Trägerquerschnitt an der fraglichen Stelle (Schnitt c—d) ist in Abb. 664 links unten dargestellt. Ohne Rücksicht auf Nietabzüge wurden zu Zwecken des Vergleichs berechnet:

$$F = 230,8 \text{ cm}^2, \quad J_x = 122350 \text{ cm}^4,$$

$$W_o = 3220 \text{ cm}^3, \quad W_u = 5320 \text{ cm}^3.$$

Die Randbeanspruchungen würden daher nach der üblichen Biegungstheorie betragen:

$$\sigma_o = -\frac{45}{230,8} + \frac{4200}{3220} = +1,11 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{45}{230,8} - \frac{4200}{5320} = -0,98 \text{ t/cm}^2.$$

In der Tat sind aber die Randspannungen am Innengurt bedeutend höher, da die Berechnung der Biegungsspannungen nach Navier unzulässig ist. Auf Grund der Gl. (24) von S. 642 findet man für den Vollquerschnitt:

Mit

$$F = 230,2 \text{ cm}^2 \quad \text{und} \quad Z = 141400 \text{ cm}^4,$$

$$r = 23 + 14 = 37 \text{ cm}$$

$$\sigma_o = -\frac{45}{230,8} + \frac{4200}{37 \cdot 230,8} + \frac{4200 \cdot 38}{141400} \frac{37}{37 + 38} = +0,85 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = -\frac{45}{230,8} + \frac{4200}{37 \cdot 230,8} - \frac{4200 \cdot 23}{141400} \frac{37}{37 - 23} = -1,51 \text{ t/cm}^2.$$

Die tatsächlichen Beanspruchungen am Innenrand sind um rd. 50% höher als sie nach der gebräuchlichen Berechnungsweise ermittelt wurden.

Die im Knick auftretende große Abtriebskraft kann wie folgt in das Stegblech geleitet werden: Aus den stehenden Schenkeln (rd.  $\frac{1}{3}$  der Gesamtkraft) wird die Abtriebskraft durch die 3 im Bereiche des Knickes befindlichen Halsniete (6 Nietquerschnitte bei 30 mm Stegstärke) übernommen. Aus den abstehenden Gurtschenkeln wird die Abtriebskraft durch die angeschweißten Absteifwinkel aufgenommen. Die Schweißnaht des abstehenden Schenkels ist entsprechend zu bemessen.

Die an der Außenseite der Rahmenecke vorgesehene Stegverstärkung in Abb. 664 hat den Zweck, den Gurtspannungen den kürzeren Weg durch den Steg zu ermöglichen, ohne diesen zu überlasten.

Sehr schwierig ist es manchmal, eine befriedigende Lösung bei Eckverbindungen von kräftigen Walzträgern zu finden. Abb. 665 zeigt die Ecke bei einem aus  $\text{I P } 50$  bestehenden Rahmen. Die beiden Träger sind unter Wegschneiden der Flanschen in Gehrung gestoßen, ein eingeschweißtes dreieckiges Stegstück vervollständigt den Steg in der inneren Ecke. Die

Überführung der Gurtkräfte erfolgt durch Gurtwinkel 130 . 130 . 16 und durch Außenlaschen 300 . 16. Die beiderseits aufgesetzten Steglaschen von 14 cm Stärke decken den Stegstoß und übernehmen die Ablenkungskräfte in den Knickpunkten. In den innern Eckpunkten sind außerdem noch kräftige, gut eingepaßte Absteifwinkel, deren Enden mit den Gurten verschweißt sind, vorgesehen. Die Außengurtkraft fließt durch die starken Stege und die anliegenden Winkelschenkel.

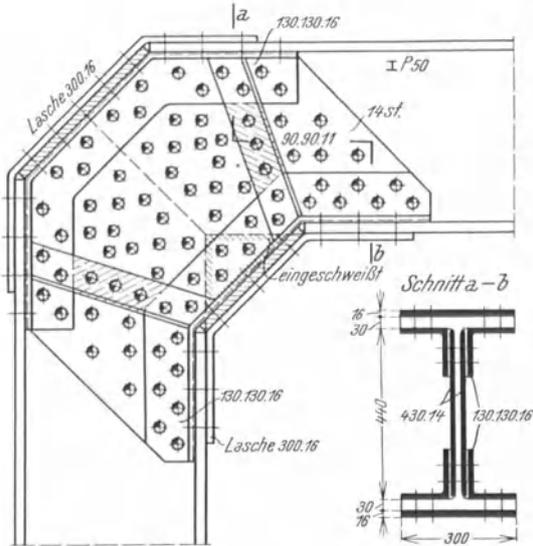


Abb. 665

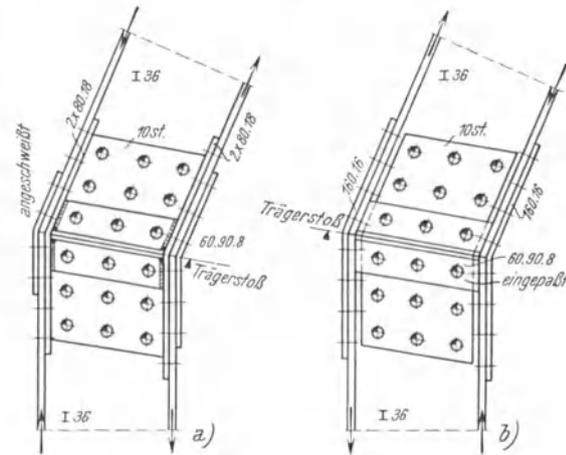


Abb. 666

Die abstehenden Gurtteile wirken, da in den Knickpunkten nur geringe Abtriebskräfte aufgenommen werden können, nur zum Teil mit.

Bei nicht allzu starken Ablenkungen kann die Eckausbildung sehr vereinfacht werden. Abb. 666 a) veranschaulicht die übliche Stoßdeckung bei Walzträgern, wenn die Innenseite

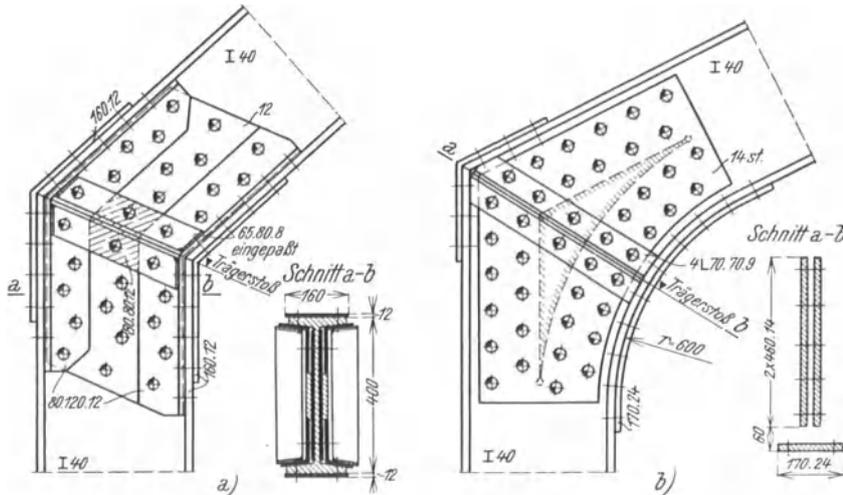


Abb. 667

gezogen ist, Abb. 666 b), wenn diese gedrückt ist. Es ist im wesentlichen eine Regelstoßanordnung, nur mit der Abänderung, daß bei gezogenem Innengurt die Stoßlaschen, um ein Geradestrecken auf der Zugseite und ein Aufbeulen auf der Druckseite zu verhindern, zweiteilig an der Innenseite der Flanschen aufgesetzt werden. Die in den Knickpunkten auftretenden Abtriebskräfte werden durch die eingepaßten und in Fall a) an den Enden angeschweißten Absteifwinkel aufgenommen.

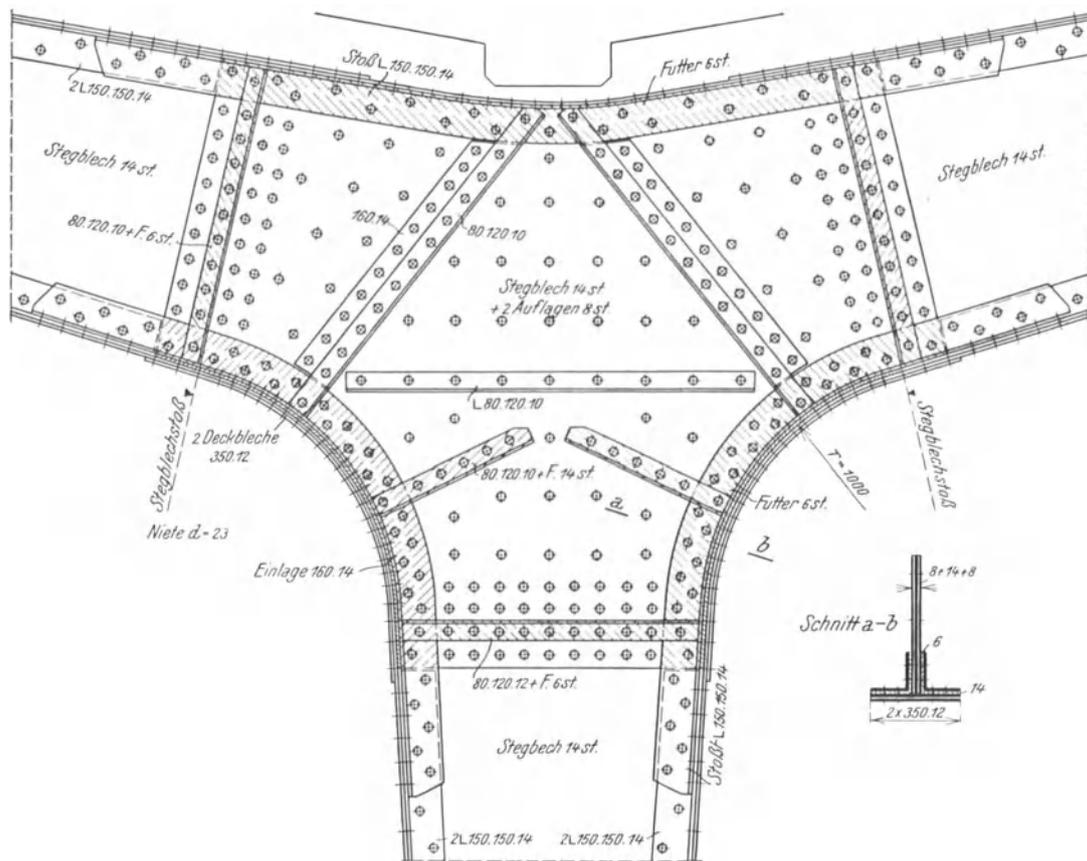


Abb. 668

Bei größerem Knickwinkel empfiehlt es sich, Stoßwinkel statt der Stoßflachstähe zu verwenden, so daß sich die in Abb. 667 a) dargestellte Anordnung ergibt.

Eine grundsätzlich andere Lösung ist für die gleiche Ecke in Abb. 667 b) ersichtlich gemacht. Die beiden Binderteile sind auf Gehrung gestoßen, in der Weise, daß jeder der

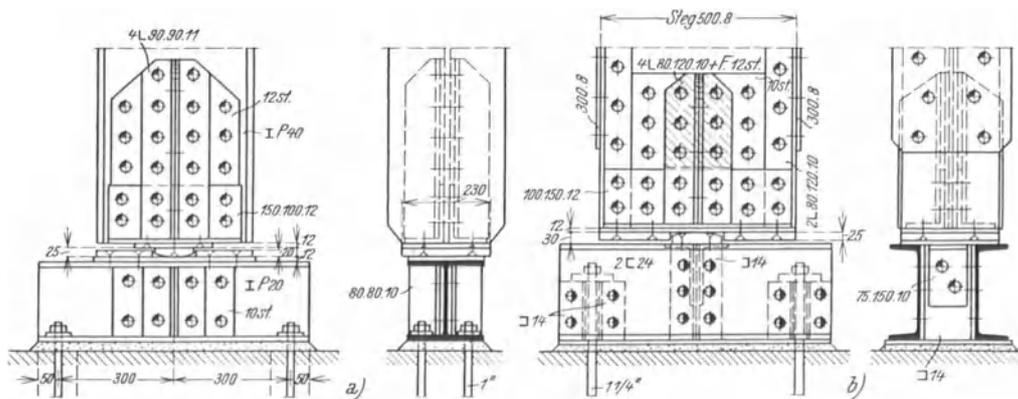


Abb. 669

beiden Träger in der Mitte auf eine bestimmte Länge aufgeschlitzt und die eine Trägerhälfte warm abgebogen wird. Es entsteht so nach der Vereinigung durch die Steg- und Gurtlaschen ein im Innengurt stetig gekrümmter Träger von größerer Höhe als das Grundprofil. Die Gurtlasche in der Ecke hat nur untergeordnete Bedeutung, da die Spannungen

am Außengurt von der Ecke abrücken und im wesentlichen durch den Steg fließen. Als tragender Stoßquerschnitt ist etwa die in Abb. 665 dargestellte Querschnittsfläche in Rechnung zu setzen.

Den **Verzweigungspunkt eines mehrschiffigen Rahmens** zeigt Abb. 668. Bei der Durchbildung solcher Punkte sind in erster Linie die Ausführungen auf S. 650 ff. zu beachten. Das Stegblech ist, da ihm die wichtige Funktion des Ausgleiches der von den drei Rahmen-teilen zusammenfließenden Momente obliegt, ausreichend zu verstärken. In dem vorgeführten Beispiel ist dies durch zwei Auflagen von 8 mm Stärke geschehen. Aufgenietete wagrechte Winkelleisen 80.120.10 in der Richtung der durchfließenden Gurtkraft sorgen für die Knicksicherheit des Stegbleches.

### Die Auflagerpunkte von Rahmenbindern

Bei der Ausbildung der Fußgelenke der Rahmenbinder vermeidet man derzeit die früher so beliebten gegossenen Lagerplatten und führt aus Trägern oder  $\square$ -Eisen hergestellte Lagerstühle aus, die die Aufgabe haben, die Auflagerkraft auf den Grundkörper zu verteilen. Die Druckübertragung vom Binderfuß auf den Stiel erfolgt mittels einer 20 bis 30 m/m starken gewölbten Zentrierplatte, siehe die Abb. 669. Beiderseitige Anschläge

sichern die Stellung des Binders und übernehmen die wagrechte Seitenkraft des Auflagerdruckes. In der Abb. 669 a) besteht der Lagerstuhl aus einem Peiner  $\square$ -Träger, dessen Steg im Druckbereich verstärkt und dessen Flanschen durch eingebaute Winkelleisen gestützt sind. Der Binderfuß selbst ist durch aufgelegte Platten und durch angenietete Winkelleisen zweckmäßig abzusteuern. Bei kleinem Horizontalschub genügt es, den Stuhl durch kurze Anker mit dem Fundament zu verbinden, bei größeren wagrechten Kräften ist es besser, Stemmwinkel oder  $\square$ -Eisen wie in der Abb. 622, Seite 631, vorzusehen. Abb. 669 b) zeigt eine ähnliche aber kräftigere Anordnung. Hier besteht der Lagerstuhl aus 2  $\square$ -Eisen, die zwischen sich auf einem Quersteg die Zentrierplatte tragen. Eine weitere Lösung, die bei kleineren Rahmenbindern in Frage kommen kann, ist aus Abb. 670 ersichtlich. Schließlich ist in Abb. 671 ein Binderfuß mit einem Stahlgußlager dargestellt.

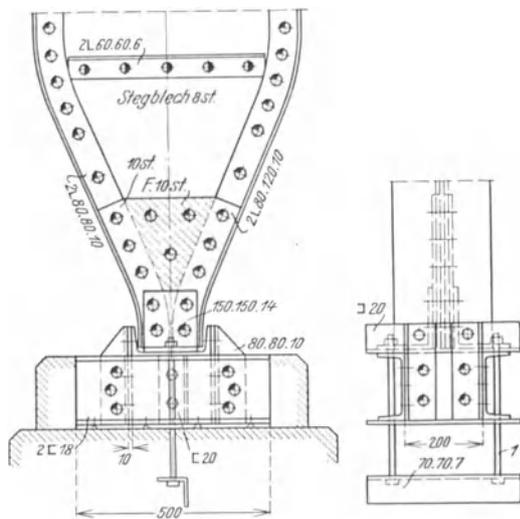


Abb. 670

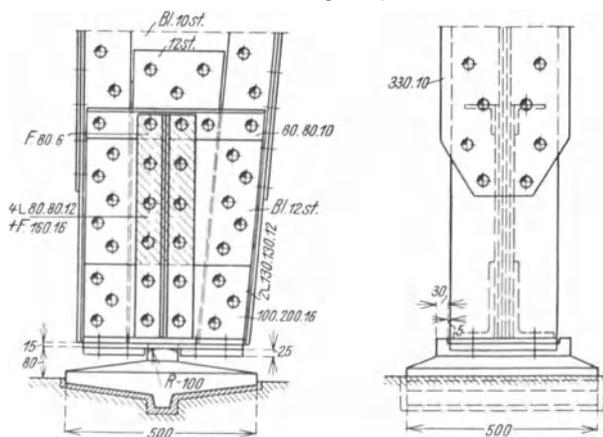


Abb. 671

### b) Geschweißte Vollwandbinder

Die Anwendung der Schweißverbindung ist bei Vollwandbindern von großem Vorteil, da die bauliche Durchbildung äußerst einfach und auch der Baustoffaufwand gegenüber genieteten Konstruktionen meist geringer ist. Gewöhnliche Balkenbinder sind nach den

Regeln der Vollwandträger Band I, Abs. 59, auszuführen. Auch Bogenbinder sind nach den gleichen Grundsätzen durchzubilden, besondere Beachtung ist aber bei solchen Bindern der guten seitlichen Abstützung der gedrückten Gurte zu schenken. Die Walzträgerpfetten und Wandriegel sind etwa nach Abb. 672 zu befestigen, um eine sichere Haltung des Unter-

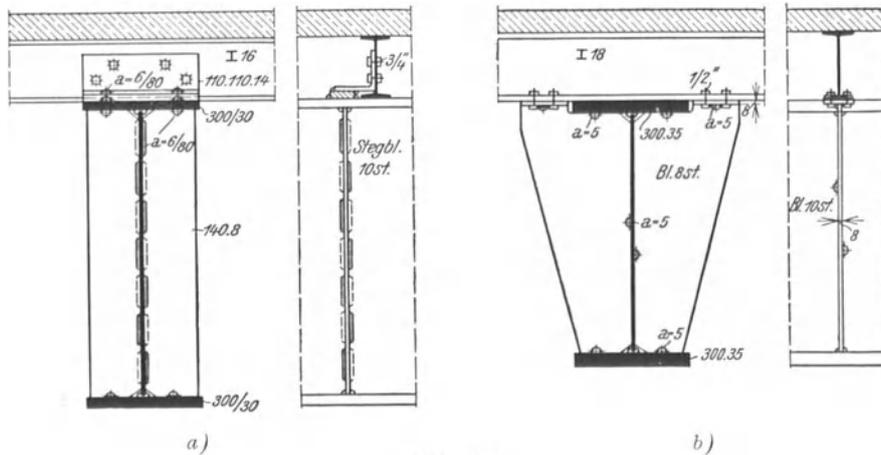


Abb. 672

gurtes zu erzielen. Die Möglichkeit, die Absteifungen oben und unten mit der Gurtung durch Schweißnähte zu verbinden, gestattet es, häufig ohne Eckbleche oder Streben auszukommen, nur ist darauf zu achten, daß eine genügend biegungssteife Verbindung zwischen Pfettenwinkel und Pfette vorhanden ist. Die Verbindung soll etwa die gleiche Steifigkeit besitzen wie die Pfette selbst. In Abb. 672 a) ist deshalb der Pfettenwinkel mit

4 Schrauben an der Pfette befestigt, die zusammen etwa das gleiche Biegemoment übertragen können wie die Pfette. Die gleiche Festigkeit muß die Schweißverbindung zwischen Winkel und Binderobergurt bzw. zwischen

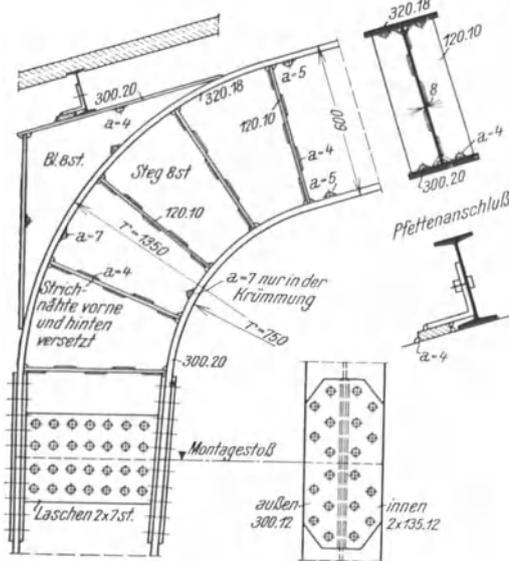


Abb. 673

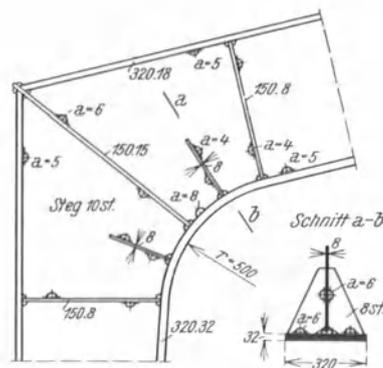


Abb. 674

Obergurt und Absteifung besitzen. Der Pfettenanschlußwinkel ist sehr kräftig auszuführen, da er auf Verdrehen beansprucht ist.

Eine sehr kräftige Eckverbindung ist in Abb. 672 b) dargestellt, ihre Wirkungsweise bedarf keiner weiteren Erörterung.

Die Ausbildung der Eck- und Verzweigungspunkte der Rahmenbinder bietet bei ge-

schweißten Bindern weniger Schwierigkeiten als bei genieteten Konstruktionen. In Abb. 673 ist die Traufecke eines leichteren Binders dargestellt. Ohne Schwierigkeiten und ohne das gute Aussehen zu stören, lassen sich selbst bei schärferer Krümmung des Innengurtes in genügend dichter Folge die Absteifungen, die die Abtriebskräfte aufzunehmen haben, anbringen, so daß mit annähernd gleichmäßiger Verteilung der Gurtspannungen über die Gurtbreite gerechnet werden kann. Die Baustellenstöße werden zweckmäßig genietet, wie dies in Abb. 673 zu erkennen ist.

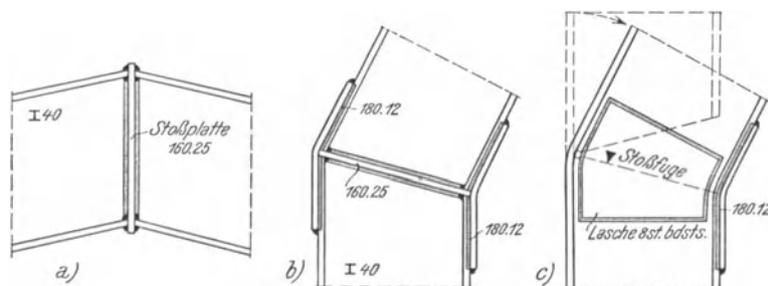


Abb. 675

Vielfach genügt es auch, durchgehende Steifen mit kürzeren Eckblechen, die der Absteifung des Gurtes dienen, abwechseln zu lassen, wie dies in Abb. 674 angedeutet ist.

Die Eckausbildung von Walzträgern zeigt die Abb. 675. Bei Scheitelverbindungen, Abb. 675 a), wo die Träger häufig nicht voll ausgenutzt sind, empfiehlt sich die Anbringung einer einfachen Stoßplatte, an welche beide Binderteile stumpf anlaufen und mit Kehlnähten angeschweißt sind. Zur vollen Ausnutzung der Tragfähigkeit ist neben der Anordnung der Stoßplatte noch die Anwendung von Flanschnähten notwendig. Abb. 675 b). Eine besondere Art der Verbindung ist in Abb. 675 c) veranschaulicht. Aus dem Träger wird ein dreieckiges Stück ausgeschnitten, dann beide Teile bis zur Berührung zusammengebogen und der Stegstoß und der eine Flanschstoß durch entsprechende Laschen gedeckt.

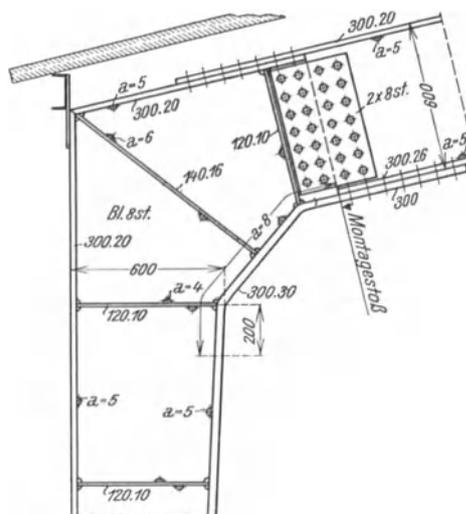


Abb. 676

Die Vorteile der Schweißverbindung werden noch mehr offenbar, wenn scharfe Knicke in der Gurtführung vorkommen, wie z. B. in Abb. 676. Die unmittelbare Anschweißung der Steifen in den Knickpunkten ermöglicht die Übernahme der großen Abtriebskräfte. Die Steifen wirken wie Streben im Fachwerk, wobei die Kräfte aus dem Gurt unmittelbar in die Steifen fließen und daher keine Gefahr besteht, daß die äußeren Gurtteile von der Mitwirkung ausgeschaltet werden. Auf die einfache Art der Ausbildung des genieteten Baustellenstoßes, wie sie aus Abb. 676 ersichtlich ist, sei noch hingewiesen.

Abb. 677 zeigt die Ausführung des Verzweigungspunktes eines mehrschiffigen Rahmenbinders. Die Möglichkeit durch aufgeschweißte Stäbe das Kernstück zur Weiterleitung von Gurtkräften zu befähigen, gestattet es mit verhältnismäßig einfachen Mitteln den statischen Erfordernissen gerecht zu werden. Man erkennt auf einen Blick, daß Momente vom linken oder rechten Seitenarm auf den Stiel bzw. Momente von rechts nach links ohne Über-

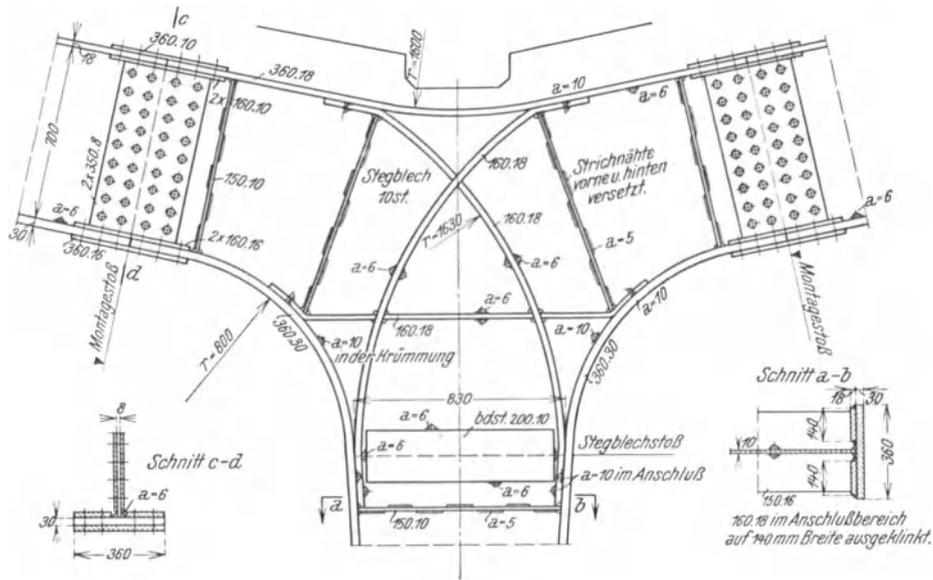


Abb. 677

lastung des Stegbleches übertragen werden können. Eine Verstärkung des Steges ist meistens nicht mehr notwendig. Bei der Berechnung geht man so vor, wie dies auf S. 651 ff. ausführlich dargelegt ist.

## § 21. Die Hallenstützen

### 75. Berechnung der Stützen

In diesem Paragraphen werden jene Hallenstützen einer ausführlichen Besprechung unterzogen, die nicht in biegesteifer Verbindung mit den Bindern stehen, denn andernfalls bilden sie mit den Bindern Rahmen, stellen sonach einen organischen Bestandteil des Binders vor und wurden im vorangehenden Paragraphen gemeinsam mit den Bindern behandelt. Zur Erörterung gelangen sonach die eigentlichen Pendelstützen und die unten eingespannten Stützen.

Die Belastung der Stützen setzt sich zusammen aus den Auflagerdrücken der Binder und fallweisen Unterzüge, der Zwischendecken und Bühnen, der Kranbahnen, der vom Wind belasteten Wandriegel, der Wellenleitungen, aus dem Eigengewicht der Stützen usw. Diese Mannigfaltigkeit der Belastungen bringt es mit sich, daß bei Stützenberechnungen nicht immer die größte lotrechte Belastung für die Bemessung der Stützenteile und des Fundamentes maßgebend ist; im Einzelfalle sind jeweils die ungünstigsten Belastungsmöglichkeiten für die einzelnen Teile zusammenzustellen.

Die Stützen können entweder Walzträger- bzw. Vollwandstützen sein oder als Fachwerkstützen ausgeführt werden. In seltenen Fällen kommen auch Stützen vor, die als Rahmenträger ausgeführt sind. In keinem dieser Fälle bietet die Berechnung grundsätzliche Schwierigkeiten. Besonderes Augenmerk ist nur der Sicherung gegen Ausknicken oder Auskippen zuzuwenden.

#### a) Die Pendelstützen

##### a) Vollwandstützen

Die Berechnung erfolgt in der Weise, daß man zunächst die von den Einzelwirkungen herrührenden Momentenflächen übersichtlich aufträgt und daraus für die maßgebenden Punkte die Größtwerte der Momente und die zu den betreffenden Lastkombina-

tionen gehörenden Normalkräfte ermittelt. Der Berechnungsvorgang wird am besten an einem Beispiel erläutert.

**Beispiel:** Eine 13 m hohe Wandstütze einer Halle, die neben der Binderlast auch eine Lauf- und Auslegerkranbahn zu tragen hat, sei gemäß Abb. 678 belastet. Bei  $P_2$  und  $P_3$  sind die Auflagerkräfte aus Eigengewicht der Kranbahn und größter Kranlast getrennt angeführt. Durch die Wandriegel werden die Windkräfte  $W_1$  bis  $W_4$  übertragen. Diese Riegel dienen gleichzeitig zur Knickhaltung. Momente werden positiv gezählt, wenn sie an der Außenseite des Stieles Druck erzeugen.

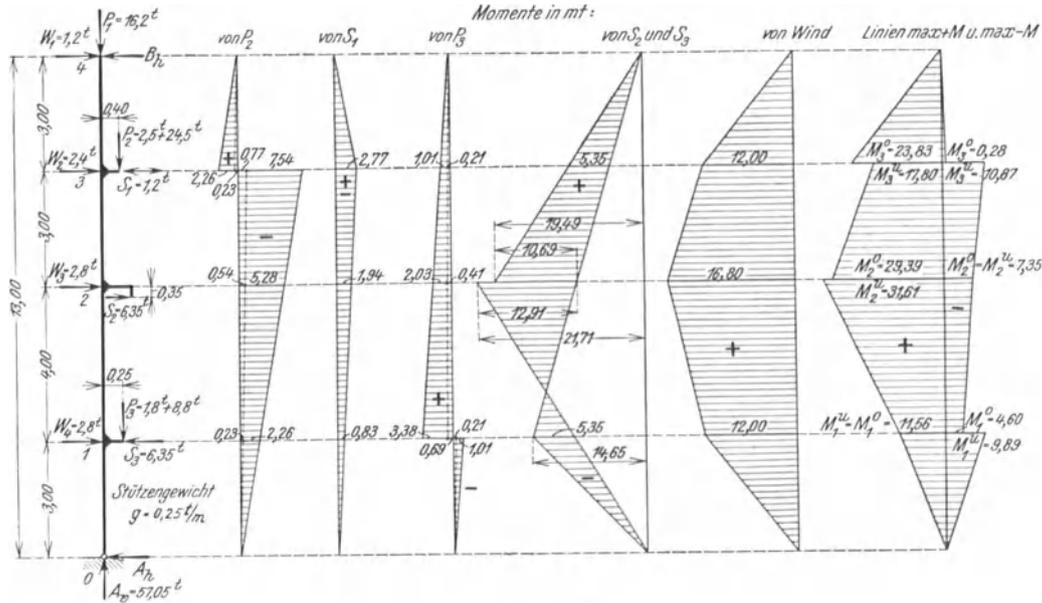


Abb. 678

Auflagerdrücke  $A_h$  und  $B_h$

	Kranbahn		Kranlast
von $P_2$ :	$- A_h = B_h = \frac{2,5 \cdot 0,4}{13,0} = 0,077 t$ ;	$- A_h = B_h = \frac{24,5 \cdot 0,4}{13,0} = 0,754 t$ ;	
von $S_1$ :	$A_h = \pm \frac{1,2 \cdot 3,0}{13,0} = \pm 0,277 t$ ;	$B_h = \pm \frac{1,2 \cdot 10,0}{13,0} = \pm 0,923 t$ ;	
	Kranbahn		Kranlast
von $P_3$ :	$- A_h = B_h = \frac{1,8 \cdot 0,5}{13,0} = 0,069 t$ ;	$- A_h = B_h = \frac{8,8 \cdot 0,5}{13,0} = 0,338 t$ ;	
von $S_2$ :	$A_h = \frac{6,35 \cdot 6,35}{13,0} = 3,102 t$ ;	$B_h = \frac{6,35 \cdot 6,65}{13,0} = 3,248 t$ ;	
von $S_3$ :	$A_h = - \frac{6,35 \cdot 10,0}{13,0} = - 4,885 t$ ;	$B_h = - \frac{6,35 \cdot 3,0}{13,0} = - 1,465 t$ ;	
von $W_1$ bis $W_4$ :	$A_h = \frac{2,4 \cdot 3,0 + 2 \cdot 2,8 \cdot 8,0}{13,0} = 4,00 t$ ;	$B_h = 9,2 - 4,0 = 5,20 t$ .	

Damit ergeben sich die in Abb. 678 dargestellten Einzelmomentenflächen und daraus folgende Grenzwerte der Momente in den Punkten 1, 2 und 3:

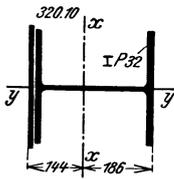
$$\begin{aligned} \max + M_1^u &= -0,23 - 0,21 + 12,00 = + 11,56 t; \\ \max - M_1^u &= -0,23 - 2,26 - 0,83 - 0,21 - 1,01 - 5,35 = - 9,89 t; \\ \max + M_1^o &= -0,23 - 0,21 + 12,00 = + 11,56 t; \\ \max - M_1^o &= -0,23 - 2,26 - 0,83 + 0,69 + 3,38 - 5,35 = - 4,60 mt; \\ \max + M_2^u &= -0,54 + 0,41 + 2,03 + 12,91 + 16,80 = + 31,61 mt; \\ \max - M_2^u &= -0,54 - 5,28 - 1,94 + 0,41 = - 7,35 mt; \\ \max + M_2^o &= -0,54 + 0,41 + 2,03 + 10,69 + 16,80 = + 29,39 mt; \\ \max - M_2^o &= - 7,35 mt; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max + M_3^u &= -0,77 + 0,21 + 1,01 + 5,35 + 12,00 = + 17,80 \text{ mt;} \\ \max - M_3^u &= -0,77 - 7,54 - 2,77 + 0,21 = - 10,87 \text{ mt;} \\ \max + M_3^o &= 0,23 + 2,26 + 2,77 + 0,21 + 1,01 + 5,35 + 12,00 = + 23,83 \text{ mt;} \\ \max - M_3^o &= 0,23 + 2,26 - 2,77 = - 0,28 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Normalkräfte: Das Stielgewicht wird mit 0,25 t/m angenommen.

$$\begin{aligned} \text{Zu } \max + M_1 &= 11,56 \text{ mt: } N_1 = 16,2 + 2,5 + 1,8 + 10 \cdot 0,25 = 23,0 \text{ t;} \\ \text{,, } \max - M_1 &= 9,89 \text{ mt: } N_1 = 16,2 + 2,5 + 1,8 + 24,5 + 8,8 + 10 \cdot 0,25 = 56,3 \text{ t;} \\ \text{,, } \max + M_2 &= 31,61 \text{ mt: } N_2 = 16,2 + 2,5 + 6 \cdot 0,25 = 20,2 \text{ t;} \\ \text{,, } \max - M_2 &= 7,35 \text{ mt: } N_2 = 16,2 + 2,5 + 24,5 + 6 \cdot 0,25 = 44,7 \text{ t;} \\ \text{,, } \max + M_3 &= 23,83 \text{ mt: } N_3 = 16,2 + 3 \cdot 0,25 = 16,95 \text{ t;} \\ \text{,, } \max - M_3 &= 10,87 \text{ mt: } N_3 = 16,2 + 2,5 + 24,5 + 3 \cdot 0,25 = 43,95 \text{ t.} \end{aligned}$$

Der Stiel besteht aus  $\text{I P 32}$  und außen aufgenietetem Kopfblech  $320 \cdot 10$ . Die Querschnittswerte ohne Nietabzug betragen:



$$F = 203 \text{ cm}^2, J_x = 39590 \text{ cm}^4, J_y = 12640 \text{ cm}^4, W_x^a = 2750 \text{ cm}^3,$$

$$W_x^i = 2130 \text{ cm}^3.$$

$$i_x = 13,96 \text{ cm}, i_y = 7,89 \text{ cm}, \frac{l_x}{i_x} = \frac{1300}{13,96} = 93, \omega = 2,02,$$

$$\frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{7,89} = 51, \omega = 1,18.$$

Damit ergeben sich folgende Druckbeanspruchungen:

im Querschnitt 2: außen:

$$\sigma_a = \frac{2,02 \cdot 20,2}{203} + \frac{3161}{2750} = 0,20 + 1,15 = 1,35 \text{ t/cm}^2;$$

im Querschnitt 1: innen:

$$\sigma_i = \frac{2,02 \cdot 56,3}{203} + \frac{989}{2130} = 0,56 + 0,46 = 1,02 \text{ t/cm}^2;$$

im Querschnitt 3: innen:

$$\sigma_i = \frac{2,02 \cdot 43,75}{203} + \frac{1087}{2130} = 0,44 + 0,51 = 0,95 \text{ t/cm}^2.$$

Wie schon an anderer Stelle betont, bietet die Berechnung nach den deutschen Bestimmungen in jenen Fällen, wo  $N$  klein,  $M$  aber groß ist, keine Gewähr für ausreichende Sicherheit gegen das seitliche Auskippen der Stütze, wie dies z. B. im Querschnitt 2 der Fall ist. In solchen Fällen empfiehlt es sich, das seitliche Ausknicken des Trägers unter dem Einfluß der Druckgurtkraft zu untersuchen.

Die Druckrandspannung im Punkt 2 beträgt

$$\sigma = \frac{20,2}{203} + \frac{3161}{2750} = 0,10 + 1,15 = 1,25 \text{ t/cm}^2;$$

damit errechnet sich die Spannung im Schwerpunkt des aus Flansch und Kopfblech bestehenden Gurtes zu

$$\sigma' = 1,25 \frac{12,8}{14,4} = 1,11 \text{ t/cm}^2.$$

Für den Gurt gilt  $J_y = 7680 \text{ cm}^4$ ,  $i_y = \sqrt{\frac{7680}{98}} = 8,85 \text{ cm}$ , somit  $l/i = \frac{400}{8,85} = 45$  und  $\omega = 1,135$ ; daher die Knickspannung, unter Voraussetzung konstanter Gurtkraft zwischen 2 und 3

$$\sigma_k = 1,11 \cdot 1,135 = 1,27 \text{ t/cm}^2.$$

Der Druckgurt ist auch gegen seitliches Ausweichen ausreichend knicksicher.

### β) Fachwerkstützen.

Der Berechnungsgang ist im wesentlichen der gleiche wie vor. Nach Festlegung der Auflagerkräfte werden Momente und Querkräfte ermittelt und daraus, soweit es sich um Fachwerke handelt, rechnerisch die Stabkräfte ermittelt. Wo dies zweckmäßiger ist, wie z. B. bei nicht parallelen Gurtungen bestimmt man die Stabkräfte mittels Kräfteplan.

**Beispiel:** Der 12 m hohe Wandstiel sei so wie die Stütze im vorangehenden Beispiel belastet. Abmessungen des Stieles, Größe und Lage der Angriffskräfte sind der Abb. 679 zu entnehmen. Man berechne zunächst die Auflagerkräfte und damit die Ritterschen Momente in den Punkten 0, 1, 2 . . . .

Auflagerdrücke  $A_v$ ,  $A_h$  und  $B_h$ .

Das Eisengewicht der Stütze greife in den Punkten 2, 4, 6 zu je 0,6 t an.

1. Bleibende Last:

$$A_v = 16,2 + 2,5 + 1,8 + 3 \cdot 0,6 = 22,3 \text{ t,}$$

$$A_h = \frac{1}{12,0} (-2,5 \cdot 1,0 - 1,8 \cdot 1,5) = -0,433 \text{ t,} \quad B_h = +0,433 \text{ t.}$$

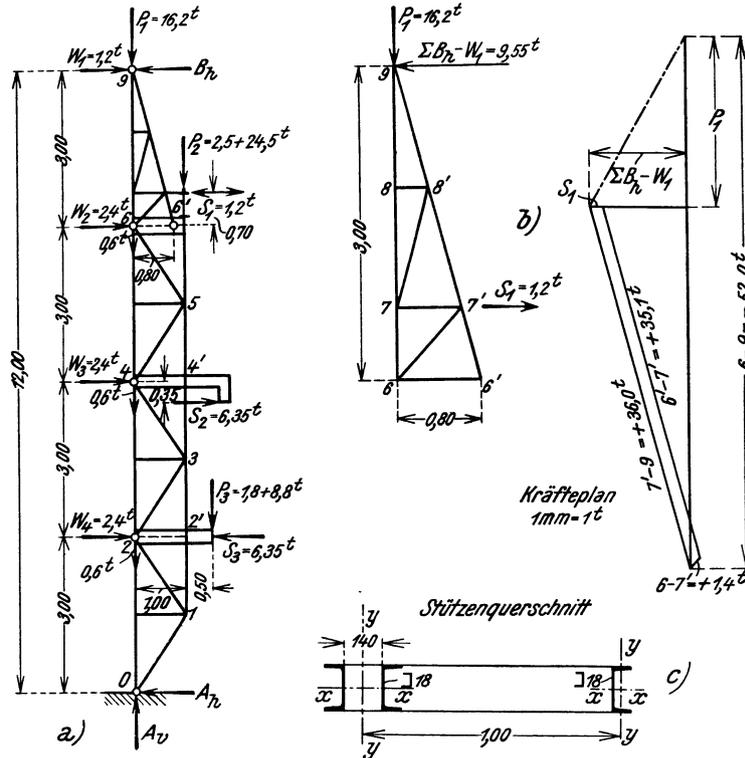


Abb. 679

2. Kranbelastung  $P_2$ :

$$A_v = 24,5 \text{ t,}$$

$$A_h = -\frac{24,5 \cdot 1,0}{12,0} = -2,042 \text{ t,} \quad B_h = +2,042 \text{ t.}$$

3. Seitenkraft  $S_1$ :

$$A_h = \pm \frac{1,2 \cdot 2,30}{12,0} = \pm 0,23 \text{ t,} \quad B_h = \frac{1,2 \cdot 9,70}{12,0} = \pm 0,97 \text{ t.}$$

4. Kranbelastung  $P_3$ :

$$A_v = 8,8 \text{ t,}$$

$$A_h = \frac{1}{12,0} (-8,8 \cdot 1,50 + 6,35 (6,35 - 9,00)) = -2,503 \text{ t,} \quad B_h = +2,503 \text{ t.}$$

5. Windbelastung:

$$A_h = 3,60 \text{ t,} \quad B_h = 4,80 \text{ t.}$$

In der folgenden Tafel sind die Momente für die Bezugspunkte 1, 2, 3 . . . für die Einzelbelastungen, sowie die größten positiven und negativen Momente ausgewiesen. Die beiden letzten Reihen enthalten die Gurtkräfte.

## Ermittlung der Gurtkräfte im Stützenteil 0—6

$$S = \frac{M}{1,0}$$

Rittersches Moment $M$ in mt						Größtmomente in mt		Größte Gurtkräfte $S$ in t		
im Punkt	von der bleibenden Last	von $P_2$	von $S_1$	von $P_3, S_2, S_3$	von Wind	positiv	negativ	im Gurtstab	positiv	negativ
1	+ 21,65	+ 21,44	± 0,35	+ 5,04	+ 5,40	+ 53,88	—	0—2	—	— 53,88
2	— 1,30 + 1,40	— 6,12	± 0,69	— 7,51 + 5,69	+ 10,80	+ 17,89	— 15,62	1—3	+ 17,89	— 15,62
3	+ 20,65	+ 15,31	± 1,04	+ 11,47	+ 12,60	+ 61,07	—	2—4	—	— 61,07
4	+ 0,10	— 12,25	± 1,38	+ 17,23	+ 14,40	+ 31,73	— 13,53	3—5	+ 31,73	— 13,53
5	+ 18,75	+ 9,18	± 1,73	+ 11,25	+ 12,60	+ 53,51	—	4—6	—	— 53,51
6	— 1,20	— 18,38	± 2,07	+ 7,51	+ 10,80	+ 17,11	— 21,65	5—6'	+ 17,11	— 21,65

Die Größtwerte der Strebenkräfte im Stützenteil 0—6 ergeben sich mit  $\sec \alpha = 1,80$  wie folgt:

## Ermittlung der Strebenkräfte

Strebe		0—1	1—2	2—3	3—4	4—5	5—6
Querkräfte t	von bleibender Last	— 0,433	— 0,433	— 0,433	— 0,433	— 0,433	— 0,433
	von $P_2, S_1$	— 2,312	— 2,312	— 2,312	— 2,312	— 2,312	— 2,312
	von $P_3, S_2, S_3$	— 2,503	— 2,503	+ 3,847	+ 3,847	— 2,503	— 2,503
	von Wind	+ 3,600	+ 3,600	+ 1,200	+ 1,200	— 1,200	— 1,200
Größt-querkräfte t	positiv	+ 3,167	+ 3,167	+ 4,614	+ 4,614	—	—
	negativ	— 5,248	— 5,248	— 2,745	— 2,745	— 6,448	— 6,448
Größte Strebenkräfte t	Zug	+ 5,70	+ 5,70	+ 8,31	+ 8,31	—	—
	Druck	— 9,45	— 9,45	— 4,95	— 4,95	— 11,61	— 11,61

Die Stabkräfte des Stützenobertheiles zwischen 6 und 9 werden unter der Belastung mit  $P_1, \Sigma B_n - W_1$  und  $S_1$  am besten mittels Kräfteplan ermittelt. Siehe Abb. 679 b).

Es ergeben sich folgende Stabkräfte:

Stab 6—9 = — 52,0 t, Stab 6'—7' = + 35,1 t, Stab 7'—9 = + 36,0 t, Stab 6—7' = + 1,4 t.

Bei der Bemessung ist darauf zu achten, daß die Knicklängen der Gurte für Ausknicken aus der Wandebene 3,00 m betragen, wobei vorausgesetzt wurde, daß die Punkte 2, 4, 6 durch die Wandriegel, die Punkte 2', 4', 6' durch die Kranbahnträger gegen seitliches Ausweichen gesichert sind.

Bemessung der Stäbe:

Außengurt 0—9: Größte Stabkraft — 61,07 t;

Querschnitt (siehe Abb. 579 c) 2  $\square$  18 mit 14 cm Abstand.  $F = 56,0 \text{ cm}^2$ ;

Knicklänge  $l_k = 300 \text{ cm}$ ,  $i_x = 6,95 \text{ cm}$ ,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{300}{6,95} = 43$ ,  $\omega = 1,121$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 1,121 \frac{61,07}{56,0} = 1,22 \text{ t/cm}^2$ .

Innengurt 0—6': Größte Stabkraft: + 31,73 t bzw. — 21,65 t;

Querschnitt  $\square$  18,  $F = 28,0 \text{ cm}^2$ ,  $F_n = 23,8 \text{ cm}^2$ ;

Knicklänge  $l_k = 300$  bzw. 150 cm,  $i_x = 6,95 \text{ cm}$ ,  $i_y = 2,02 \text{ cm}$ ,

$$\frac{l_k}{i_x} = \frac{300}{6,95} = 43, \quad \frac{l_k}{i_y} = \frac{150}{2,02} = 74, \quad \omega = 1,470;$$

Knickbeanspruchung  $\sigma_1 = 1,470 \frac{21,65}{28,0} = 1,14 \text{ t/cm}^2$ ;

Zugbeanspruchung  $\sigma_2 = \frac{31,73}{23,8} = 1,33 \text{ t/cm}^2$ .

Innengurt 6'—9: Größte Stabkraft: + 36,0 t;

Querschnitt  $\square$  65 . 100 . 11 (Niet  $d = 23$ )  $F_n = 29,2 \text{ cm}^2$ ;

Beanspruchung  $\sigma = \frac{36,00}{29,2} = 1,23 \text{ t/cm}^2$ .

Streben im Unterteil: Größte Stabkraft: — 11,61 t;

Querschnitt  $\square$  50 . 65 . 7,  $F = 15,2 \text{ cm}^2$ ;

Knicklänge  $l_k = 1,50 \text{ cm}$ ,  $i_x = 2,02 \text{ cm}$ ,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{150}{2,02} = 74$ ,  $\omega = 1,470$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 1,470 \frac{11,61}{15,2} = 1,12 \text{ t/cm}^2$ .

Strebe 6—7': Stabkraft: + 1,4 t;

Querschnitt  $\square$  50 . 50 . 5 (Niet  $d = 14$ ),  $F_n = 8,20 \text{ cm}^2$ ;

Beanspruchung  $\sigma = \frac{1,40}{8,20} = 0,17 \text{ t/cm}^2$ .

## b) Die unten eingespannten Stützen

### a) Die Berechnung der Stützen

Die unten eingespannten Stützen bilden einen wesentlichen Bestandteil jener Hallen-  
gespärre, die aus Stützen und Bindern bestehen und ihre Standsicherheit durch die Einspan-  
nung einer oder mehrerer Stützen erlangen. Die Statik solcher Gespärre ist in Bd. I, Absatz  
38, eingehend erörtert. Eingespannte Stützen spielen ferner eine Rolle bei freistehenden  
Kranbahnen, und als Zwischenstützen der Fachwerkwände, wo sie vornehmlich durch  
Winddruck belastet werden. Mit Rücksicht auf die meist größere Breite, die eingespannte  
Stützen gegenüber Pendelstützen erfordern, werden sie in der Mehrzahl der Fälle als Fach-  
werkstützen ausgeführt, doch kommen auch vollwandige Ausführungen immer häufiger  
vor. Selten sind Rahmenträgerstützen aus Gurten und steifen Riegeln. Die Berechnung  
dieser Stützen erfolgt nach Festlegung der äußeren Kräfte, wozu auch bei Hallengespärren  
die Ermittlung der überzähligen Riegelkräfte (siehe Absatz 38) gehört, in der gleichen Weise  
wie bei Pendelstützen. Nur tritt noch die Berechnung des Einspannungsmomentes, das für  
die Bemessung des Stützenfußes und des Fundamentkörpers maßgebend ist, hinzu. Bevor  
wir an die Erörterung dieser für die eingespannten Stützen wesentlichen Einzelheit heran-  
gehen, möge an einem Beispiel der Rechnungsgang bei einer eingespannten Hallen-  
stütze gezeigt werden.

**Beispiel:** Eingespannte Fachwerkstütze. Die im Beispiel auf S. 671 behandelte Stütze sei unten eingespannt und stelle unter den gleichen Belastungen wie dort die Wandstütze einer aus zwei eingespannten Stielen mit Binderriegel bestehenden einschiffigen Halle von 30 m Spannweite vor, Abb. 680. Die Stütze selbst ist in Abb. 681 dargestellt. Die Belastungen bestehen aus der Dachlast  $P_1$ , der Windbelastung  $W_1$  bis  $W_4$ , den Kranlasten  $P_2$  und  $P_3$ , wobei die Teilbeträge 2,5 t und 1,8 t die Eigengewichte der betreffenden Kranbahn darstellen, schließlich aus den wagrechten Kranlasten  $S_1$ ,  $S_2$  und  $S_3$ . Der Auslegerkran (Lasten  $P_3$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ) läuft nur entlang der linken Stütze.

Die Berechnung der Riegelkräfte  $X$  für die einzelnen Belastungen erfolgt unter Annahme eines unveränderlichen Stielquerschnittes mit Hilfe der Formeln aus Tafel 63 A (Bd. I, S. 291).

Da die rechte und linke Hallenstütze gleich hoch und gleich steif durchgebildet sind, so ergibt sich der Beiwert  $\nu$  in den Formeln für  $X$  zu

$$\nu = \frac{1}{2}.$$

$X$  infolge bleibender Last:  $P_1 = 8,1$  t,  $P_2 = 2,5$  t,  $P_3 = 1,8$  t; (am rechten und linken Stiel wirkend)<sup>1)</sup>

$$X = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[ -\frac{3 \cdot 8,1 \cdot 0,5}{2 \cdot 12} + \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 0,5}{2 \cdot 12} \frac{9}{12} \right. \\ \left. \left( 2 - \frac{9}{12} \right) + \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 1,0}{2 \cdot 12} \frac{3}{12} \left( 2 - \frac{3}{12} \right) \right] = \\ = 2 \frac{1}{2} \left[ -0,5060 + 0,1465 + 0,0984 \right] = -0,261 \text{ t}$$

$X$  infolge Schneebelastung:  $P_2 = 8,1$  t; (am rechten und linken Stiel wirkend)

$$X = -2 \frac{1}{2} \cdot 0,5060 = -0,506 \text{ t}.$$

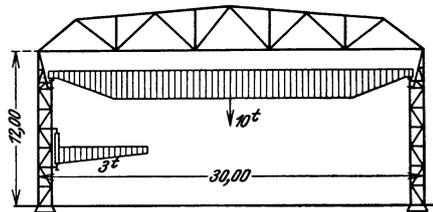


Abb. 680

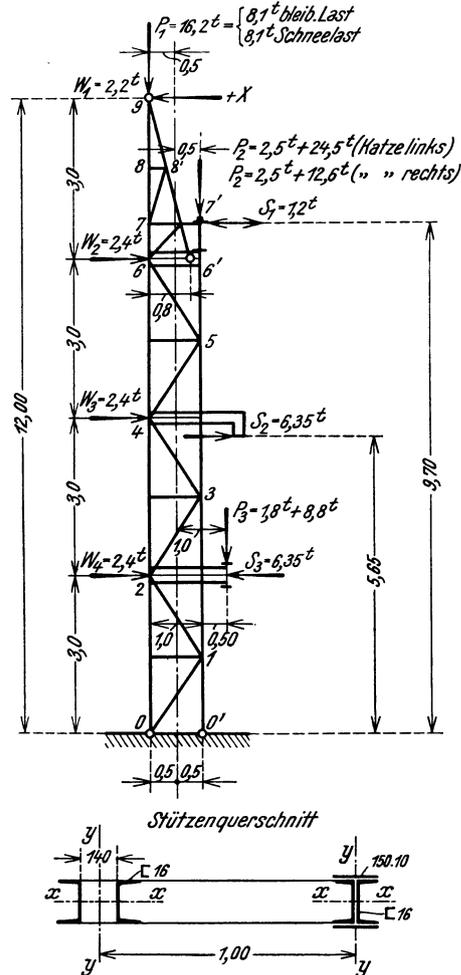


Abb. 681

$X$  infolge Kranlast max  $P_2 = 24,5$  t;

$X$  infolge Kranlast min  $P_2 = 12,6$  t;

$$X_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,1465 \cdot \frac{24,5}{2,5} = +0,718 \text{ t},$$

$$X_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,1465 \cdot \frac{12,6}{2,5} = +0,369 \text{ t},$$

$$X_1 + X_2 = +1,087 \text{ t}.$$

$X$  infolge Kranschub  $S_1 = 1,2$  t (nur an einem Stiel angreifend);

$$X_1 = \pm \frac{1}{2} \frac{1,2}{2} \left( \frac{9,7}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{9,7}{12} \right) = \pm 0,430 \text{ t}.$$

$X$  infolge Kranlast  $P_3 = 8,8$  t;

$$X = \frac{1}{2} \cdot 0,0984 \frac{8,8}{1,8} = +0,241 \text{ t}.$$

$X$  infolge Kranschub  $S_2 = -S_3 = 6,35$  t;

$$X = \frac{1}{2} \frac{6,35}{2} \left[ \left( \frac{5,65}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{5,65}{12} \right) - \left( \frac{3}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{3}{12} \right) \right] = +0,617 \text{ t}.$$

<sup>1)</sup> Der rechte Stiel trägt an Stelle der Auslegerkranbahn einen annähernd gleich schweren Transmissionsträger.

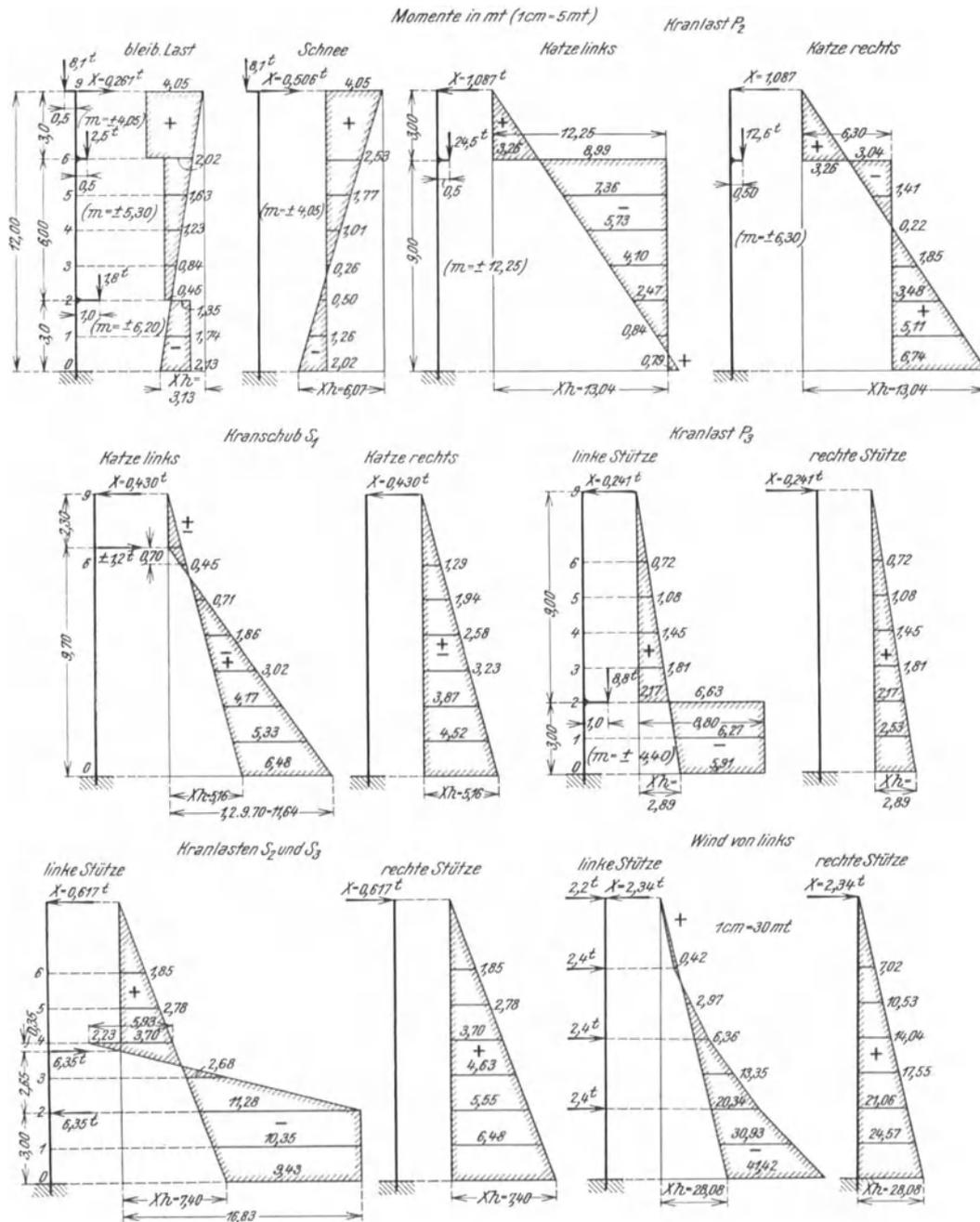


Abb. 682

$X$  infolge Windbelastung:  $W_1 = 2,2 \text{ t}$ ,  $W_2 = W_3 = W_4 = 2,4 \text{ t}$ ;

$$X = \frac{1}{2} \left\{ 2,20 + \frac{2,4}{2} \left[ \left( \frac{9}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{9}{12} \right) + \left( \frac{6}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{6}{12} \right) + \left( \frac{3}{12} \right)^2 \left( 3 - \frac{3}{12} \right) \right] \right\} = + 2,34 \text{ t.}$$

Damit ergeben sich die in Abb. 682 dargestellten Momentenlinien, wobei jene Momente positiv gezählt wurden, die im Innenstiel der Stütze Zug erzeugen. Die eingeschriebenen Ordinaten der Momentenlinien werden rechnerisch ermittelt, was sehr rasch geschehen kann, da es sich fast immer um gerade Linien handelt. Die in Abb. 682 eingetragenen Momentenlinien stellen die Momente bezogen auf die Stielachse vor. Um die Ritterschen Momente im Fachwerk zu gewinnen, ist in jenen Fällen, wo

die Lasten in der Richtung der Stielachse wirken, noch je ein Zusatzmoment  $\pm P \frac{a}{2}$  ( $a = 1,00 \text{ m} = \text{Stielbreite}$ ) hinzuzufügen, wobei das Pluszeichen für die Momentenpunkte 1, 3, 5 im Innengurt, das Minuszeichen für die Momentenpunkte 0, 2, 4, 6 im Außengurt gilt. Die betreffenden Zusatzmomente sind in den einzelnen Abbildungen ( $m = \pm \dots$ ) eingeschrieben.

So ergeben sich z. B. die Momente der ersten Reihe in der folgenden Tafel wie folgt:

Punkt .....	0	1	2 <sup>u</sup>	2 <sup>o</sup>	3 .....
Stielachsenmoment ....	-2,13	-1,74	-1,35	+0,45	+0,84.....
Zusatzmoment .....	-6,20	+6,20	-6,20	-5,30	+5,30.....
Gesamtmoment....	-8,33	+4,46	-7,55	-4,85	+6,14.....

#### Berechnung der Gurtstabkräfte im Stützenteil 0-6

im Punkt	Rittersches Moment in mt											
	bleibende Last	Schnee	Kranlast $P_2$		Kranschub $S_1$		Kranlast $P_3$		Kranlast $S_2$ und $S_3$		Wind	
			Katze links	Katze rechts	Katze links	Katze rechts	linke Stütze	rechte Stütze	linke Stütze	rechte Stütze	von links	von rechts
0	-8,33	-6,07	-11,46	+0,44	±6,48	±5,16	-10,31	+2,89	-9,43	+7,40	-41,42	+28,08
1	+4,46	+2,79	+11,41	+11,41	±5,33	±4,52	-1,87	+2,53	-10,35	+6,48	-30,93	+24,57
2	-7,55 -4,85	-4,55	-14,72	-2,82	±4,17	±3,87	-11,03 +2,17	+2,17	-11,28	+5,55	-20,34	+21,06
3	+6,14	+4,31	+8,15	+8,15	±3,02	±3,23	+1,81	+1,81	-2,68	+4,63	-13,35	+17,55
4	-4,07	-3,04	-17,98	-6,08	±1,86	±2,58	+1,45	+1,45	+5,93	+3,70	-6,36	+14,04
5	+6,93	+5,82	+4,89	+4,89	±0,71	±1,94	+1,08	+1,08	+2,78	+2,78	-2,97	+10,53
6	-3,28	-1,52	-21,24	-9,34	±0,45	±1,29	+0,72	+0,72	+1,85	+1,85	+0,42	+7,02

Bei der nachstehenden Zusammenzählung ist folgendes zu beachten: Die Momente für bleibende Last, Schnee, Kranlasten  $P_2$  und  $S_1$  sowie für Wind gelten für beide Stützen. Die Momente infolge  $P_3$  sowie  $S_2$  und  $S_3$  jeweilig nur für die rechte bzw. linke Stütze.

Größte Gurtstabkräfte  $S$  in mt in der rechten und linken Stütze

$$S = \frac{M}{1,0}$$

im Punkt	Größte Momente $M$ in mt				Gurtstab	Größte Gurtstabkräfte in t			
	in der linken Stütze		in der rechten Stütze			in der linken Stütze		in der rechten Stütze	
	positiv	negativ	positiv	negativ		positiv	negativ	positiv	negativ
0	+23,35	-93,50	+35,64	-73,76	0'-1	+25,35	-93,50	+35,64	-73,76
1	+48,56	-38,69	+57,57	-26,47	0-2	+38,69	-48,56	+26,47	-57,57
2	+16,21	-73,64	+23,93	-51,33	1-3	+16,21	-73,64	+23,93	-51,33
3	+39,38	-8,08	+45,82	-7,21	2-4	+8,08	-39,38	+7,21	-45,82
4	+17,35	-33,31	+15,12	-33,31	3-5	+17,35	-33,31	+15,12	-33,31
5	+33,97	-	+33,97	-	4-6	-	-33,97	-	-33,97
6	+6,31	-26,49	+6,31	-26,49	5-6'	+6,31	-26,49	+6,31	-26,49

Die Querkräfte zur Ermittlung der Strebenkräfte können leicht aus Abb. 682 herausgelesen werden. Sie sind in der folgenden Tafel zusammengestellt. In den beiden letzten Reihen sind die Strebenkräfte, die durch Multiplikation der  $Q$  mit  $\sec \alpha = 1,80$  erhalten wurden, angegeben. Die Querkräfte wurden positiv gezählt, wenn sie in der unten eingespannten Stütze ein positives Moment erzeugen.

Berechnung der größten Strebenkräfte im Stielunterteil

Strebe		5—6	4—5	3—4	2—3	1—2	0—1
Querkräfte in t	bleibende Last	— 0,261	— 0,261	— 0,261	— 0,261	— 0,261	— 0,261
	Schnee	— 0,506	— 0,506	— 0,506	— 0,506	— 0,506	— 0,506
	Kranlast $P_2$	+ 1,087	+ 1,087	+ 1,087	+ 1,087	+ 1,087	+ 1,087
	Kranschub $S_1$	± 0,770	± 0,770	± 0,770	± 0,770	± 0,770	± 0,770
	Kranlast $P_3$	+ 0,241	+ 0,241	+ 0,241	+ 0,241	+ 0,241	+ 0,241
	Kranlasten $S_2$ und $S_3$	+ 0,617	+ 0,617	+ 0,617 — 5,733	+ 0,617 — 5,733	+ 0,617	+ 0,617
	Wind von links	— 2,260	— 2,260	— 4,660	— 4,660	— 7,060	— 7,060
	Wind von rechts	+ 2,340	+ 2,340	+ 2,340	+ 2,340	+ 2,340	+ 2,340
Größte Querkräfte in t	positiv	+ 4,79	+ 4,79	+ 4,79	+ 4,79	+ 4,79	+ 4,79
	negativ	— 3,03	— 3,03	— 11,16	— 11,16	— 7,83	— 7,83
Größte Streben- kräfte in t	Zug	+ 8,62	+ 5,45	+ 8,62	+ 20,09	+ 8,62	+ 14,09
	Druck	— 5,45	— 8,62	— 20,09	— 8,62	— 14,09	— 8,62

Die Stabkräfte in dem Stützenteil, der oberhalb 6—6' liegt, sind rasch bestimmt. Der Größtwert in den Gurten tritt ein, wenn die Riegelkraft  $X$  einen Größtwert erreicht.

$$\max X = -0,261 + 1,087 + 0,430 + 0,241 + 0,617 + 2,340 = + 4,454 \text{ t,}$$

daher erhält der Außengurt 6—9 die Stabkraft

$$S_{6-9} = -4,454 \frac{3,00}{0,80} = -16,70 \text{ t,}$$

der Innengurt bei 3,10 m Länge

$$S_{6'-9} = +4,454 \frac{3,10}{0,80} = +17,26 \text{ t.}$$

Unter Eigengewicht und Schnee hat  $X$  entgegengesetzte Richtung

$$X = -0,261 - 0,506 = -0,767 \text{ t;}$$

Stab 6'—9 erhält dann Druck

$$S_{6'-9} = 0,767 \cdot \frac{310}{0,80} = -2,97 \text{ t.}$$

Von den Streben des Oberteiles wird nur 6—7' durch  $S_1 = 1,2 \text{ t}$  in Spannung versetzt. Die Stabkraft beträgt, wie man am raschesten durch Zeichnung eines Kräfteedreieckes findet,  $D = 1,40 \text{ t}$ .

## Stabmessung.

Außengurt 0—9: Größte Stabkraft — 57,57 t;

Querschnitt (siehe Abb. 681)  $\square \square$  16 mit 14 cm Abstand;  $F = 48,0 \text{ cm}^2$ ;

Knicklänge  $l_k = 300 \text{ cm}$ ,  $i_x = 6,21 \text{ cm}$ ,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{300}{6,21} = 48$ ,  $\omega = 1,156$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 1,156 \frac{57,57}{48} = 1,39 \text{ t/cm}^2$ .

Innengurt 0'—3: Größte Gurtkraft — 93,50 t;

Querschnitt (siehe Abb. 681)  $\square \square$  16 und 2 Lam. 150 . 10;  $F = 78,0 \text{ cm}^2$ ;

Knicklängen  $l_k = 300$  cm und  $150$  cm,  $i_x = 7,18$  cm,  $i_y = 3,39$  cm,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{300}{7,18} = 42,$

$$\frac{l_k}{i_y} = \frac{150}{3,39} = 44, \omega = 1,128;$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,128 \frac{93,50}{78,0} = 1,35 \text{ t/cm}^2.$$

Innengurt 3—6': Größte Stabkraft — 33,31 t;

Querschnitt  $\square\square$  16,  $F = 48$  cm<sup>2</sup>;

Knicklänge wie vor.  $i_x = 6,21$  cm,  $i_y = 2,63$  cm,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{300}{6,21} = 48,$   $\frac{l_k}{i_y} = \frac{150}{2,63} = 57, \omega = 1,233;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,233 \frac{33,31}{48} = 0,86 \text{ t/cm}^2.$$

Innengurt 6'—9: Gurtkraft + 17,26 t;

Querschnitt  $\lfloor \rfloor$  55 · 75 · 7 (Niet  $d = 20$ ),  $F_n = 14,5$  cm<sup>2</sup>;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{17,26}{14,5} = 1,19 \text{ t/cm}^2.$$

Strebe 0—1, 1—2: Größte Stabkraft + 14,09 t bzw. — 14,09 t;

Querschnitt  $\lfloor \rfloor$  50 · 65 · 7,  $F = 15,2$  cm<sup>2</sup>;

Knicklänge  $l_k = 150$  cm,  $i_x = 2,02$  cm,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{150}{2,02} = 74, \omega = 1,470;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,470 \frac{14,09}{15,2} = 1,36 \text{ t/cm}^2.$$

Streben 2—3 und 3—4: Größte Stabkraft — 20,09 t;

Querschnitt  $\lfloor \rfloor$  60 · 90 · 6,  $F_n = 17,4$  cm<sup>2</sup>;

Knicklänge  $l_k = 150$  cm,  $i_x = 2,87$  cm,  $\frac{l_k}{i_x} = \frac{150}{2,87} = 52, \omega = 1,188;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,188 \frac{20,09}{17,4} = 1,37 \text{ t/cm}^2.$$

Streben 4—5 und 5—6: Größte Stabkraft — 8,62 t;

Querschnitt wie Strebe 0—1.

Strebe 6—7': Stabkraft + 1,4 t;

Querschnitt  $\lfloor \rfloor$  50 · 50 · 5 (Niet  $d = 14$ ),  $F_n = 8,20$  cm<sup>2</sup>;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{1,40}{8,20} = 0,17 \text{ t/cm}^2.$$

#### β) Bemessung des Stützenfußes und der Anker.

Während bei zentrisch belasteten Stützen die Pressung zwischen Fundament und Fußplatte mit einiger Annäherung als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann, wird bei eingespannten Stützen, die ein Moment und eine Horizontalkraft auf das Fundament übertragen, die Verteilung der Pressungen  $p$  zwischen Stützenfuß und Fundament ungleichmäßig sein. In den

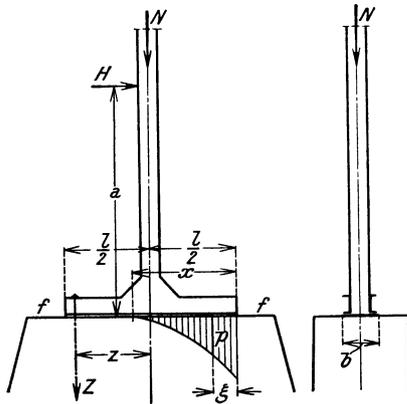


Abb. 683

meisten Fällen wird es sogar dazu kommen, daß nur ein Teil der Fußplatte Drücke überträgt, während die im restlichen Teil auftretenden Zugkräfte durch Anker übernommen werden müssen. Ist  $N$  und  $M = Ha$  Längskraft und Moment der äußeren Kräfte im Berührungsquerschnitt  $f-f$ , den wir uns zunächst als Rechteck von der Länge  $l$  und Breite  $b$  vorstellen wollen, wobei  $N$  im Schwerpunkt dieses Rechteckes wirkt und  $M$  auf diesen Punkt bezogen ist, so wird sich in der Fuge  $f-f$  im allgemeinen die in der Abb. 683 angedeutete Spannungsverteilung, der Flächendruck  $p$  und die Ankerkraft  $Z$  einstellen. Die Horizontalkraft  $H$  denken wir uns durch Reibung in den Fundamentkörper

übertragen. Zur Ermittlung des Verteilungsgesetzes von  $p$  und der Länge  $x$  der Druckfläche einerseits, sowie zur Ermittlung der Ankerkraft  $Z$  andererseits stehen zunächst nur die beiden Gleichgewichtsbedingungen

$$b \int_0^x p d\xi - Z = N, \quad b \int_0^x p \left( \frac{l}{2} - \xi \right) d\xi + Zz = M \dots \dots (1)$$

zur Verfügung. Die dritte fehlende Gleichung muß daher noch durch eine Formänderungsbeziehung geschaffen werden. Hier sind zwei Wege gangbar, die wir an der Hand der Abb. 684 erläutern wollen.

Abb. 684 a) zeigt eine Stütze, die unter Wirkung einer lotrechten Last  $N$  und einer wagrechten Last  $H$  steht. Um ein Abheben der Stütze bei großem Moment  $Ha$  zu verhindern, ist diese durch den Anker  $Z$ , der durch einen Fundamentalschlitz führt, mit dem Fundamentkörper fest verbunden.

Im belasteten Zustand wird sich der starr gedachte Stützenfuß gemäß Abb. 684 a) um den kleinen Winkel  $\vartheta$  verdrehen, wobei sich der Fuß auf der einen Seite in den Beton einpreßt, während der Anker gedehnt wird. Unter der Annahme, daß der Fundamentkörper unendliche Ausdehnung besitzt, ist eine Lösung der Aufgabe, die Druckverteilung in der Berührungsfläche und die Größe der Einsenkung  $y$  zu bestimmen, mit Hilfe der Boussinesqueschen Lösung für eine Einzellast denkbar.<sup>1)</sup> Macht man die Voraussetzung, daß der Fuß starr ist, so ergibt sich eine weitere Gleichung

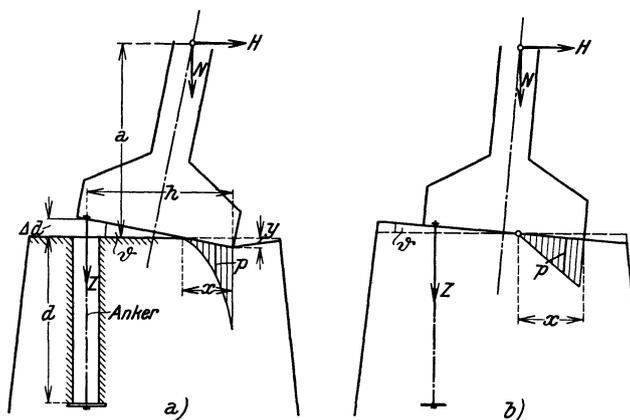


Abb. 684

$$\frac{\Delta d}{y} = \frac{h-x}{x}, \quad \text{wobei} \quad \Delta d = \frac{Z d}{E F},$$

welche Gleichung im Verein mit den Gl. (1) die Lösung der Aufgabe ermöglichen würde.

Für die vorangehenden Betrachtungen ist aber der Umstand wesentlich, daß der Anker  $Z$  seine Dehnungen unabhängig vom Fundament ausführt, da er nicht einbetoniert angenommen wurde. In der Regel werden aber die Ankerschächte mit Beton ausgestampft, bzw. mit Zementmörtel ausgegossen, so daß Anker und Betonkörper sich in ihren Formänderungen gegenseitig beeinflussen.

Sieht man den Stützenfuß im Vergleich zum Fundamentkörper wieder als starr an, so ergibt sich die in Abb. 684 b) dargestellte Verformung des Grundkörpers. Die Berührungsfläche zwischen Fuß und Fundamentkörper bleibt im wesentlichen eben und verdreht sich um den kleinen Winkel  $\vartheta$ . Der Fundamentkörper kann daher in erster Annäherung als ein auf Biegung und Druck beanspruchter Eisenbetonstab angesehen werden, der mit den Ankerstäben bewehrt ist. Unter diesem Gesichtspunkt läßt sich die noch fehlende Elastizitätsbeziehung sehr einfach aufstellen, wobei, wie dies in der Theorie des Eisenbetons üblich ist, linearer Verlauf der Druckspannungen vorausgesetzt wird.

In Abb. 685 ist der Stützenfuß nochmals herausgezeichnet. Der Grundriß ist ein Rechteck von der Länge  $l = c + h$  und der Breite  $b$ . Der Fuß ist mit der Normalkraft  $N$  und mit dem Moment  $M$ , bezogen auf den Fußpunkt  $A$  belastet. Damit ergibt sich der Abstand  $e$  des Angriffspunktes  $B$  der Ersatzkraft  $N$  vom Fußpunkt  $A$  zu

$$e = \frac{M}{N}.$$

<sup>1)</sup> Siehe: Eiserne Brücken, S. 558.

Im Querschnitt wirken die Zugkraft  $Z$  und die Pressungen  $p$ , die an der Kante den Größt-  
wert  $\sigma_b$  erreichen und über die Länge  $x$  linear verteilt sind. Die Gleichgewichtsbedingungen  
nehmen nun die Form an:

Moment in bezug auf Punkt  $F$ :

$$N(e+z) - \sigma_b \frac{bx}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) = 0; \dots \dots \dots (2)$$

Moment in bezug auf Punkt  $C$ :

$$N \left( e+z - h + \frac{x}{3} \right) - Z \left( h - \frac{x}{3} \right) = 0. \dots (3)$$

Als Elastizitätsbedingung kommt die einfache Beziehung

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_e} = \frac{x}{h-x} \dots \dots \dots (4)$$

in Frage, wo  $\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$  und  $\epsilon_e = \frac{\sigma_e}{E}$  die bezogene Beton-  
bzw. Stahldehnung bedeuten.

Setzt man  $\frac{E}{E_b} = n$ , so nimmt die Elastizitäts-  
bedingung die Form

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{1}{n} \frac{x}{h-x} = \frac{1}{n} \frac{\alpha}{1-\alpha} \quad \text{mit } \alpha = \frac{x}{h}$$

an. Wir berechnen daraus zunächst  $\alpha$  und finden

$$\alpha = \frac{n}{n + \frac{\sigma_e}{\sigma_b}} \dots \dots \dots (5)$$

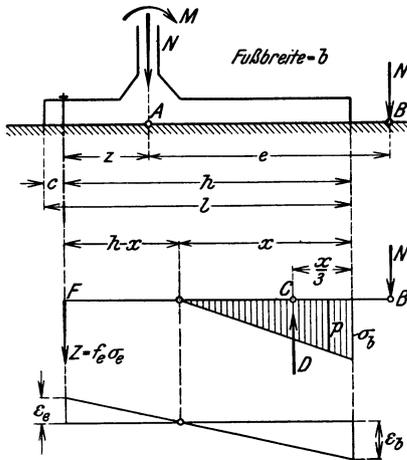


Abb. 685

Bei gegebenen oder angenommenen Spannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  ist dadurch die Lage der Null-  
linie im Querschnitt bestimmt. Aus Gl. (2) und (3) folgen die Länge  $h$  und die Ankerkraft  $Z$   
bei beliebiger unsymmetrischer Anordnung der Platte.

$$h = \sqrt{\frac{N(e+z)}{b} \frac{2}{\alpha \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \sigma_b}} = \sqrt{k_1 \frac{N(e+z)}{b}} \dots \dots \dots (6)$$

$$Z = N \left[ \frac{e+z}{h} \frac{1}{1-\frac{\alpha}{3}} - 1 \right] = N \left[ k_2 \frac{e+z}{h} - 1 \right] \dots \dots \dots (7)$$

Hierbei ist die Breite  $b$  und der Abstand  $z$  als gegeben zu betrachten.

Bei symmetrischer Anordnung der Platte liegt der Fußpunkt  $A$  in Platten-  
mitte. In solchen Fällen kann die Plattenlänge  $h$  bei vorgegebenem  $b$  ohne irgend eine weitere  
Annahme bestimmt werden. Gl. (6) liefert, wenn man für

$$z = \frac{h-c}{2}$$

einsetzt, und nach  $h$  auflöst,

$$h = \frac{N k_1}{4 b} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{8 b}{N k_1} (2e - c)} \right] \dots \dots \dots (8)$$

Die einfachen Gleichungen (6) bis (8) genügen, um bei Annahme der zulässigen Beton-  
und Stahlbeanspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  und bei Annahme der Plattenbreite  $b$ , die not-  
wendige Länge  $l = h + c$  sowie die Ankerkraft  $Z$  zu ermitteln. Bei unsymmetrischen  
Platten ist auch  $Z$  zu wählen. Die Beiwerte  $k_1$  und  $k_2$  hängen nur von den ange-  
nommenen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  ab. Damit ist aber die Möglichkeit gegeben, bei voller Ausnützung  
der zulässigen Beanspruchung des Betons auf Lagerdruck und in den meisten Fällen auch  
bei voller Ausnützung der zulässigen Ankerbeanspruchung die Abmessungen von Fußplatte  
und Anker zu bestimmen. Zur Vereinfachung der Rechnungen sind in der Tafel 107  
(S. 682) für verschiedene Werte von  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  die Werte  $\alpha_1$ ,  $k_1$  und  $k_2$  berechnet. Bei der

Aufstellung dieser Tafel ist  $n = \frac{E}{E_b}$  wie im Eisenbetonbau üblich, gleich 15 angenommen worden. Hinsichtlich der zulässigen Beanspruchung der Anker ist folgendes zu sagen:

Da die Dehnung des Ankers durch die Größe des Schaftquerschnittes bedingt ist, so ist für  $\sigma_e$  jene zulässige Beanspruchung der Ankerschäfte einzuführen, die noch ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung im Kernquerschnitt möglich ist. Ist  $F$  der Schaftquerschnitt und  $F_n$  der Kernquerschnitt des Ankers, so ist bei einer zulässigen Beanspruchung von  $\sigma_e'$  für den Gewindequerschnitt,  $\sigma_e = \sigma_e' \frac{F_n}{F}$  in der Berechnung einzuführen.  $\frac{F_n}{F}$  schwankt nun bei Ankerdurchmessern von 1'' bis 4'' zwischen 0,70 bis 0,80.

Tafel 107 wurde daher mit einem Mittelwert von  $\frac{F_n}{F} = 0,75$  berechnet, d. i. mit  $\sigma_e = 600, 700, 800 \text{ kg/cm}^2$  entsprechend den zulässigen Ankerbeanspruchungen von 800, 933 und 1066  $\text{kg/cm}^2$  im Kernquerschnitt. Für an den Fuß genietete bzw. geschraubte Anker aus Flach- oder Winkelstählen bzw.  $\square$ -Eisen ist noch eine weitere Reihe für eine Beanspruchung von 1200  $\text{kg/cm}^2$  im Vollquerschnitt vorgesehen.

Die Tafel wurde aber noch erweitert für Stahlbeanspruchungen von  $\sigma_e = 200$  und 400  $\text{kg/cm}^2$ , da es Fälle gibt, wir kommen noch darauf zurück, die eine volle Ausnützung der zulässigen Ankerbeanspruchung nicht gestattet. Die Beiwerte in Tafel 107 sind so eingerichtet, daß bei Einführung der Größen  $N$  und  $b$  in Kilogramm und Zentimeter,  $Z$  und  $h$  in Kilogramm und Zentimeter erhalten werden. Da man sich auch oft von der Verteilung der Druckspannungen zwischen Fußplatte und Fundament Rechenschaft geben muß, so ist auch der Wert  $\alpha = \frac{x}{h}$  in der Tafel aufgenommen worden.

Es wird empfohlen, die zulässigen Betonpressungen nicht zu klein zu wählen, nicht unter 25  $\text{kg/cm}^2$ , da ja die oberste Stufe des Fundamentes in fetterer Betonmischung ausgeführt werden kann, so daß ein eigener Auflagsquader für die Druckverteilung geschaffen wird. Bei kleinen Platten wähle man  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ , bei mittelgroßen 35  $\text{kg/cm}^2$  und bei großen schwer belasteten Säulen  $\sigma_b = 40$  bis 60  $\text{kg/cm}^2$ .

$\sigma_b$  kann mit  $\frac{1}{5}$  der Würfelfestigkeit des erdfeuchten Betons nach 28 Tagen angesetzt werden. Die Festigkeit ist im Fundamentplan nach Wahl von  $\sigma_b$  vorzuschreiben.

Die Betrachtung der Gl. (7) zeigt, daß  $Z$  negativ wird, wenn  $k_2 \frac{e+z}{h} < 1$  ist, was bei kleineren Werten von  $\frac{e+z}{h}$  der Fall sein kann. Gl. (7) wird in diesem Falle ungültig. Dies bedeutet, daß ein Gleichgewichtszustand bei der angenommenen Stahlbeanspruchung  $\sigma_e$  nicht möglich ist.  $k_2$  muß in solchen Fällen vergrößert werden, was durch Herabsetzen von  $\sigma_e$  möglich wird. Aus diesem Grunde sind in der Tafel 107 auch die Werte von  $k_1$  und  $k_2$  für kleinere Stahlspannungen (200 und 400  $\text{kg/cm}^2$ ) angegeben. Erhält man sonach bei voller Ausnützung der vorgegebenen zulässigen Stahlbeanspruchung für  $Z$  den Wert Null oder einen negativen Wert, dann ist die Rechnung mit einer verringerten Stahlbeanspruchung durchzuführen, bis ein positiver Wert von  $Z$  erhalten wird. Derartige Fälle kommen nur dann vor, wenn der Angriffspunkt  $B$  der Last in die Plattenfläche selbst fällt. Bei  $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$  Kernbeanspruchung z. B., wird  $k_2 = 1,167$  und die Grenzlage des Punktes  $B$  ist durch  $1,167 \frac{e+z}{h} - 1 = 0$ , d. i.  $\frac{e+z}{h} = 0,857$  festgelegt.

In solchen Fällen ist es aber, da bei entsprechender Wahl der Plattenlänge  $h$  auch Gleichgewicht ohne Anker möglich ist, meistens wirtschaftlicher auf die Mitwirkung der Anker ganz zu verzichten und die Plattenlänge so zu wählen, daß die in Abb. 686 dargestellte

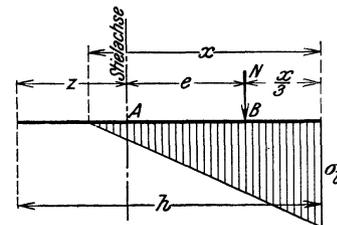


Abb. 686

Druckverteilung eintritt. Längskraft  $N$  und Druckwiderstand  $D$  greifen im gleichen Punkt an. Darnach ergibt sich

$$x = \frac{z N}{b \sigma_b} \quad \text{und} \quad h = z + e + \frac{x}{3}, \quad \dots \dots \dots (9)$$

wobei  $z$  beliebig gewählt werden kann.

Selbstverständlich ordnet man auch in diesem Falle leichte Anker an, um die Aufstellung zu erleichtern.

**Tafel 107. Bemessung der Fußplatten eingespannter Stützen.**

(Siehe die Gl. (5) bis (8) auf S. 680.)

Sämtliche Maße in kg und cm

Ankerbeanspruchung $\sigma_e$ in kg/cm <sup>2</sup>						
im Kern .....	267	533	800	933	1067	ca. 1400
im Schaft $\sigma_e =$ .....	200	400	600	700	800	1200

$$\alpha = \frac{15}{15 + \frac{\sigma_e}{\sigma_b}} =$$

Größte Kantenpressung $\sigma_b$ in kg/cm <sup>2</sup>	15	0,529	0,360	0,273	0,243	0,220	0,158
	20	0,600	0,428	0,333	0,300	0,273	0,200
	25	0,652	0,484	0,385	0,349	0,319	0,238
	30	0,692	0,529	0,428	0,391	0,360	0,273
	35	0,724	0,568	0,467	0,428	0,396	0,304
	40	0,750	0,600	0,500	0,462	0,428	0,333
	45	0,771	0,628	0,529	0,491	0,457	0,360
	50	0,789	0,652	0,556	0,517	0,484	0,385
	55	0,804	0,674	0,579	0,541	0,508	0,407
60	0,818	0,692	0,600	0,563	0,529	0,428	

$$k_1 = \frac{2}{\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_b} =$$

Größte Kantenpressung $\sigma_b$ in kg/cm <sup>2</sup>	15	0,306	0,421	0,538	0,598	0,654	0,895
	20	0,208	0,272	0,338	0,371	0,403	0,521
	25	0,156	0,197	0,239	0,260	0,281	0,365
	30	0,125	0,153	0,182	0,196	0,210	0,269
	35	0,104	0,124	0,145	0,156	0,166	0,209
	40	0,089	0,104	0,120	0,128	0,136	0,169
	45	0,078	0,089	0,102	0,108	0,115	0,140
	50	0,069	0,078	0,088	0,093	0,099	0,119
	55	0,062	0,070	0,078	0,082	0,087	0,103
60	0,056	0,063	0,069	0,073	0,077	0,091	

$$k_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} =$$

Größte Kantenpressung $\sigma_b$ in kg/cm <sup>2</sup>	15	1,214	1,136	1,100	1,088	1,079	1,056
	20	1,250	1,167	1,125	1,111	1,100	1,072
	25	1,277	1,191	1,147	1,131	1,119	1,086
	30	1,300	1,214	1,167	1,149	1,136	1,100
	35	1,317	1,233	1,185	1,167	1,152	1,113
	40	1,333	1,250	1,200	1,182	1,166	1,125
	45	1,346	1,264	1,214	1,196	1,179	1,136
	50	1,357	1,277	1,227	1,208	1,192	1,147
	55	1,366	1,290	1,239	1,220	1,203	1,157
60	1,376	1,300	1,250	1,232	1,213	1,167	

Auch noch aus einem anderen Grunde ist dieser Vorgang zu empfehlen. Die Berechnung von  $Z$  aus Formel (7) wird unsicher, wenn sich der Klammerausdruck dem Werte Null nähert. Eine kleine Veränderung des Beiwertes  $k_2$  genügt, um  $Z$  um ein Mehrfaches hinaufschnellen oder auf einen Bruchteil heruntersinken zu lassen. In  $k_2$  steckt der Einfluß der Annahme über das Ebenbleiben der Querschnitte. Nun ist diese Annahme ja nur eine grobe Annäherung an das tatsächliche Verhalten. Damit wird aber der Wert von  $k_2$  und die Größe von  $N$  in Fällen, wo  $k_2 \frac{e+z}{h} - 1$  nahe an Null heranrückt, äußerst unsicher. Das statisch unbestimmte System, das der Berechnung zugrunde gelegt wurde, wird außerordentlich empfindlich und damit unbrauchbar. Es ist daher in solchen Fällen besser, die statisch bestimmte Spannungsverteilung der Abb. 686 der Bemessung zugrunde zu legen und auf die Mitwirkung der Anker, die gewissermaßen das überzählige Glied in dem statisch unbestimmten System darstellen, zu verzichten. In dieser Hinsicht sei auf das dritte unter den folgenden Beispielen hingewiesen.

Können die Momente  $M$  ihren Sinn wechseln, so sind unter Umständen an beiden Plattenenden Anker notwendig. Im allgemeinen läßt sich keine Regel angeben für ein zweckmäßiges Verhältnis von  $b : h$  noch eine Regel für die zweckmäßige Lage des Fußpunktes  $A$ . Dies hängt ganz von den Verhältnissen des Einzelfalles ab, und können nur Vergleichsrechnungen eine Entscheidung herbeiführen.

Es wurde vielfach versucht, bei der Bemessung der Anker auch die Vorspannung derselben, die durch das Anziehen der Schraubenmutter entsteht, in Rechnung zu stellen. Abgesehen davon, daß sich die Größe dieser Vorspannung nicht einmal annähernd angeben läßt, ist das Vorhandensein einer Vorspannung ohne jeden Einfluß auf die Sicherheit des Bauwerkes, da diese einmalig auftretende Spannung, die keinem Wechsel unterliegt, in der gleichen Weise gewertet werden kann, wie Zwängungsspannungen im Bauwerk, die von der Montage herrühren. Die Mitberücksichtigung einer Vorspannung im Anker würde insbesondere bei kleinen Ankerkräften unnütz große Ankerquerschnitte verlangen.

Die oben abgeleiteten Formeln (6) bis (8) gestatten bei gegebenen zulässigen Beanspruchungen die zweckmäßigsten Abmessungen von Platte und Anker für den Entwurf festzustellen. Da es aber üblich ist, in den endgültigen statischen Berechnungen der Stahlbauten die tatsächlichen Beanspruchungen bei festgelegten Abmessungen nachzuweisen, so ergänzen wir die oben angegebenen Regeln durch Gleichungen, die in einfacher Weise den Spannungsnachweis gestatten. Ersetzt man in Gl. (3)  $Z$  durch  $F\sigma_e$  und ferner nach Gl. (5)  $\sigma_e$  durch

$$\sigma_e = n \left( \frac{h}{x} - 1 \right) \sigma_b,$$

so kann aus den Gl. (2) und (3)  $\sigma_b$  eliminiert werden, wodurch man für  $x$  die Gleichung dritten Grades

$$x^3 + 3 a x^2 - \frac{6 n F}{b} (e + z) (h - x) = 0, \quad a = e + z - h \dots \dots (10)$$

gewinnt. Nach Ermittlung von  $x$  findet man die Betonbeanspruchung

$$\sigma_b = \frac{2 N (e + z)}{b x \left( h - \frac{x}{3} \right)} \dots \dots \dots (11)$$

und die Ankerkraft

$$Z = N \frac{a + \frac{x}{3}}{h - \frac{x}{3}} \dots \dots \dots (12)$$

**1. Beispiel:** Es ist  $M = 60$  mt,  $N = 40$  t,  $b = 50$  cm,  $\sigma_{e \text{ zul}} = 933$  kg/cm<sup>2</sup> (Kernquerschnitt),  $\sigma_b = 35$  kg/cm<sup>2</sup>. Randabstand des Ankers  $c = 10$  cm. Zunächst ermittelt man  $e = \frac{M}{N} = 1,50$  m. Aus Tafel 107 liest man ab:

$$k_1 = 0,156, \quad k_2 = 1,167.$$

Man berechnet damit nach Formel (8) für symmetrische Plattenanordnung zuerst

$$\frac{N k_1}{4 b} = \frac{40000 \cdot 0,156}{4 \cdot 50} = 31,2$$

und weiter

$$h = 31,2 \left[ 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{2 \cdot 150 - 10}{31,2}} \right] = 169 \text{ cm.}$$

Die Plattenlänge beträgt sonach  $l = 169 + 10 = 179$  cm und die Ankerkraft mit

$$e + z = 150 + \frac{179}{2} - 10 = 229,5 \text{ cm}$$

$$Z = 40000 \left( 1,167 \frac{229,5}{169} - 1 \right) = 23400 \text{ kg.}$$

Notwendig 2 Anker  $d = 17/8''$  mit  $F_n = 25,6 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{23,40}{25,6} = 0,91 \text{ t/cm}^2.$$

Die Spannungsverteilung ist in Abb. 687 dargestellt, wobei der Wert  $x = a h$  mit Hilfe der Tafel 107 berechnet wurde. Es sei noch bemerkt, daß sich der Wert von  $Z$  etwas ändern würde, wenn man mittels der Formeln (5), (6) und (7) und einer der Kernbeanspruchung von  $0,91 \text{ t/cm}^2$  entsprechenden Ankerschaftspannung neuerdings  $Z$  berechnen würde. Der Unterschied ist aber gering und man begnügt sich mit dem eben angegebenen kurzen Berechnungsgang. Man darf nicht übersehen, daß die Voraussetzungen, auf denen die vorstehende Ermittlung der Ankerkräfte beruht, nie vollkommen erfüllt sein werden, so daß die Ergebnisse nur als grobe Annäherung an die Wirklichkeit aufgefaßt werden dürfen. Eine zu weit getriebene Genauigkeit der Rechnung stünde daher im Widerspruch mit dem Wesen unserer Überlegungen.

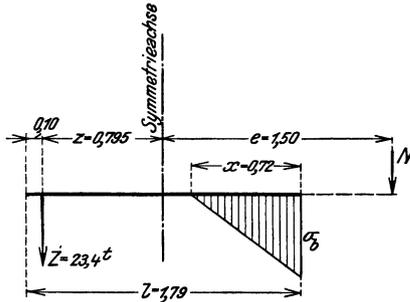


Abb. 687

Wir berechnen jetzt umgekehrt auf Grund der festgelegten Abmessungen den tatsächlichen Ankerzug  $Z$  und die tatsächliche Randspannung  $\sigma_b$  mit Hilfe der Formeln (10) bis (12). Es ist zunächst  $a = e + z - h = 150 + 79,5 - 169 = 60,5$  cm, Ankerschaftquerschnitt  $F = 35,6 \text{ cm}^2$ . Aus der Gleichung dritten Grades

$$x^3 + 3 \cdot 60,5 x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 35,6}{50} 229,5 (169 - x) = 0$$

findet man  $x = 74$  cm und damit

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 40000 \cdot 229,5}{50 \cdot 74 \cdot (169 - 24,7)} = 34 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$Z = 40000 \frac{60,5 + 24,7}{169 - 24,7} = 23600 \text{ kg,}$$

während wir oben  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}$  angenommen und damit  $Z = 23400 \text{ kg}$  gefunden hatten. Der Unterschied ist, wie oben bereits erwähnt wurde, geringfügig.

**2. Beispiel:** Die gleiche Stütze wie vor soll bei unsymmetrischer Anordnung der Platte untersucht werden. Wir wählen  $z$  unabhängig von  $h$  mit  $z = 50$  cm, so daß sich mit  $e = 150$  cm wie vor

$$e + z = 150 + 50 = 200 \text{ cm}$$

ergibt. Mit den gleichen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  wie oben erhält man wieder  $k_1 = 0,0156$  und  $k_2 = 1,167$  und damit nach Formel (6):

$$h = \sqrt{0,156 \frac{40000 \cdot 200}{50}} = 158 \text{ cm,} \quad l = 10 + 158 = 168 \text{ cm,}$$

$$Z = 40000 \left( 1,167 \cdot \frac{200}{158} - 1 \right) = 19100 \text{ kg.}$$

Man erkennt, daß sowohl  $h$  als auch  $Z$  kleiner geworden sind.

Zur Aufnahme von  $Z$  genügen jetzt 2 Anker  $d = 13/4''$  mit  $F_n = 22,6 \text{ cm}^2$ ;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{19,1}{22,6} = 0,85 \text{ t/cm}^2.$$

Diese Anordnung ist sowohl wegen der kürzeren Platte als auch mit Rücksicht auf den kleineren Ankerquerschnitt die wirtschaftlichere.

Die Nachrechnung mittels der Gl. (10) bis (12) ergibt:

$$x = 70,5 \text{ cm}, \quad \sigma_b = 33,7 \text{ kg/cm}^2, \quad Z = 19500 \text{ kg/cm}^2.$$

**3. Beispiel:** Es sei  $M = 225 \text{ mt}$ ,  $N = 210 \text{ t}$ ,  $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_e = 933 \text{ kg/cm}^2$ , Plattenbreite  $b = 70 \text{ cm}$ . Ankerabstand von der Stützenachse  $z = 100 \text{ cm}$ , vom Rande  $c = 15 \text{ cm}$ . Der Tafel 107 entnehmen wir die Werte

$$k_1 = 0,128, \quad k_2 = 1,182.$$

Die Exzentrizität  $e$  beträgt  $\frac{225}{210} = 1,07 \text{ m}$ . Man berechnet nach Formel (6) für unsymmetrische Plattenanordnung

$$h = \sqrt{0,128 \frac{210000 (107 + 100)}{70}} = 282 \text{ cm}$$

und

$$Z = 210000 \left[ 1,182 \frac{107 + 100}{282} - 1 \right] = -27700 \text{ kg}.$$

$Z$  wird negativ, weshalb die Rechnung mit verringerter Ankerbeanspruchung zunächst mit  $\sigma_e = 400 \text{ kg/cm}^2$  wiederholt werden muß. Aus Tafel 107 entnehme man die neuen Beiwerte  $k_1 = 0,104$ ,  $k_2 = 1,250$  und findet

$$h = \sqrt{0,104 \frac{210000 \cdot 207}{70}} = 254 \text{ cm}, \quad l = 254 + 15 = 269 \text{ cm},$$

$$Z = 210000 \left[ 1,250 \frac{207}{254} - 1 \right] = 210000 \cdot 0,0187 = 3930 \text{ kg}.$$

Es ist darauf zu achten, daß die Schaftbeanspruchung nur  $400 \text{ kg/cm}^2$  beträgt, so daß der Schaftquerschnitt

$$\frac{3930}{400} = 9,8 \text{ cm}^2$$

betragen müßte.

Der so gefundene Wert von  $Z$  ist natürlich sehr unsicher, da der Betrag des Klammerausdruckes nahe bei Null liegt. Es ist daher von Haus aus besser, nach der Formel (9)

$$x = \frac{2N}{b\sigma_z} = \frac{2 \cdot 210000}{70 \cdot 40} = 150 \text{ cm}$$

zu bemessen. Damit ergibt sich die Plattenlänge zu

$$h = z + e + \frac{x}{3} = 100 + 107 + 50 = 257 \text{ cm} \quad \text{und} \quad l = 257 + 15 = 272 \text{ cm},$$

also nur um ein wenig größer als vorher gefunden. Obwohl theoretisch keine Anker notwendig sind, werden solche dennoch vorgesehen. Die Anker mache man so stark, daß sie etwa 10% des Momentes  $M$  bei einem Hebelarm  $a = z + e = 207 \text{ cm}$  aufnehmen können. Siehe Abb. 688. Das ergibt

$$\bar{Z} = 0,1 \cdot \frac{2,25}{2,07} = 10,9 \text{ t},$$

welche Kraft von 2 Bolzen  $d = 1\frac{1}{4}''$  aufgenommen werden kann.

**4. Beispiel:** Eine schwere Stütze ist abwechselnd mit einem rechtsdrehenden Moment  $M_1 = 780 \text{ tm}$  und einer Längskraft  $N_1 = 320 \text{ t}$  und einem linksdrehenden Moment  $M_2 = 180 \text{ mt}$  und der zugehörigen Längskraft  $N_2 = 225 \text{ t}$  belastet. Die Platte wird symmetrisch zur Stützenachse ausgebildet. Plattenbreite  $120 \text{ cm}$ ,  $\sigma_e = 1067 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$ , Randabstand der Anker  $c = 20 \text{ cm}$ . Es ist

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{780}{320} = 244 \text{ cm}, \quad k_1 = 0,099, \quad k_2 = 1,192;$$

$$\frac{N k_1}{4b} = \frac{320000 \cdot 0,099}{4 \cdot 120} = 66 \text{ cm}, \quad h = 66 \left[ 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{2 \cdot 244 - 20}{66}} \right] = 323 \text{ cm},$$

$$l = 323 + 20 = 343 \text{ cm}, \quad e + z = 244 + \frac{343}{2} - 20 = 395,5 \text{ cm},$$

$$Z = 320000 \left[ 1,192 \frac{395,5}{323} - 1 \right] = 147100 \text{ kg}.$$

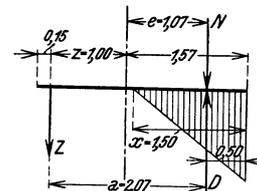


Abb. 688

Notwendig 4 Anker  $d = 3''$  mit  $F_n = 4 \cdot 35,16 = 140,6 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{147,1}{140,6} = 1,05 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul. } 1,07).$$

$$\text{Weiters ist } e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{180}{225} = 0,80 \text{ m.}$$

Der Schnittpunkt von  $N_2$  fällt in die Platte, und zwar nicht allzu weit vom Kernpunkt. Anker sind daher zur Aufnahme des Momentes  $M_2$  nicht unbedingt notwendig. Der Abstand des Angriffspunktes  $B$  der Kraft  $N_2$  vom Rande beträgt bei der eben berechneten 343 cm langen Platte

$$a = \frac{343}{2} - 80 = 91,5 \text{ cm,}$$

daher ist die Pressung an der Kante

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 225000}{3 \cdot 91,5 \cdot 120} = 13,7 \text{ kg/cm}^2. \quad (\sigma_b \text{ zul} = 50 \text{ kg/cm}^2).$$

Wir führen die Rechnung nochmals für den Fall durch, daß an Stelle von Schraubenankern Anker aus  $\square$ -Eisen ausgeführt werden. Die Anker sitzen dann am Plattenrand, daher  $c = 0$ . Wir benutzen die letzte Reihe der Tafel 107, die für eine Beanspruchung des Vollquerschnittes von  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  berechnet wurde:  $k_1 = 0,119$ ,  $k_2 = 1,147$ , und berechnen damit

$$\frac{N k_1}{4 b} = \frac{320000 \cdot 0,119}{4 \cdot 120} = 79 \text{ cm,} \quad h = 79 \left[ 1 + \sqrt{1 + 2 \frac{2 \cdot 244}{79}} \right] 368 \text{ cm,}$$

$$l = 368 \text{ cm,} \quad e + z = \frac{368}{2} + 244 = 428 \text{ cm,}$$

$$Z = 320000 \left[ 1,147 \frac{428}{368} - 1 \right] = 106900 \text{ kg.}$$

Die Ankerkraft ist bei größerer Plattenlänge nennenswert geringer als oben. Zur Aufnahme sind erforderlichlich 2  $\square$  24 mit  $F_n = 71,2 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{106,9}{71,2} = 1,50 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul. } 1,60 \text{ t/cm}^2).$$

Das Gewicht dieser Anker beträgt 66 kg/m, während das Gewicht der oben errechneten Rundenanker 143 kg/m beträgt.

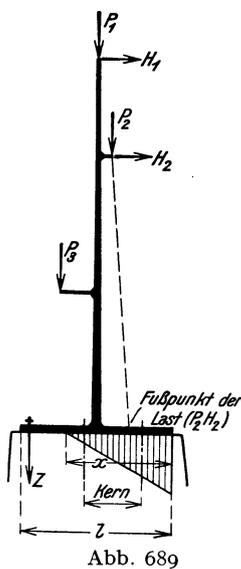


Abb. 689

**Ungünstige Belastung für Fußplatte und Anker.** Die größte Pressung  $p_{\max}$  zwischen Fußplatte und Fundament tritt dann ein, wenn: 1. alle Stützenlasten, deren Fußpunkte innerhalb des sogenannten Kernes fallen, ihre Größtwerte erreichen, z. B. die Lasten  $P_1$  und  $P_2$  in Abb. 689; und wenn 2. alle Lasten, die um den Plattenschwerpunkt rechts drehende Momente erzeugen, ihre Größtwerte, alle Lasten aber, die linksdrehende Momente hervorrufen und soweit ihre Fußpunkte außerhalb des Kernes fallen, Kleinstwerte erlangen. So z. B. müssen nach Abb. 689  $P_2$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  mit ihren Größtwerten,  $P_1$  mit seinem Kleinstwert eingeführt werden. (Lastfall I.) Unter Stützenlast ist hierbei die Mittelkraft aller einem bestimmten Lastangriff zukommenden Lastwirkungen zu verstehen. So z. B. bei Schneelast die Mittelkraft aus Binder- auflagerkraft und Riegelkräften  $X$ , bei Kranlast die Resultierende aus lotrechter und wagerechter Kraneinwirkung und den Riegelkräften  $X$  usw.

Der größte Ankerzug entsteht: 1. wenn alle Lasten, deren Fußpunkte innerhalb des Kernes fallen, ihren Kleinstwert haben, 2. alle übrigen Lasten sind mit ihren Größtwerten einzuführen, wenn sie um den Plattenschwerpunkt bei links liegendem Anker, wie in Abb. 689, nach rechts drehen und mit ihren Kleinstwerten, wenn sie nach links drehen. (Lastfall II.)

Bei der Berücksichtigung der beiden Belastungsmöglichkeiten Lastfall I und II muß bei Anwendung des oben erörterten Bemessungsverfahrens, das von den zulässigen Be-

anspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  ausgeht, folgendes beachtet werden: Lastfall I liefert die Ankerkraft  $Z_1$  und die Plattenlänge  $h_1$  (Größtwert), Lastfall II die Ankerkraft  $Z_2$  (Größtwert) und die Plattenlänge  $h_2$ . Führt man nun  $Z$  nach Lastfall II, die Länge  $h$  nach Lastfall I aus, so liegen die tatsächliche Pressung  $\sigma_b$  und die Ankerbeanspruchung  $\sigma_e$  unterhalb den vorgegebenen zulässigen Werten. Da aber  $h_1$  und  $h_2$  in praktischen Fällen nicht weit auseinander liegen, so genügt folgende Regel:

Man wähle für die Ausführung die größere der beiden erhaltenen Plattenlängen und ermäßige die größere Ankerkraft im Verhältnis von  $\frac{h_2}{h_1}$ , wobei  $h_2 < h_1$ .

Als Kernbereich wird vielfach das mittlere Drittel der Platten angenommen, was im allgemeinen natürlich unrichtig ist, da der hier in Betracht kommende Querschnitt aus der Druckfläche  $b \cdot x$  und aus der  $n$ -fachen Eisenfläche  $F_e$  mit der gemeinsamen Schwerachse  $s-s$  besteht. Die tatsächliche Lage der Kernpunkte ist in Abb. 690 angedeutet. Der Kernpunkt  $k_1$  liegt meist nahe der Plattenmitte,  $k_2$  beiläufig im Viertel-punkt der Platte. Man kann daher zwecks Feststellung der ungünstigsten Belastungen als Kernbereich einen Plattenstreifen ansehen, der von der Plattenmitte in die Druckzone der Platte reicht und dessen Breite gleich  $\frac{1}{4}$  der Plattenlänge beträgt.

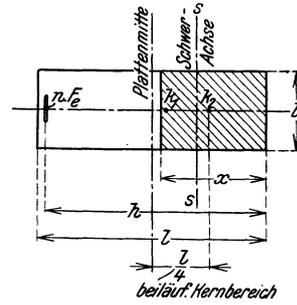


Abb. 690

Zur besseren Erläuterung wird der Rechnungsgang unter Benützung der Ergebnisse der auf S. 674 berechneten eingespannten Stütze ausführlich dargelegt.

In der folgenden kleinen Tafel sind die der Abb. 682 entnommenen Einspannungsmomente zusammengestellt.

		Bleibende Last	Schnee	Kranlast $P_2 S_1$		Kranlast $P_3 S_2 S_3$		Wind	
				Katze links	Katze rechts	linke Stütze	rechte Stütze	von links	von rechts
Moment $M$ in mt	+	—	—	+ 7,27	+ 11,90	—	+ 10,29	—	+ 28,08
	—	— 2,13	— 2,02	— 5,69	—	— 15,34	—	— 41,42	—
Normalkraft $N$ in t		12,4	8,1	24,5	12,6	8,8	0	0	0

Wir untersuchen zunächst den Einfluß der rechtsdrehenden, in der obigen Tafel negativ bezeichneten Momente, um die Plattenlänge  $h$  und die Ankerkraft  $Z$  des linken Ankers zu bestimmen.

Lastfall I. Ermittlung des größten  $h$ : Die obige Tafel liefert für den Größtwert von  $-M$

$$-M_1 = 2,13 + 2,02 + 5,69 + 15,34 + 41,42 = 66,60 \text{ mt}$$

und das zugehörige

$$N_1 = 12,4 + 8,1 + 24,5 + 8,8 = 53,8 \text{ t.}$$

Die Plattenbreite  $b$  wird mit 45 cm angenommen. Mit  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{\text{Kern}} = 933 \text{ kg/cm}^2$  liest man aus Tafel 107

$$k_1 = 0,156 \text{ und } k_2 = 1,167$$

ab. Wir berechnen zunächst die Exzentrizität  $e = \frac{66,6}{53,8} = 1,24 \text{ m}$ . Nach Gl. (8) ist, wenn man den Abstand des Ankers vom Plattenrande  $c = 10 \text{ cm}$  annimmt,

$$\frac{N k_1}{4 b} = \frac{53800 \cdot 0,156}{4 \cdot 45} = 46,6 \text{ und } h = 46,6 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2(248 - 10)}{46,6}} \right] = 203 \text{ cm;}$$

daher  $l = 203 + 10 = 213 \text{ cm}$ .

Geht man von dem eben gefundenen  $l = 213 \text{ cm}$  aus, so beträgt die Kernbreite annähernd  $K = \frac{213}{4} = 53 \text{ cm}$ . Untersucht man nun die Exzentrizitäten der einzelnen in der obigen Tafel an-

gegebenen wechselnden Belastungen, indem man der Reihe nach  $\frac{-M}{N}$  bestimmt, so findet man

$$\begin{array}{ccc} \text{Schnee} & \text{Kranlast } P_2 S_1 & \text{Kranlast } P_3 S_2 S_3 \\ \frac{2,02}{8,1} = 0,25 \text{ m} & \frac{5,69}{24,5} = 0,23 \text{ m} & \frac{15,34}{8,8} = 1,74 \text{ m.} \end{array}$$

Die beiden ersten Lasten fallen in den Kernbereich, sie sind daher für Lastfall II mit ihrem Kleinstwert, d. i. Null einzuführen.

Wir haben daher als Lastfall II zu betrachten:

$$-M_2 = 2,13 + 15,34 + 41,42 = 58,89 \text{ mt}$$

und

$$N_2 = 12,4 + 8,8 = 21,2 \text{ t.}$$

Es ist jetzt

$$e = \frac{58,89}{21,2} = 2,78 \text{ m,}$$

$$\frac{N k_1}{4 b} = \frac{21200 \cdot 0,156}{4 \cdot 45} = 18,4 \text{ cm,} \quad h = 18,4 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2(556 - 10)}{18,4}} \right] = 161 \text{ cm;}$$

$$l = 161 + 10 = 171 \text{ cm;} \quad e + z = 278 + \frac{171}{2} - 10 = 353,5 \text{ cm;}$$

$$Z = 21200 \left[ 1,167 \frac{353,5}{161} - 1 \right] = 33100 \text{ kg.}$$

Dem Lastfall I entspricht das größte  $h = 203 \text{ cm}$ , dem Lastfall II der Größtwert von  $Z = 33100 \text{ kg}$ . Führt man nun die Platte mit  $h = 203 \text{ cm}$  aus, so wird bei Lastfall II die Ankerkraft kleiner; wir schätzen sie, wie oben angedeutet, nach der Proportion

$$Z = 33100 \frac{161}{203} = 26300 \text{ kg}$$

und bemessen nach dieser Kraft die Anker.<sup>1)</sup>

Wir gehen nun dazu über, auch den rechtsliegenden Anker, der die Aufgabe hat, die Züge infolge linksdrehender Momente aufzunehmen, zu bestimmen. Aus der eingangs angegebenen Zusammenstellung folgt:

Lastfall I. Ermittlung des größten  $h$ :

$$+M_1 = -2,13 + 7,27 + 10,29 + 28,08 = 43,51 \text{ mt;}$$

$$N = 12,4 + 24,5 = 36,9 \text{ t;}$$

$$e = \frac{43,51}{36,9} = 1,18 \text{ m;} \quad \frac{N k_1}{4 b} = \frac{36900 \cdot 0,156}{4 \cdot 45} = 32,0; \quad h = 32 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2(236 - 10)}{32,0}} \right] = 157 \text{ cm.}$$

Lastfall II. Ermittlung des größten  $Z$ :

In den Kern fallen nur Kranlast  $P_2 S_1$  bei Katze I., da  $\frac{7,27}{24,5} = 0,30 \text{ m}$ . Es ist daher

$$M_2 = -2,13 + 11,90 + 10,29 + 28,08 = 48,14 \text{ mt;}$$

$$N_2 = 12,4 + 12,6 = 25,0 \text{ t;}$$

$$e = \frac{48,14}{25,0} = 1,93 \text{ m,} \quad \frac{N k_1}{4 b} = \frac{25000 \cdot 0,156}{4 \cdot 45} = 21,7 \text{ cm,}$$

$$h = 21,7 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2(386 - 10)}{21,7}} \right] = 151 \text{ cm}$$

$$e + z = 193 + \frac{151 + 10}{2} - 10 = 263,5 \text{ cm,} \quad Z = 25000 \left[ 1,167 \frac{263,5}{151} - 1 \right] = 25900 \text{ kg.}$$

Der zuletzt errechnete Wert von  $Z$  bezieht sich auf  $h = 151 \text{ cm}$ . Die Platte soll aber mit Rücksicht auf die rechtsdrehenden Momente mit  $h = 203$  ausgeführt werden. Die Zugkraft des rechten Ankers, ebenso die Randspannung  $\sigma_b$  links, werden daher bei  $h = 203 \text{ cm}$  viel kleiner sein, als eben gefunden. Wir setzen

<sup>1)</sup> Man kann diesen Wert sehr leicht mit Hilfe der Tafel 107 überprüfen, indem man, da bei Lastfall II und  $h = 203$  die Betonrandspannung unter  $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$  liegen muß, die Rechnung versuchsweise mit  $\sigma_b = 30$  und  $\sigma_e = 25 \text{ kg/cm}^2$  usw. durchführt, bis man  $h$  beiläufig  $203 \text{ cm}$  findet. Man erhält dann den zugehörigen Wert von  $Z$ , der etwas unter dem oben nach der einfachen Proportion berechneten Wert liegt.

daher der Reihe nach  $\sigma_b = 30, 25$  usw.  $\text{kg/cm}^2$  und berechnen neuerdings  $h$ , bis ein Wert gefunden wird, der in der Nähe von 203 cm liegt, das zugehörige  $Z$  gibt dann die richtige Ankerkraft im rechten Anker. Wir beginnen gleich mit  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$ , wofür wir aus Tafel 107

$$k_1 = 0,260, \quad k_2 = 1,131$$

ablesen. Damit berechnen wir

$$\frac{N k_1}{4 b} = \frac{25000 \cdot 0,260}{4 \cdot 45} = 36,1 \text{ cm}, \quad h = 36,1 \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2(386 - 10)}{36,1}} \right] = 205 \text{ cm}.$$

Dieser Wert stimmt genügend genau mit dem oben gefundenen Wert von 203 cm überein. Das zugehörige  $Z$  beträgt mit

$$e + z = 193 + \frac{205 + 10}{2} - 10 = 290,5 \text{ cm}; \quad Z = 25000 \left( 1,131 \frac{290,5}{205} - 1 \right) = 15100 \text{ kg}.$$

Das Ergebnis stellt sich wie folgt dar:

$$\text{Plattenlänge: } 205 + 10 = 215 \text{ cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{rechter Anker: } Z = 26,3 \text{ t} \dots\dots\dots 2 \text{ Rundeisen } \varnothing 2'' \\ \text{linker Anker: } Z = 15,1 \text{ t} \dots\dots\dots 2 \text{ Rundeisen } \varnothing 1\frac{1}{2}'' \end{array} \right\} \sigma_{zul} = 0,93 \text{ t/cm}^2.$$

Nach Festlegung der Abmessungen können nun die tatsächlichen Beanspruchungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  mittels der Formeln (10) bis (12) nachgewiesen werden.

Die **Ankerlänge** ist bei einbetonierten Ankern durch die Haftlänge, die etwa  $50 d$  beträgt, wenn  $d$  der Schaftdurchmesser der Ankerrundeisen ist, bestimmt. In den meisten Fällen führt man aber die Anker bis nahe an die Fundamentsohle herunter und befestigt sie durch Ankerplatten oder Unterzüge, um eine von der Haftfestigkeit unabhängige Sicherung der Anker zu erreichen. Es darf nicht übersehen werden, daß auch im Eisenbetonbau die Sicherung der Zugeisen in allen Fällen durch aufgebogene Enden, sogenannte Haken erfolgt, weil die Versuche gezeigt haben, daß derartige Haken maßgebend für die volle Ausnutzung der Zugeisen sind. Dazu kommt noch, daß die Ankerkanäle erst nachträglich vergossen werden und es daher nicht sicher ist, ob sich ausreichender Verbund zwischen der Schachtausfüllung und dem meist mageren Fundamentbeton einstellt. Die Bemessung der Unterzüge hat so zu erfolgen, daß der Druck auf den Fundamentbeton den zulässigen Grenzwert  $\sigma_{b,zul}$  nicht überschreitet und die Biegespannungen im Anker unterhalb des zulässigen Wertes der Stahlbeanspruchung bleiben. Die Betonbeanspruchungen  $\sigma_b$  können hierbei mit dem zweifachen Wert der üblichen zulässigen Betonpressung angesetzt werden, da es sich hier um die sogenannte Schneidenfestigkeit handelt (siehe Bd. I, S. 70). Man kann daher bei dem üblichen Mischungsverhältnis 1 : 8 mit  $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$  rechnen. Die Gefahr für das Abpressen der Kanter des Ankerkanales ist gering, wenn der Kanal ausgegossen wird. Die Stahlbeanspruchung kann in allen Fällen mit  $1600 \text{ kg/cm}^2$  angesetzt werden.

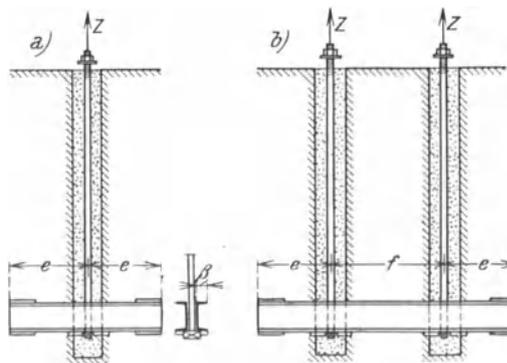


Abb. 691

Beträgt der Ankerzug  $Z$ , so muß unter Benützung der Bezeichnungen aus Abb. 691 a)

$$\frac{Z}{4 \beta e} \leq 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \frac{Z e}{4 W} \leq 1600 \text{ kg/cm}^2, \quad \dots \dots \dots (13)$$

wobei  $W$  das Widerstandsmoment des Unterzugquerschnittes bedeutet. Werden zwei Anker durch einen gemeinsamen Unterzug zusammengefaßt, Abb. 691 b), so gilt

$$\frac{Z}{\beta (2e + f)} \leq 30 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad \frac{Z e^2}{2 (2e + f) W} \leq 1600 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots (14)$$

Ist  $f > 2e$ , dann denke man sich den mittleren Teil von der Länge  $(f - 2e)$  herausgeschnitten und berechne jede der verbleibenden Unterzughälften nach den Formeln (13).

Werden die Anker statt aus Rundeseisen aus Walzprofilen hergestellt, so können Ankerunterzüge bei Ausbetonierung der Schächte ganz entfallen, da die Anker mit angenieteten Stemmwindeln versehen werden können, die unbedingte Sicherheit für den Verbund zwischen Anker und Schachtausfüllung gewährleisten. Siehe Abb. 692. Die gesamte Ankerkraft ist auf die Anschlußniete der Stemmwindeln aufzuteilen. Die zulässige Pressung zwischen Winkel und Beton kann mit  $50 \text{ kg/cm}^2$  angenommen werden, da für das Ausgießen der Kanäle fettere Beton- oder Mörtelmischungen (etwa 1:3) in Frage kommen. Werden die Schächte nicht ausgegossen, dann sind die gleichen Unterzüge vorzusehen wie bei runden Ankern.

Die Stärke der Fußplatte, die Überstände, die Abmessungen der Plattenaussteifungen und so weiter bestimme man nach den in Band I, Abs. 61b) angegebenen Regeln. Hierbei ist nur auf die ungleichmäßige Verteilung der Pressungen zwischen Stützenfuß und Fundament zu achten.

### γ) Berechnung der Stützenfundamente

Die Abmessungen der Fundamente sind einerseits durch die Belastung, andererseits durch die zulässige Pressung des Baugrundes bestimmt. Die Höhe wähle man nicht unter 1,50 m, im übrigen ist diese durch die Tiefenlage des tragfähigen Bodens gegeben. Die zweck-

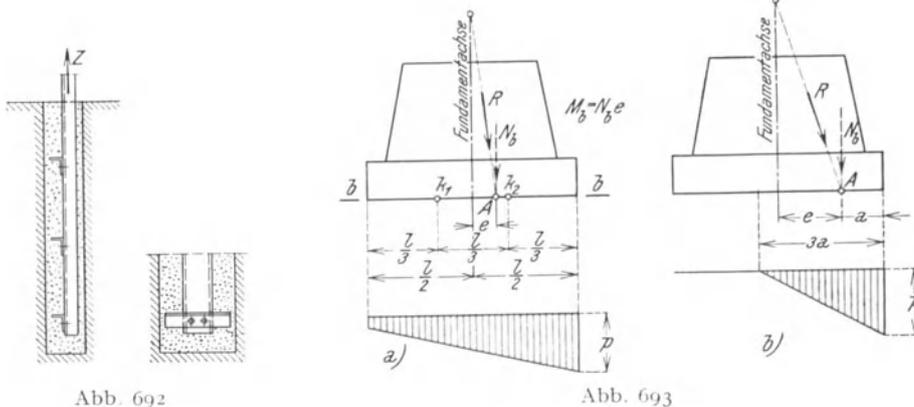


Abb. 692

Abb. 693

mäßigen Abmessungen lassen sich nur auf Grund von Vergleichsrechnungen finden. Als Baustoff kommt Stampfbeton oder Eisenbeton in Frage. Der Vorgang bei der Ermittlung der größten Bodenpressung in der gewöhnlich rechteckigen Fundamentsohle ist bekannt. Liegt der Angriffspunkt  $A$  der Mittelkraft  $R$  der gesamten äußeren Lasten, d. s. die Stützenlasten und das Eigengewicht des Fundaments, im mittleren Drittel der Fundamentsohle, so ergibt sich die größte Pressung zu

$$p = \frac{N_b}{F} + \frac{M_b}{W},$$

wo  $N_b$  und  $M_b$  Normalkraft und Moment der erwähnten Mittelkraft  $R$  in der Basisfläche  $b-b$ ,  $F$  und  $W$  Fläche und Widerstandsmoment des Basisrechteckes bedeuten. Abb. 693 a).

Fällt  $A$  außerhalb des Kernes, dann gilt für die größte Pressung gemäß Abb. 693 b)

$$p = \frac{2 N_b}{3 a B},$$

wobei  $B$  die Breite der Fundamentsohle bedeutet. Wenn die in einer Richtung auf den Fundamentkörper einwirkenden Momente und Horizontalkräfte die in entgegengesetzter Richtung wirkenden stark überwiegen, so ist es oft zweckmäßig, in der Basisfläche von der einfachen rechteckigen Form abzuweichen und den Fundamentkörper T-förmig zu gestalten.

Man führt dann in der Regel nur den untersten Abschnitt des Fundamentes  $\bar{\Gamma}$ -förmig aus, wie dies Abb. 694 andeutet. Das Fundament kann viel kürzer gehalten werden, da die Druckzone verbreitert ist.

Die Berechnung der größten Kantenpressungen  $p$  ist nicht mehr so einfach wie bei rechteckiger Grundrißfläche. Wir nehmen an, daß der Angriffspunkt von  $N_b$  außerhalb des Kernes der  $\bar{\Gamma}$ -förmigen Querschnittfläche liegt, so daß sich die Spannungsverteilung in der Fuge  $f-f$  nach Abb. 694 gestaltet. Die Nulllinie liege außerhalb der verbreiterten Basisfläche. Den Abstand  $x$  und die Druckspannung  $p$  am Rande findet man aus den beiden Gleichgewichtsgleichungen:

$$\begin{aligned} \frac{p B x}{2} - \frac{p_1}{2} (B - b) (x - h) &= N_b, \\ \frac{p B x}{2} \cdot \frac{2}{3} x - \frac{p_1}{2} (B - b) (x - h) \cdot \frac{2}{3} (x - h) &= N_b (x - a). \end{aligned}$$

Führt man die Beziehung

$$p_1 = p \frac{x - h}{x}$$

und die Abkürzungen

$$\frac{a}{h} = \alpha, \quad \frac{b}{B} = \beta, \quad \frac{x}{h} = \xi$$

ein, so erhält man die beiden Beziehungen

$$\begin{aligned} \left[ \frac{\xi}{2} - (1 - \beta) \left( \frac{\xi}{2} - 1 + \frac{1}{2\xi} \right) \right] p &= \frac{N_b}{B h}, \\ \left[ \frac{\xi^2}{2} - \frac{1 - \beta}{3} \left( \xi^2 - 3\xi + 3 - \frac{1}{\xi} \right) \right] p &= \frac{N_b}{B h} (\xi - \alpha). \end{aligned}$$

Eliminiert man  $p$ , so gewinnt man eine Gleichung dritten Grades für  $\xi$ , nach dessen Bestimmung auch  $p$  bekannt ist. Um aber die Auflösung der Gleichung für  $\xi$  im Einzelfalle zu vermeiden, ist die folgende Tafel 108 berechnet worden. Betrachtet man  $\alpha = \frac{a}{h}$ ,  $\beta = \frac{b}{B}$  als gegeben, so gibt die Tafel zu dem gewählten  $\alpha$  und  $\beta$  einen Hilfwert  $r$  und damit die Randpressung

$$p = \frac{N_b}{B h r} \leq p_{zul}.$$

Liest man in der gleichen Zeile am linken Rande das zugehörige  $\xi$  ab, so ist auch die Lage der Nulllinie bekannt und man prüft, ob  $h < x < H$ , da diese Bedingung erfüllt sein muß. Die Fundamentlänge  $H$  macht sich nur durch ihren Einfluß auf die Normalkraft  $N$  und auf die Lage des Angriffspunktes, den Abstand  $a$  bemerkbar.

Die einfache Anwendungsweise der Tafel geht aus folgendem Beispiel hervor:

**Beispiel:** Es sei  $B = 2,50$  m,  $b = 1,00$  m,  $h = 1,00$  m,  $H = 4,00$  m. Die Normalkraft  $N = 85$  t und  $a = 0,92$  m. Wir berechnen

$$\alpha = \frac{a}{h} = \frac{0,92}{1,0} = 0,92, \quad \beta = \frac{1,00}{2,50} = 0,40.$$

In der Kolonne für  $\beta = 0,40$  finden wir als nächstliegenden Wert  $\alpha = 0,9445$  und den zugehörigen Wert von  $r = 1,281$ . Damit berechnet man

$$p = \frac{85000}{250 \cdot 100 \cdot 1,281} = 2,65 \text{ kg/cm}^2.$$

In der gleichen Zeile findet man  $x = 3,80 h = 3,80$  m, weshalb die Bedingung  $h < x < H$  erfüllt ist.

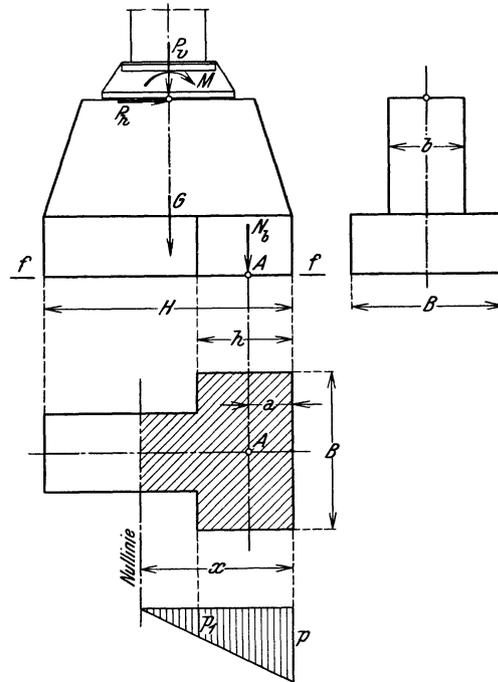


Abb. 694

Tafel 108. Hilfwerte zur Berechnung  $\perp$ -förmiger Stützenfundamente

$$\xi = \frac{x}{h}, \quad a = \frac{a}{h}, \quad \beta = \frac{b}{B}$$

$\xi$	$\beta = 0,90$		$\beta = 0,80$		$\beta = 0,70$		$\beta = 0,60$	
	$a$	$r$	$a$	$r$	$a$	$r$	$a$	$r$
1,10	0,3662	0,5496	0,3657	0,5491	0,3650	0,5486	0,3646	0,5482
1,20	0,3981	0,5983	0,3962	0,5967	0,3945	0,5950	0,3925	0,5933
1,30	0,4298	0,6465	0,4263	0,6431	0,4226	0,6396	0,4190	0,6362
1,40	0,4612	0,6943	0,4558	0,6886	0,4501	0,6829	0,4443	0,6772
1,50	0,4926	0,7417	0,4848	0,7333	0,4770	0,7250	0,4690	0,7167
1,60	0,5238	0,7888	0,5141	0,7775	0,5040	0,7662	0,4936	0,7550
1,70	0,5552	0,8356	0,5433	0,8212	0,5311	0,8068	0,5183	0,7924
1,80	0,5866	0,8822	0,5725	0,8644	0,5580	0,8467	0,5427	0,8289
1,90	0,6182	0,9288	0,6023	0,9075	0,5846	0,8863	0,5681	0,8651
2,00	0,6496	0,9750	0,6316	0,9500	0,6114	0,9250	0,5926	0,9000
2,20	0,7130	1,0673	0,6912	1,0345	0,6680	1,0018	0,6433	0,9691
2,40	0,7766	1,1592	0,7512	1,1183	0,7242	1,0775	0,6950	1,0367
2,60	0,8405	1,2508	0,8120	1,2015	0,7812	1,1523	0,7478	1,1031
2,80	0,9045	1,3421	0,8733	1,2843	0,8390	1,2264	0,8014	1,1686
3,00	0,9690	1,4333	0,9350	1,3667	0,8975	1,3000	0,8558	1,2333
3,20	1,0336	1,5244	0,9971	1,4488	0,9565	1,3731	0,9113	1,2975
3,40	1,0984	1,6153	1,0596	1,5306	1,0162	1,4459	0,9674	1,3612
3,60	1,1631	1,7061	1,1223	1,6122	1,0762	1,5183	1,0242	1,4244
3,80	1,2284	1,7968	1,1855	1,6937	1,1369	1,5905	1,0818	1,4874
4,00	1,2936	1,8875	1,2489	1,7750	1,1980	1,6625	1,1398	1,5500

$\xi$	$\beta = 0,50$		$\beta = 0,40$		$\beta = 0,30$		$\beta = 0,20$	
	$a$	$r$	$a$	$r$	$a$	$r$	$a$	$r$
1,10	0,3642	0,5478	0,3635	0,5473	0,3629	0,5469	0,3624	0,5467
1,20	0,3902	0,5917	0,3886	0,5900	0,3866	0,5883	0,3848	0,5866
1,30	0,4152	0,6327	0,4114	0,6292	0,4077	0,6258	0,4036	0,6223
1,40	0,4384	0,6715	0,4324	0,6657	0,4264	0,6600	0,4202	0,6543
1,50	0,4609	0,7084	0,4523	0,7000	0,4438	0,6917	0,4350	0,6834
1,60	0,4830	0,7438	0,4721	0,7325	0,4607	0,7213	0,4489	0,7100
1,70	0,5050	0,7780	0,4911	0,7635	0,4768	0,7491	0,4621	0,7347
1,80	0,5269	0,8111	0,5102	0,7933	0,4928	0,7755	0,4748	0,7578
1,90	0,5498	0,8439	0,5304	0,8226	0,5101	0,8014	0,4887	0,7802
2,00	0,5715	0,8750	0,5489	0,8500	0,5252	0,8250	0,5000	0,8000
2,20	0,6169	0,9364	0,5884	0,9036	0,5580	0,8709	0,5251	0,8382
2,40	0,6632	0,9959	0,6290	0,9550	0,5916	0,9142	0,5507	0,8734
2,60	0,7111	1,0539	0,6707	1,0046	0,6263	0,9554	0,5770	0,9062
2,80	0,7597	1,1107	0,7134	1,0528	0,6619	0,9950	0,6040	0,9371
3,00	0,8095	1,1667	0,7575	1,1000	0,6988	1,0333	0,6320	0,9666
3,20	0,8740	1,2290	0,8029	1,1463	0,7372	1,0707	0,6614	0,9950
3,40	0,9122	1,2765	0,8489	1,1917	0,7762	1,1070	0,6913	1,0223
3,60	0,9649	1,3306	0,8964	1,2367	0,8167	1,1428	0,7226	1,0489
3,80	1,0182	1,3842	0,9445	1,2810	0,8580	1,1779	0,7547	1,0747
4,00	1,0725	1,4375	0,9937	1,3250	0,9004	1,2125	0,7879	1,1000

## 76. Bauliche Einzelheiten der Stützen

Die Besonderheiten in der Gestaltung der Stützen beziehen sich in erster Linie auf die Lagerung der Dachbinder, auf die Lagerung der Kranbahnen, sowie auf den Stützenfuß bei eingespannten Stützen. Die Anschlußpunkte der Dachbinder wurden in Absatz 72 behandelt. Die Verbindung der Kranbahnträger mit den Stützen wird in Absatz 78 be-

sprochen werden. Wir beschränken uns daher im folgenden im wesentlichen auf die Erörterung der Stützenfüße und deren Verbindung mit dem Fundamentkörper.

Sowohl bei der Ausführung vollwandiger Stützen als auch bei Fachwerkstützen sind die allgemeinen Regeln für die Ausführung von Vollwandträgern und Fachwerken zu beachten. Bei Fachwerkstützen setzt man sich oft über die Forderung des zentrischen Anschlusses der Streben an die Gurte hinweg, um Knotenbleche zu vermeiden. Derartige Ausführungen

sind aber schlecht und können nur ausnahmsweise für Stützen in Betracht kommen, die im wesentlichen lotrecht belastet sind, so daß nur ganz kleine Querkräfte in Frage kommen. Schließt man in solchen Ausnahmefällen die Streben ausmittig an, Abb. 695 a), dann überzeuge man sich von der beiläufigen Größe des Zusatzmomentes  $Se$ . Bei konstanter Querkraft  $Q$  ist

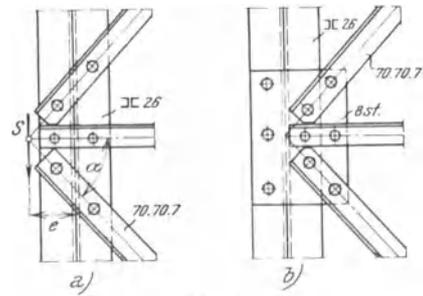


Abb. 695

zuzeuge man sich von der beiläufigen Größe des Zusatzmomentes  $Se$ . Bei konstanter Querkraft  $Q$  ist

$$S = 2 Q \operatorname{tg} \alpha.$$

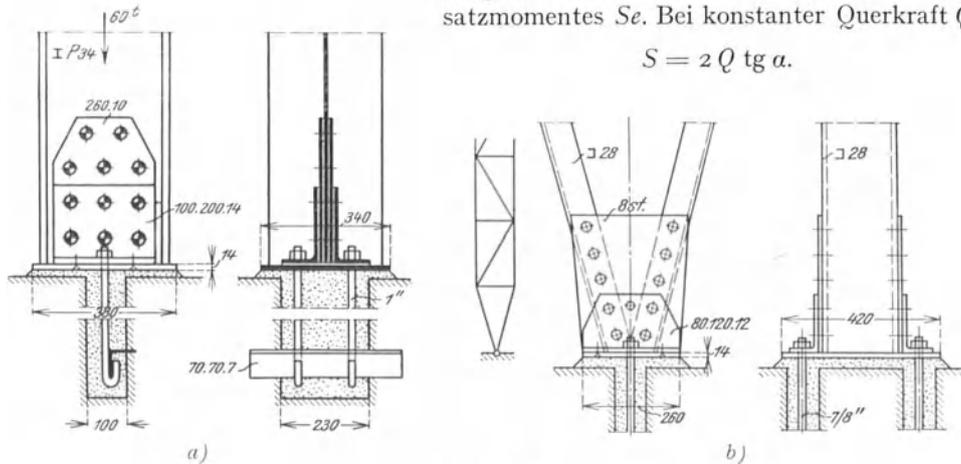


Abb. 696

Die von dem Moment  $Se$  erzeugte örtliche Randspannung  $\sigma'$  muß zu der Gurtspannung  $\sigma$  (ohne Knickbeiwert) hinzugefügt werden und  $\sigma + \sigma' \leq \sigma_{zul}$  sein. Den sachgemäßen Anschluß mittels Knotenblech zeigt Abb. 695 b). Wenn möglich, wende man die abstehenden

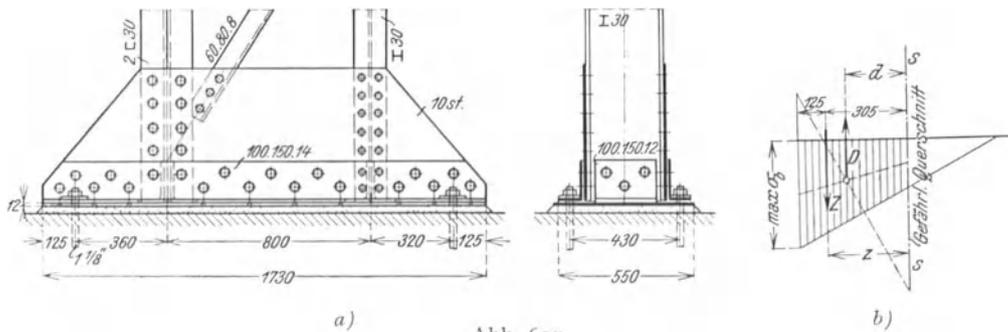


Abb. 697

Winkelschenkel der Streben nach innen, da die Stützen dadurch ein ruhigeres Aussehen gewinnen.

Die **Lagerung der Pendelstützen** erfolgt entweder durch einfaches Aufsetzen mittels Fußplatte auf den Fundamentkörper, wie dies für eine I-Trägerstütze in Abb. 696 a) für eine Fachwerkpendelstütze in Abb. 696 b) dargestellt ist, oder besser mittels Zwischen-

schaltung einer schmalen Druckplatte, ähnlich wie dies bei den Fußgelenken der Rahmen auf S. 664 dargestellt ist. Diese Anordnung ist besonders dann notwendig, wenn bei größeren Auflagerdrücken große Druckflächen zwischen Fundament und Stütze notwendig werden. Die Druckverteilung besorgt dann der zwischen Grundkörper und Stütze eingeschaltete Rost aus I-Trägern oder

[-Eisen, während die Übertragung des Druckes von der Stütze auf den Rost durch die schmale Druckplatte tunlichst momentenfrei erfolgt. Die vielfach übliche Verankerung dieser Stützen, die zur Erleichterung der Aufstellungsarbeiten dient, ist aus Abb. 696 a) zu entnehmen.

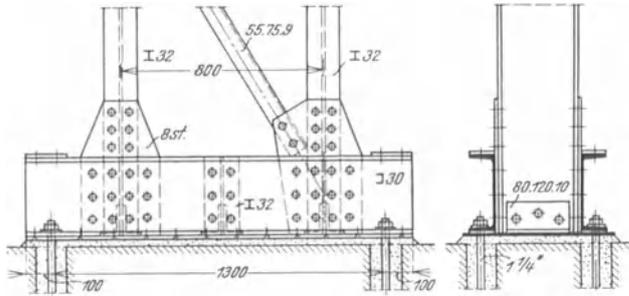
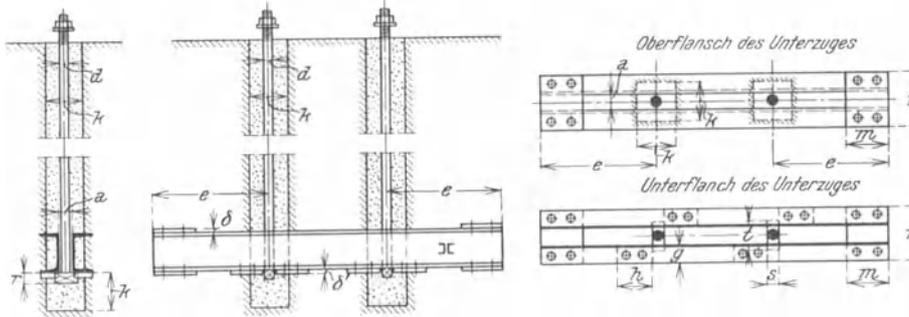


Abb. 698

Die **Verankerung der eingespannten Stützen** erfolgt, wie bereits oben bemerkt, in der Regel

Tafel 109. Ausführung der Stützenverankerungen<sup>1)</sup>



Ankerdurchmesser $\bar{d}$ Zoll	Tragkraft in t bei $\sigma_{zul}$		Ankerunterzug $\square$	Abstand $a$ mm	Ausladung $e$ mm	Verbindungs-laschen		Anschlag-eisen		Nietdurchmesser mm	Hammerkopf			Ankerkanal $k$
	800	933				$m \cdot \delta$	$n$	$g \cdot \delta'$	$h$		$r$	$s$	$t$	
$\frac{3}{4}$	3,14	3,66	8	25	250	110 . 8	115	45 . 10	90	14	15	20	45	80
$\frac{7}{8}$	4,36	5,08		30	250	110 . 8	120	45 . 10	90	14	18	23	50	80
1	5,72	6,67		35	250	110 . 8	125	45 . 10	90	14	20	26	60	80
$1\frac{1}{8}$	7,20	8,40	10	38	300	120 . 8	138	50 . 12	90	14	23	29	65	100
$1\frac{1}{4}$	9,23	10,8		40	300	120 . 8	140	50 . 12	90	14	25	32	70	100
$1\frac{3}{8}$	10,9	12,7		45	300	120 . 8	145	50 . 12	90	14	28	35	80	100
$1\frac{1}{2}$	13,4	15,6	12	50	350	130 . 10	160	55 . 15	110	17	30	39	85	120
$1\frac{5}{8}$	15,2	17,7		53	350	130 . 10	163	55 . 15	110	17	33	42	95	120
$1\frac{3}{4}$	18,1	21,1		55	350	130 . 10	165	55 . 15	110	17	35	45	100	120
$1\frac{7}{8}$	20,5	23,9	14	60	400	140 . 10	180	60 . 15	110	17	38	48	110	150
2	23,8	27,8		65	400	140 . 10	185	60 . 15	110	17	40	51	115	150
$2\frac{1}{4}$	30,2	35,3	16	70	450	150 . 10	200	65 . 20	130	20	45	58	125	200
$2\frac{1}{2}$	38,5	45,0	18	75	500	160 . 10	215	65 . 20	130	20	50	64	140	200
$2\frac{3}{4}$	46,1	53,8	20	85	550	170 . 10	235	65 . 20	130	23	55	70	150	200
3	56,2	65,6	22	90	600	180 . 10	250	65 . 20	150	23	60	77	160	200

<sup>1)</sup> Maße der Einzelheiten zum Teil nach Gregor, Der praktische Stahlhochbau, Bd. III, Berlin 1928.

mittels Rundeisenankern, die durch Querunterzüge festgehalten werden. Die Einzelheiten sind der nachfolgenden Tafel 109 zu entnehmen, die für eine mittlere Ankerlänge  $l = 3e$  ( $e =$  Ausladung) mit einer größten Betonpressung  $\sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$  berechnet wurde. Hierbei wurde angenommen, daß die gesamte Ankerkraft vom Unterzug über-

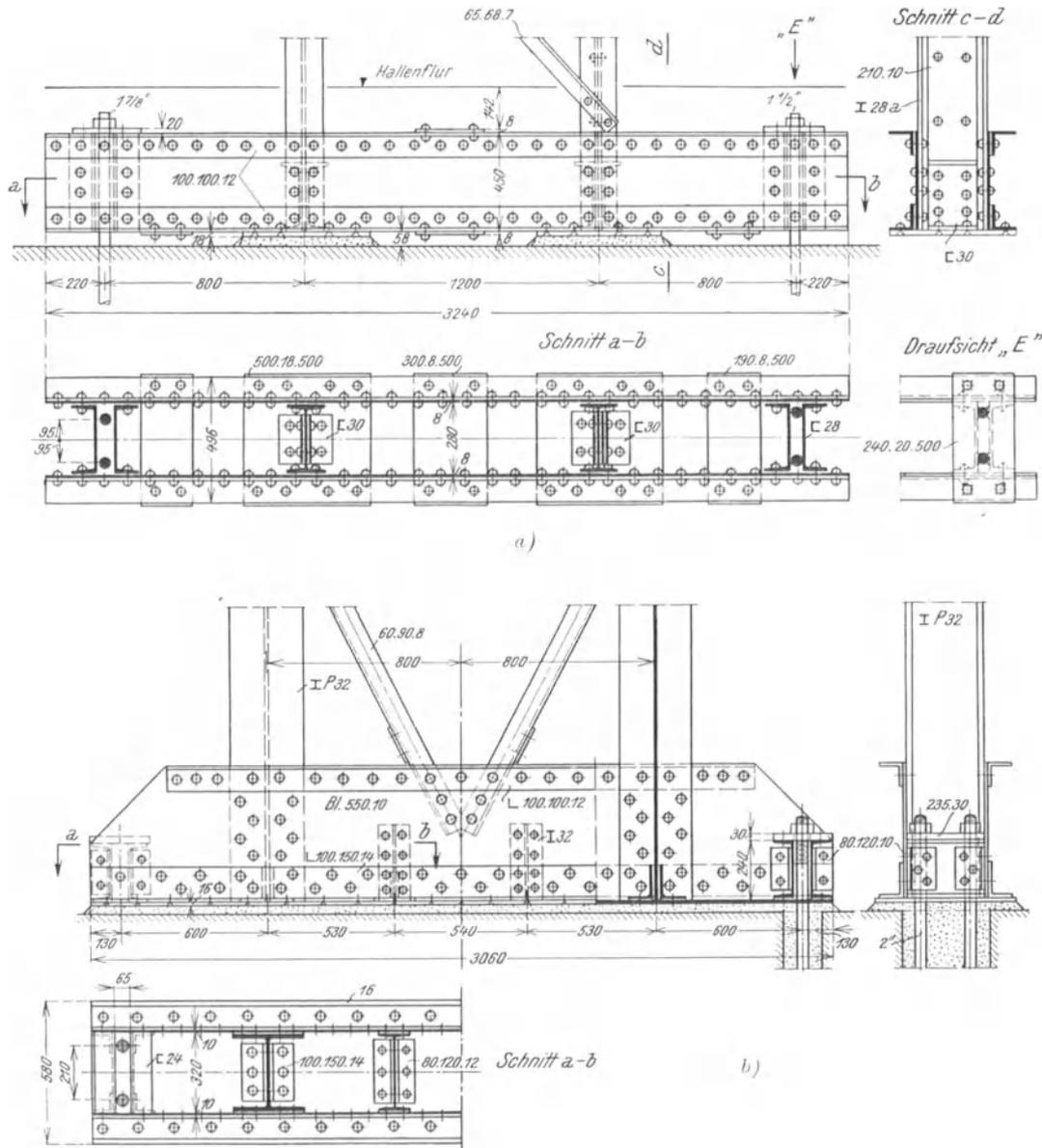


Abb. 699

tragen werden muß, auf die Haftfestigkeit der Anker im Beton wurde keine Rücksicht genommen. Es wird empfohlen, die gleichen Maße für die Anker auch in jenen Fällen zu verwenden, wo die Ankerkanäle nach dem Versetzen der Stützen ausgegossen werden.

Die übliche Ausführung bei verhältnismäßig kleinen Einspannungsmomenten im Stützenfuß zeigt die Abb. 697 a). Der Fußquerschnitt, bestehend aus den zwei Stegen, den Fußwinkeln und der Fußplatte, siehe den Querschnitt in Abb. 697, muß so bemessen sein, daß er das vom Ankerzug einerseits oder das vom Gegendruck des Fundamentes andererseits

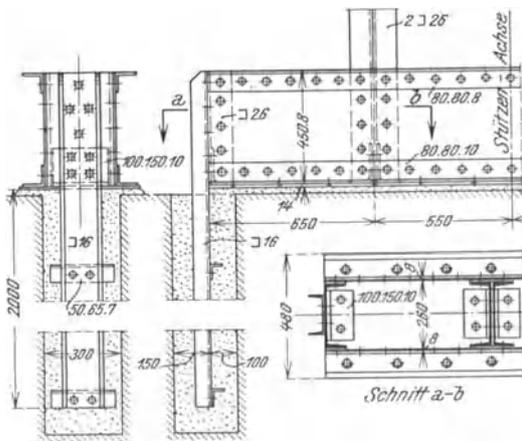


Abb. 700

geäußerte Biegemoment im Schnitt s—s übernehmen kann. In Abb. 697 b) sind die beiden Lastfälle für die linke Fußseite gezeichnet. Die Bemessung erfolgt nach dem größeren der beiden Momente  $Zz$  bzw.  $Dd$ .

Einfacher und auch wirtschaftlicher ist die Verwendung von  $\square$ -Eisen für den Stützenfuß, siehe Abb. 698. Um im Fuß die notwendige Nietanzahl für die Übertragung der Stielkräfte unterzubringen, sind bei der Verwendung von  $\square$ -Eisen i. d. R. Anschlußbleche erforderlich. Bei kleineren Ankerkräften (bis etwa  $1\frac{1}{2}$ '' Ankerdurchmesser) genügt es, die Anker

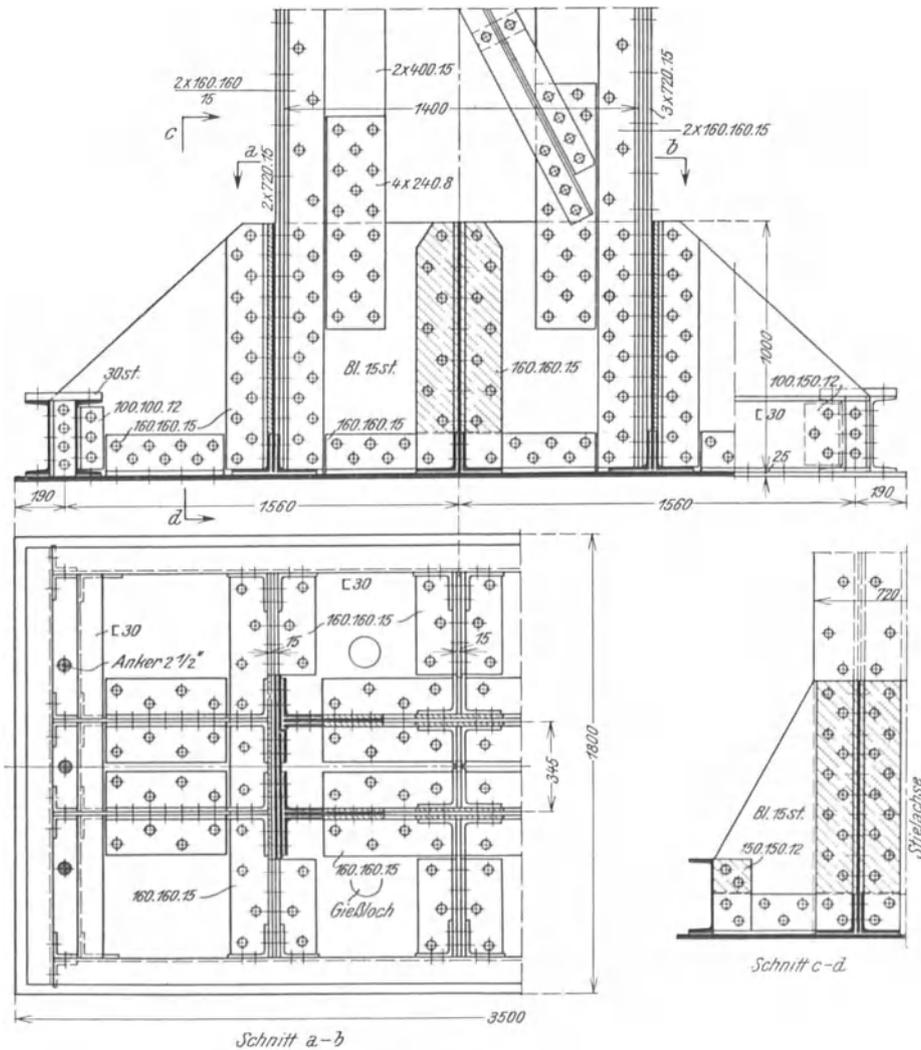


Abb. 701

unmittelbar in den Fußwinkeln oder in den  $\sqsubset$ -Eisen des Stützenfußes festzumachen.

Sind die Ankerdurchmesser größer als etwa  $1\frac{1}{2}''$ , dann empfiehlt sich nicht mehr das einfache Durchstecken der Anker durch die Fußwinkel, da die hierbei erforderlichen breiten Winkelschenkel zu stark federn. Man darf nicht übersehen, daß die Berechnung

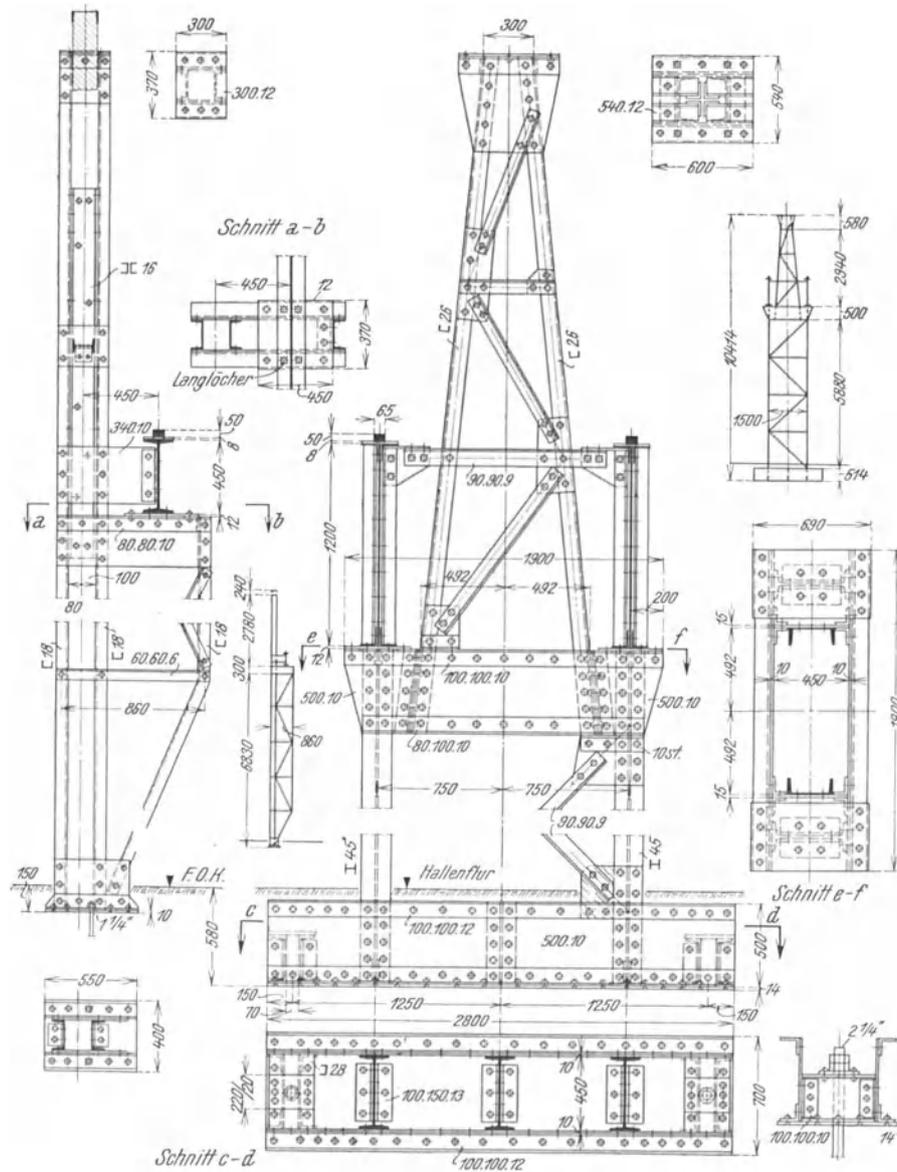


Abb. 702

der mit eingespannten Stützen versehenen Tragwerke von der Voraussetzung unwandelbarer Einspannung ausgeht. Ist dieses Ziel schon mit Rücksicht auf die Dehnung der Anker und Verformung des Fundamentkörpers durch die Pressung zwischen Stütze und Beton nur annähernd zu erreichen, so wird die Einspannungswirkung der Anker noch weiter beeinträchtigt, wenn die wagrechten Schenkel der Fußwinkel oder  $\sqsubset$ -Eisen sich an den Ankerorten etwas abbiegen. In den meisten Fällen werden an den Plattenenden 2  $\sqsubset$ -Eisen mit dem notwendigen Zwischenraum für die Ankerbolzen vorgesehen, wie dies in

Abb. 699 a) gezeigt ist. Die in dieser Abbildung vorgeführte Anordnung ist noch dadurch bemerkenswert, daß der kräftige Fußriegel der Stütze nicht der ganzen Länge nach auf dem Fundament aufruhet, sondern daß durch Anordnung von zwei Druckplatten, die untergossen werden, die Druckverteilung innerhalb gewisser Grenzen vorgeschrieben wird. Es wirken je nach Richtung der angreifenden Kräfte entweder der linke Anker und die rechte Druckfläche oder der rechte Anker und die linke Druckfläche zur Aufnahme der Momente zusammen. Nimmt man den Druck in jeder der beiden Druckflächen gleichmäßig verteilt an, so ist der Hebelarm für die Ermittlung der Ankerkraft gegeben.

Bei durchgehender Platte empfiehlt es sich, die  $\square$ -Eisen an den Plattenenden, die die Ankerkräfte übertragen, nach Abb. 699 b) zu stellen, da sie in dieser Form gleichzeitig eine kräftige Versteifung der Fußplatte bilden.

Die Abb. 700 zeigt die Anordnung von  $\square$ -Eisenankern, deren Vorteile gegenüber Rundeisenankern bereits auf S. 686 hervorgehoben wurden. Das Versetzen dieser Anker ist sehr einfach, da sie nur in den Schacht heruntergelassen und mit dem Fuß verschraubt werden.

Abb. 701 veranschaulicht den Fuß einer schweren Fachwerkstütze. Die Stielgurte bestehen aus Stegblech, Gurtwinkel und Gurtplatten in zweiwandiger Gestaltung. Die Absteifung der 25 mm starken Fußplatte erfolgt durch Konsolbleche und Winkel und durch einen umlaufenden  $\square$ -Eisenrahmen.

Die wesentlichen Einzelheiten von Wand- und Mittelstütze einer zweischiffigen Halle, wie sie den vielfach üblichen Ausführungen entsprechen, ist schließlich in Abb. 702 dargestellt.

## § 22. Die Kranbahnen

### 77. Die Berechnung der Kranbahnen

#### a) Belastungen der Kranbahnen

Über die bei der Berechnung der Kranbahnen anzunehmenden Nutzlasten ist in Bd. I, Abs. 4 ausführlich berichtet worden. Wir ergänzen die dort gemachten Angaben noch durch einige Betrachtungen über die von Kranen und ähnlichen Hebezeugen geäußerten Seitenkräfte, wie Anfahrwiderstände, Bremskräfte und Seitenschub der Krane.

Da der Anfahrwiderstand der Katze bzw. des ganzen Kranes, d. i. die wagrechte Kraft, die die Katze oder der Kran beim Anfahren entgegengesetzt der Richtung der Fahrt ausüben, bedeutend kleiner ist als die Bremskraft, die in umgekehrter Richtung beim plötzlichen Abbremsen von Katze oder Kran auftritt, so handelt es sich in erster Linie darum, die Größe dieser Bremskräfte festzustellen. Beim Abbremsen einer Achse (zwei Laufräder) der Laufkatze, was ziemlich allgemein üblich ist, beginnen diese beiden Räder auf der Kranbrücke zu schleifen und übertragen in wagrechter Richtung die Reibungskraft  $\frac{1}{2}\mu Q$ , wenn  $Q$  das Gewicht der Katze einschließlich Last und  $\mu$  die Reibungsziffer bedeuten. Diese Last wird durch die Laufräder des Kranes auf die beiden Kranbahnen übertragen. Da nicht festzustellen ist, wie sich diese wagrechte Kraft auf die Laufräder des Kranes verteilt, so ist man gezwungen, den ungünstigsten Fall anzunehmen, daß nur die Laufräder einer Seite die Last  $\frac{1}{2}\mu Q$  auf die Kranlaufbahn übertragen. Die Räder einer Seite äußern daher einen größten Seitenschub von

$$P_{hB} = \frac{Q}{14} \dots \dots \dots (I)$$

wenn  $\mu = \frac{1}{7}$  angesetzt wird. Um  $Q$  feststellen zu können, sind in den Tafeln 8 und 11 in Band I die Katzensgewichte angegeben. Fügt man noch das Gewicht der Nutzlast hinzu, so erhält man  $Q$ . Diese Last ist eine in Schienenhöhe wagrecht und quer zur Kranfahrbahn

geäußerte Kraft, die in der Regel durch einen eigenen wagrechten Träger (Horizontalverband) aufgenommen werden muß. Abb. 703.

Werden alle 4 Räder der Laufkatze abgebremst, so ist

$$P_{hB} = \frac{Q}{7} \dots \dots \dots (1')$$

Bei Vorentwürfen rechne man vorsichtigerweise mit dem größeren Wert nach Gl. (1').

Beim Abbremsen der Kranbrücke werden durch Bremsen je eines Laufrades auf jedem der beiden Brückenden wagrechte Kräfte in Richtung der Kranbahn auf diese übertragen. Ist  $\max R$  der größte Raddruck des Kranes, so ist die wagrechte Bremskraft durch

$$P'_{hB} = \frac{1}{7} \max R \dots \dots \dots (2)$$

gegeben. Diese wagrechte Belastung muß durch Kreuzverbände oder Portale, die in der Ebene der Kranbahn angeordnet werden, in die Stützenfundamente geleitet werden.

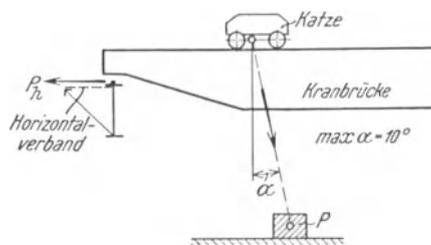


Abb. 703

Außer den Bremskräften sind noch jene Seitenkräfte zu berücksichtigen, die durch schräges Hochziehen der Last entstehen können. Abb. 703. Doch sei gleich bemerkt, daß nicht beide Belastungen, d. s. Abbremskräfte der Katze und Schrägziehen gleichzeitig in Frage kommen können, so daß jeweils nur der ungünstigere der beiden Einflüsse in Rechnung zu stellen ist. Als Grenzwert für den Winkel  $\alpha$  wird vielfach  $10^\circ$  angenommen, so daß die daraus entstehende Seitenkraft mit  $\text{tg } 10^\circ \approx 0,18$  zu  $0,18 P$ , wo  $P$  die Nutzlast des Kranes bedeutet, angenommen werden kann. Unter der ungünstigsten Annahme, daß nur ein Kranbahnträger die Last  $H_s$  übernimmt, ergibt sich der gesamte Seitenschub des Kranes zu

$$P_{hs} = P \text{ tg } 10^\circ \approx 0,18 P, \dots \dots \dots (3)$$

der ebenfalls nur von den Laufrädern einer Seite übertragen wird.

Bei Konsollaufkranen, die bereits unter rein lotrechter Belastung nennenswerte Seitenkräfte äußern, werden i. d. R. keine weiteren seitlichen Nebenwirkungen in Rechnung gestellt.

**b) Der Kranbahnträger als Raumtragwerk**

Die Kranbahnen haben sowohl lotrechten als wagrechten Kräften Widerstand zu leisten und dementsprechend ist ihre Querschnittsform zu gestalten. Bei gewöhnlichen Laufkranen, bei denen die Seitenkräfte in Schienenhöhe angreifen, kommen für die Fahrbahnen derselben folgende Formen in Frage:

1. I-Träger mit verstärktem Obergurt, wobei je nach Stützweite gewalzte oder genietete Träger in Betracht kommen. Abb. 704 zeigt einige übliche Ausführungen. Die Lagerung auf den Kranbahnstützen ist hierbei so gedacht, daß dort sowohl der Kranbahnträger in lotrechter Richtung als auch seine Gurte in wagrechter Richtung abgestützt sind.

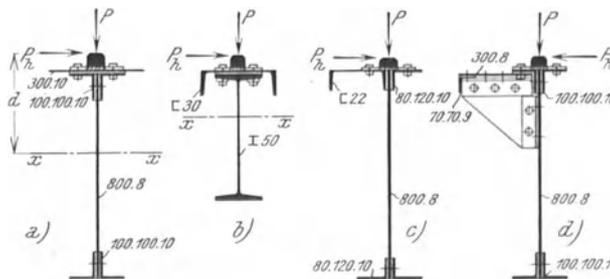


Abb. 704

Diese Träger sind nicht nur auf Biegung in bezug auf die beiden Hauptachsen, sondern auch auf Verdrehen durch das Drehmoment  $M_d = P_h d$  (siehe Abb. 704 a) beansprucht.

2. I-Träger mit einem in Obergurtebene gelegenen wagrechten Fach-

werkverband. Abb. 705 a). Der Außengurt des Horizontalverbandes ist hierbei in Zwischenpunkten der Kranträgerstützweite durch andere Bauteile (z. B. Wandzwischenstiele) lotrecht gestützt gedacht. Liegen zwei Kranbahnen nebeneinander, dann geschieht die Aufnahme der wagrechten Kräfte durch einen die beiden Obergurte vereinigenden Horizontalverband. Abb. 705 b).

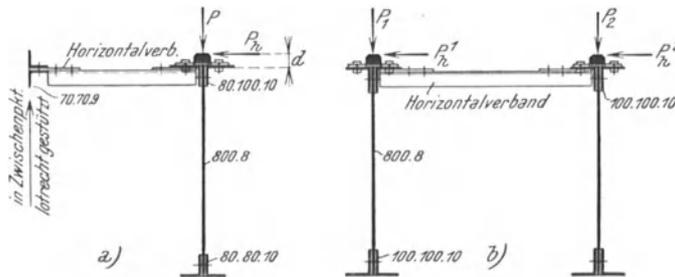


Abb. 705

Auch bei diesen Anordnungen ist strenge genommen ein kleines Drehmoment  $M_d = P_h d$ , siehe die Abb. 705 a), zu berücksichtigen.

3. Drei- und vierflächige Tragwerke. Greifen wagrechte Kräfte sowohl in Obergurthöhe als auch in Untergurthöhe an, wie dies z. B. bei den Laufbahnen von Konsol-

kranen der Fall ist, dann sind drei- oder vierflächige Tragwerke notwendig, wie sie in Abb. 706 in vereinfachter Form im Querschnitt dargestellt sind. Die einzelnen Scheiben dieser Tragwerke können Vollwandträger oder Fachwerkträger sein. In Abb. 706 a) sind 3 Fachwerkscheiben, die zusammen 3 Gurte gemeinsam haben, zu einem räumlich steifen Gebilde

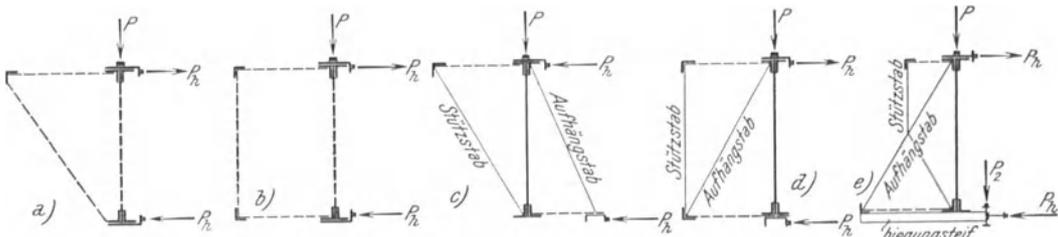


Abb. 706

vereinigt. Die einzelnen Fachwerkscheiben sind durch gestrichelte Linien angedeutet. In Abb. 706 b) sind es 4 Gurte und 4 Scheiben. In Abb. 706 c) und d) sind wieder je 3 Scheiben zu einem  $\Gamma$ - bzw.  $\square$ -förmigen Raumtragwerk vereinigt, das zu seiner Unverschieblichkeit in jedem Knotenpunkt der wagrechten Fachwerkscheiben Stütz- oder Auhängestäbe benötigt. Werden diese Tragwerke noch mit passend angeordneten biegungssteifen Querriegeln versehen, so können sie jedem beliebigen Kraftangriff Stand halten. Ein Beispiel hierfür ist in Abb. 706 e) dargestellt. Ein weiteres Beispiel eines  $\Gamma$ -förmigen Tragwerkes mit zwei nebeneinanderliegenden Kranbahnen ist in Abb. 707 veranschaulicht.<sup>1)</sup>

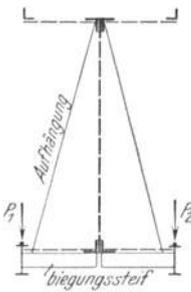


Abb. 707

In der Regel werden die unter 1. erörterten Trägerformen unter der Annahme bemessen, daß die lotrechten Lasten vom ganzen Träger, die wagrechten Lasten vom Obergurt allein übernommen werden, wobei noch angenommen wird, daß die Seitenkräfte in Höhe des Schwerpunktes des Obergurtes angreifen. Die auf diese Weise errechneten Randspannungen werden dann einfach zusammengezählt. Hierbei wird bei einseitigen Trägerformen, wie sie in Abb. 704 c) und d) dargestellt sind, noch von der allerdings geringfügigen Abweichung der Querschnittshauptachsen von der lotrechten bzw. wagrechten Richtung abgesehen. Die richtige Berechnung hätte, siehe Abb. 708 a), den Einfluß der durch den Querschnittsschwerpunkt S

<sup>1)</sup> Die  $\square$ -,  $\Gamma$ - und  $\Gamma$ -förmigen Dreischeibentragwerke werden auch nach ihrem Erfinder Rieppelträger genannt. Sie wurden zum ersten Male beim Bau der Schwebebahn Barmen Elberfeld-Vohwinkel in Anwendung gebracht.

gehenden Lasten  $P$  und  $P_h$  im Sinne der üblichen Biegungstheorie, sowie den Einfluß des Drehmomentes  $M_d = P_h d$  nach den Regeln des Absatzes 19b) in Band I festzustellen, und die aus der gemeinsamen Wirkung von  $P$ ,  $P_h$  und  $M_d$  sich ergebenden größten Spannungen festzustellen.

Um zu einem Urteil über die Größe der Fehler zu gelangen, die bei der oben erwähnten üblichen Näherungsberechnung der Randspannungen begangen werden, soll im Nachstehenden die strenge Berechnung unter Berücksichtigung des Verdrehungsmomentes zunächst allgemein, dann an einem Sonderfall zahlenmäßig durchgeführt werden. Da aber die Untersuchungen und Ergebnisse des Absatzes 19b) in Band I, die wir hier heranziehen müssen, sich nur auf den symmetrischen  $\Gamma$ -Träger beziehen, so werden wir an dieser Stelle zunächst die dort angegebenen Formeln für den unsymmetrischen Träger, wie er in Abb. 708 a) veranschaulicht ist, zu erweitern haben. Führt man in die Theorie des unsymmetrischen Trägers den Begriff des Querkraftmittelpunktes ein, den wir bereits bei der Behandlung der Biegung von  $\Gamma$ -Eisen in Absatz 16 benützt haben, so zeigt es sich, daß sich die Stabquerschnitte unter dem Einfluß eines Verdrehungsmomentes gerade um diesen Punkt, den wir mit  $O$  bezeichnen, drehen, und daß daher eine in diesem Punkt angreifende Last  $P_h$  keine Verdrehung hervorruft. Bezieht man das Verdrehungsmoment der angreifenden Last  $P_h$  auf den Querkraftmittelpunkt  $O$ , führt man also ein Angriffsmoment (siehe Abb. 708 b)

$$M_d = P_h d_o \tag{4}$$

in die Rechnung ein, so behält die Differentialgleichung für den Winkel  $\varphi$  Gl. (47) in Abs. 19, wie wir gleich zeigen werden, auch für den unsymmetrischen Stab Gültigkeit.

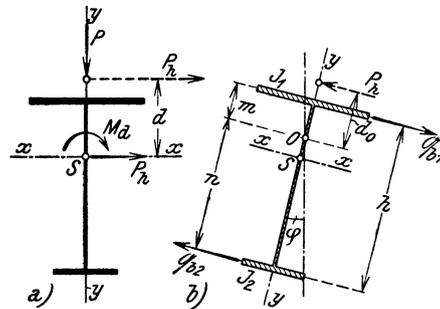


Abb. 708

Wir gehen genau so vor, wie beim symmetrischen Stab in Abs. 19, Bd. I, S. III, wobei wegen der nachfolgend gebrauchten Bezeichnungen auf diesen Absatz verwiesen werde. Wir setzen wie dort voraus, daß im Querschnitt nur das Verdrehungsmoment  $M_d = P_h d_o$  wirke. Die Momentenbedingung (Bezugspunkt  $O$ ) lautet daher, siehe Abb. 708 b),

$$M_d + \mathfrak{D}_{b1} m + \mathfrak{D}_{b2} n + M_d = 0. \tag{5}$$

Nun ist nach den gleichen Überlegungen wie in Absatz 19:

$$\mathfrak{M}_d = G J_d \frac{d\varphi}{dx}, \quad \mathfrak{D}_{b1} = -E J_1 m \frac{d^3\varphi}{dx^3}, \quad \mathfrak{D}_{b2} = -E J_2 n \frac{d^3\varphi}{dx^3}. \tag{6}$$

Da aber aus Gründen des Gleichgewichtes auch

$$\mathfrak{D}_{b1} = \mathfrak{D}_{b2}$$

sein muß, so folgt aus

$$E J_1 m = E J_2 n$$

$$m = \frac{J_2}{J_1 + J_2} h, \tag{7}$$

womit die Lage des Querkraftmittelpunktes  $O$  festgelegt ist. Führt man (6) und (7) in Gl. (5) ein, so erhält man die Differentialgleichung

$$G J_d \frac{d\varphi}{dx} - E \frac{J_1 J_2}{J_1 + J_2} h^2 \frac{d^3\varphi}{dx^3} + M_d = 0$$

die mit dem Abkürzungen

$$Y = \frac{2 J_1 J_2}{J_1 + J_2}, \quad \alpha^2 = \frac{2 G}{h^2 E} \frac{J_d}{Y}, \quad \beta = \frac{2}{E Y h^2} \tag{8}$$

die gleiche Gestalt wie Gl. (47) in Absatz 19, nämlich

$$\frac{d^3\varphi}{dx^3} - \alpha^2 \frac{d\varphi}{dx} = \beta M_d \tag{9}$$

gewinnt.  $\alpha$  und  $\beta$  unterscheiden sich von den gleichen Größen im symmetrischen Stab nur dadurch, daß an Stelle des Flanschträgheitsmomentes  $J$  der oben definierte Mittelwert  $Y$  tritt. Die Gl. (48) in Absatz 16 nehmen jetzt folgende Form an:

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_d &= G J_d \frac{d\varphi}{dx}, & \mathfrak{M}_{b1} &= \mathfrak{M}_{b2} = \mathfrak{M}_b = -E Y \frac{h}{2} \frac{d^2\varphi}{dx^2}, \\ \mathfrak{Q}_{b1} &= \mathfrak{Q}_{b2} = \mathfrak{Q}_b = -E J \frac{h}{2} \frac{d^3\varphi}{dx^3} \dots \dots \dots (10) \end{aligned}$$

Trotz der Unsymmetrie der Querschnittsform sind Flanschbiegemoment und Querkraft in beiden Flanschen gleich groß. Auch die Gl. (10) stimmen mit den analogen Gleichungen für den symmetrischen Stab Gl. (48) auf S. 111 überein. Dementsprechend bleiben auch die Gl. (51) in Geltung und die auf Grund dieser Gleichungen errechneten Tafeln 23 bis 25 für die Einflußlinien von  $\mathfrak{M}_d$ ,  $\mathfrak{Q}_b$  und  $\mathfrak{M}_b$ . Die Rechnung ist also so wie für einen symmetrischen Träger mit dem Flanschträgheitsmoment  $Y$  durchzuführen, wobei das Angriffsmoment  $M_d$  nicht auf den Schwerpunkt, sondern auf den durch Gl. (7) in seiner Lage bestimmten Querkraftmittelpunkt  $O$  zu beziehen ist.

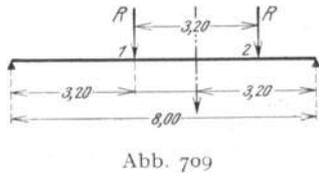


Abb. 709

Wir sind somit in der Lage, bei den üblichen Kranträgerformen, die mindestens eine Symmetrieachse aufweisen, bei Annahme freier Auflagerung der Balkenenden den Spannungszustand mit ausreichender Genauigkeit rechnerisch festzustellen.

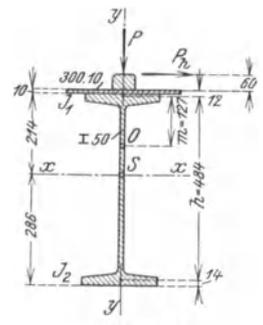


Abb. 710

**Beispiel:** Ein aus Einzelbalken auf je 2 Stützen bestehender Laufbahnträger von je 8 m Spannweite bestehe aus einem I 50 mit oben aufgenieteter Lamelle 300 . 10. Als Belastung kommen zwei Radlasten von  $P = 10 \text{ t}$  in 3,20 m Abstand und die gleichzeitig mit dem Raddruck auftretende Seitenkraft von  $P_h = 0,75 \text{ t}$ , die im Abstände von 6 cm von der Trägeroberkante angreift, in Betracht.

Das Größtmoment der lotrechten Belastung ist gemäß Abb. 709

$$M_x = 2 \cdot 10 \cdot \frac{320^2}{800} = 2560 \text{ cmt}$$

und das der wagrechten Belastung

$$M_y = 2 \cdot 0,75 \cdot \frac{320^2}{800} = 192,0 \text{ cmt.}$$

Die Querschnittswerte sind folgende (siehe Abb. 710):

$$J_x = 85460 \text{ cm}^4, \quad J_1 = \frac{2480}{2} + 2250 = 3490 \text{ cm}^4, \quad J_2 = \frac{2480}{2} = 1240 \text{ cm}^4;$$

daher

$$Y = \frac{2 \cdot 3490 \cdot 1240}{3490 + 1240} = 1830 \text{ cm}^4.$$

Als Abstand der Schwerpunkte der Trägerflanschen findet man

$$h = 48,4 \text{ cm}$$

und damit

$$m = \frac{1240}{3490 + 1240} \cdot 48,4 = 12,7 \text{ cm.}$$

Weiters ist:  $J_d = 338 + \frac{1}{3} \cdot 30 \cdot 1^3 = 348 \text{ cm}^4$ . Hierbei wurde  $J_d$  einfach durch Zusammenzählen der Verdrehungswiderstände  $J_d$  für den Träger I 50 (nach Tafel 22, Bd. I, S. 104) und für die Lamelle 300 . 10 bestimmt.<sup>1)</sup>

Von  $M_y$  entfällt daher auf den Obergurt:

$$M_y^o = \frac{3490}{3490 + 1240} \cdot 192,0 = 141,7 \text{ cmt}$$

<sup>1)</sup> Die Vernietung zwischen Gurtblech und Träger ist gewöhnlich zu schwach, um ein Zusammenwirken von Gurtplatte und Trägerflansch bei Wirkung von Torsionsmomenten zu gewährleisten.

und auf den Untergurt:

$$M_y^u = \frac{1240}{3490 + 1240} 192,0 = 50,3 \text{ cmt.}$$

Das von  $P_h = 0,75 \text{ t}$  herrührende Verdrehungsmoment beträgt

$$M_d = 0,75 (12,7 + 1,2 + 6) = 14,92 \text{ cmt.}$$

Zur Ermittlung der von den beiden in den Punkten 1 und 2 angreifenden Momenten  $M_d$  herührenden Flanschbiegungsmomente  $\mathfrak{M}_b$  benützen wir Tafel 25 auf S. 116. Zu diesem Zwecke berechnen wir gemäß Gl. (8)

$$a = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{2G}{E} \frac{J_d}{Y}} = \frac{1}{48,4} \sqrt{2 \cdot 0,385 \cdot \frac{348}{1830}} = 0,0079 \text{ und } al = 0,0079 \cdot 800 = 6,32.$$

$$\frac{M_d l}{h} = \frac{14,92 \cdot 800}{48,4} = 246,6 \text{ cmt.}$$

Mit  $al = 6,32$  finden wir aus Tafel 25, wenn man linear interpoliert:

Moment  $\mathfrak{M}_b$  im Punkte 1:

$$\text{infolge Last } M_d \text{ in 1: } \frac{a}{l} = 0,4, \quad \frac{x}{l} = 0,4 \dots \dots \mathfrak{M}_b = 0,0792 \cdot 246,6 = 19,53 \text{ cmt}$$

$$\text{infolge Last } M_d \text{ in 2: } \frac{a}{l} = 0,8, \quad \frac{x}{l} = 0,4^1) \dots \dots \mathfrak{M}_b = 0,0061 \cdot 246,6 = 1,50 \text{ ,,}$$

21,03 cmt

Moment  $\mathfrak{M}_b$  im Punkte 2:

$$\text{infolge Last } M_d \text{ in 1: } \frac{a}{l} = 0,4, \quad \frac{x}{l} = 0,8 \dots \dots \mathfrak{M}_b = 0,0061 \cdot 246,6 = 1,50 \text{ cmt}$$

$$\text{infolge Last } M_d \text{ in 2: } \frac{a}{l} = 0,8, \quad \frac{x}{l} = 0,8 \dots \dots \mathfrak{M}_b = 0,0732 \cdot 246,6 = 18,05 \text{ ,,}$$

19,55 cmt.

Der Größtwert von  $M_d$  tritt im Punkt 1 auf, wo auch die Größtwerte von  $M_x$  und  $M_y$  in Erscheinung treten. Es ergeben sich daher in 1 folgende in wagrechter Ebene wirkende Momente:

$$\text{Im Obergurt: } M_y^o + \mathfrak{M}_b = 141,7 + 21,0 = 162,7 \text{ cmt.}$$

$$\text{Im Untergurt: } M_y^u - \mathfrak{M}_b = 50,3 - 21,0 = 29,3 \text{ cmt.}$$

Zur Berechnung der größten Randspannungen benötigt man die Widerstandsmomente:

$$W_x^o = \frac{85460}{22,4} = 3815 \text{ cm}^3, \quad W_x^u = \frac{85460}{28,6} = 2986 \text{ cm}^3;$$

$$W_y^1 = \frac{3490}{15} = 232 \text{ cm}^3, \quad W_y^2 = \frac{1240}{9,25} = 134 \text{ cm}^3.$$

Damit ergeben sich folgende Inanspruchnahmen:

$$\text{Im Obergurt: } \sigma_o = \frac{2560}{3815} + \frac{162,7}{232} = 0,671 + 0,701 = 1,37 \text{ t/cm}^2;$$

$$\text{Im Untergurt: } \sigma_u = \frac{2560}{2986} + \frac{29,3}{134} = 0,858 + 0,219 = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

Nach der eingangs erwähnten üblichen Berechnung hätte man erhalten:

$$\text{Im Obergurt: } \sigma_o = \frac{2560}{3815} + \frac{192,0}{232} = 0,671 + 0,828 = 1,50 \text{ t/cm}^2.$$

$$\text{Im Untergurt: } \sigma_u = \frac{2560}{2986} = 0,86 \text{ t/cm}^2.$$

Die übliche Berechnungsweise trägt den Zusatzbeanspruchungen im Untergurt, die im vorliegenden Fall  $0,22 \text{ t/cm}^2$  betragen, keine Rechnung. Je mehr sich der Trägerquerschnitt der symmetrischen Form nähert, um so größer werden die Spannungen vom Verdrehungsmoment. Sie nehmen zu, wenn bei gleicher Trägersteifigkeit die Stützweite abnimmt. Bei durchlaufenden Balken, die größere Steifigkeit aufweisen, als frei gelagerte

1) Man bestimmt aus Tafel 25 den Beiwert für  $\frac{a}{l} = 0,2$  und  $\frac{x}{l} = 0,6$ .

Balken, werden daher die Flanschbiegemomente größer sein als bei einem gleich starken Balken, der frei gelagert ist. Die Rechnung zeigt, daß in praktischen Fällen zusätzliche Beanspruchungen bis zu etwa 400 kg/cm<sup>2</sup> im Untergurt auftreten können.

Es empfiehlt sich daher, bei der praktischen Rechnung wohl das volle wagrechte Moment  $M_y$  durch den Obergurt allein aufnehmen zu lassen; man bemesse aber den Träger so, daß der Untergurt bei  $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$  nicht mehr als beiläufig  $1 \text{ t/cm}^2$  Beanspruchung erhält, da im Untergurt mit Zusatzspannungen von etwa 0,1 bis 0,4 t/cm<sup>2</sup> gerechnet werden muß. Auf das Verdrehungsmoment braucht dann weiter keine Rücksicht genommen werden.

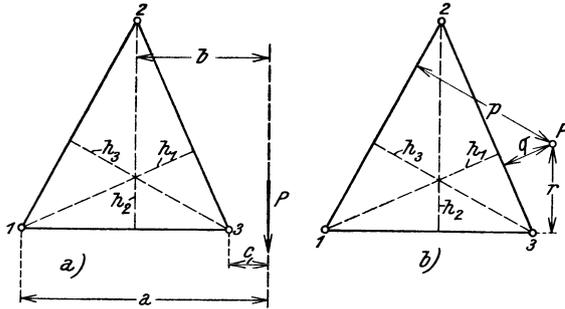


Abb. 711

Besteht die seitliche Versteifung des Obergurtes aus einer Fachwerkscheibe, Abb. 705, so nimmt auch in diesem Falle der Untergurt an der Aufnahme der wagrechten Seitenkräfte Teil, doch ist dieser Anteil wegen des bedeutenden Zuwachses an Seitensteifigkeit, den der Obergurt durch den angeschlossenen Verband erfährt, meistens gering. Die übliche Berechnungsweise kann hier ohne Bedenken angewendet werden.

Die Berechnung der mehrwandigen Tragwerke, die in den Abb. 706 und 707 dargestellt ist, bietet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten, wenn man von den Unbestimmtheiten, die durch die übliche Lagerung derartiger Träger entstehen, absieht.

Der Dreigurtträger, Abb. 711 a), stellt ein innerlich statisch bestimmtes, prismatisches Fachwerk dar, wenn die drei Scheiben, aus denen er zusammengesetzt ist, statisch bestimmte Fachwerke sind. Eine in einer Querschnittsebene wirkende Last  $P$  belastet die drei Scheiben durch folgende in die Scheibenebenen fallende Kräfte. Abb. 711 a).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Scheibe 1—2} \dots \dots \dots P_{12} = P \frac{c}{h_3} \\ \text{Scheibe 1—3} \dots \dots \dots P_{13} = P \frac{b}{h_2} \\ \text{Scheibe 2—3} \dots \dots \dots P_{23} = P \frac{a}{h_1} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (II)$$

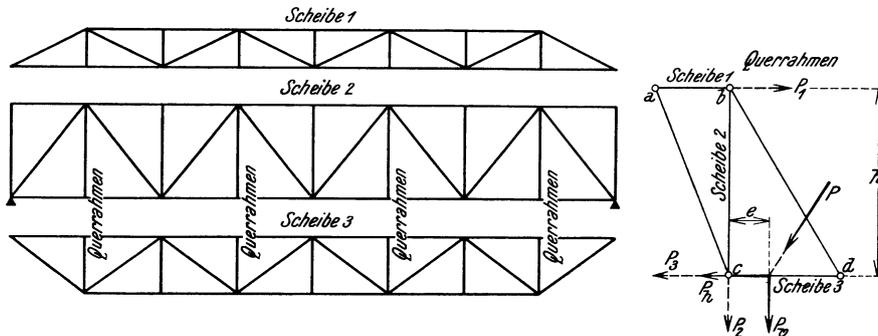


Abb. 712

Jede der drei Scheiben wird nun mit den in ihre Ebene fallenden Kräften  $P_{12}$ ,  $P_{13}$ ,  $P_{23}$  berechnet und die damit ermittelten Gurtkräfte für jeden Gurt algebraisch addiert, während die endgültige Strebenspannung unmittelbar den Scheibenberechnungen entnommen werden kann.

Längsgerichtete Kräfte, Abb. 711 b) belasten nur die Gurte mit den Gurtkräften

$$S_1 = P \frac{q}{h_1}, \quad S_2 = P \frac{r}{h_2}, \quad S_3 = P \frac{p}{h_3}.$$

Laufen die Dreigurtträger kontinuierlich durch, dann sind auch die Einzelscheiben unter den Lastanteilen als Durchlaufbalken zu behandeln.

Der Dreiwandträger (Riepelträger) wird bei der Ausführung von Kranbahnen oder Katzenbahnen im Industriebau häufig verwendet, da er oft wirtschaftliche Vorteile gegenüber anderen Trägerformen bietet. Die Berechnung läßt sich ebenfalls auf die Berechnung von drei ebenen Scheiben zurückführen und gestaltet sich für beliebigen Lastangriff etwa folgendermaßen: Wir nehmen an, daß in der Ebene irgend eines Querrahmens, der aus den Riegeln oder Pfosten der drei Fachwerkscheiben einerseits und den Aufhäng- und Stützstäben andererseits besteht, siehe Abb. 712, die Kraft  $P$  wirke. Geht  $P$  nicht durch einen der mit Ringen bezeichneten Knotenpunkte  $a, b, c, d$ , so muß einer der wagrechten oder lotrechten Stäbe des Querrahmens, an dem  $P$  angreift, biegungssteif ausgebildet sein. Wir nehmen an, es sei dies der Stab  $c-d$ . Zerlegt man  $P$  in die Teilkräfte  $P_v$  und  $P_h$ , so ergibt sich der Anteil der einzelnen Scheiben an  $P$  durch folgende einfache Überlegung. Da nur eine einzige lotrechte Scheibe vorhanden ist, so kann  $P_v$  nur von dieser aufgenommen werden, während umgekehrt die beiden wagrechten Scheiben das von  $P_v$  im Querrahmen hervorgerufene Moment  $P_v e$  sowie die Kraft  $P_h$  zu übernehmen haben. Da  $P_h$  in der Ebene der unteren Scheibe wirkt, so übernimmt diese den vollen Betrag von  $P_h$ . Es ergeben sich somit folgende Belastungen der drei Scheiben im Sinne der in Abb. 712 eingetragenen gestrichelten Lastpfeile:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Lotrechte Scheibe 2:} \quad P_2 = P_v \\ \text{Obere wagrechte Scheibe 1:} \quad P_1 = \frac{P_v e}{h} \\ \text{Untere wagrechte Scheibe 3:} \quad P_3 = \frac{P_v e}{h} + P_h \end{array} \right\} \dots \dots \dots (12)$$

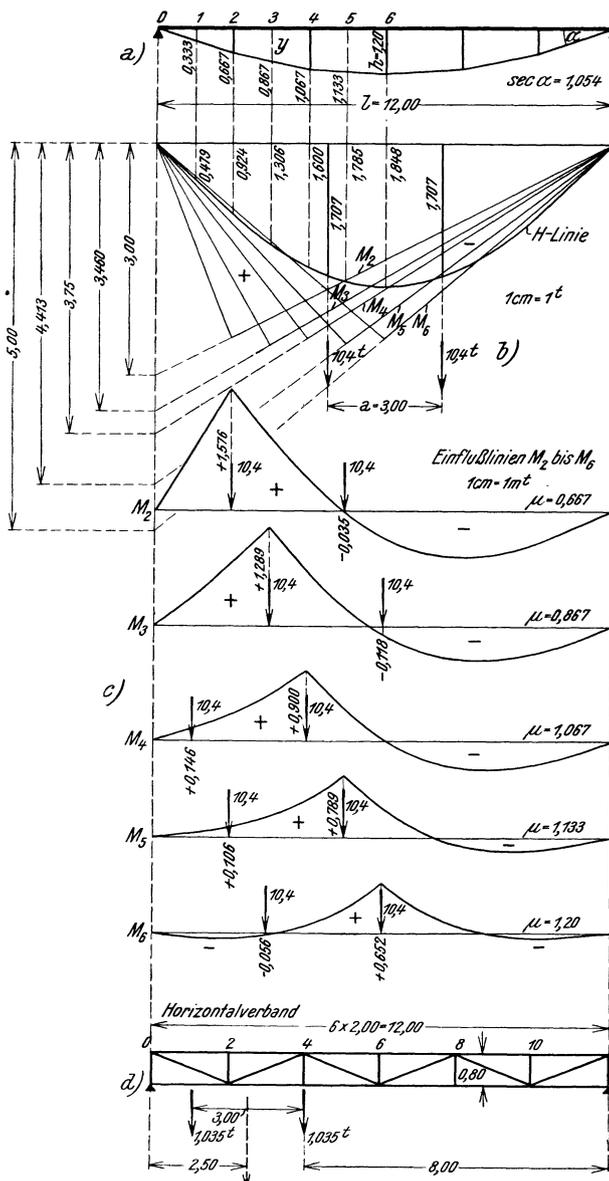


Abb. 713

### c) Berechnung der Kranbahnträger

In der Überzahl der Fälle stellen die Kranbahnträger Balkentragwerke vor, in seltenen Fällen werden sie als Rahmentragwerke bemessen. Die Balkentragwerke können Einzelbalken auf je zwei Stützen oder Gerberträger oder schließlich durchlaufende Balken ohne Gelenke sein.

#### a) Freiaufliegende Balken

Die Einzelfelder sind Walzträger oder genietete Träger, Parallelfachwerkträger oder unterspannte Balken. Ihre Berechnung ist verhältnismäßig einfach, da es sich — mit Ausnahme des unterspannten Balkens — um statisch bestimmte Tragwerkformen handelt. Wir gehen auf diese Berechnung hier nicht näher ein. Bei der Berechnung der unterspannten Balken empfiehlt es sich, Einflußlinien zu benutzen. Es wird auf die ausführliche Darstellung in Abs. 34, Band I, sowie auf Tafel 57 im gleichen Absatz hingewiesen. An einem Beispiel möge der verhältnismäßig einfache Berechnungsgang bei einem unterspannten Träger dargelegt werden.

**Beispiel:** Ein Kranbahnfeld für eine 10 t Kranbrücke von 12 m Spannweite werde nach Abb. 713 als unterspannter Träger ausgeführt. Raddrücke  $2 \times 10,4$  t. Radstand  $a = 3,0$  m.

Wir bestimmen zunächst nach den in diesem Absatz unter a) gegebenen Regeln die wagrechten Seitenkräfte des Kranes:

Gewicht der Katze nach Tafel 11:  $G = 3,8$  t, daher Bremskraft nach Formel (1')

$$P_{hB} = \frac{1}{7} (3,80 + 10,00) = 1,97 \text{ t}$$

Seitenkraft beim Schiefziehen der Last nach Formel (3)

$$P_{hs} = 0,18 \cdot 10,00 = 1,80 \text{ t.}$$

Maßgebend ist daher  $P_{hB}$ , so daß je Laufrad mit einer Seitenkraft von

$$P_h = 0,985 \text{ t}$$

zu rechnen ist.

Eine überschlägige Vorberechnung, die ohne Kenntnis der Stabquerschnitte vorgenommen werden kann,<sup>1)</sup> ergibt für den Streckbalken  $\square \square$  30 und für den Zuggurt  $\square \square$  65 · 100 · 11. Wir führen nun mit diesen Querschnitten die genaue Rechnung durch.

#### Ermittlung der $H$ -Linie nach Abs. 34:

Mit  $F = 117,6 \text{ cm}^2$ ,  $J = 16060 \text{ cm}^4$  für den Streckbalken,  $F_z = 34,2 \text{ cm}^2$  für das Zugband berechnet man zunächst die Mittelordinate der  $H$ -Linie nach der Formel

$$\eta_m = \frac{A_m}{B_n \frac{h}{l} + \frac{1}{hl} \left( \frac{J}{F} + \frac{J}{F_z} \right)} = \frac{0,1018}{0,509 \frac{1,2}{12} + \frac{1}{12 \cdot 1,2 \cdot 10^4} \left( \frac{16060}{117,6} + \frac{16060}{34,2} \right)} = 1,848,$$

wobei  $A_m$  und  $B_n$  für  $n = 6$  der Tafel 57 entnommen wurden.

Da die  $H$ -Linie recht genau der Gleichung  $\eta = \eta_m \sin \frac{\pi x}{l}$  folgt, so findet man mit  $\eta_m = 1,848$  rasch die übrigen in Abb. 713 b) eingeschriebenen Ordinaten. Trägt man in der gleichen Zeichnung an der linken durch Null gehenden Lotrechten die Abschnitte  $\frac{x}{y}$  ab, so gewinnt man die Momenteneinflußlinien für die Punkte 2, 3, 4, 5 und 6, die in Abb. 713 c) nochmals dargestellt sind. Man erkennt auf einen Blick, daß die positiven Momente, soweit die Nutzlast in Frage kommt, weitaus größer sind, als die negativen, weshalb nur die ersteren ermittelt wurden. Die ungünstigsten Laststellungen sind in den Abb. 713 b) und c) eingetragen, wobei die zugehörigen Einflußlinienordinaten rechnerisch festgestellt wurden.

<sup>1)</sup> Siehe das 1. Beispiel auf S. 255 des I. Bandes.

Es ergeben sich damit folgende Werte für den Einfluß der Nutzlast:

$$\begin{aligned} \max H_p &= 2 \cdot 1,707 \cdot 10,4 = 35,51 \text{ t}, & Z_{\max} &= 35,51 \cdot \sec \alpha = 35,51 \cdot 1,054 = 37,43 \text{ t}, \\ M_{p_2} &= 0,667 (1,576 - 0,035) 10,4 = 10,69 \text{ mt}, \\ M_{p_3} &= 0,867 (1,289 - 0,118) 10,4 = 10,56 \text{ ,,} \\ M_{p_4} &= 1,067 (0,900 + 0,146) 10,4 = 11,61 \text{ ,,} \\ M_{p_5} &= 1,133 (0,789 + 0,106) 10,4 = 10,55 \text{ ,,} \\ M_{p_6} &= 1,20 (0,652 - 0,056) 10,4 = 7,44 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Den Größtwert nimmt  $M_p$  im Punkte 4 an. Wir bestimmen zu der  $M_{p_4}$  erzeugenden Laststellung noch den Wert von  $H$ , und zwar

$$H_p' = (1,600 + 0,474) 10,4 = 21,62 \text{ t.}$$

Der Einfluß des Eigengewichtes  $g = 0,18 \text{ t/m}$  ergibt sich aus den Formeln

$$H_g = \frac{2}{\pi} g l \eta_m = \frac{2}{3,14} 0,18 \cdot 12,0 \cdot 1,848 = 2,54 \text{ t}; \quad Z_g = 2,54 \cdot 1,054 = 2,68 \text{ t.}$$

$$M_{gx} = M_g - H_g y = \frac{g}{2} x (l - x) - H_g y = 0,09 x (l - x) - 2,54 y.$$

$$\begin{aligned} \text{Punkt 2: } x &= 2,0 & M_{g_2} &= 0,09 \cdot 2 \cdot 10 - 2,54 \cdot 0,667 = + 0,11 \text{ mt} \\ \text{Punkt 3: } x &= 3,0 & M_{g_3} &= 0,09 \cdot 3 \cdot 9 - 2,54 \cdot 0,867 = + 0,23 \text{ ,,} \\ \text{Punkt 4: } x &= 4,0 & M_{g_4} &= 0,09 \cdot 4 \cdot 8 - 2,54 \cdot 1,067 = + 0,17 \text{ ,,} \\ \text{Punkt 5: } x &= 5,0 & M_{g_5} &= 0,09 \cdot 5 \cdot 7 - 2,54 \cdot 1,133 = + 0,27 \text{ ,,} \\ \text{Punkt 6: } x &= 6,0 & M_{g_6} &= 0,09 \cdot 6 \cdot 6 - 2,54 \cdot 1,200 = + 0,19 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Die Biegemomente vom Eigengewicht sind äußerst geringfügig und können in der Regel vernachlässigt werden. Die Einflußlinie von  $H$  weicht als Sinuslinie nur wenig von der Parabelform ab. Wäre sie eine Parabel, so würden alle  $M_g = 0$  sein, da der Zuggurt auf einer Parabel liegt.

Die Pfosten sind alle gleich belastet. Nach Tafel 57 ist für  $n = 6$

$$V = \frac{4}{3} \frac{h}{l} H = \frac{4}{3} \frac{1,2}{12} H = 0,133 H$$

Somit

$$V_g = 0,133 \cdot 2,54 = 0,34 \text{ t}; \quad V_p = 0,133 \cdot 35,51 = 4,72 \text{ t.}$$

Der 80 cm hohe Seitenverband des Obergurtes hat von der Seitenkraft  $P_h = 0,985 \text{ t}$  im Punkt 4 bei der zu  $M_{p_4}$  gehörigen Laststellung ein Moment

$$M_s = 2 \cdot 0,985 \frac{2,50}{12} \cdot 8,0 = 3,28 \text{ mt}$$

zu übernehmen. Siehe Abb. 713 d). Die zusätzliche Gurtkraft im Obergurt des Kranbahnträgers beträgt daher

$$S_s = \frac{3,28}{0,8} = 4,10 \text{ t}$$

und da diese Kraft außermittig angreift, siehe die Abb. 714, so erzeugt sie im Streckbalken ein Zusatzmoment von

$$m_s = 4,10 \cdot 0,15 = 0,615 \text{ mt.}$$

Durch die nach der Seite sehr steife Kranschiene wird die Seitenkraft des Kranes auf die Knotenpunkte des Verbandes übertragen.

#### Bemessung des Kranbahnträgers

##### 1. Streckbalken:

Größtes in lotrechter Ebene wirkendes Moment

$$\max M = M_g + M_p + m_s = 0,17 + 11,61 + 0,62 = 12,40 \text{ mt.}$$

Gurtkraft:  $H = H_g + H_p' + S_s = 2,54 + 21,62 + 4,10 = 28,26 \text{ mt.}$

Querschnitt  $2 \square 30$  mit  $W_x = 1070 \text{ cm}^3$ ,  $F = 117,6 \text{ cm}^2$ .

(Einzelheiten siehe Abb. 714.) Der Nietabzug kann unberücksichtigt bleiben, da die maßgebenden Randspannungen Druckspannungen sind.

$$\text{Größte Randtension: } \sigma = \frac{1240}{1070} + \frac{28,28}{117,6} = 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

##### 2. Zuggurt:

Größte Gurtkraft:  $\max Z = Z_g + Z_p = 2,68 + 37,43 = 40,11 \text{ t.}$

Querschnitt  $2 \angle 65 \cdot 100 \cdot 11$  mit  $F_n = 29,8 \text{ cm}^2$  (Niet  $d = 20$ ).

$$\text{Beanspruchung: } \sigma = \frac{40,11}{29,8} = 1,35 \text{ t/cm}^2.$$

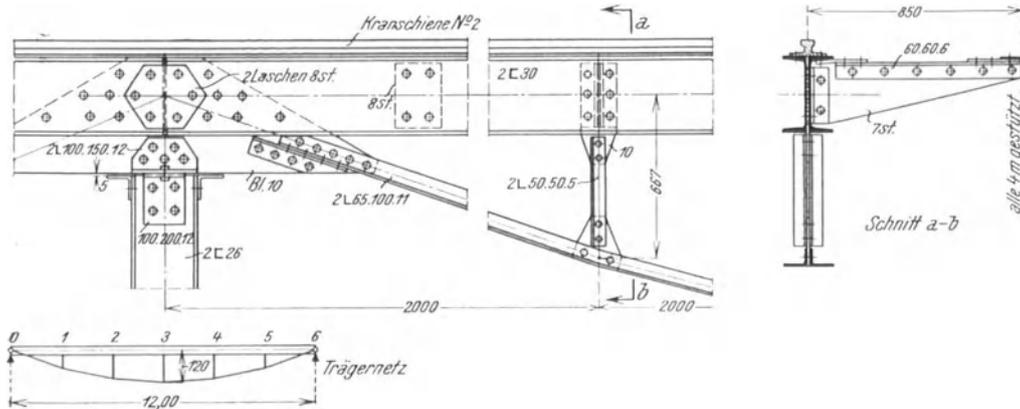


Abb. 714

### 3. Pfosten:

Größte Druckkraft:  $V_g + V_p = 0,34 + 4,72 = 5,06 \text{ t}$ .

Querschnitt  $2 \angle 50 \cdot 50 \cdot 5$ , Knicklänge  $l = 105 \text{ cm}$ .  $F = 9,60 \text{ cm}^2$ ,  $i_x = 1,51 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i_x} = \frac{105}{1,51} = 70$ ,  
 $\omega = 1,39$ .

$$\text{Beanspruchung: } \sigma = 1,39 \frac{5,06}{9,60} = 0,73 \text{ t/cm}^2.$$

### $\beta$ ) Durchlaufbalken mit Gelenken

Gelenkträger werden bei der Ausführung von Kranlaufbahnen nur selten angewendet, da ihre Wirtschaftlichkeit hinter der des Durchlaufbalkens ohne Gelenke zurücksteht. Dazu kommt, daß von mancher Seite die Gelenke, die Knicke in der elastischen Linie des Tragwerkes bedingen, als für den Kranbetrieb unzuweckmäßig bezeichnet werden. Dies scheint aber ein ganz unberechtigtes Vorurteil zu sein.

Die übliche Anordnung der Gelenke, wie sie z. B. bei Gelenkpfetten üblich ist, bietet bei Kranbahnträgern, die beweglichen Lasten standhalten sollen, keine nennenswerten Vorteile, da die Größtmomente in jenen Feldern, die keine Gelenke aufweisen, mit den

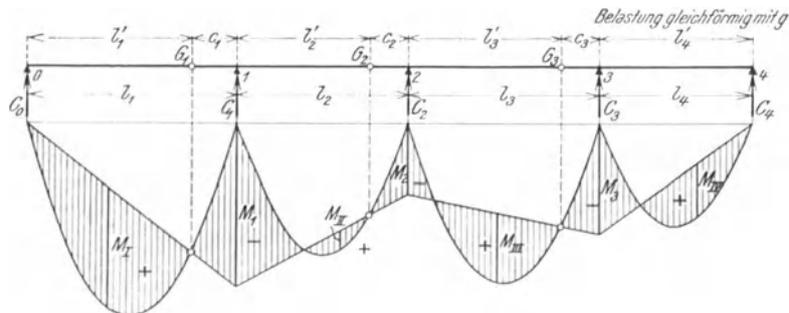


Abb. 715

Größtmomenten des freiaufliegenden Balkens übereinstimmen. Lediglich die Einhängträger in jedem zweiten Felde können sparsamer bemessen werden. Bei Verwendung von Walzträgern tritt dann der Nachteil auf, daß die Höhe der Träger beständig wechselt, was unschön wirkt. Es ist daher besser, wenn man etwa bei zu erwartenden starken örtlichen

Setzungen, wie sie bei Bauten in Bergwerksgebieten nicht selten sind, durchlaufende Träger ohne Gelenke vermeiden will, die Kranbahnen mit einem Gelenk in jedem Felde auszustatten, wie dies Abb. 715 veranschaulicht.

Die Berechnung derartiger Träger gestaltet sich wie folgt:

1. Gleichförmig verteilte Last  $g$  (Eigengewicht):

Die Momentenlinie ist in Abb. 715 dargestellt. Für die Stützenmomente gelten die aus dieser Abbildung leicht abzuleitenden Rekursionsformeln.

$$M_1 = -\frac{gl_1 c_1}{2}, \quad M_2 = -\frac{gl_2 c_2}{2} - \frac{M_1 c_2}{l_2}, \quad M_3 = -\frac{gl_3 c_3}{2} - \frac{M_2 c_3}{l_3} \text{ usw.} \quad (I3)$$

Damit ergeben sich die größten Feldmomente:

$$M_{I} = \frac{1}{8} gl_1^2, \quad M_{II} = \frac{gl_2^2}{8} + \frac{M_1}{2} + \frac{M_1^2}{2 gl_2^2}, \quad M_{III} = \frac{gl_3^2}{8} + \frac{M_2}{2} + \frac{M_2^2}{2 gl_3^2} \text{ usw.} \quad (I4)$$

und die Gelenkdrücke:

$$G_1 = \frac{gl_1}{2}, \quad G_2 = \frac{M_1}{l_2} + \frac{gl_2}{2}, \quad G_3 = \frac{M_2}{l_3} + \frac{gl_3}{2} \text{ usw.} \quad \dots \quad (I5)$$

sowie die Auflagerdrücke:

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= \frac{gl_1}{2}, \quad C_1 = -\frac{M_1}{l_2} + G_1 + \frac{g}{2}(l_2 + 2c_1) \\ C_2 &= -\frac{M_2}{l_3} + G_2 + \frac{g}{2}(l_3 + 2c_2) \text{ usw.} \end{aligned} \right\} \dots \quad (I6)$$

Bei gleichen Stützweiten  $l$  und gleichen Gelenklagen  $c$  genügt es, wenn es sich nur um das Eigengewicht handelt,  $M_1$  und  $M_2$  zu ermitteln und  $M_3 = M_4 = \dots = M_2$  zu setzen. Ebenso genügt es, von den Feldmomenten  $M_I$ , das dann für die beiden Endfelder und  $M_{II}$ , das für alle Mittelfelder gilt, zu ermitteln.

2. Nutzlast: Zwei Einzellasten  $R$  im Abstand  $a$ :

Für zwei Einzellasten  $R$  im Abstand  $a$  gelten in jedem Träger der Kette folgende Grenzwerte, siehe Abb. 716:

$$\left. \begin{aligned} \frac{a}{l_k} \leq 0,586: \quad \max + M &= \frac{R}{2l_k} \left( l_k - \frac{a}{2} \right)^2, \quad \max - M = -\frac{R}{l_{k-1}} c_{k-1} (2l_{k-1} - a) \\ \frac{a}{l_k} > 0,586: \quad \max + M &= \frac{R}{4l_k}, \quad \max - M = -\frac{R}{l_{k-1}} c_{k-1} (2l_{k-1} - a) \end{aligned} \right\} \quad (I7)$$

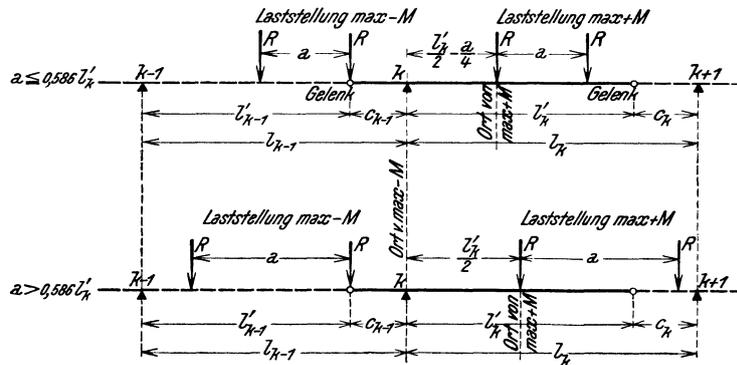


Abb. 716

Soll bei gleichen Feldstützweiten das größte negative Moment von der Nutzlast über der Stütze gleich dem größten positiven Moment sein, so ergeben sich für die Gelenklage aus den Gleichungen (I7) folgende Beziehungen:

$\frac{a}{l'} \leq 0,586:$

$$\frac{R}{2l'} \left( l' - \frac{a}{2} \right)^2 = \frac{R}{l'} c (2l' - a).$$

Mit  $l = l' + c$  erhält man

$$c = \frac{2l - a}{10} \quad \text{gültig für } a \leq 0,498l. \dots \dots \dots (18)$$

$\frac{a}{l'} > 0,586:$

$$\frac{Rl'}{4} = \frac{R}{l'} c (2l' - a),$$

woraus zunächst

$$c = \frac{l'^2}{4(2l' - a)}$$

folgt. Führt man wieder  $l = l' + c$  ein, so gewinnt man für  $c$  den Ausdruck

$$c = \frac{l}{9} \left[ \left( 5 - 2 \frac{a}{l} \right) - 2 \sqrt{4 - 5 \frac{a}{l} + \left( \frac{a}{l} \right)^2} \right] \dots \text{gültig für } 0,498l < a < 0,80l. \dots (19)$$

Eine Verstärkung erfordert nur das vom Gelenk freie Endfeld, das hinsichtlich der Nutzlast so wie ein Träger mit der Stützweite  $l$  zu bemessen ist.

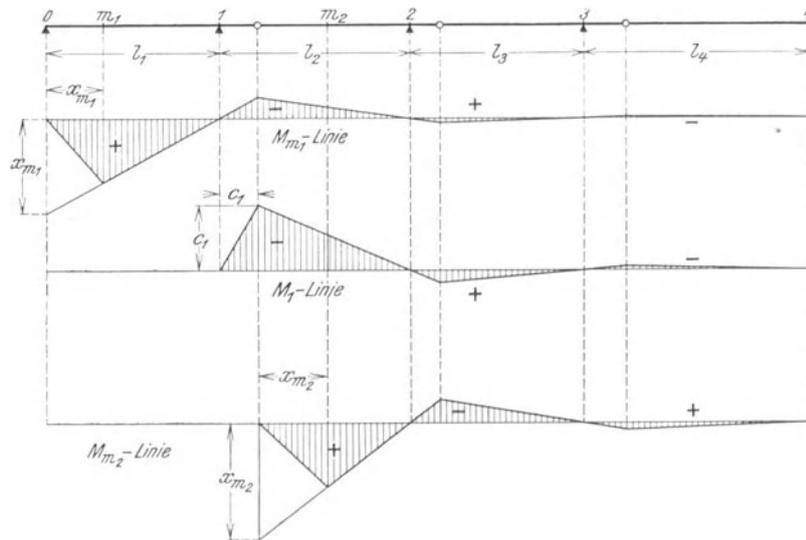


Abb. 717

Kommen mehr als zwei Raddrücke wie bei mehreren hintereinanderfahrenden Kranen in Frage, dann bestimmt man die größten Momente am zweckmäßigsten mittels Einflußlinien, die nach Festlegung der Gelenke, die man bei etwa  $c = \frac{l}{6}$  anordnet, sehr einfach aufzuzeichnen sind. Abb. 717 zeigt den Verlauf des Stützenmomentes  $M_1$  und die Feldmomentenlinien im Punkte  $m_1$ , bzw.  $m_2$  des ersten bzw. zweiten Feldes.

**Beispiel:** Eine 8feldrige Kranbahn von 8 m Feldstützweite werde von einem Kran befahren mit  $R = 6,60$  t Raddruck und  $a = 2,40$  m Radstand, Abb. 718. Aus Gl. (18) ergibt sich zunächst:

$$c = \frac{2l - a}{10} = \frac{2 \cdot 8 - 2,4}{10} = 1,36 \text{ m.} \quad l' = 8 - 1,36 = 6,64 \text{ m.}$$

**Bleibende Last:**  $g = 0,16$  t/m.

Stützenmomente:  $M_1 = -\frac{g l c}{2} = -\frac{0,16 \cdot 8 \cdot 1,36}{2} = -0,870 \text{ mt,}$

$$M_2 = -\frac{g l c}{2} - \frac{M_1 c}{l'} = -0,870 + \frac{0,870 \cdot 1,36}{6,64} = -0,692 \text{ mt.}$$

$M_2 = M_3 = \dots = M_7$  gleich  $M_2$  angenommen.

Größte Feldmomente:

$$M_I = \frac{1}{8} g l'^2 = \frac{0,16 \cdot 6,64^2}{8} = + 0,882 \text{ mt.}$$

$$M_{II} = \frac{g l'^2}{8} + \frac{M_1}{2} + \frac{M_1^2}{2 g l'^2} = 0,882 - \frac{0,870}{2} + \frac{0,882^2}{2 \cdot 0,16 \cdot 6,64^2} = + 0,502 \text{ mt.}$$

$$M_{III} = M_{IV} = \dots = M_{VII} = M_{II}, \quad M_{VIII} = M_I.$$

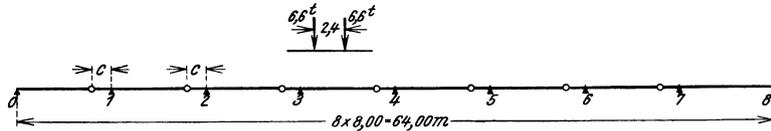


Abb. 718

**Nutzlast:** 2 Raddrücke  $R = 6,6 \text{ t}$  mit  $a = 2,4 \text{ m}$ .

Größtes Stützenmoment:

$$\max - M = \frac{R}{l'} c (2 l' - a) = \frac{6,60}{6,64} 1,36 (2 \cdot 6,64 - 2,40) = - 14,71 \text{ mt.}$$

Größtes Feldmoment in den Mittelfeldern und im linken Endfeld:

$$\max + M = \frac{R}{2 l'} \left( l' - \frac{a}{2} \right)^2 = \frac{6,60}{2 \cdot 6,64} (6,64 - 1,20)^2 = + 14,71 \text{ mt.}$$

Größtes Feldmoment im rechten Endfeld:

$$\max + M_{VIII} = \frac{R}{2 l} \left( l - \frac{a}{2} \right)^2 = \frac{6,60}{2 \cdot 8} (8 - 1,20)^2 = + 19,07 \text{ mt.}$$

### γ) Durchlaufträger ohne Gelenke

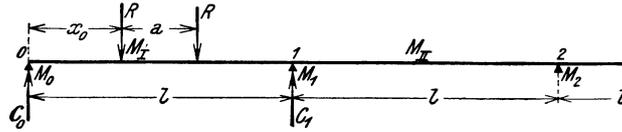
Der gelenklose Durchlaufbalken beherrscht seit etwa 20 Jahren die Ausführung der Kranbahnen, da einerseits die Berechnung mittels Tafeln rasch erfolgen kann und andererseits nennenswerte Vorteile hinsichtlich des Materialaufwandes bestehen, die besonders dann hervortreten, wenn der Träger über eine größere Zahl von Stützen ohne Unterbrechung durchläuft. Der Durchlaufbalken kommt besonders dann zur Anwendung, wenn die Kranbahnen aus Walzträgern oder Vollwandträgern ausgeführt werden.

Die Berechnung derartiger Träger ist in Absatz 33 ausführlich dargelegt. Die Berechnung eines durchlaufenden Fachwerkbalkens mittels Momenten- und Querkrafteinflußlinien ist in Absatz 44 in einem Zahlenbeispiel erörtert. Wir ergänzen die in Absatz 33 enthaltenen Zahlentafeln noch durch die folgenden Tafeln 110 und 111. Die erstgenannte Zusammenstellung enthält die Größtwerte für Momente und Auflagerdrücke eines vielfeldrigen Durchlaufbalkens, wenn er mit zwei wandernden Lasten  $R$  im Abstande  $a$  belastet ist.

Man bemißt, gleichgültig wie groß die Anzahl der Trägerfelder ist, die beiden Endfelder nach den Momenten  $M_1$  und  $M_I$ , die Mittelfelder nach den Momenten  $M_2$  bzw.  $M_{II}$ . Für alle Mittelfelder gilt der Stützendruck  $C_1$ . Die Tafel kann für Träger von 3 Feldern angefangen benützt werden.

Tafel 110 kann nur dann ausreichende Dienste leisten, wenn Kranbahnträger mit unveränderlichem Querschnitt in Frage kommen, da sie nur die Größtwerte der Feld- und Stützenmomente liefert. Ist Anpassung des Querschnittes an den Momentenverlauf erwünscht, oder kommen durchlaufende Fachwerkbalken zur Ausführung, dann bleibt nichts anderes übrig als für eine Reihe von Punkten im ersten und zweiten Felde die Größtwerte der Momente und bei Fachwerken auch der Querkräfte mittels Einflußlinien zu bestimmen. Für gleiche Feldstützweiten sind die Ordinaten der Einflußlinien in Tafel 52, Bd. I, S. 239 dargestellt. Bei mehr als vier Feldern benütze man die Tafel für 4 Felder.

Tafel 110. Größtwerte der Stützenmomente, Feldmomente und Stützendrücke durchlaufender Balken mit gleichen Feldweiten für zwei bewegliche gleich große Lasten  $R$  im Abstand  $a$



$\frac{a}{l}$	Stützenmoment $M_1$		Stützenmoment $M_2$		Feldmomente				Stützendrücke	
	$x_0$ von der Stütze 0 gemessen		$x_0$ von der Stütze 1 gemessen		erstes Feld		zweites Feld			
	$\frac{x_0}{l}$	$M_1$	$\frac{x_0}{l}$	$M_2$	$\frac{x_0}{l}$	$M_I$	$\frac{x_0}{l}$	$M_{II}$	$C_0$	$C_1$
0	0,578	0,206 $Rl$	0,616	0,172 $Rl$	0,437	0,409 $Rl$	0,495	0,345 $Rl$	2,000 $R$	2,000 $R$
0,05	0,552	0,206 „	0,590	0,172 „	0,417	0,396 „	0,489	0,321 „	1,937 „	1,975 „
0,10	0,525	0,204 „	0,563	0,171 „	0,407	0,364 „	0,484	0,299 „	1,874 „	1,946 „
0,15	0,497	0,201 „	0,534	0,168 „	0,398	0,343 „	0,479	0,279 „	1,811 „	1,913 „
0,20	0,469	0,197 „	0,504	0,164 „	0,389	0,323 „	0,474	0,261 „	1,749 „	1,877 „
0,25	0,439	0,192 „	0,472	0,159 „	0,380	0,304 „	0,470	0,243 „	1,687 „	1,842 „
0,30	0,408	0,186 „	0,438	0,153 „	0,372	0,287 „	0,466	0,226 „	1,627 „	1,803 „
0,35	0,375	0,179 „	0,402	0,147 „	0,366	0,271 „	0,462	0,212 „	1,568 „	1,768 „
0,40	0,342	0,170 „	0,365	0,139 „	0,361	0,256 „	0,458	0,200 „	1,510 „	1,723 „
0,45	0,307	0,161 „	0,328	0,130 „	0,357	0,242 „	0,455	0,190 „	1,454 „	1,675 „
0,50	0,275	0,160 „	0,292	0,123 „	0,351	0,229 „	0,453	0,180 „	1,399 „	1,630 „
0,55	0,240	0,167 „	0,258	0,116 „	0,345	0,218 „	0,450	0,172 „	1,347 „	1,582 „
0,60	0,205	0,172 „	0,224	0,110 „	0,348	0,208 „	0,408	0,165 „	1,297 „	1,532 „
0,65	0,170	0,176 „	0,190	0,104 „	0,350	0,199 „	0,409	0,159 „	1,249 „	1,480 „
0,70	0,135	0,180 „	0,156	0,100 „	0,354	0,191 „	0,410	0,155 „	1,204 „	1,430 „
0,75	0,100	0,181 „	0,122	0,097 „	0,357	0,185 „	0,411	0,151 „	1,162 „	1,378 „
0,80	0,065	0,182 „	0,088	0,095 „	0,361	0,180 „	0,413	0,148 „	1,123 „	1,323 „
0,85	0,030	0,181 „	0,054	0,094 „	0,368	0,177 „	0,414	0,146 „	1,087 „	1,268 „
0,90	0,000	0,180 „	0,020	0,093 „	0,374	0,174 „	0,416	0,145 „	1,054 „	1,213 „
0,95	0,000	0,178 „	0,000	0,092 „	0,386	0,173 „	0,418	0,145 „	1,025 „	1,157 „
1,00	0,000	0,174 „	0,000	0,091 „	0,392	0,173 „	0,420	0,145 „	1,000 „	1,100 „

Um die mühselige Auftragung und Auswertung der Momenteneinflußlinien vorwegzunehmen, wurde die Tafel 111, S. 716, berechnet, die die Momentengrenzwerte in einem Träger mit vier gleichen Feldern enthält. Mit Hilfe der dort angegebenen Ordinatenwerte können für jeden durchlaufenden Balken mit mehr als zwei Feldern die Linien der positiven und negativen Maximalmomente aufgetragen werden. Liegen bloß drei Felder vor, so gelten für das erste Feld die Ordinaten des ersten Feldes der Tafel und für die linke Hälfte des Mittelfeldes die linke Hälfte der Tafelordinaten des zweiten Feldes. Die rechte Hälfte ist dann symmetrisch zur linken Hälfte aufzutragen. Bei fünf und mehr Feldern trägt man die Ordinaten für die ersten zwei Felder genau nach der Tafel auf. Für die weiteren Mittelfelder gelten symmetrische Maximalmomentenlinien, die aus der rechten Hälfte der in der Tafel angegebenen Linien für das zweite Feld zusammengesetzt werden. In praktischen Fällen genügt natürlich die Aufzeichnung der Maximalmomentenlinien für die linke Hälfte des Trägerstranges. Bei mehr als fünf Feldern die Aufzeichnung von  $2\frac{1}{2}$  Feldern.

Die Anwendung der Tafel 111 auf die Berechnung einer Kranbahn ist in dem auf S. 765 durchgerechneten Beispiel gezeigt.

Sind auch die Größtwerte der Querkräfte in vielen Punkten zu bestimmen, wie bei der Berechnung der Streben von Parallelfachwerkträgern, so benützt man hierzu die Einflußlinien der Querkräfte, wie dies im oben erwähnten Beispiel in Band I, S. 239 gezeigt wurde. Hierbei können sämtliche Querkraftlinien eines Kranbahnfeldes in einer einzigen Zeichnung untergebracht werden, wie es Abb. 719 ersichtlich macht. In dieser Abbildung sind die Einflußlinien für die Querkräfte des in 6 Felder geteilten zweiten Feldes der Kranbahn

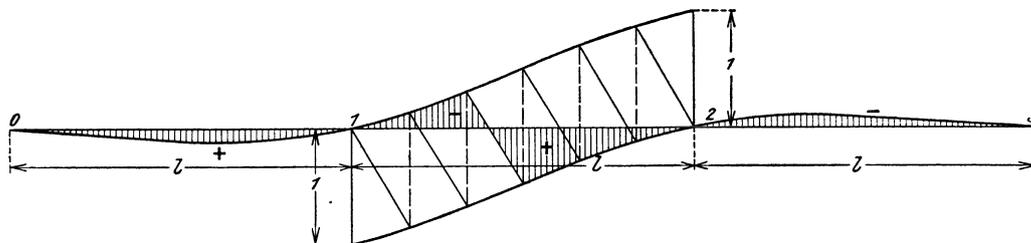


Abb. 719

dargestellt und im besonderen die Einflußlinie für das dritte Fach durch Schraffen hervorgehoben. Bei überschlägigen Berechnungen genügt es, die Querkräfte so zu bestimmen, wie beim einfachen Balken.

Den Einfluß der bleibenden Last  $g$  ermittle man mit Hilfe der Tafel 48 in Bd. I, die ein unmittelbares Auftragen der Momenten- und wenn notwendig auch der Querkraftlinien gestattet.

#### δ) Vielfeldrige Rahmenträger

In Ausnahmefällen werden Stützen und Kranbahnträger zu vielfeldrigen Rahmengebilden vereinigt. Sie kommen fast nur bei im Freien befindlichen Kranbahnen vor. In der Abb. 720 sind die in Betracht kommenden Systeme schematisch dargestellt. Ihre Berechnung ist in Abs. 39 des I. Bandes ausführlich erläutert. Sie ist bei den in der Abb. 720 a) und b) dargestellten Systemen ziemlich mühevoll und dürfte darin der Grund liegen, weshalb solche Rahmensysteme trotz ihrer hohen Wirtschaftlichkeit so selten ausgeführt wurden.

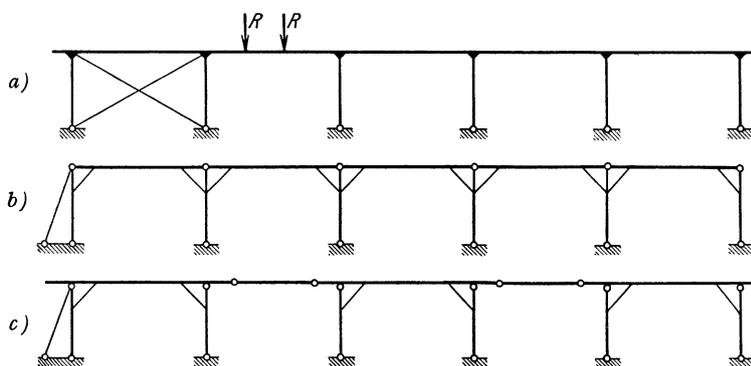


Abb. 720

Die Anordnung von Streben nach Abb. 720 b) bietet ein ausgezeichnetes Mittel bestehende Hallenkranbahnen bei Erhöhung der Nutzlasten in ausgiebiger Weise zu verstärken. Viel einfacher gestaltet sich die Berechnung von Bahnen nach Abb. 720 c), die durch die eingeschalteten Gelenke in Einzelrahmen zerlegt werden und deren einfache Berechnung mittels der in Tafel 58, S. 271, angegebenen Formeln erfolgen kann. Die Stützenfüße werden in der Regel als gelenkig aufgesetzt angenommen. Durch Einbau eines kräftigen Portals oder eines Strebenkreuzes in einem der Felder oder durch eine Endverankerung wird die von der Theorie in Abs. 39 vorausgesetzte wagrechte Unverschieblichkeit der Stützenköpfe gesichert.

e) Sonstige Einzelheiten der Berechnung von Kranbahnträgern

**Aussteifung der Stegbleche genietet Träger.** Mit Rück­sicht auf den Umstand, daß schwere Einzellasten, die Raddrücke  $R$ , das Stegblech auch von oben her zusammendrücken suchen, empfiehlt es sich, bei Berechnung des Steifenabstandes nach dem in Band I, Abs. 29 b angegebenen Verfahren den Sicherheitsgrad mit  $\nu = 3$  anzunehmen. Siehe das Beispiel 1, Band I, S. 195.

**Biegemomente in den Obergurten der Fachwerkträger infolge unmittelbarer Belastung durch die Radlasten.** Die Obergurte der Fachwerk­kranbahnen stellen durchlaufende Balken auf elastischen Stützen dar, wenn man von der Biege­steifigkeit der angeschlossenen Füllstäbe absieht. In der Stahlbaupraxis wird die Nachgiebigkeit der Stützung des Obergurtes, d. i. der Einfluß der Durchbiegung des ganzen Fachwerkträgers auf die Verteilung der Momente im Obergurt bei unmittelbarer Belastung zwischen den Knotenpunkten vielfach vernachlässigt. Daß dies in der Regel nicht berechtigt ist, soll die folgende kurze Betrachtung erweisen.

Bei Belastung des Fachwerkträgers biegt sich, wenn nur Belastung in den Knoten vorausgesetzt wird, der Obergurt in einer stetigen parabelähnlichen Linie durch. Die Zusatzmomente, die hierdurch in den Obergurt eingetragen werden, werden ihrer Größe nach durch das Verhält­nis der Höhe des Obergurtes zur Höhe des Parallelfachwerkes bedingt.

Diese Momente werden um so größer sein, je stärker sich der Träger und somit auch der Obergurt durchbiegt, sie werden einen Größtwert erreichen, wenn die Radlasten beiläufig in der Mitte des Fachwerkträgers stehen. Nehmen wir für eine berschlagrechnung an, daß zwei Radlasten symmetrisch zur Trägermitte aufgebracht sind, und daß die Biegelinie des Fachwerkes durch eine quadratische Parabel

$$y = \frac{4 y_m}{l^2} x (l - x) \dots \dots \dots (20)$$

ersetzt werden kann, Abb. 721, so ergeben sich die Momente in den Knotenpunkten des Obergurtes bei der Feldweite  $\lambda$  aus den Dreimomentengleichungen

$$M_{k-1} + 4 M_k + M_{k+1} = - \frac{6 E J_1}{\lambda^2} (y_{k-1} - 2 y_k + y_{k+1}) + N_k \dots \dots (21)$$

$k = 1, 2, \dots n - 1$

Hierin bedeutet  $J_1$  das Trägheitsmoment des Obergurtes,  $N_k$  das Belastungsglied der Dreimomentengleichung.  $k$  ist der Reihe nach 1, 2...  $n - 1$  zu setzen, so daß  $n - 1$  Gleichungen der Form (21) zur Ermittlung der  $n - 1$  Stützenmomente des durchlaufenden Obergurtes zur Verfügung stehen. Aus Gl. (20) folgt

$$y_{k-1} - 2 y_k + y_{k+1} = - \frac{8 \lambda^2}{l^2} y_m.$$

Setzt man, um zunächst den Einfluß der Durchbiegung  $y$  festzustellen,  $N = 0$ , so erhält man die Differenzgleichung

$$M_{k-1} + 4 M_k + M_{k+1} = \frac{48 E J_1}{l^2} y_m,$$

deren Lösung unter Beachtung der Randbedingungen  $M_0 = 0, M_n = 0$

$$M_k = 8 \frac{E J_1}{l^2} y_m \left\{ 1 - \frac{1}{\beta_2^n - \beta_1^n} [\beta_1^k (\beta_2^n - 1) + \beta_2^k (1 - \beta_1^n)] \right\}$$

lautet.  $\beta_1$  und  $\beta_2$  sind die Wurzeln der Gleichung

$$\beta^2 + 4 \beta + 1 = 0;$$

$$\beta_1 = -0,268, \quad \beta_2 = -3,73, \quad \beta_1 \beta_2 = 1.$$

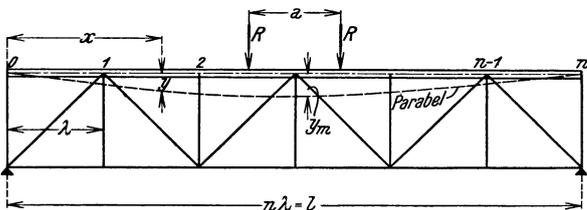


Abb. 721

Vernachlässigt man  $\beta_1^n$  gegen 1, so nimmt die Lösung  $M_k$  die einfache Gestalt

$$M_k = \frac{8 E J_1}{l^2} y_m (1 - \beta_1^k - \beta_1^{n-k}) \dots \dots \dots (22)$$

an. Mit  $k = 1$  wird abgerundet

$$M_1 = \frac{10 E J_1}{l^2} y_m \dots \dots \dots (23)$$

Gegen die Mitte zu nähert sich  $M_k$  sehr rasch dem Grenzwert

$$M_k = \frac{8 E J_1}{l^2} y_m \dots \dots \dots (23')$$

Die Beziehungen (23) und (23') liefern ein Maß für die Größe der positiven Zusatzmomente, die durch die Nachgiebigkeit der Obergurtstützung entstehen.

Führt man nun für die Durchbiegung eines Fachwerkbalkens, der durch zwei Radlasten  $R$  in der Mitte belastet ist, die Gleichung

$$y_m = \frac{2 R l^3}{\alpha E J}$$

ein, wo  $J$  das Trägheitsmoment eines Balkens mit konstantem Querschnitt ist, der die gleiche Durchbiegung aufweist, wie der Fachwerkbalken und wo  $\alpha$  einen Beiwert bedeutet, der je nach der Fachwerkform und nach dem Abstand  $a$  der beiden Lasten  $R$  etwa zwischen 30 und 50 schwankt, so erhält man aus (23) und 23') für die Zusatzstützenmomente die Ausdrücke

$$k = 1: \quad M_1 = \frac{20 R l}{\alpha} \frac{J_1}{J}; \quad k = 2, 3 \dots \quad M_k = \frac{16 R l}{\alpha} \frac{J_1}{J}.$$

In zweckmäßig durchgebildeten Kranbahnträgern liegt  $\frac{J_1}{J}$  kaum unter  $\frac{1}{50}$ , so daß mit dem kleinsten Wert  $\alpha = 30$ , die äußersten Grenzwerte

$$M_1 = \frac{1}{75} R l, \quad M_2 = M_3 = \dots \approx \frac{1}{100} R l$$

erhalten werden. Nimmt man noch  $n = 6$  als Mittelwert an, so daß  $l = 6 \lambda$ , so wird

$$M_1 = 0,08 R \lambda; \quad M_2 = M_3 = \dots = 0,06 R \lambda.$$

Um diese Beträge verringern sich ungünstigstenfalls die Stützenmomente des festgestützten Durchlaufbalkens.

Da das Verhältnis Radstand  $a$  zu Feldweite  $\lambda$  bei den üblichen Ausführungen kaum unter 1 liegt, so ist das größte Feldmoment laut Tafel 110 beiläufig

$$\text{im Endfeld: } \left(0,17 + \frac{0,08}{2}\right) R \lambda = 0,21 R \lambda,$$

$$\text{in den Mittelfeldern: } (0,14 + 0,06) R \lambda = 0,20 R \lambda.$$

Es empfiehlt sich daher, in allen Feldern mit einem größten Feldmoment

$$M_F = + \frac{1}{5} R \lambda \dots \dots \dots (24)$$

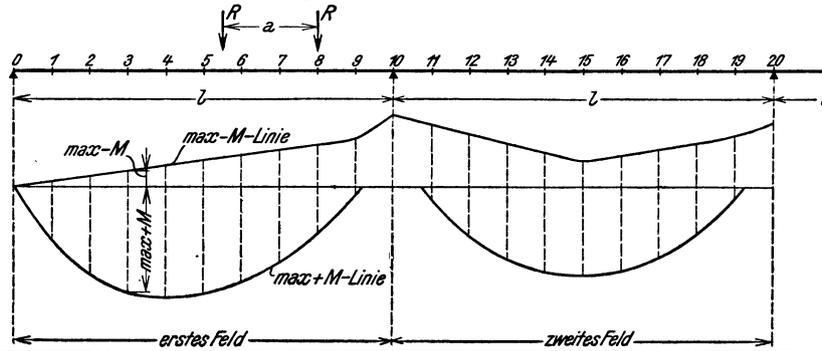
zu rechnen. Das Stützenmoment nehme man vorsichtigerweise nicht viel kleiner als wie beim festgelagerten Balken an, d. i. etwa

$$M_{St} = - \frac{1}{7} R \lambda \dots \dots \dots (24')$$

#### §) Standsicherheit der Kranbahnen in der Längsrichtung

Besteht das Kranbahntragwerk aus Balkenträgern auf Pendelstützen, dann ist es notwendig, entweder eine der Stützen so auszugestalten, daß die längsgerichteten Kräfte der Bahn, die Bremskräfte, ohne nennenswerte Verformungen in die Fundamente geleitet werden, oder man muß diese Ausleitung durch einen Kreuz- oder Portalverband, der

Tafel III. Momente  $\max + M$  und  $\max - M$  des Vierfeldbalkens mit gleichen Feldweiten bei Belastung mit zwei Einzellasten  $R$  im Abstände  $a$



$\frac{a}{l}$	Moment $\max + M$ im ersten Feld in Punkt										Multiplikation
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0,1	0,1623	0,2751	0,3411	0,3638	0,3548	0,3181	0,2511	0,1618	0,0594	—	R.l
0,2	0,1501	0,2517	0,3080	0,3229	0,3132	0,2843	0,2228	0,1360	0,0327	—	
0,3	0,1384	0,2296	0,2772	0,2858	0,2741	0,2544	0,2001	0,1180	0,0162	—	
0,4	0,1274	0,2091	0,2495	0,2531	0,2365	0,2275	0,1819	0,1063	0,0084	—	
0,5	0,1171	0,1906	0,2251	0,2257	<b>0,1998</b>	0,2024	0,1671	0,0998	0,0078	—	
0,6	0,1078	0,1743	0,2045	<b>0,2040</b>	0,1804	<b>0,1783</b>	0,1545	0,0972	0,0130	—	
0,7	0,0997	0,1605	<b>0,1881</b>	0,1885	0,1681	0,1326	<b>0,1431</b>	0,0971	0,0225	—	
0,8	0,0928	<b>0,1497</b>	0,1766	0,1786	0,1617	0,1310	0,0916	<b>0,0983</b>	0,0349	—	
0,9	<b>0,0874</b>	0,1420	0,1691	0,1735	0,1604	0,1341	0,0993	0,0602	<b>0,0488</b>	—	
1,0	0,0835	0,1370	0,1653	0,1725	0,1630	0,1408	0,1098	0,0736	0,0359	—	
$\frac{a}{l}$	Moment $\max + M$ im zweiten Feld in Punkt										Multiplikation
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0,1	0,0730	0,1710	0,2452	0,2890	0,2993	0,2859	0,2392	0,1634	0,0662	—	R.l
0,2	0,0497	0,1456	0,2154	0,2535	0,2587	0,2508	0,2097	0,1378	0,0420	—	
0,3	0,0357	0,1274	0,1915	0,2237	0,2242	0,2216	0,1863	0,1199	0,0276	—	
0,4	0,0292	0,1152	0,1729	0,1994	0,1956	0,1976	0,1684	0,1083	0,0214	—	
0,5	0,0286	0,1078	0,1588	0,1800	0,1730	0,1784	0,1550	0,1017	0,0214	—	
0,6	0,0324	0,1040	0,1485	0,1653	0,1573	0,1635	0,1451	0,0988	0,0261	—	
0,7	0,0389	0,1026	0,1410	0,1548	0,1473	0,1525	0,1380	0,0983	0,0338	—	
0,8	0,0464	0,1024	0,1358	0,1481	0,1421	0,1450	0,1328	0,0989	0,0427	—	
0,9	0,0535	0,1024	0,1324	0,1447	0,1409	0,1405	0,1293	0,0995	0,0510	—	
1,0	0,0587	0,1024	0,1307	0,1439	0,1429	0,1388	0,1272	0,0999	0,0574	—	

Anmerkung: Wenn der Kran noch über das linke Trägerende hinausfahren kann, dann sind die unterhalb der Stufenlinie befindlichen Zahlen einer Vertikalreihe durch die fettgedruckte Zahl der betreffenden Vertikalreihe zu ersetzen.

$\frac{a}{l}$	Momente max — $M$ im ersten Feld in Punkt										Multiplikation.
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0,1	0,0155	0,0310	0,0465	0,0620	0,0775	0,0930	0,1085	0,1240	0,1395	0,2033	R.I
0,2	0,0150	0,0299	0,0449	0,0600	0,0749	0,0899	0,1049	0,1198	0,1348	0,1960	
0,3	0,0139	0,0277	0,0417	0,0555	0,0694	0,0833	0,0972	0,1110	0,1248	0,1856	
0,4	0,0126	0,0252	0,0378	0,0504	0,0631	0,0756	0,0882	0,1009	0,1134	0,1687	
0,5	0,0111	0,0222	0,0333	0,0444	0,0556	0,0667	0,0778	0,0889	0,1000	0,1590	
0,6	0,0094	0,0189	0,0283	0,0378	0,0472	0,0566	0,0661	0,0755	0,0897	0,1717	
0,7	0,0077	0,0156	0,0233	0,0311	0,0389	0,0467	0,0544	0,0622	0,1011	0,1790	
0,8	0,0066	0,0131	0,0197	0,0262	0,0328	0,0394	0,0460	0,0525	0,1089	0,1818	
0,9	0,0059	0,0118	0,0177	0,0236	0,0295	0,0354	0,0413	0,0529	0,1114	0,1793	
1,0	0,0058	0,0115	0,0172	0,0230	0,0287	0,0345	0,0402	0,0594	0,1120	0,1740	
$\frac{a}{l}$	Momente max — $M$ im zweiten Feld in Punkt										Multiplikation.
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
0,1	0,1775	0,1518	0,1261	0,1003	0,0745	0,0842	0,1052	0,1262	0,1472	0,1682	R.I
0,2	0,1712	0,1464	0,1216	0,0967	0,0719	0,0815	0,1018	0,1221	0,1425	0,1628	
0,3	0,1621	0,1386	0,1151	0,0916	0,0681	0,0756	0,0945	0,1133	0,1322	0,1511	
0,4	0,1474	0,1260	0,1046	0,0833	0,0619	0,0686	0,0858	0,1030	0,1200	0,1372	
0,5	0,1313	0,1122	0,0931	0,0742	0,0551	0,0606	0,0757	0,0909	0,1059	0,1511	
0,6	0,1113	0,0950	0,0797	0,0635	0,0472	0,0514	0,0643	0,0772	0,0900	0,1650	
0,7	0,1013	<b>0,0774</b>	<b>0,0642</b>	<b>0,0512</b>	<b>0,0380</b>	0,0423	0,0529	0,0636	0,0956	0,1682	
0,8	0,1078	0,0576	0,0478	0,0381	0,0283	0,0343	0,0429	0,0515	0,1018	0,1714	
0,9	0,1141	0,0586	0,0284	0,0226	0,0232	0,0301	0,0387	0,0525	0,1146	0,1660	
1,0	0,1147	0,0660	0,0300	0,0145	0,0218	0,0292	0,0365	0,0591	0,1046	0,1606	

Anmerkung: Wenn der Kran noch über das linke Trägerende hinausfahren kann, dann sind die innerhalb des fett umrahmten Rechteckes befindlichen Zahlen einer Vertikalreihe durch die fettgedruckte Zahl der betreffenden Vertikalreihe zu ersetzen.

zwischen zwei Stützen angeordnet wird, bewirken. Bei Hallenkranbahnen werden diese Vertikalverbände unter einem dazu benützt, um auch die die Giebelwände treffenden Winddrücke in die Fundamente zu leiten.

Abb. 722 a) zeigt die bei im Freien liegenden Bahnen oft vorkommende Anordnung einer festen Turmstütze. Bis etwa 150 m Bahnlänge genügt eine solche Stütze in Kranbahnmitte. Bei längeren Bahnen empfiehlt sich die Anordnung einer zweiten Turmstütze, doch soll dann in einem Träger zwischen den beiden festen Stützen eine Dehnungsfuge vorgesehen sein, um den Temperatureausgleich ohne Beanspruchung der festen Stützen zu ermöglichen. Abb. 722 b).

Die verschiedenen Formen des Vertikalverbandes zwischen zwei Stützen veran-

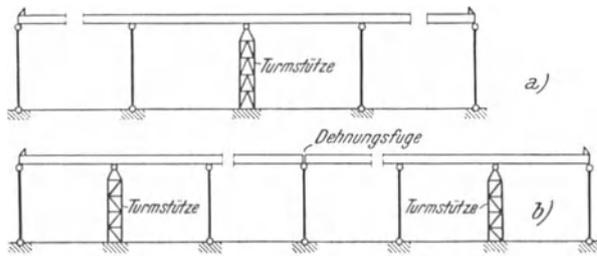


Abb. 722

schaulichen die Abb. 723 und 724. Die erstgenannte Abbildung zeigt die drei möglichen Fälle, wie ohne Beeinträchtigung der Balkenwirkung des betreffenden Kranbahnfeldes bei Vollwandträgern oder Fachwerken die Ausleitung der Bremskraft  $P_h$  erfolgen kann. Diese drei Anordnungen sind dadurch gekennzeichnet, daß die Schrägstäbe keine Beanspruchungen von den

lotrechten Lasten erfahren, sie haben lediglich die Last  $P_h$  zu übertragen. Die in der Abb. 723 gestrichelt gezeichneten Fachwerkstäbe sind auch unter dem Einfluß von  $P_h$  spannungslos und dienen lediglich der Knickhaltung.

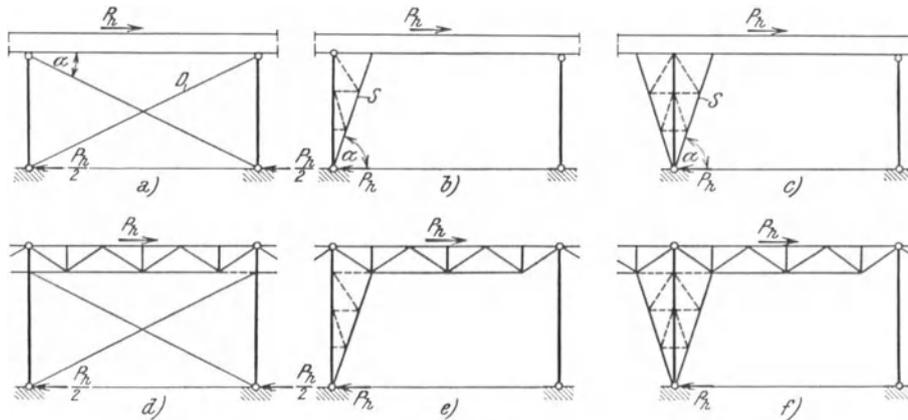


Abb. 723

Das Strebenkreuz in Abb. 723 a) bzw. d) ist aus zwei drucksteifen Streben gedacht, so daß jede der Streben  $D = \frac{1}{2} P_h \sec \alpha$  überträgt.

Ganz anders ist die Wirkungsweise des in der Abb. 724 veranschaulichten Rahmensystems.

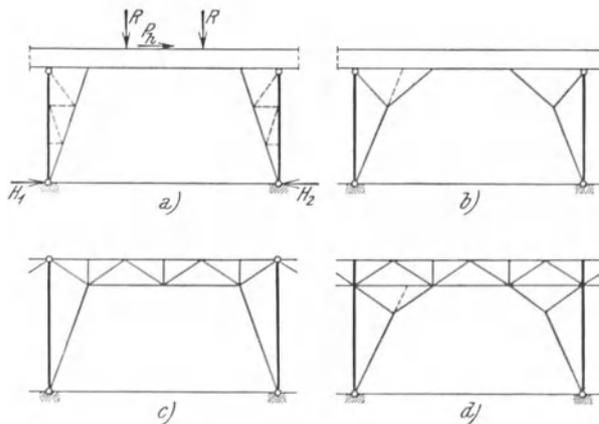


Abb. 724

Hier bildet der Kranbahnträger mit den hinzugefügten Streben einen Zweigelenrahmen, so daß die Streben auch unter der lotrechten Nutz-

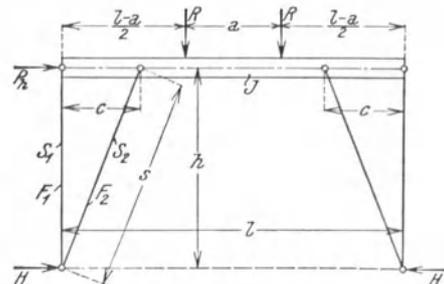


Abb. 725

last in Spannung versetzt werden, während der Kranbahnträger entlastet wird. Auf diese Entlastung der Kranbahn wird aber in der Regel bei der Bemessung des Trägers im Verbandfeld keine Rücksicht genommen. Man begnügt sich meist mit der Berechnung des Horizontalschubes  $H$  infolge lotrechter symmetrischer Belastung und infolge der wag-

rechten Belastung, da mit dem größtem  $H$  auch die Größtwerte der Stabkräfte in den Innengurten der Portalfüße verbunden sind. Für den in Abb. 725 dargestellten Rahmen stellt sich die Rechnung wie folgt:

1. Lotrechte Belastung:

Für zwei zur Rahmenmitte symmetrisch stehende Radlasten  $R$  beträgt der Horizontal Schub  $H$ , siehe die Bezeichnungen der Abb. 725:

$$H = \frac{\frac{h}{c} \frac{J}{F_1} + \frac{l^2 - a^2}{8} - \frac{c^2}{6}}{\frac{h^2}{c^2} \frac{J}{F_1} + \frac{s^3}{h c^2} \frac{J}{F_2} + h \left( \frac{l}{2} - \frac{2c}{3} \right)} R, \dots \dots \dots (25)$$

wobei  $a < l - 2c$  vorausgesetzt wurde.

2. Wagrechte Belastung mit  $P_h$ :

$$H = \pm \frac{P_h}{2},$$

womit die Zusatzkräfte  $S_1$  in den Stützen und die Strebenkräfte  $S_2$  gegeben sind.

Ist der Kranträger ein Parallelfachwerkträger, dann benütze man ebenfalls Gl. (25), wobei für  $J$  ein der Steifigkeit des Fachwerkträgers entsprechendes Trägheitsmoment einzuführen ist.

Man kann Gl. (25) auch ohne einen großen Fehler zu begehen, auf die Strebenanordnung nach Abb. 724 b) und d), anwenden, wenn man die Berechnung von  $H$  mit der durch die gestrichelte Linie verlängerten Ersatzstrebe durchführt. Ist  $H$  festgelegt, so ergeben sich die Stabkräfte in den Stäben der Portalfüße durch Kräftezerlegung gemäß dem tatsächlichen Verlauf dieser Stäbe.

## 78. Die bauliche Ausbildung der Kranbahnen

### a) Die Kranbahnschiene

Als Kranbahnschienen kommen entweder Flachstahlschienen oder breitfüßige Laufkranschienen in Verwendung. Die letzteren bieten den Vorteil, daß sie mit dem Kranbahnträger mittels durchgehender Nietreihen verbunden und zum tragenden Querschnitt mitgezählt werden können. Die notwendige Schienenkopfbreite in cm ergibt sich aus dem Radruck  $R$  in Kilogramm und dem Raddurchmesser  $D$  in Zentimeter aus der Formel

$$k = 2r + \frac{R}{D p_{zul}}$$

Hierin ist  $r$  die Abrundung oder Abgratung der Schiene,  $p_{zul}$  die zulässige Pressung in  $kg/cm^2$ . Abb. 726. Für  $p_{zul}$  kann gesetzt werden:

- bei Hartgußlaufrädern auf Schienen aus St. 37  $p_{zul} = 30 \text{ kg/cm}^2$
- bei Stahlgußlaufrädern auf Schienen aus St. 37  $= 40 \text{ ,,}$
- bei Stahlgußlaufrädern auf Schienen aus St. 52  $= 50 \text{ ,,}$

**Flachstahlschienen.** Ein unmittelbares Aufschauben der Flachstahlschienen, wie dies früher geübt wurde, Abb. 727 a), ist aus folgendem Grunde nicht zu empfehlen. Durch die Ausnehmung für den Schraubenkopf wird die Nutbreite der Schiene so stark verringert, daß an solchen Stellen Aufwetzungen und Verquetschungen eintreten. Diese Art der Schraubenbefestigung gestattet auch kein seitliches Verschieben der Schiene und somit kein nachträgliches Ausrichten derselben. Eine zweckmäßige und vielfach übliche Befestigungsweise ist in Abb. 727 b) dargestellt. Auf der Unterseite der Schiene sind kurze Querlaschen mit Hilfe von Stiftschrauben befestigt, so daß die Oberfläche der Schiene vollkommen unverletzt bleibt. Mit diesen in Abständen von  $e = 40 - 60 \text{ cm}$  befindlichen Laschen ist die Schiene auf dem Kranbahnträger angeschraubt. Abb. 727 c) zeigt die Anordnung im

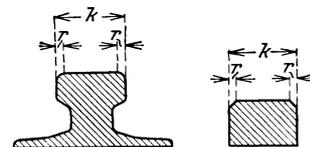


Abb. 726

Grundriß. Die Laschen sind auf Schienenbreite beiderseits ausgeklinkt, so daß das Futter, das unter der Schiene zwischen den Laschen liegt, in diese Ausklinkung eingreifen und nicht herausfallen kann, obwohl es nicht weiter befestigt wird. Die Befestigung der Schiene mit Laschen bietet auch den Vorteil, die Schiene durch Aufreiben der Löcher in der Lasche ausrichten zu können. Beim Schienenstoß werden zwei Laschen dichter gesetzt,  $e' = 150$  bis  $200$  mm, und die Schienen an der Stoßstelle schief zugeschnitten. Die freie Höhe  $a$  über den Schraubenköpfen muß mindestens  $10$  mm größer genommen werden als die Spurkranzausladung.

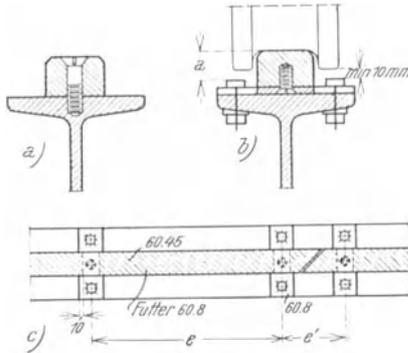


Abb. 727

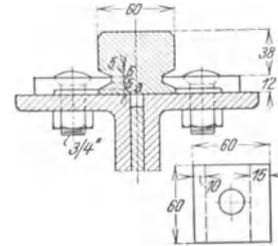


Abb. 728

ist, ist in Abb. 728 dargestellt.<sup>1)</sup> Durch Ausfräsen zweier trapezförmiger Nuten in einer Flachstahlschiene wird eine Art Schienenfuß erzeugt, der das Anbringen von Klemm-

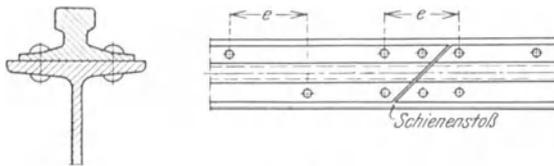


Abb. 729

platten zu beiden Seiten der Schiene ermöglicht. Das Gewicht einschließlich der Befestigungsmittel ist geringer als bei der mit Laschen befestigten Schiene, die vorangehend besprochen wurde. An den Stoßstellen der Schiene werden längere Klemmplatten mit je zwei Schraubenlöchern verwendet.

**Laufkranschiene.** Die Befestigung derselben erfolgt, wie Abb. 729 zeigt, mit Nieten, die etwa  $e = 10 d$  Abstand haben und abwechselnd im rechten und linken Teil des Fußes

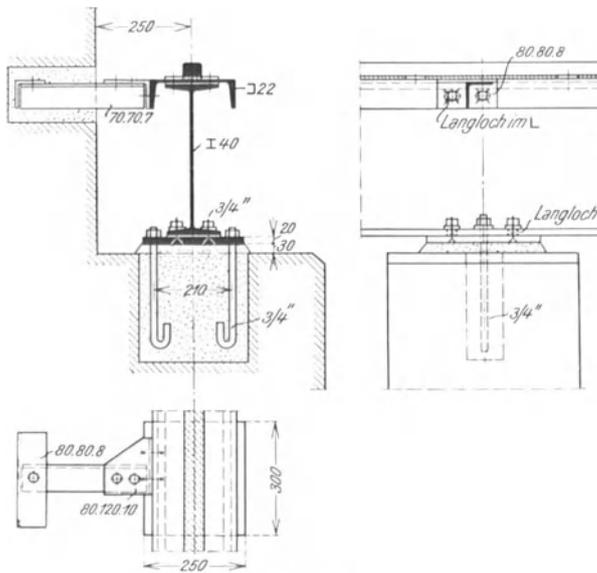


Abb. 730

sitzen. In jenen Fällen, wo die Schiene zum tragenden Querschnitt gezählt wird, ist die Nietteilung den auftretenden Längsschubkräften entsprechend festzulegen. Der Schienenstoß wird durch Schrägschnitt bewerkstelligt.

#### β) Auflagerung der Kranbahnen

**Auflagerung auf Mauerpfeilern.** Die Lagerung geschieht vielfach mit ebenen Unterlagsplatten nach Abb. 730. Besondere Beachtung ist dem Umstand zu schenken, daß auch die Seitenkräfte an der Auflagerstelle ins Mauerwerk übertragen werden. In Abb. 730 ist dies durch einen Stemmwinkel  $70 \cdot 70 \cdot 7$  bewerkstelligt. Es ist weiters darauf zu achten, daß die Kranbahn

gegenüber den Mauerpfeilern verschieblich gelagert werde, um bei den durch Temperaturänderungen hervorgerufenen Längenänderungen Sprengwirkungen auf das Mauer-

<sup>1)</sup> D. R. P. Nr. 400.842 der Maschinen- u. Waggonbau-Fabriks-A. G. Wien-Simmering.

werk zu vermeiden. Die verankerte Unterlagsplatte darf daher nicht fest mit dem Träger verbunden werden. Die Verbindungsschrauben zwischen Platte und Träger gehen daher durch Langlöcher im Trägerflansch und haben nur die Aufgabe, ein Abheben des Trägers vom Lager zu verhüten. Ebenso ist der vorerwähnte Stemmwinkel durch Schrauben an das Kopf- $\square$ -Eisen angeschlossen, die in Langlöchern des Anschlußwinkels  $80 \cdot 120 \cdot 10$  sitzen, so daß sich die Kranbahn auch gegenüber dem Stemmwinkel verschieben kann.

Bei der Bemessung der Plattenstärke richte man sich nach den in Band I, S. 495, angegebenen Regeln.

Da bei der Auflagerung auf Mauerpfeilern besonderes Gewicht auf möglichst mittige Übertragung des Auflagerdruckes zu legen ist, so ist die Einschaltung einer schmalen Druckplatte zwischen Träger und Unterlagsplatte zu empfehlen. Siehe die

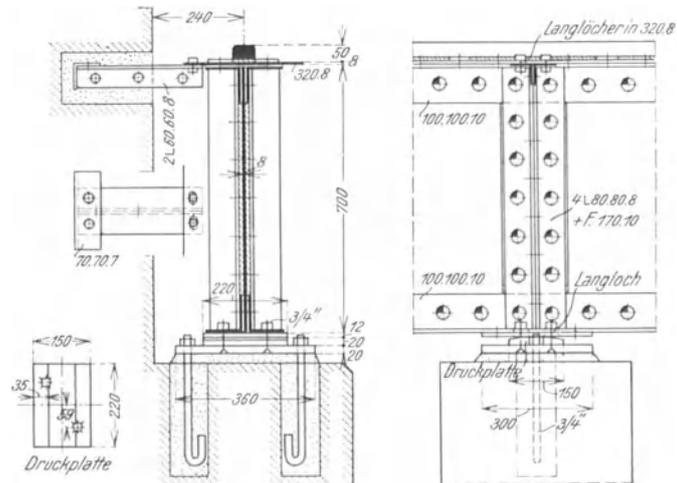


Abb. 731

Abb. 731. Es ist einleuchtend, daß im Bereiche der Auflagerplatte der Abb. 730 bei einseitiger Belastung unter Umständen eine sehr ungleiche Verteilung der Drücke zwischen Platte und Mauerwerk zustande kommt, und dies kann durch die Einschaltung eines Druckstückes vermieden werden.

**Auflagerung auf eisernen Stützen.** Hier lassen sich grundsätzlich drei Lagerungsarten der Balkenträger unterscheiden. 1. Die unmittelbare Auflagerung, 2. die Lagerung mittels Konsolen und 3. die Aufhängung. Abb. 732 a) und b) zeigen die typischen Beispiele für die unmittelbare Lagerung, wo der Kranbahnträger einfach auf der Stütze auf-

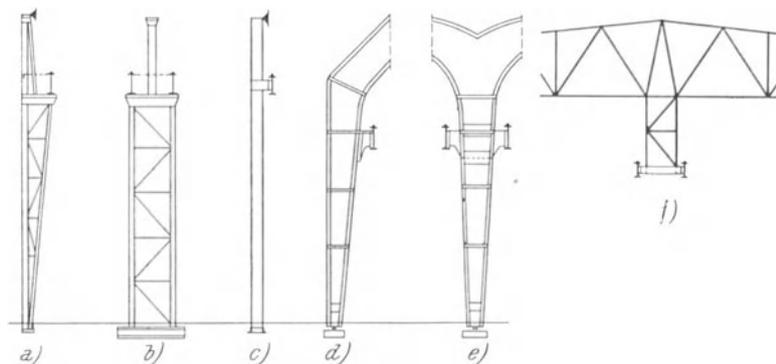


Abb. 732

gesetzt ist. Abb. 732 c) bis e) veranschaulichen die häufig vorkommenden Fälle, wo der Kranbahnträger an Konsolen des Tragwerkes befestigt ist. Schließlich ist in Abb. 732 f) die Aufhängung zweier Mittelkranbahnen an einem Binder ersichtlich gemacht.

Beim Aufsetzen der Träger auf den Stützen ist, ähnlich wie bei Lagerung auf Mauerwerk, möglichst mittige Lastübertragung anzustreben, um Übertragung von Biegemomenten aus der Kranbahn in die Stützen zu vermeiden. In einfacher aber nicht vollständiger Weise wird dies durch Aufsetzen auf einen aus 2  $\square$ -Eisen bestehenden

Sattel nach Abb. 733 erreicht. Diese Abbildung zeigt auch die Ausleitung der wagrechten Kräfte aus dem Horizontalverband in die Stütze. Schaltet man eine schmale Druckplatte ein, wie in Abb. 734, was bei hohen Kranbahnauflagerdrücken zu empfehlen ist, so kann

eine nahezu vollkommene Zentrierung des Druckes erreicht werden.

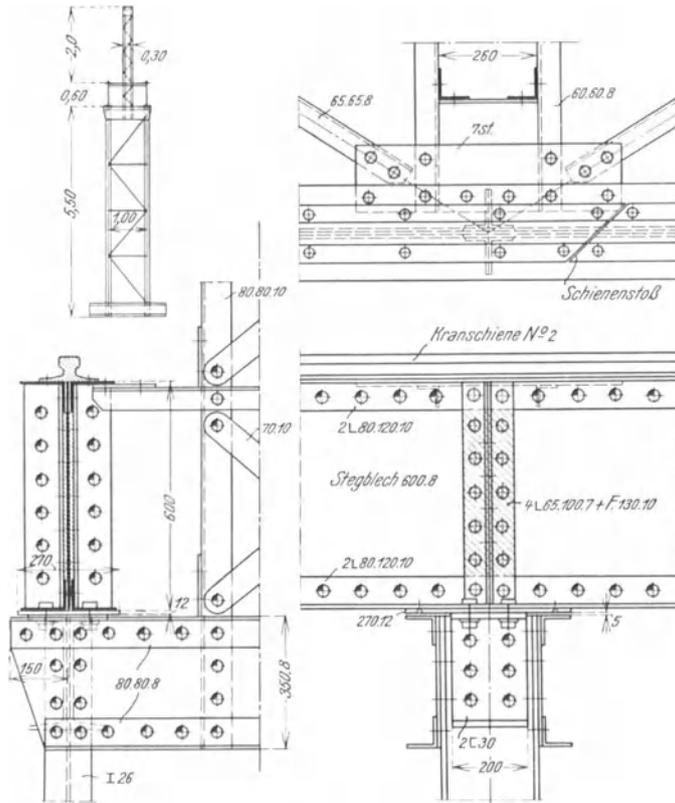


Abb. 733

zu erzielen, tunlichst nahe der Symmetrieachse  $x-x$  sitzen. Für den Nietanschluß der beiden Konsolen  $\square$  28 kommt als größte Auflagerkraft bei einseitiger Belastung  $P \left( 1 + \frac{e}{h} \right)$

in Frage; siehe Abb. 735.

Der Anschluß des Kranbahnträgers an eine aus 2  $\square$ -Eisen bestehende Wandstütze ist in Abb. 736 erläutert. Auflagerkraft  $P$  und Moment  $Pe$  werden von dem dreireihigen Nietanschluß übernommen. Die Berechnung erfolgt nach Band I, Abs. 54 mit Hilfe der Tafel 78 (S. 463).

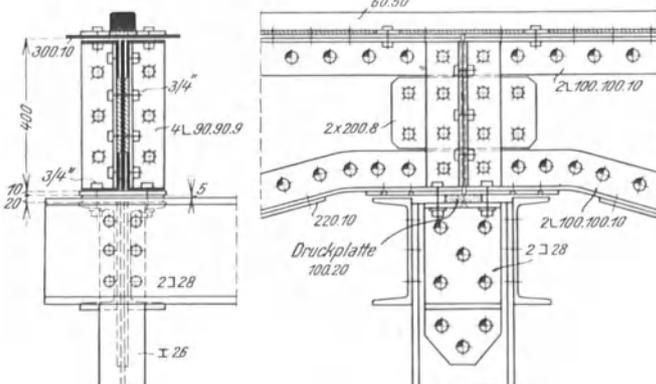


Abb. 734

wie dies aus den Abb. 737 und 738 ersichtlich ist, aufgehängt. Abb. 737 gilt für den Fall, daß die Fahrbahn aus einzelnen in den Anhängpunkten gestoßenen Trägern besteht, Abb. 738 für den Fall durchgehender Träger. Im letzteren Falle erfolgt die Auf-

**Aufhängungen.** Wenn es sich um einfache Katzenbahnen, sogenannte Hängebahnen handelt, so werden die Bahnträger unmittelbar an den Dachbindern,

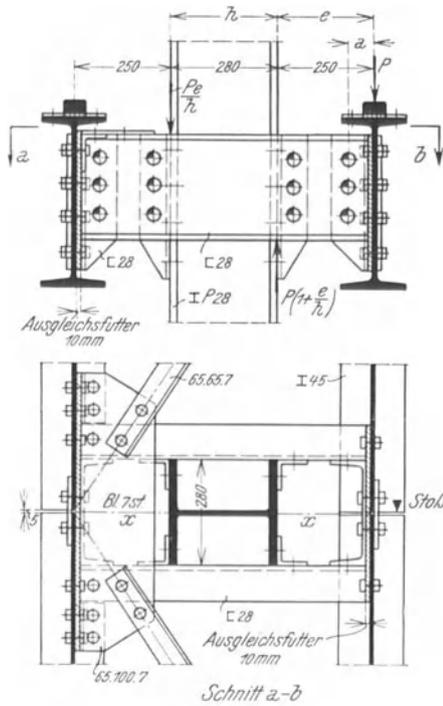


Abb. 735

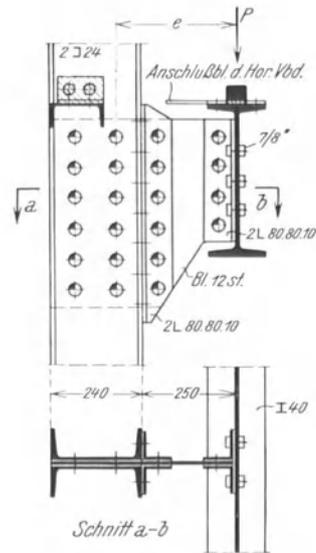


Abb. 736

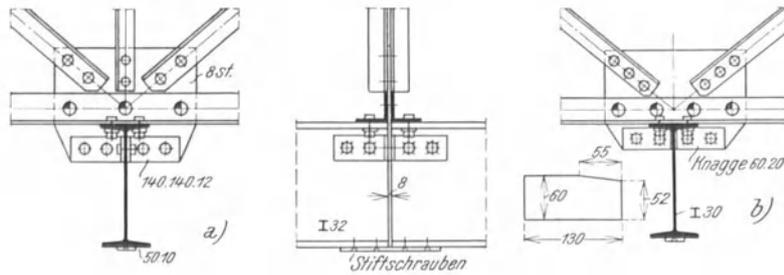


Abb. 737

hängung entweder nur auf Schrauben, die durch den oberen Flansch des Trägers gehen, Abb. 738 a), oder besser unter Zuhilfenahme von Knaggen, die an dem ausgeschnittenen Binderknotenblech befestigt sind. Die Stoßdeckung erfolgt außerhalb der Stützpunkte. Die Nieten in den Stoßlaschen sind zu versenken.

In den beiden folgenden Abb. 739 und 740 sind Aufhängungen von Doppelkranbahnen dargestellt. In Abb. 739 werden die lotrechten und wagrechten Lasten der beiden Kranbahnträger durch ein Fachwerk auf den Binder übertragen. Der biegungs-

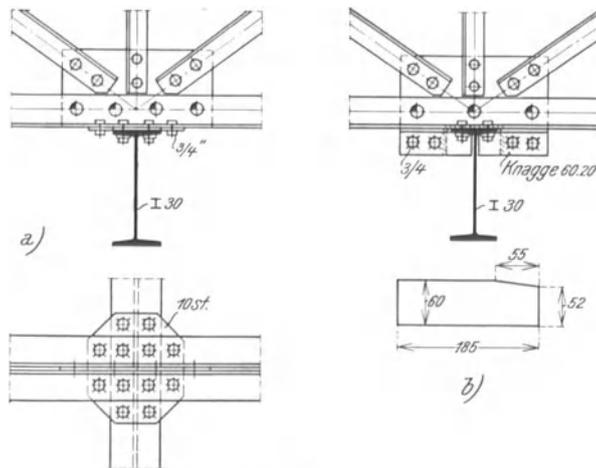


Abb. 738

steife Querriegel stellt einen Träger auf 3 Stützen vor. Über die Verteilung der lotrechten Lasten auf die drei Aufhängepunkte gibt die Tafel 50 (Band I, S. 237) Auskunft. In Abb. 740 hängen die beiden Mittelkranbahnen an einem aus 2  $\square$ -Eisen zusammengesetzten steifen Stab, der im Ober- und Untergurt je in einem Bolzen gelagert ist, damit keine Bie-

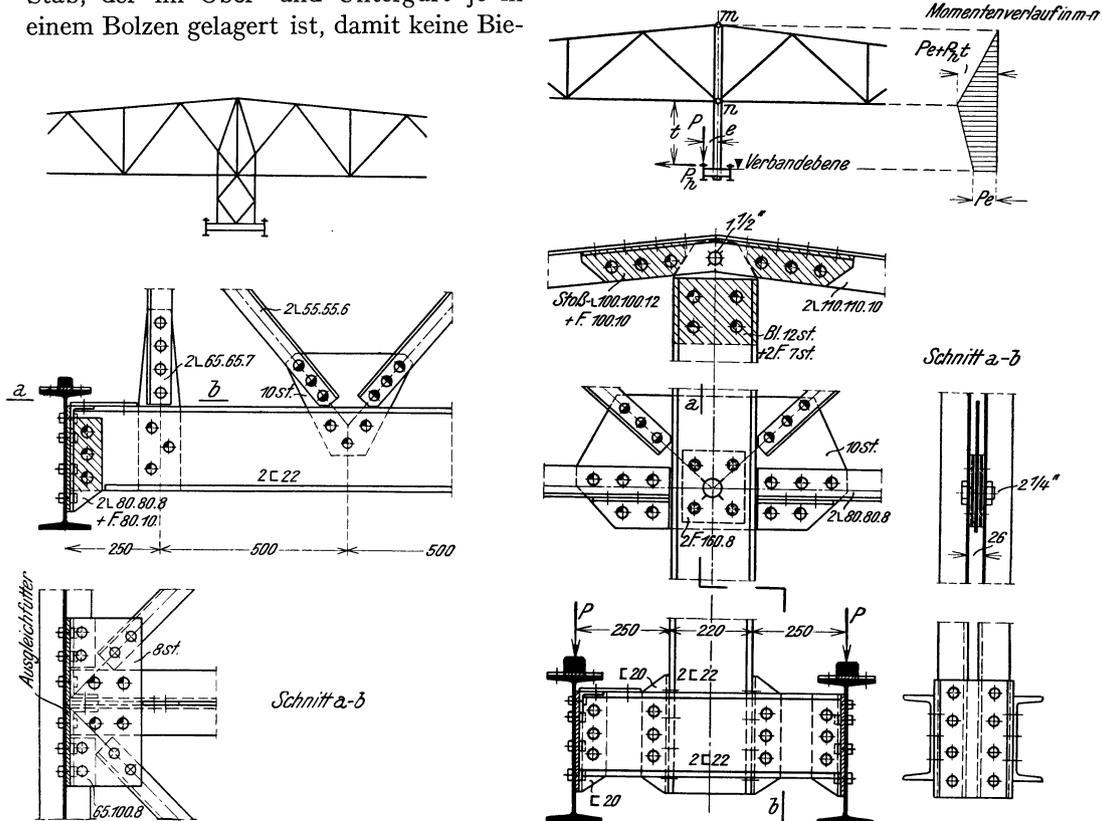


Abb. 739

Abb. 740

gunnungsmomente auf die Fachwerkstäbe übertragen werden. Bei der Bemessung der Bolzen gehe man nicht allzu sparsam vor, man rechne mit etwa 1200 kg/cm<sup>2</sup> zulässigen Lochleibungsdruck, da sonst die Beweglichkeit der Bolzen nicht genügend gesichert ist.

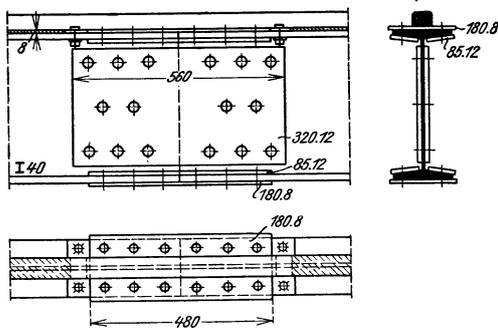


Abb. 741

### γ) Die Stoßausbildung

Werden Kranbahnen als durchlaufende Balken ohne Gelenke ausgeführt, so sind alle Stöße als Biegestöße auszugestalten. Wenn möglich, ordne man die Stöße neben den Stützpunkten etwa in Abständen  $l/6$ — $l/10$  von denselben an, da das Biegunngsmoment in diesem Bereich am kleinsten ist. Nichtsdestoweniger bemißt man den Stoß nach dem Tragemoment  $M = W \sigma_{zul}$  des Trägers an der Stoßstelle.

Bei der Gestaltung der Stöße von Walzträgern und genieteten Trägern ist darauf zu achten, daß der Obergurt eine bequeme Lagerung der Schiene ermöglicht, ohne daß man zu unnötigen Unterfütterungen Zuflucht nehmen muß.

**Walzträgerstöße.** Bei Flachstahlschienen, die in der auf S. 720 angegebenen Weise mit Querlaschen angeschraubt sind, ist zweiseitige Deckung der Flanschen gemäß

Abb. 741 ohne weiters möglich, da an der Trägerstoßstelle das unter der Schiene liegende Futter als obere Stoßlasche benützt werden kann. Über die Berechnung der Stoßdeckung siehe Band I, Abs. 59. Liegt ein Träger mit aufgesetztem  $\square$ -Eisen vor, so versetzt man den Stoß von Träger und  $\square$ -Eisen, wie dies in Abb. 742 dargestellt ist. Zwischen den beiden Laschen, die den Oberflansch des Trägers und den Steg des  $\square$ -Eisens decken, schaltet

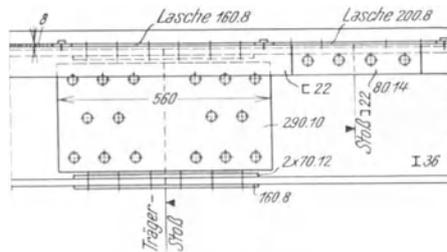


Abb. 742



Abb. 743

man ein Befestigungsflacheisen für die Schiene ein. Bei Verwendung von breitfüßigen Kranbahnschienen benützt man in jenen Fällen, wo die Schiene nicht zum tragenden Querschnitt gezählt wird, die Schiene selbst zur Stoßdeckung. Abb. 743.

Bei **genieteten Trägern** wird ebenfalls das entsprechend erbreiterte unter der Flachstahlschiene liegende Futter zur Stoßdeckung einer fallweise vorhandenen oberen Lamelle benützt. Abb. 744 a). Die Gurtplatte



Abb. 744

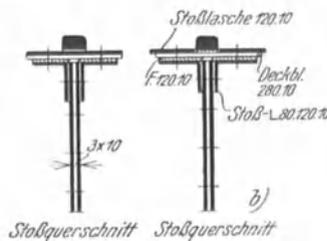


Abb. 745

ist hier zweiseitig gedeckt, da das Futterstück  $100 \cdot 10$  zur Stoßdeckung herangezogen werden kann. Die Stoßniete der Gurtplatte sind daher zweiseitig. Bei genügend breiten Gurten kann die Deckung der Lamelle auch durch zwei getrennte Stoßlaschen, die rechts und links der Schiene liegen, vorgenommen werden, wie dies der Querschnitt Abb. 744 b) zeigt. Die Gurtplatte  $280 \cdot 10$  ist hier durch zwei Laschen  $120 \cdot 10$  und durch die Futter  $120 \cdot 10$  gestoßen. Sind stellenweise zwei Platten notwendig, so teile man die zweite Platte und lege sie an die Unterseite der oberen Gurtwinkel, um auf der Oberseite eine durchgehend glatte Unterlage für die Schiene zu bewahren. Abb. 745. Man vermeide aber diese unterseits liegenden Flachstähle zu stoßen und ordne den gemeinsamen Stoß aller übrigen Teile des Trägers außerhalb des Bereichs dieser Flachstähle an, da ein zweckmäßiger Universalstoß mit Einbeziehung der erwähnten Flachstähle unter Umständen schwer auszubilden ist.

Kommen statt der Flachstahlschienen breitfüßige Kranbahnschienen zur Verwendung, dann benützt man diese zur Stoßdeckung der oberen Gurtplatte. Ist diese sehr breit, so legt man beiderseits der Schiene noch Deckstreifen auf.

#### δ) Prellböcke

Zur Begrenzung der Laufkranfahrt werden an den Kranbahnen Prellböcke vorgesehen, die in der Regel nach Abb. 746 ausgeführt werden. Die Höhe des Holzpuffers richtet sich nach der Höhe der Kopfträger des Laufkranes, die entweder ebenfalls nur einen Holz-

puffer oder besser einen Federpuffer, wie er für Eisenbahnwagen verwendet wird, erhalten. Hat der Kran nur Holzpuffer, dann ist es noch notwendig, die lebendige Kraft des Kranes durch Auflaufenlassen auf einem auf die Schiene genieteten Keilstück von 1 : 4 bis 1 : 5 Steigung so weit zu vermindern, daß der Puffer nur einen Bruchteil der lebendigen Kraft des Kranes zu übernehmen hat. Ist der Kran mit Federpuffern ausgestattet, dann kann das Keilstück entfallen, da durch die Feder die kinetische Energie des Kranes auf einem so langen Wege vernichtet wird, daß der Federdruck vom Prellbock leicht aufgenommen werden kann.

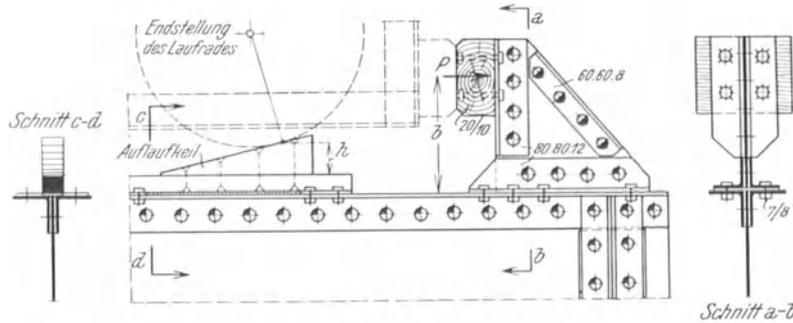


Abb. 746

Daß bei wenig nachgiebigen Puffern der Kran sehr große Verformungen erleiden kann, wenn er mit voller Geschwindigkeit an die Prellböcke anstößt, ist durch eine verhältnismäßig einfache Überschlagrechnung zu erweisen. Da die Last am Seil hängt, so schwingt sie im Moment des Anpralles aus, so daß ihre eigene kinetische Energie zunächst durch Hebung während des Ausschlagens vernichtet wird. Wir haben somit bei den folgenden Betrachtungen nur die lebendige Kraft der Kranbrücke und der Katze zu berücksichtigen. Zur Vereinfachung unserer Betrachtungen denken wir uns auch die Masse der Katze ebenso wie das Gewicht der Kranbrücke gleichmäßig über die Spannweite  $l$  verteilt. Sieht man die Puffer zunächst als vollkommen starr an, so wird die ganze kinetische Energie des mit der Geschwindigkeit  $v$  an die Prellböcke anfahrenen Kranes in Verformungsarbeit  $A_i$  der Kranbrücke umgewandelt. Ist  $G$  das Gewicht der Brücke samt Katze,  $g$  die Schwerebeschleunigung, so ist die lebendige Kraft  $L$  im Augenblick des Anpralles

$$L = \frac{G v^2}{2 g},$$

Wir nehmen an, daß sich der Kran in wagrechter Ebene nach einer Sinuslinie mit dem Pfeil  $f$  ausbiegt, so daß die Gleichung der Biegelinie

$$y = f \sin \frac{\pi x}{l} \dots \dots \dots (26)$$

lautet. Diese Annahme stimmt gut mit den Tatsachen überein, da die Verformung nur unter der Wirkung von Trägheitskräften zustande kommt.<sup>1)</sup> Ist  $EJ$  die Steifigkeit der Kranbrücke in wagrechter Richtung, so ist die bei der Verformung aufgespeicherte Formänderungsarbeit

$$A_i = \frac{EJ}{2} \int_0^l \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx$$

<sup>1)</sup> Ein Balken auf zwei Stützen, der mit der Masse  $\mu$  gleichmäßig belegt ist, verformt sich, wenn er Eigenschwingungen durchführt, nach einer nur wenig von einer Sinuslinie abweichenden Linie. Siehe Band I, Abs. 48 und 49.

und da

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\pi^2}{l^2} f \sin \frac{\pi x}{l},$$

so folgt für  $A_i$  der Ausdruck

$$A_i = \frac{\pi^4 EJ}{4 l^3} f^2.$$

Aus  $L = A_i$  ergibt sich schließlich die Größe der Ausbiegung in Kranmitte zu

$$f = \frac{v l}{\pi^2} \sqrt{\frac{2 G l}{g EJ}} \dots \dots \dots (27)$$

Das größte Moment in Brückenmitte, das im Moment des Anpralles auftritt, ist durch

$$M_x = EJ \frac{d^2 y}{dx^2} \quad \text{für } x = \frac{l}{2}$$

gegeben. Aus Gl. (26) und (27) folgt daher

$$\max M = \frac{v}{l} \sqrt{\frac{2 G l}{g}} EJ \dots \dots \dots (28)$$

Aus  $Q_x = EJ \frac{d^3 y}{dx^3}$  kann man, da für  $x=0$ ,  $Q_x = P$ , die Auflagerkraft  $P$  ausrechnen, die der Prellbock im Augenblick des Stoßes auszuhalten hat. Aus Gl. (26) erhält man durch Differenzieren und Einsetzen von  $f$  gemäß Gl. (27)

$$Q_x = \frac{\pi v}{l^2} \sqrt{\frac{2 G l}{g}} EJ \cdot \cos \frac{\pi x}{l},$$

so daß für  $x=0$

$$P = \frac{\pi v}{l^2} \sqrt{\frac{2 G l}{g}} EJ \dots \dots \dots (29)$$

wird.

Ein Beispiel möge die Größenordnung der hier in Betracht kommenden Wirkungen aufzeigen.

**Beispiel:** Eine 10 t-Kranbrücke von 20 m Spannweite habe ein Brückengewicht einschließlich Katze von rd. 20 t. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt  $v = 60 \text{ m/min} = 100 \text{ cm/sec}$ . Das Trägheitsmoment der beiden Horizontalverbände, die in Obergerthöhe der Hauptträger liegen, sei  $J = 250000 \text{ cm}^4$ .

Man berechnet:

$$f = \frac{100 \cdot 2000}{9,87} \sqrt{\frac{2 \cdot 20 \cdot 2000}{981 \cdot 2100 \cdot 250000}} = 7,98 \text{ cm};$$

$$\max M = \frac{100}{2000} \sqrt{\frac{2 \cdot 20 \cdot 2000}{981} \cdot 2100 \cdot 250000} = 10350 \text{ cmt};$$

$$P = \frac{3,14 \cdot 100}{2000^2} \sqrt{\frac{2 \cdot 20 \cdot 2000}{981} \cdot 2100 \cdot 250000} = 16,26 \text{ t.}$$

Ein Blick auf die vorstehenden Ergebnisse läßt erkennen, daß die errechneten Durchbiegungen nur bei dauernder Verformung des Kranes möglich sind. Wenn auch die berechneten Werte für den in Betracht gezogenen Fall als obere Grenze angesehen werden können, da ein Bruchteil der lebendigen Kraft durch Verformung der Prellböcke und der Kranbahnträger übernommen wird, so sind doch die Werte für die Ausbiegungen und für das Größtmoment so groß, daß selbst die Hälfte dieser Werte genügen würde, um dauernde Verformungen im Krantragwerk herbeizuführen.

Es ist daher unbedingt zu empfehlen, bei Anordnung von gewöhnlichen Holzpuffern am Prellbock und Kran das Laufrad des Kranes auf ein Keilstück auflaufen zu lassen.

Hebt man das eine Laufrad (Raddruck  $R$ ) knapp vor dem Anstoßen an den Prellbock um die Höhe  $h$ , so wird von der lebendigen Kraft  $L = \frac{2 R v^2}{2 g}$  der Betrag  $R h$  aufgezehrt.

Aus

$$\frac{R v^2}{g} = R h$$

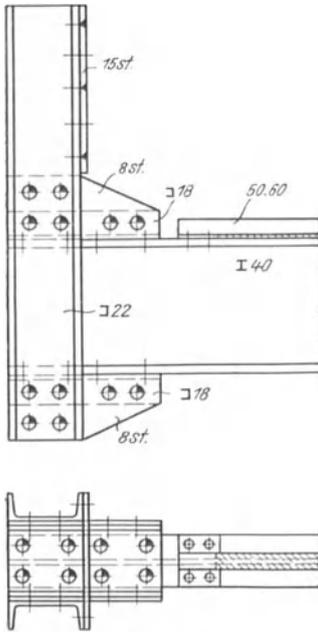


Abb. 747

folgt

$$h = \frac{v^2}{g}, \dots \dots \dots (30)$$

die notwendige Höhe, um die ganze lebendige Kraft zu vernichten. Es wird für

$v =$	100	120	150 cm/sec
$h =$	10	15	23 cm

Es empfiehlt sich, die nutzbare Keilhöhe mit etwa 0,8 der vollen Steighöhe  $h$  anzunehmen und den Prellbock so stark zu machen, daß er einer wagrechten Kraft gleich  $R$  widerstehen kann.

Werden Federpuffer am Kran oder am Prellbock angeordnet, dann berechne man den Wert  $P$  auf folgende Weise: Ist  $\delta$  die Zusammendrückung der Feder je 1 t Belastung, so ist der Bremsweg nach dem Anprall  $s = P\delta$  und es folgt daher aus der Energiegleichung

$$\frac{2 R v^2}{2 g} = \frac{1}{2} P^2 \delta$$

$$P = v \sqrt{\frac{2 R}{g \delta}} \dots \dots \dots (31)$$

Beispiel: Ist z. B.  $\delta = 1$  cm je Tonne, so erhält man für  $P$ , wenn  $R = 10$  t,  $v = 100$  cm/sec beträgt,

$$P = 100 \sqrt{\frac{2 \cdot 10}{981 \cdot 1}} = 14,3 \text{ t.}$$

Die Schrauben, mit denen der Prellbock an den Kranbahnträger angeschlossen ist, haben die wagrechte Kraft  $P$  und das Moment  $Pb$  zu übernehmen. Siehe Abb. 746.

In Abb. 747 ist noch eine andere Ausbildung des Prellbockes, die eine Beanspruchung der Schrauben auf Zug vermeidet und eine bessere Aufnahme des Kippmomentes der Kraft  $P$  ermöglicht, dargestellt.

## § 23. Die Fachwerkwände

### 79. Anordnung und Berechnung der Fachwerkwände

#### a) Allgemeines über die Anordnung der Fachwerkwände

Die Fachwerkwand stellt einen aus Stielen und Riegeln bestehenden Trägerrost dar, der gewöhnlich mit Ziegeln in  $1/2$  Stein Stärke ausgemauert ist. Der Rost hat die wesentliche

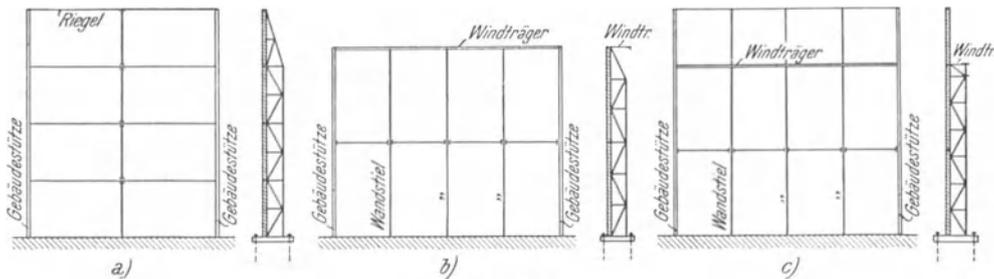


Abb. 748

Aufgabe, den die lotrechte Wandscheibe treffenden Winddruck auf stützende Tragwerkteile, wie Gebäudestützen, Windträger und Fundament zu übertragen. Je nach der Lage

der stützenden Teile sowie je nach Form und Größe des Wandfeldes sind verschiedene Anordnungen des Wandfachwerkes möglich. Die typischen Fälle, die bei den Hallenlängswänden in Frage kommen, sind in der Abb. 748 ersichtlich gemacht.

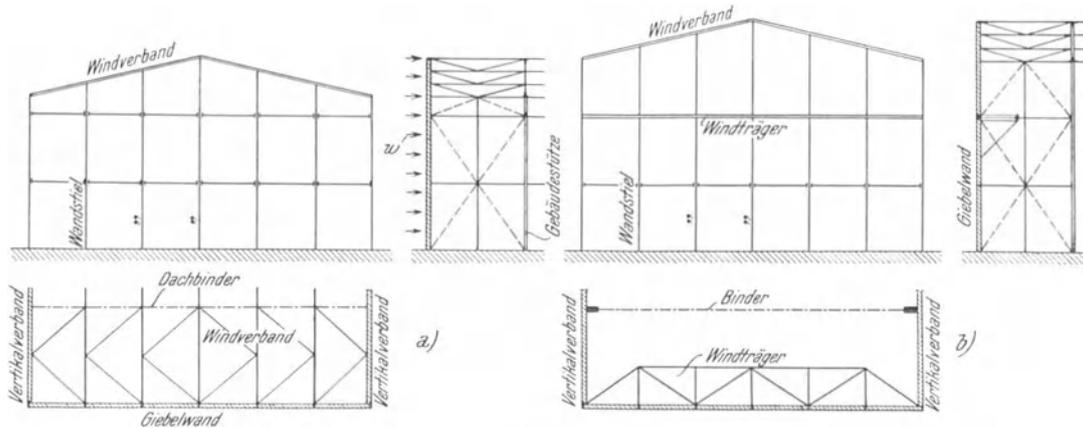


Abb. 748

In Abb. 748 a) stützt sich eine Schar wagrechter Riegel als Wandelemente erster Ordnung auf die eingespannten Gebäudestützen. Der Zwischenstiel läuft nur von Riegel zu Riegel, ist also hier ein Wandelement zweiter Ordnung. Diese Anordnung wird bei schmalen und hohen Wandfeldern von Vorteil sein. Im Falle Abb. 748 b) ist die Anordnung gerade umgekehrt. Hier stellen die Wandstiele die Hauptteile der Wand vor, während der Riegel bei jedem Stiel unterbrochen ist. Diese Anordnung, die bei längeren Wandfeldern zweckmäßig sein wird, verlangt aber den Einbau eines wagrechten Windträgers am oberen Wandsaum, um die Stielaugerdrücke in die Stützen leiten zu können. Die Wandausfachung, Abb. 748 c), unterscheidet sich schließlich von der vorangehenden nur dadurch, daß der Windträger in die Höhe der Kranbahn gerückt und dort mit dem Kranbahnverband vereinigt wurde, was unter Umständen auch eine sparsamere Bemessung der Wandstiele als Balken mit Kragarm ermöglicht.

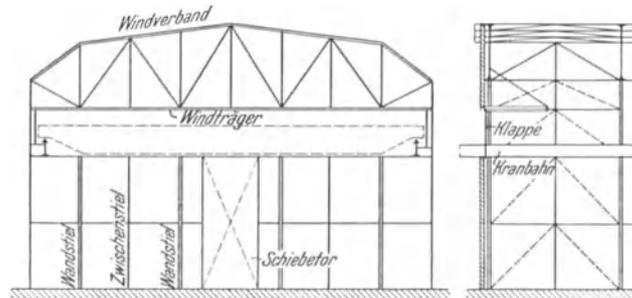


Abb. 750

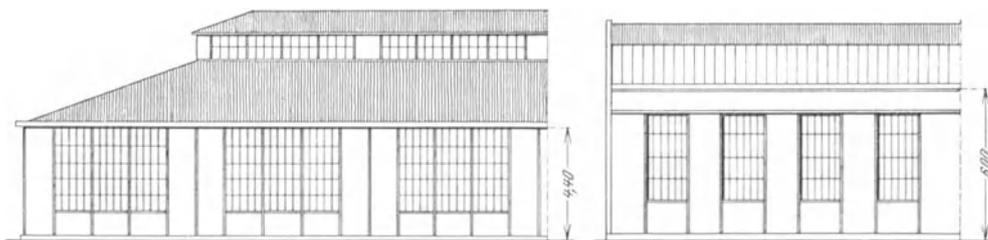


Abb. 751

Da bei den Giebelwänden der Hallen in der Regel Hauptstützen fehlen, so ist, wenn es sich nicht um ganz schmale Wände handelt, die Ausfachung mit tragenden Riegeln allein nicht möglich. In der Überzahl der Fälle wird die Windbelastung der Wand von lotrechten Wandstielen übernommen und auf Windträger übertragen. Bei nicht allzu hohen

Giebelwänden genügt es, die Stiele am oberen Ende auf den in der Dachebene fast immer vorhandenen Windverband abzustützen, Abb. 749 a). Dieser Verband gibt seine Last an zwei in den Endfeldern der Längswände angebrachten Vertikalverbände ab, die in Abb. 749 a) in gestrichelten Linien angedeutet sind. Bei größerer Höhe ist die Wand

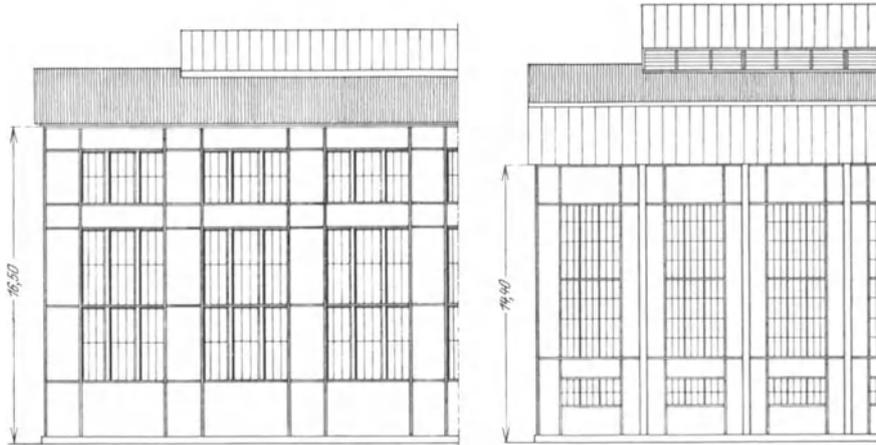


Abb. 752

noch durch einen Windträger zu stützen, Abb. 749 b), so daß die Wandstiele in drei Punkten gelagert sind; im Fundament, im Windträger und im Dachwindverband. Enthält die Halle Kranbahnen, dann legt man den Windträger in die Höhe des Seitenverbandes der Kranbahn. Die Ausleitung des Windes aus dem Windträger geschieht entweder in die Vertikalverbände der beiden Seitenwände, wie dies Abb. 749 b) erkennen läßt, oder



Abb. 753

bei Vorhandensein einer Kranbahn mit Kranbahnportalen in die letzteren. Auch die Windauflagerkräfte des Dachverbandes können in diese Portale geleitet werden.

Soll in der Giebelwand eine Öffnung zum Durchfahren des Kranes freigegeben werden können, dann erfolgt die Windaufnahme unterhalb der Öffnung durch eingespannte Stützen, oberhalb derselben durch Windträger und Dachverband, wie es in Abb. 750 ersichtlich gemacht ist.

In vielen Fällen wird knapp vor der Giebelwand noch ein normales Bindergespärre angeordnet, so daß die Giebelwand nur den sie senkrecht treffenden Winddruck zu übernehmen hat. Andernfalls haben die Giebelwandstützen auch die Aufgabe, die lotrechten Dachlasten sowie den Seitenwind der Halle aus dem letzten Binderfelde in die Fundamente

zu leiten. In solchen Fällen ist die Giebelwand auch mit Wandstreben auszustatten, um in ihre Ebene fallende wagrechte Kräfte übernehmen zu können. Wenn möglich, bringe man diese Streben nur an den Innenseiten der Wände an, um das ruhige äußere Bild der Eisenfachwand nicht zu stören.

Es sei an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Anordnung eines auf dem Wandfundament aufliegenden Fußriegels, und man findet solche Fußriegel sehr häufig, zwecklos ist und die Kosten der Fachwerkwand unnütz verteuert.

Bei der Austeilung der Stiele und Riegel der Längs- und Giebelwände sind aber nicht nur wirtschaftliche Momente, sondern auch schönheitliche Rücksichten zu beachten. Mancher Hallenbau mit schöner ruhiger Innenwirkung, besonders bei neueren vollwandigen

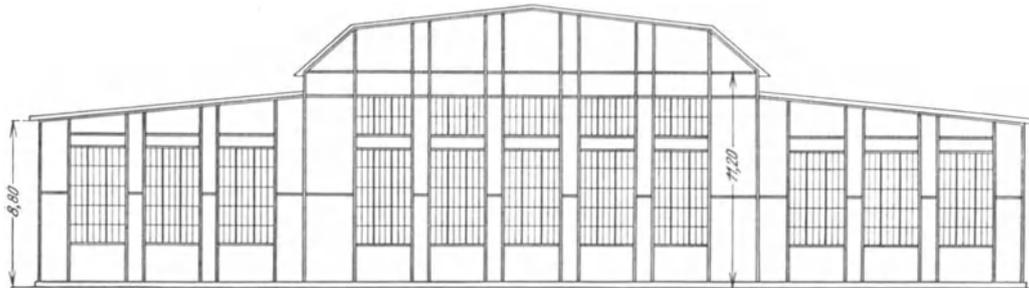


Abb. 754

Rahmenkonstruktionen, weist bei ungeschickter Gliederung der Fachwerkwände ein langweiliges, an ein Baugerüst erinnerndes Äußere auf. Rhythmischer Wechsel in der Entfernung der Stiele, geschickte Verteilung der notwendigen Fensterflächen, Hervorhebung der Hauptstützen sind oft die Mittel, um eine gefällige Lösung zu erzielen. Bei schmalen und hohen Längswandfeldern betone man die Vertikale, bei niedrigen langgestreckten Wänden die Horizontale. Besonders schwierig ist es, für die Ausfachung der Giebelwände befriedigende Lösungen zu erzielen. Der Stahlbauer scheue sich nicht, in diesen Fragen den Architekten um Rat anzugehen. Einige Beispiele sind in den Abb. 751 bis 754 dargestellt.

### b) Die Berechnung der Fachwerkwände

Da bei den Fachwerkwänden aus konstruktiven Gründen immer nur die eine Schar der Wandrippen, seien es Riegel oder Stiele, ungestoßen durchgehen kann, während die zweite Schar auf der ersteren als gelenkig gelagert anzusehen ist, so ergibt sich eine sehr einfache Berechnung der aufeinanderfolgenden Elemente einer Wand.

Für die kurzen Zwischenriegel in Abb. 755 gilt reichlich gerechnet als Windbelastung:

$$W = w h \lambda \dots \dots \dots (1)$$

und für die Stiele ebenfalls als gleichmäßig verteilte Windbelastung:

$$W' = w H \lambda \dots \dots \dots (2)$$

Der Kopfriegel ist durch die Einzellasten der Stieldrücke belastet. Für diese Belastungen sind die einzelnen Wandelemente als einfache Balken zu berechnen.

Bei der Austeilung der Wandstäbe ist zunächst zu beachten, daß bei Halbrstein starker Wand erfahrungsgemäß die einzelnen Wandfäche nicht größer als etwa 10 m<sup>2</sup> sein sollen. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Wandfüllung aus gutem Ziegelmauerwerk in Portlandzementmörtel oder verlängertem Portlandzementmörtel hergestellt wird.

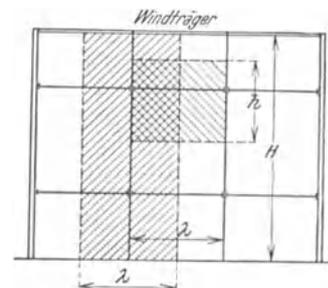


Abb. 755

Es ist nicht üblich, die einzelnen Riegel, wenn sie durch Mauerwerk unterstützt sind, für das auf ihnen lastende Mauerwerk zu bemessen. Bei guter Ausführung des Mauerwerks tritt in der Mauerwerksscheibe nach Erhärten des Mörtels Gewölbewirkung ein, das Mauerwerk trägt sich selbst und belastet nicht mehr den unterhalb des betreffenden Faches liegenden Riegel. Lediglich jene Wandriegel, die über Tür- oder Fensteröffnungen liegen, haben während der Ausmauerung das Gewicht des auf ihnen lastenden Füllmauerwerks zu tragen und sind danach zu bemessen. Hierbei nimmt man die Höhe der Übermauerung höchstens gleich der Spannweite des betreffenden Tor- oder Fensterriegels an.

**Die Windträger.** Die Berechnung der Windträger bietet im allgemeinen zu keinen besonderen Bemerkungen Anlaß. Lediglich bei den in der Dachebene liegenden Windverbänden ist in einzelnen Fällen auf Zusatzwirkungen, die dadurch entstehen, daß das Verbandfachwerk nicht in allen Teilen in einer Ebene liegt, zu achten.

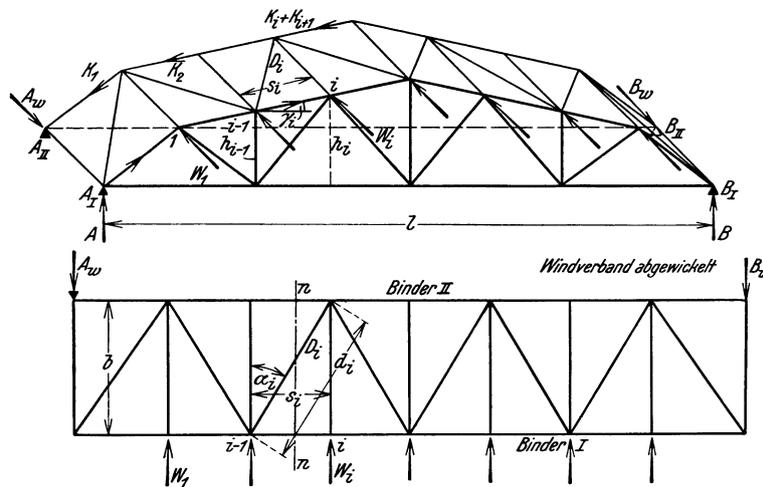


Abb. 756

In Abb. 756 sind zwei Binderscheiben mit einem in Obergurtebene liegenden Verband dargestellt. In den Knotenpunkten 1, ... i ... greifen die Windlasten  $W_1, \dots, W_i, \dots$  an. Die Auflagerkräfte  $A_w$  und  $B_w$  bestimmen sich so, wie wenn die Windkräfte an der Projektion des Verbandes auf die Ebene  $A_I, A_{II}, B_I, B_{II}$  angreifen würden. Da die Füllstäbe in den beiden Hauptträgern keine in die Verbandfläche fallenden Teilkräfte aufweisen, so sind die Windstreben Spannungen  $D$  nur von den Lasten  $W$  und den Auflagerkräften  $A_w$  und  $B_w$  abhängig. Aus der Gleichgewichtsbedingung für einen Schnitt  $n-n$  im Verbandfach  $i-1, i$  folgt daher

$$D_i = Q_i \sec \alpha_i = Q_i \frac{d_i}{b}, \dots \dots \dots (3)$$

wobei  $Q_i = A_w - \sum_0^{i-1} W$  die Querkraft im Felde  $i-1, i$  bedeutet. Die Strebenkräfte bestimmen sich daher genau so wie bei einem ebenen Verband, wobei  $d_i$  die tatsächliche Länge der Strebe ist.

Da unter der Wirkung des Windes lotrechte Belastungen der beiden Binder auftreten und diese Belastungen unter Umständen von Bedeutung werden können, so entwickeln wir nachstehend die Formeln für die Berechnung dieser Zusatzlasten der Binder.

Die in den Knoten der Binderobergurte angreifenden Füllstabkräfte  $D_i$  des Windverbandes geben Teilkräfte  $K_i$  an die Obergurte ab, die in die Richtung der Obergurtstäbe fallen. So liefert z. B. die Windstrebe  $D_i$  im Knoten  $i-1$  des Binders I eine Last  $K_i$ , die in die Stabrichtung  $i-1, i$  fällt und deren Größe durch

$$K_i = D_i \sin \alpha_i = D_i \frac{s_i}{d_i} = Q_i \frac{s_i}{b} \dots \dots \dots (4)$$

festgelegt ist. Die gleich große aber entgegengesetzt gerichtete Knotenlast wirkt im Knoten  $i$  des Binders II. Sämtliche Kräfte  $K_i$  sind im Binder I gegen die Mitte gerichtet, in Binder II gegen die Auflager. In jedem Knoten, in dem eine oder zwei Streben angeschlossen sind, treten eine oder zwei solche Kräfte  $K_i$  auf. Im Knoten  $i$  des Binders II z. B. die Kräfte  $K_i + K_{i+1}$ .

Mit  $K_i$  sind die äußeren Lasten der beiden Binder festgelegt, soweit sie aus der Windbelastung der Giebelwand stammen.

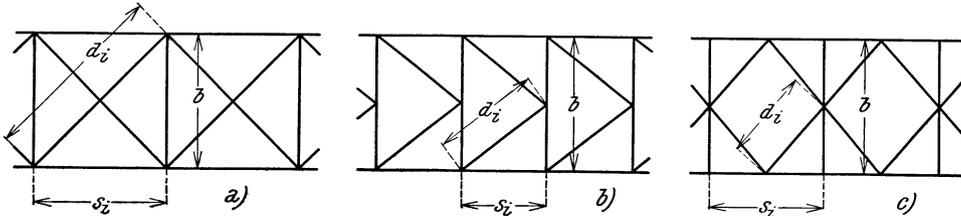


Abb. 757

Besteht der Verband aus gekreuzten Streben, Abb. 757 a), so wird in jedem Knoten jeder der beiden Binder, da

$$D_i = \frac{1}{2} Q_i \frac{d_i}{b} \dots \dots \dots (5)$$

beträgt, von jeder angeschlossenen Strebe die Last

$$K_i = D_i \frac{s_i}{d_i} = \frac{1}{2} Q_i \frac{s_i}{b} \dots \dots \dots (6)$$

hervorgehoben.

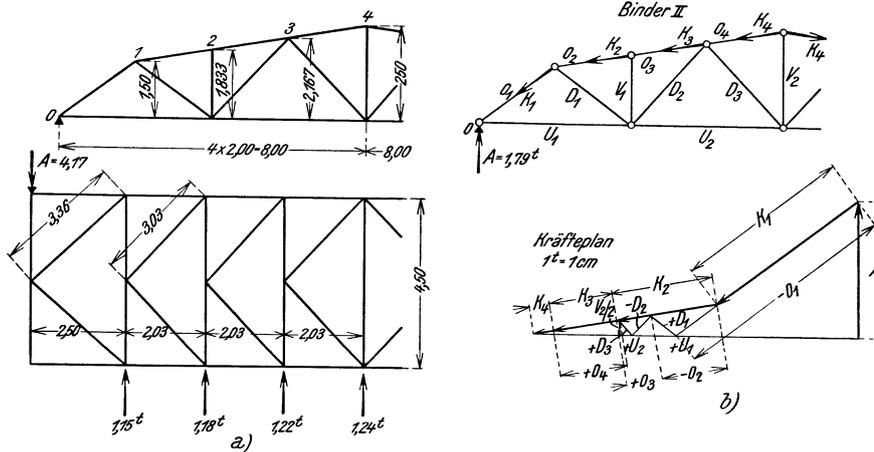


Abb. 758

Für den K-Verband, Abb. 757 b) ist

$$D_i = Q_i \frac{d_i}{b} \dots \dots \dots (7)$$

und somit

$$K_i = D_i \frac{s_i}{d_i} = Q_i \frac{s_i}{b} \dots \dots \dots (8)$$

Für den Rautenverband, Abb. 757 c) gilt

$$D_i = Q_i \frac{d_i}{b}, \dots \dots \dots (9)$$

daher wird von beiden Streben zusammen in jedem Anschlußpunkt

$$K_i = 2 D_i \frac{s_i}{2b} = Q_i \frac{s_i}{b} \dots \dots \dots (10)$$

übertragen.

**Beispiel:** In Abb. 758 a) ist ein Binder von 16 m Spannweite und der Windverband bei 4,50 m Binderentfernung dargestellt. Die Windbelastung ist symmetrisch zur Bindermitte. Sie ist ebenso wie die notwendigen Abmessungen und Stablängen in der Abbildung eingeschrieben.

In der folgenden Tafel sind zunächst die Querkräfte  $Q_i$  für die einzelnen Windverbandfache angegeben und mittels Formel (7) und (8) die Strebenkräfte  $D_i$  und die in die Gurtstabrichtung fallenden Lasten  $K_i$  berechnet.

$i$	$Q_i$ t	$d_i$ cm	$D_i$ t	$s_i$ cm	$K_i$ t
1	4,17	336	± 3,11	250	± 2,32
2	3,02	303	± 2,03	203	± 1,36
3	1,84	303	± 1,24	203	± 0,83
4	0,62	303	± 0,42	203	± 0,28

In der Abb. 758 b) ist der Binder II mit den oben berechneten Knotenlasten nochmals veranschaulicht und der Kräfteplan für diese Belastung gezeichnet. Im Binder I haben sämtliche Stabkräfte das entgegengesetzte Vorzeichen wie in Binder II. Die so ermittelten Stabkräfte sind den Stabkräften aus der übrigen Binderbelastung (ohne Wind) hinzuzufügen.

## 80. Einzelheiten der Fachwerkwände

### a) Auflagerung der Wandstiele

Da die Wandstiele wagrechte Kräfte auf das Fundament zu übertragen haben, so geschieht ihre Lagerung nach Abb. 759, sie werden entweder in einer Ausnehmung des Betongrundkörpers gelagert, oder mit kurzen Rundeisenankern mit dem Fundament verbunden. Die Lagerung des Eckstieles zeigt Abb. 759 b) in der Draufsicht. Stärkere Wand-

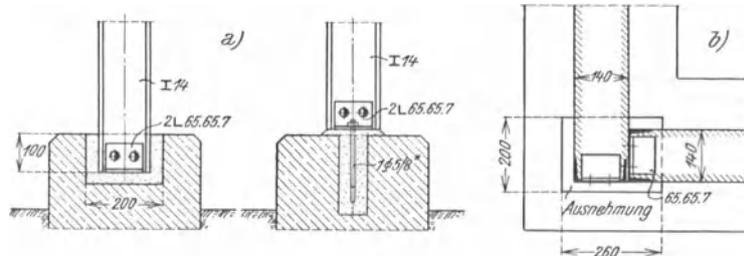


Abb. 759

stiele, die auch größere lotrechte Lasten übertragen, werden so wie einfache Stützen am Fuße ausgebildet. Die wagrechten Kräfte werden dann in der Regel von kurzen Fundamentankern übernommen.

### β) Verbindungen zwischen Riegeln und Stielen

Diese Verbindungen sind für  $\underline{\text{I}}$ - und  $\underline{\text{C}}$ -Profile Nr. 14 genormt. Abb. 760 und 761 entsprechen den DIN 1005 und 1006. Die Verbindungen genügen einer Belastung von rund 1 t an der Auflagerstelle. Sämtliche Löcher haben 17 mm Durchmesser, so daß für die Anschlüsse Niete  $d = 16$  mm oder Schrauben  $d = 5/8''$  benützt werden. Die Verbindung erfolgt nur durch einen einzigen ungleichschenkeligen Winkel, in der Weise, daß teure Ausklinkungen vermieden werden. Bei kurzen Zwischenriegeln bzw. Zwischenstielen empfiehlt sich die Verwendung der dünnwandigen Profile  $\underline{\text{I}}\text{F 14}$  und  $\underline{\text{C}}\text{F 14}$  nach DIN 1025 und 1026.

γ) Der Kopfriegel

In einfachsten Fällen bildet das Kopfriegel-Eisen den Windträger von Stütze zu Stütze. Da der Kopfriegel vielfach auch als Saumpfette dient, so wird er in der Regel mit einem lotrechten Eisen, wie dies Abb. 762 erörtert, verbunden. Man rechnet etwas zu ungünstig, wenn man die lotrechten Lasten von den lotrechten Eisen, die wagrechten Lasten von dem Kopfriegel je für sich aufgenommen denkt, da der zusammengesetzte Stab entsprechend größere Tragfähigkeit aufweist, als diese rohe Annäherungsrechnung ergibt. Wenn Sparsamkeit geboten ist, so benütze man die Tafel derartiger zusammengesetzter Querschnitte in „Stahl im Hochbau“, 8. Aufl., beachte aber, daß auch die Benützung dieser Tafel nur angenäherte Werte liefert, da die dort vermerkten Widerstandsmomente  $W_x$  und  $W_y$  sich nicht auf die eigentlichen Hauptachsen beziehen.

Aus Gründen der Werkstoffersparnis wird der Längswandkopfriegel oft mit Flachisenvergitterung nach Abb. 763 a) oder mit Bindeblechen, Abb. 763 b) ausgeführt. Der Querschnitt besteht meistens aus einem außenliegenden Eisen, das die lotrechten Lasten übernimmt und einem innen liegenden Winkeleisen, das mit dem erstgenannten Eisen zu einem wagrechten Windträger verbunden wird. Die Berechnung als Rahmenträger im Falle 763 b) findet in folgender Weise statt. Man teilt zunächst die Querkraft in jedem Felde im Verhältnis der Trägheitsmomente  $J_o$  und  $J_u$  der beiden Gurte, so daß

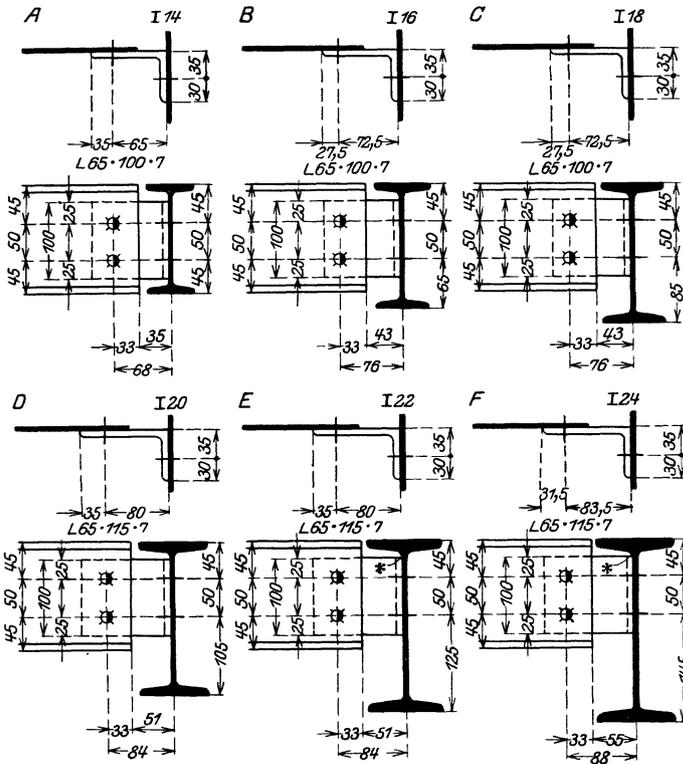


Abb. 760

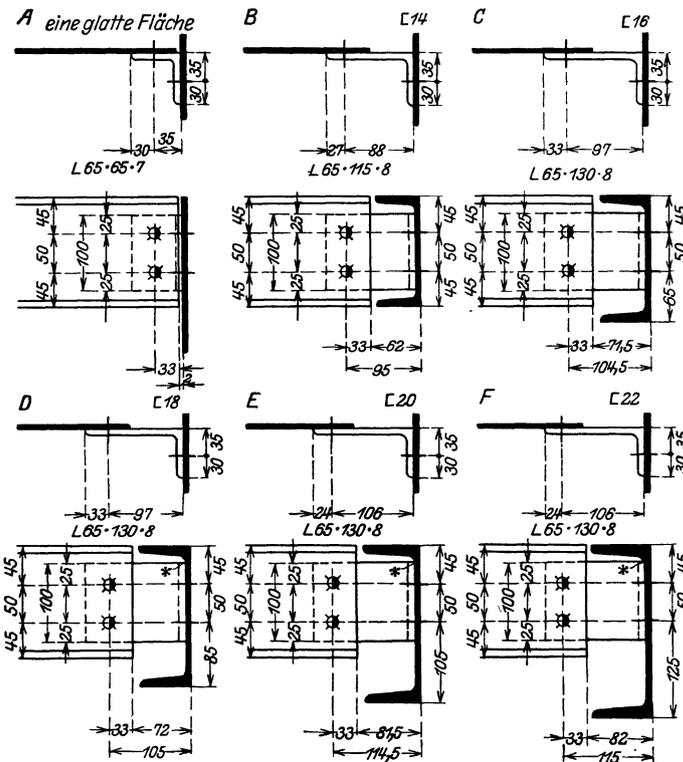


Abb. 761

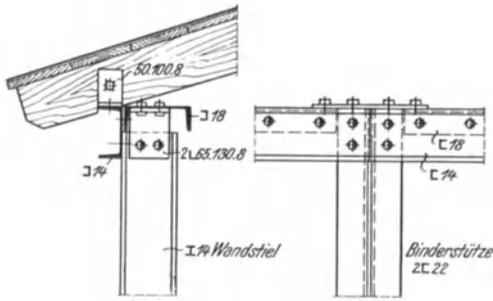


Abb. 762

wobei  $Q_o = \mu_o Q$ ,  $Q_u = \mu_u Q$ ,  
 $\mu_o = \frac{J_o}{J_o + J_u}$  und  $\mu_u = \frac{J_u}{J_o + J_u}$ .

Für das  $k$ -te Feld gelten dann mit Bezug auf Abb. 764 folgende Gleichungen:

Gurtkräfte:

$$O_k = -\frac{M_k}{h}, \quad U_k = +\frac{M_k}{h}, \quad \cdot \quad (II)$$

wobei  $M_k$  das Balkenmoment, bezogen auf die Mitte des  $k$ -ten Feldes bedeutet.

Anschlußmomente in den Gurten:

$$\left. \begin{aligned} M_k^o &= \mu_o Q_k \frac{\lambda_k}{2}, & M_{k+1}^o &= -\mu_o Q_{k+1} \frac{\lambda_{k+1}}{2} \\ M_k^u &= \mu_u Q_k \frac{\lambda_k}{2}, & M_{k+1}^u &= -\mu_u Q_{k+1} \frac{\lambda_{k+1}}{2} \end{aligned} \right\} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (I2)$$

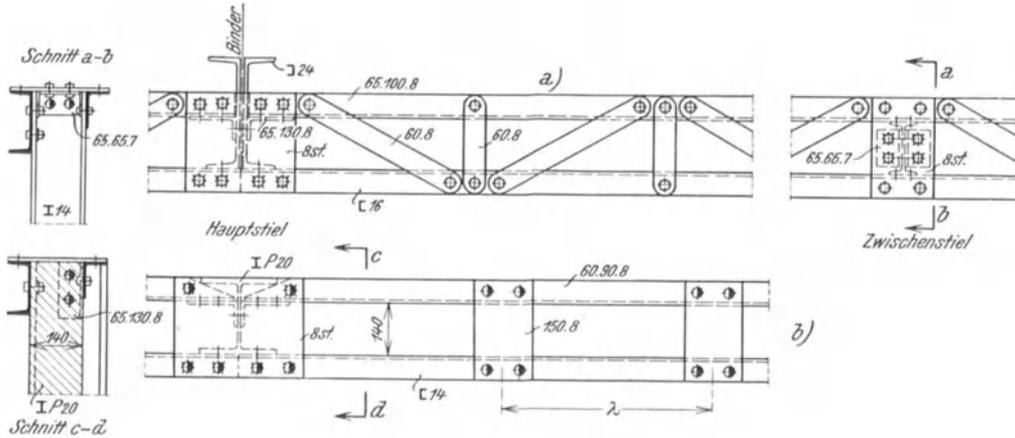


Abb. 763

Momente, die an der Unterseite des betreffenden Stabes Zug erzeugen, sind positiv.

Anschlußmomente im Pfosten:

$$M_k^{vo} = \frac{\mu_o}{2} (Q_k \lambda_k + Q_{k+1} \lambda_{k+1}), \quad M_k^{vu} = \frac{\mu_u}{2} (Q_k \lambda_k + Q_{k+1} \lambda_{k+1}) \cdot \cdot \cdot \quad (I3)$$

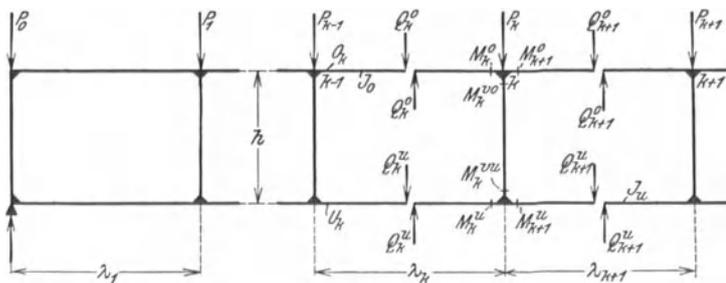


Abb. 764

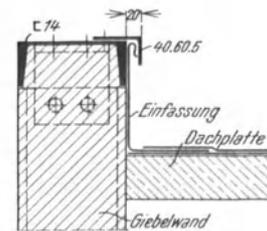


Abb. 765

Der Momentenverlauf ist in allen Stäben geradlinig mit einer Nullstelle, die bei den Gurtstäben in Stabmitte liegt, bei den Pfosten durch das Verhältnis  $\mu_o : \mu_u$  bestimmt ist. Bei den Giebelwänden ist die Ausführung des Kopfriegels im wesentlichen die gleiche

wie vor geschildert. Wird die Wand über die Dachfläche hochgeführt, dann schließt man die Giebelwand stets mit einem  $\square$ -I4 ab, an dem noch ein kleiner Winkel angenietet wird, um die Blecheinfassung sichern zu können. Siehe Abb. 765. Kragt das Dach am Giebel-  
saum vor, dann werden die Pfetten mittels Pfettenanschlußwinkel nach DIN am Giebel-  
saum gelagert, Abb. 766.

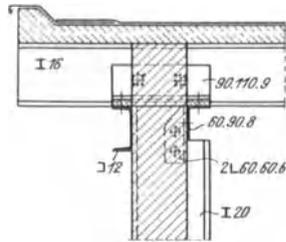


Abb. 766

δ) Die Windträger

Bei größerer Entfernung der Hauptstützen ist der Kopfriegel nicht mehr in der Lage, die wagrechten Kräfte von Stütze zu Stütze

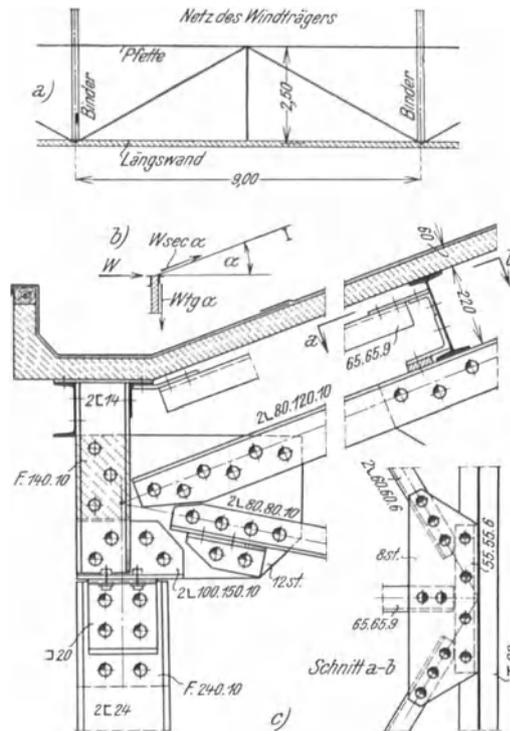
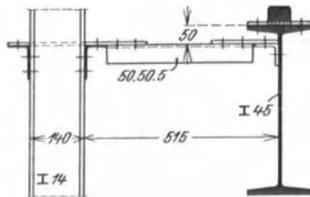


Abb. 767

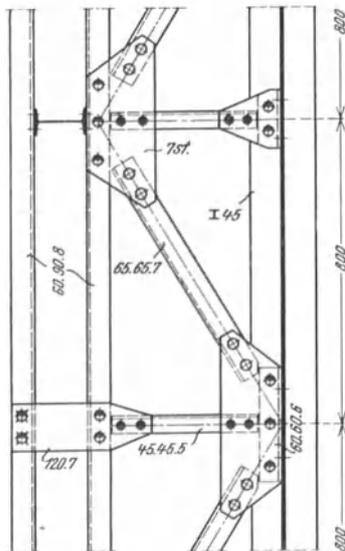


Abb. 768

zu übertragen, man ordnet dann in der Höhe der Traufe einen Windträger an, der gewöhnlich in der Dachfläche liegt und dessen Gurte durch den Kopfriegel der Längswand und durch die erste Dachpfette gebildet werden, Abb. 767 a und b). Man vermeide es, die Anschlußbleche des Verbandes am Ober- oder Unterflansch der Pfetten zu befestigen, um die nennenswerte Schwächung derselben durch die Nietlöcher zu vermeiden. Man verbindet die Streben mit dem Trägersteg durch einen Winkel, wie dies die Abb. 767 c) ersehen läßt.

Ist die Dachneigung  $\alpha^0$ , so ist der Windträger mit den Lasten  $W \sec \alpha$  belastet. Siehe Abb. 767 b).

Enthält die Halle Kranbahnen, so benützt man oft den Horizontalverband der entlang den Längswänden laufenden Stränge, um auch die Wandstiele dagegen abzustützen. Der Kranbahnverband ist dann gleichzeitig Längswandwindträger. Die übliche Anordnung wird durch die Abb. 768 erläutert.

Die Giebelwandwindträger werden als Parallelfachwerkträger von etwa  $\frac{l}{10} - \frac{l}{12}$  Trägerhöhe ausgeführt, wenn

$l$  die Spannweite der Windträger bedeutet. Eine häufig vorkommende Durchbildung ist in Abb. 769 dargestellt. Der Zuggurt muß entweder aufgehängt oder nach unten durch Konsolen abgestützt werden.

Ist kein Dachwindverband vorhanden, so müssen die Wandstiele am Windträger vorbei

ungestoßen durchlaufen, da sie als Träger mit Kragarm wirken sollen. Man verlegt dann den Wandgurt des Windträgers nach innen, so daß der Windträger in der Außenansicht der Wand als Riegel nicht in Erscheinung tritt. Siehe Abb. 770.

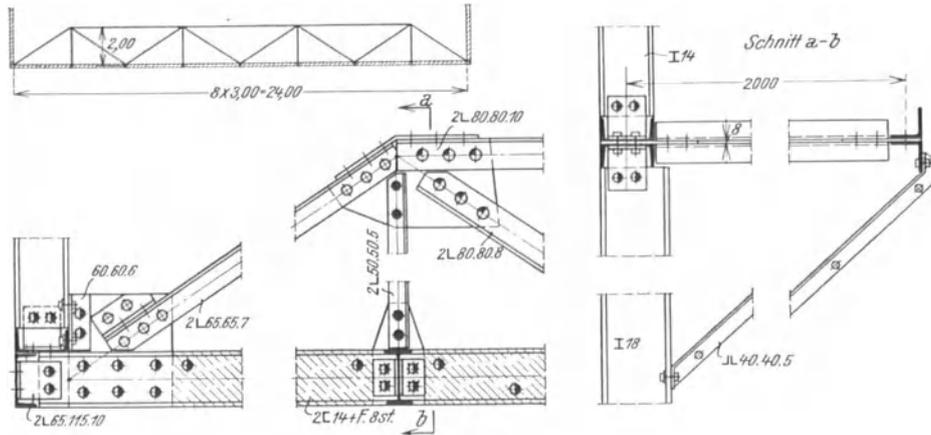


Abb. 769

#### ε) Vertikalverbände der Riegelwand

Wie bereits im vorangehenden Absatz S. 731 betont wurde, legt man die Streben der Vertikalverbände in der Regel an die Wandinnenseiten, wodurch Exzentrizitätsmomente in die Wand eingetragen werden, siehe Abb. 771, die aber durch die biegesteifen Riegel und Stiele meist ohne Schaden übernommen werden können. Hierbei ist  $P$  die in die

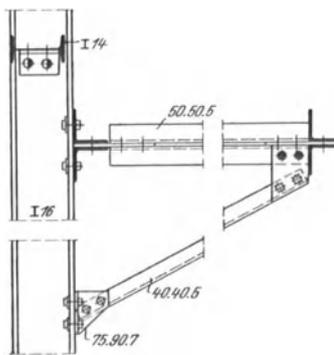


Abb. 770

Stielrichtung fallende Mittelkraft aus den beiden angeschlossenen Strebenkräften. Der Stiel ist daher für das Moment aus der Windbelastung, für die ihm zukommende größte Druckkraft und unter Berücksichtigung des Momentes  $Pe$  zu berechnen. In Wirklichkeit wird ein kleiner Teil der Momentenwirkung auch von der Strebe übernommen und man trägt dem so Rechnung, daß man andererseits die Strebe unter Berücksichtigung des Exzentrizitätsmomentes  $Se'$ , wo  $S$  die Strebenkraft,  $e'$

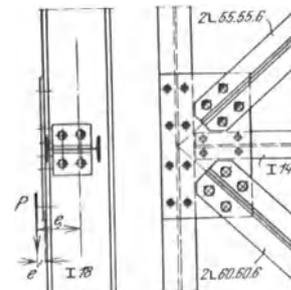


Abb. 771

den Abstand von Mitte Knotenblech bis zum Schwerpunkt des Strebenquerschnittes bedeutet, bemißt.

#### ζ) Die Toröffnungen

Bei der Gestaltung der Toröffnungen ist darauf zu achten, daß der über der Öffnung liegende Riegel ausreichend steif ausgebildet ist, um das darüber lastende Mauerwerk ohne ins Gewicht fallende Formänderungen tragen zu können.<sup>1)</sup> Man verstärkt daher den aus einem liegenden  $\bar{\text{I}}$ -Träger oder  $\bar{\text{C}}$ -Eisen bestehenden Riegel durch einen stehenden Träger von entsprechender Größe, wie dies aus Abb. 772 a) ersichtlich ist. Diese Abbildung zeigt Torrahmen und Anschlag für eine Drehtür. In Abb. 772 b) ist eine ähnliche Anordnung mit oberer Führung für eine Schubtür dargestellt. Eine andere Lösung für große und schwere

<sup>1)</sup> Siehe S. 732.

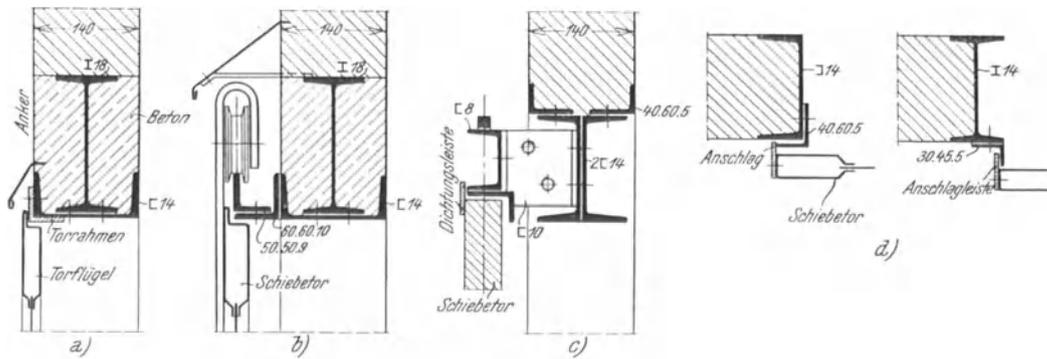


Abb. 772

Schiebetore zeigt Abb. 772 c). Bei Schiebetoren, die von der Mauerflucht immer etwas abstehen, ist auch auf eine seitliche Abdichtung, den seitlichen Anschlag zu achten. Zwei Lösungen sind in Abb. 772 d) veranschaulicht.

\*) Die Fenster

Bei Fachwerkwänden werden die Fenster in der Regel in der Außenfläche der Wand versetzt, obwohl hierdurch die für den Gesamteindruck der Wand so notwendige Schattenwirkung der Fensternischen verloren geht. Bei Verwendung von  $\square$ -Eisen für die die Fensterfläche umrahmenden Riegel und Stiele ist es aber ohne Schwierigkeit möglich, die Fenster gegenüber der Außenfläche der Wand entsprechend zurückzusetzen. Die Schwierigkeit aber, bei einfachen Wandgliederungen die Riegel oder die Stiele statt aus  $\perp$ -Trägern aus  $\square$ -Eisen vorzusehen, bringt es mit sich, daß man immer wieder die Fenster der Wand außen aufsetzt. In Abb. 773 ist Lage und Befestigung der Fensterrahmen in verschiedenen Ausführungsarten angedeutet. Die Fenster werden entweder unmittelbar an den Wandstielen bzw. -riegeln mit  $3/8''$  starken Schrauben angeschraubt, Abb. 773 a) oder mittels Klemmschrauben festgeklemmt, Abb. 773 b). Bei zurückgesetzten Fenstern zwischen  $\square$ -Eisen Wandgliedern wird ein ringsumlaufender Winkeleisenrahmen an den Riegeln und Stielen angenietet, der als Anschlag für den Fensterrahmen dient, Abb. 773 c).

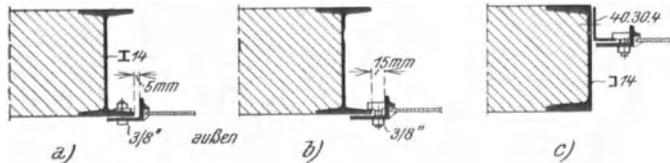


Abb. 773

Statt der aus Quer- und Längssprossen und Winkelrahmen bestehenden Fenster, die als Ganzes versetzt werden, kann man die Fensterflächen nach Art der Oberlichten aus vertikalen  $\perp$ -Sprossen aber ohne Quersprossen ausführen. Der Rahmen wird dann an den Wandgliedern in der Werkstätte festgenietet und die

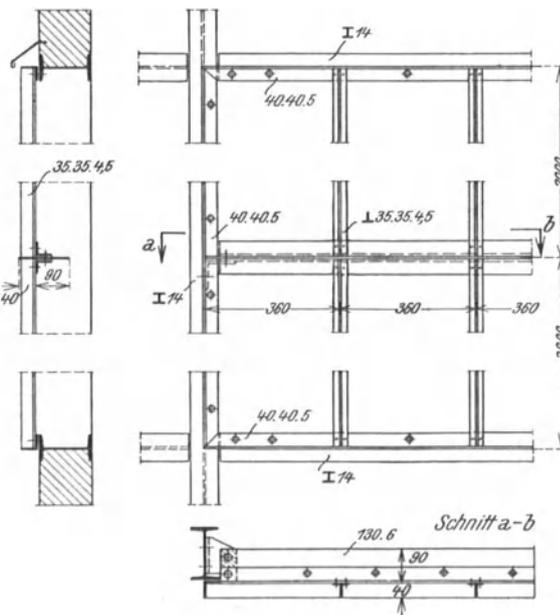


Abb. 774

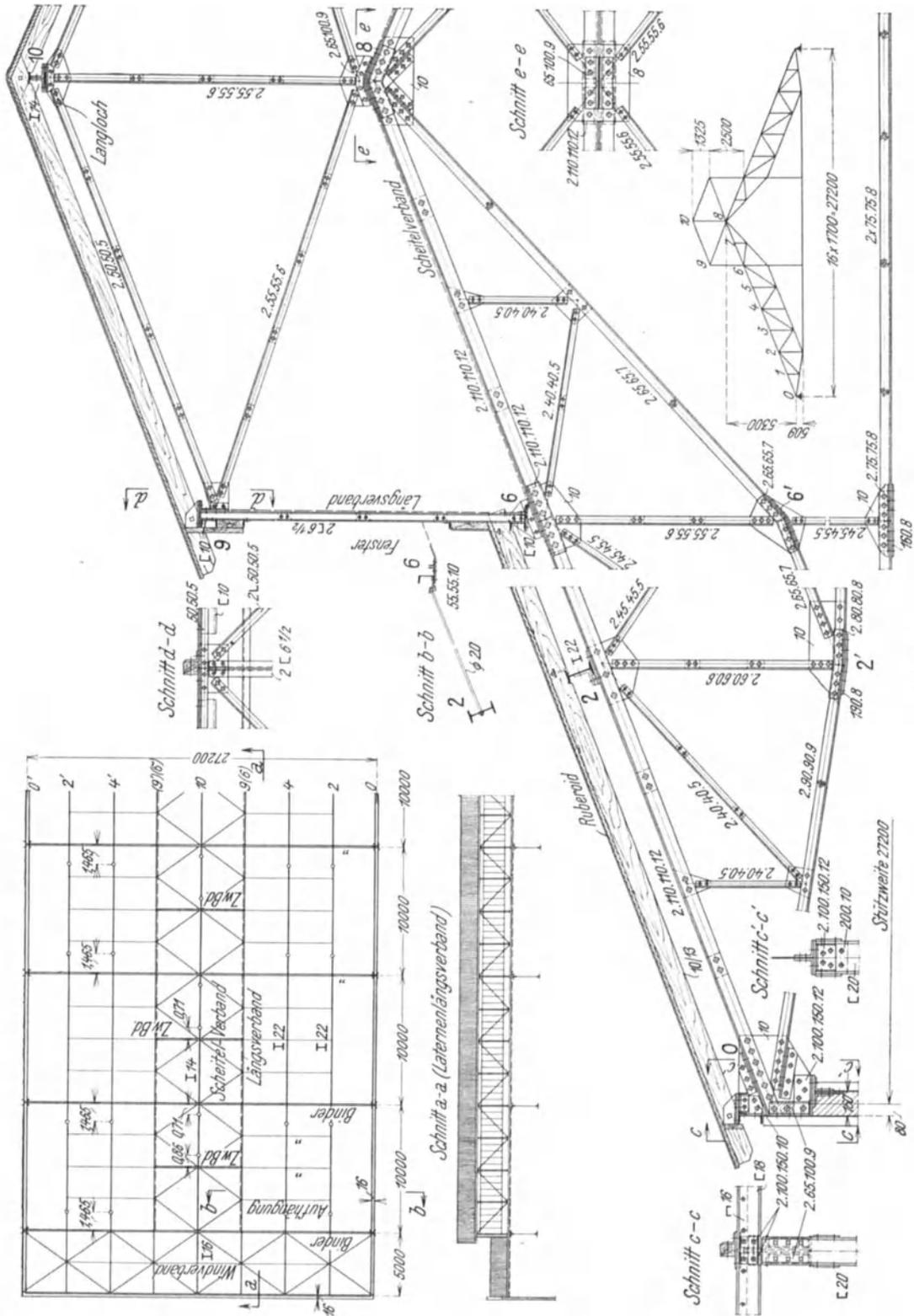


Abb. 775

Sprossen einzeln auf der Baustelle eingesetzt, Abb. 774. Ist die Fensterhöhe größer als 2 m, dann unterstützt man die Sprossen durch eine aus Flacheisen und zwei Winkeln bestehende Zwischenrippe, die auch die Anordnung eines Querfalzes im Glas ermöglicht.

## § 24. Ausführungsbeispiele zum neunten Abschnitt

### 81. Fachwerkbinderdach von 27,2 m Spannweite<sup>1)</sup>

Die Tragkonstruktion der rund 60 m langen und 27,36 m breiten Halle besteht aus 2 Reihen eingespannter Wandstützen in Abständen von 10 m, darüberliegenden Balkendachbindern von 27,20 m Stützweite mit Gelenkpfetten, Zwischenbindern in der Laterne, sowie der stählernen Wandausfachung und der Kranbahn. Die Grundrißanordnung des Daches, dessen Berechnung und Durchbildung hier besprochen werden soll, ist aus der Abb. 775 zu entnehmen. An Verbänden in der Dachfläche sind vorgesehen: Zwei Giebelverbände zur Aufnahme der auf sie entfallenden Anteile des Winddruckes auf die Giebelwände, sowie ein durchgehender Verband am Scheitel unterhalb der Laterne. Aufgabe des letztgenannten Verbandes ist die Übertragung der die Laterne treffenden Winddrücke im Bereiche der Laternenzwischenbinder auf die Hauptbinder, sowie die Aufnahme der bei der Dachneigung von  $21^{\circ} 20'$  nicht unwesentlichen, in die Dachfläche fallenden Anteile der Pfettenbelastung, da die Pfetten 2 und 4 mittels Rundeisen  $d = 20$  an diesem Verband aufgehängt sind. Die oben erwähnten Laternenzwischenbinder, je einer in einem 10 m Binderfeld, stützen sich auf zwei in den Laternenlängswänden befindliche Längsverbände, deren Zweck es auch ist, die von dem geknickten Scheitelverband geäußerten lotrechten Kräfte auf die Binder zu übertragen. Die Berechnung gestaltet sich unter Annahme einer zulässigen Beanspruchung von  $1400 \text{ kg/cm}^2$  folgendermaßen:<sup>2)</sup>

#### A. Pfetten

##### a) Pfette 0:

Die Trauffpette 0 besteht aus einem lotrecht gestellten  $\square 18$  und dem Kopfriegel  $\square 16$  und ist durch die in 2,50 m Abstand angeordneten Wandzwischenstiele, die ihrerseits sich im oberen Drittel gegen einen Längswandwindträger lehnen, in lotrechter und wagrechter Richtung abgestützt, weshalb sich ein statischer Nachweis erübrigt.

##### b) Pfetten 2 und 4: Abb. 776.

Die Pfetten sind als Gerberträger mit der aus dem Grundriß in Abb. 775 ersichtlichen Gelenkanordnung ausgeführt.

Wagrechte Verlagsweite:  $l = 3,40 \text{ m}$ , Dachneigung:  $\alpha = 21^{\circ} 20'$ ,  $\sin \alpha = 0,364$ ,  $\cos \alpha = 0,931$ .

Belastung:

lotrecht je  $\text{m}^2$  Grundrißfläche:

Doppelte Dachpappe, 2,5 cm Schalung, Sparren:	$\frac{35}{\cos \alpha} = 38 \text{ kg/m}^2$
Pfetteneigengewicht samt Aufhängungen:	12 „
Schnee:	75 „
	$q = g + p_s = 125 \text{ kg/m}^2$

senkrecht zur Dachfläche:

$$\text{Winddruck: } w = 100 \sin^2 \alpha = 13 \text{ kg/m}^2$$

Auf den lfd. m Pfette entfällt sonach:

$$\text{in der Stegrichtung: } q_x = 3,40 q \cos \alpha + \frac{3,40}{\cos \alpha} w = 3,40 \cdot 0,125 \cdot 0,931 + \frac{3,40}{0,931} \cdot 0,013 = 0,446 \text{ t/m;}$$

$$\text{senkrecht dazu: } q_y = 3,40 q \sin \alpha = 3,40 \cdot 0,125 \cdot 0,364 = 0,155 \text{ t/m.}$$

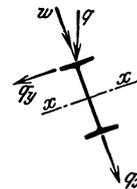


Abb. 776

<sup>1)</sup> Glühereeinlage der Firma Vogel & Noot, Wartberg-Mürztal, Steiermark. Entwurf aus dem Ingenieurbüro des Verfassers.

<sup>2)</sup> Im Gegensatz zu den deutschen Vorschriften, die zwei Belastungsfälle mit verschiedenen  $\sigma_{zul}$  unterscheiden, ist in Österreich nur eine einzige zulässige Beanspruchung für den jeweilig ungünstigsten Lastfall vorgeschrieben.

$q_y$  wird durch die Hängestangen in den Scheitelverband geleitet.

Größtmomente:  $M_x = 0,0625 \cdot 0,446 \cdot 10,0^2 = 2,785 \text{ mt}$ ,  $M_y = \frac{1}{10} \cdot 0,155 \cdot \left(\frac{10,0}{4}\right)^2 = 0,0969 \text{ mt}$ .

Querschnitt:  $\text{I } 22$ ,  $W_x = 278 \text{ cm}^3$ ,  $W_y = 33,1 \text{ cm}^3$ .

Beanspruchung:  $\sigma = \frac{278,5}{278} + \frac{9,69}{33,1} = 1,30 \text{ t/cm}^2$ .

Dieser Querschnitt wird auch in den 5 m weiten Endfeldern durchgeführt.

### c) Firstpfette 8 in den beiden Giebelfeldern:

Stützweite 5 m; Verlagsweite, Belastung usw. wie unter b).

Von der bleibenden Last und Schnee:  $q = 125 \text{ kg/m}^2$  Grundrißfläche.

Vom Wind (lotrecht):  $w' = 13 \text{ ,, ,,}$

Auf den lfd. m Pfette entfällt sonach:

$$q_x = 3,40 \cdot 0,125 + \frac{3,4}{2} \cdot 0,013 = 0,447 \text{ t/cm}$$

Größtmoment:  $M = \frac{1}{8} \cdot 0,447 \cdot 5,0^2 = 1,398 \text{ mt}$ .

Querschnitt:  $\text{I } 16$ ,  $W_x = 117 \text{ cm}^3$ .

Beanspruchung:  $\sigma = \frac{139,8}{117} = 1,20 \text{ t/cm}^2$ .

### d) Laternenfirstpfette 10:

Diese Pfette ist als Gelenkträger ausgeführt. Die Gelenke sind gemäß Abb. 551 c) auf S. 586 so angeordnet, daß in allen Feldern mit dem gleichen Träger das Auslangen gefunden wird. Die Lage der Gelenke ist im Grundriß in Abb. 775 eingetragen.

Belastung wie unter c):  $q_x = 0,447 \text{ t/m}$ .

Größtmoment:  $M = 0,0858 \cdot 0,447 \cdot 5,0^2 = 0,959 \text{ mt}$ .

Querschnitt:  $\text{I } 14$ ,  $W_x = 81,9 \text{ cm}^3$ .

Beanspruchung:  $\sigma = \frac{95,9}{81,9} = 1,17 \text{ t/cm}^2$ .

## B. Laterne. Abb. 777

Die gesamte Tragkonstruktion der Laterne, siehe auch Abb. 775, besteht aus den Laternenbindern in 5,0 m Abstand, den Pfetten 6, 9, 10, 9', 6', den beiden Längsverbänden 6—9 und 6'—9', sowie aus dem geknickten Scheitelverband 6—(8)—6'. Die lotrechten Lasten werden durch die Laternenbinder in die Längsverbände geleitet. Die wagrechten Lasten, die in 6 und 9 angreifen, werden vom Scheitelverband aufgenommen. Das System wirkt einem beliebigen Kraftangriff gegenüber wie ein  $\square$ -förmiger Rieppelträger, der aus zwei Vertikalscheiben 6—9 und 6'—9' sowie aus einer durch (8) gehenden wagrechten Ersatzscheibe besteht, wobei der Zwischenbinder den biegungssteifen Querriegel vorstellt. Siehe die Ausführungen über den Rieppelträger auf S. 700 und 705. Für wagrechten Kraftangriff ist sonach Punkt (8) als Bezugspunkt für die Bestimmung der von den lotrechten Scheiben aufzunehmenden Lastanteile zu betrachten.

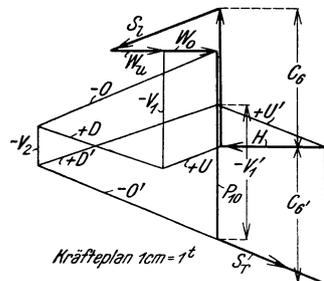
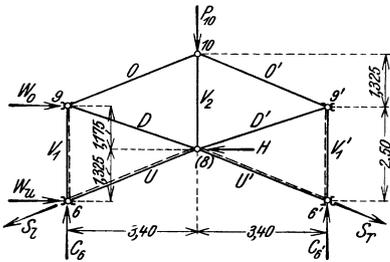


Abb. 777

### a) Laternenbinder:

Der Zwischenbinder ist als eine in 6 und 6' lotrecht, in (8) wagrecht gestützte Scheibe zu betrachten.

Lotrechte Belastung in Bindermitte:

$$\begin{array}{r} \text{von der Firstpfette } 0,447 \cdot 5,00 = 2,23 \text{ t} \\ \text{vom Eisengewicht } \quad \quad \quad 0,27 \text{ ,,} \\ \hline \text{Zusammen } P_{10} = 2,50 \text{ t.} \end{array}$$

Schrägbelastung vom Dachschub:

$$\begin{array}{r} \text{Je Pfette: von der ständigen Last; } g \sin \alpha = 0,050 \cdot 0,364 \cdot 3,40 = 0,062 \text{ t/m} \\ \text{von der Schneelast; } p_s \sin \alpha = 0,075 \cdot 0,364 \cdot 3,40 = 0,093 \text{ ,,} \\ \hline \text{Zusammen } 0,155 \text{ t/m,} \end{array}$$

daher für 2 Pfetten in jeder Dachhälfte:  $S_l = S_r = 2 \cdot 0,155 \cdot 5,0 = 1,55 \text{ t}$ .

Wagrechte Belastung:

$$\begin{aligned} \text{vom Wind auf die Längswand der Laterne: } W_o = W_u &= \frac{1}{2} \cdot 0,100 \cdot 2,50 \cdot 5,00 = 0,625 \text{ t} \\ \text{vom Wind auf das Dach: } W_o = W_u &= 0,100 \cdot \sin^2 a \cdot \text{tg } a \cdot 3,40 \cdot 5,00 = 0,088 \text{ ,,} \\ \text{Zusammen } W_o = W_u &= 0,713 \text{ t.} \end{aligned}$$

Die Auflagerkräfte betragen somit:

$$\begin{aligned} \text{Lotrecht: von } P_{10}: \quad C_6 = C'_6 &= \frac{1}{2} \cdot 2,50 = + 1,250 \text{ t} \\ \text{von } S_l \text{ und } S_r: \quad C_6 = C'_6 &= 1,55 \cdot \sin a = + 0,564 \text{ ,,} \\ \text{von } W_o: \quad C_6 = -C'_6 &= -0,713 \cdot \frac{1,175}{6,80} = - 0,123 \text{ ,,} \\ \text{von } W_u: \quad C_6 = -C'_6 &= + 0,713 \cdot \frac{1,325}{6,80} = + 0,139 \text{ ,,} \\ \text{Zusammen } C_6 &= + 1,830 \text{ t, } C'_6 = + 1,798 \text{ t.} \end{aligned}$$

Wagrecht:

$$H = 2 \cdot 0,713 = 1,426 \text{ t.}$$

Die Stabkräfte im Laternenbinder sind mittels Kräfteplan, siehe Abb. 777 ermittelt.

Bemessung:

Obergurt  $O$  und  $O'$ :  $O = -2,55 \text{ t}$ ,  $\square$   $60 \cdot 60 \cdot 6$ ,  $F = 13,82 \text{ cm}^2$ ,  $i = 1,82 \text{ cm}$ .

$$\text{Knicklänge } l = 365 \text{ cm, } \frac{l}{i} = \frac{365}{1,82} = 200, \quad \omega = 6,75^1)$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 6,75 \cdot \frac{2,55}{13,82} = 1,25 \text{ t/cm}^2.$$

Untergurt  $U$  und  $U'$ :  $U' = +1,52 \text{ t}$ ,  $\square$   $45 \cdot 45 \cdot 5$ , Niet,  $d = 14$ ,  $F_u = 7,20 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{1,52}{7,20} = 0,21 \text{ t/cm}^2.$$

Strebe  $D$  und  $D'$ :  $D' = +2,50 \text{ t}$ ,  $\square$   $45 \cdot 45 \cdot 5$ , Niet,  $d = 14$ ,  $F_u = 7,20 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{2,50}{7,20} = 0,35 \text{ t/cm}^2.$$

Pfosten:  $V_2 = -0,52 \text{ t}$ ,  $\square$   $45 \cdot 45 \cdot 5$ ,  $F = 8,60 \text{ cm}^2$ ,  $i = 1,35 \text{ cm}$ .

$$\text{Knicklänge } l = 250 \text{ cm, } \frac{l}{i} = \frac{250}{1,35} = 185, \quad \omega = 5,78,$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 5,78 \cdot \frac{0,52}{8,60} = 0,35 \text{ t/cm}^2.$$

Pfosten  $V_1$  und  $V_1'$  siehe unter b):

#### b) Längsverband:

Unmittelbare Belastung des Obergurtes von Eigengewicht, Schnee und Wind:

$$q_o = \left( \frac{1}{2} \cdot 3,40 + 0,50 \right) (0,125 + 0,013 \cos a) = 0,301 \text{ t/m.}$$

Unmittelbare Belastung des Untergurtes von Eigengewicht, Schnee, Wind und vom Wandgewicht  $30 \text{ kg/m}^2$ :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot 3,40 (0,125 + 0,013 \cos a) + 2,50 \cdot 0,030 = 0,308 \text{ t/m.}$$

Auflagerdruck  $C_6$  des Laternenbinders:  $C_6 = 1,83 \text{ t}$ .

Es ergeben sich somit die in Abb. 778 eingetragenen Knotenlasten:

$$\text{im Obergurt: } P_1 = P_3 = 0,301 \cdot 2,50 = 0,75 \text{ t, } P_2 = 0,75 + 1,83 = 2,58 \text{ t;}$$

$$\text{im Untergurt: } P_1 = P_2 = P_3 = 0,308 \cdot 2,50 = 0,77 \text{ t.}$$

$$\text{Querkräfte: } Q_1 = 3,19 \text{ t, } Q_2 = 3,19 - (0,75 + 0,77) = 1,67 \text{ t.}$$

$$\text{Gurtkräfte: } O = -\frac{1}{2,50} \cdot 3,19 \cdot 2,50 = -3,19 \text{ t,}$$

$$\text{Strebenkräfte: } D_1 = 1,414 \cdot 3,19 = +4,51 \text{ t,}$$

$$\text{Pfosten: } V_o = -3,19 \text{ t, } V_1 = -0,75 \text{ t,}$$

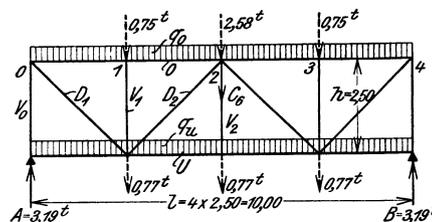


Abb. 778

$$U = \frac{1}{2,50} (3,19 + 1,67) \cdot 2,50 = 4,86 \text{ t.}$$

$$D_2 = -1,414 \cdot 1,67 = -2,36 \text{ t.}$$

$$V_2 = -1,50 + 0,77 = -0,73 \text{ t.}$$

1) Knickbeiwerte nach Önorm.

Örtliche Biegemomente von den lotrechten Lasten:

Obergurt:  $m_{ov} = \frac{1}{10} 0,301 \cdot 2,50^2 = 0,188 \text{ mt.}$   
 Untergurt:  $m_{uv} = \frac{1}{10} 0,308 \cdot 2,50^2 = 0,192 \text{ mt.}$

Örtliche Biegemomente von der Windbelastung der Laternenwand und des Daches:

Pfosten: Stützweite 2,50 m, Belastungsbreite 2,50 m, Belastung  $w = 0,100 \cdot 2,50 = 0,250 \text{ t/m;}$

Biegemoment  $m = \frac{1}{8} \cdot 0,250 \cdot 2,50^2 = 0,195 \text{ mt.}$

Obergurt: Stützweite 5,0 m;

Auflagerdruck des Pfostens:  $P = \frac{1}{2} 0,100 \cdot 2,50 \cdot 2,50 = 0,313 \text{ t,}$

Unmittelbare Belastung vom Wind auf das Dach

$w = 0,100 \sin^2 \alpha \text{ tg } \alpha \cdot 3,40 = 0,018 \text{ t/m,}$

Biegemoment  $m_{oh} = \frac{1}{5} 0,313 \cdot 5,00 + \frac{1}{8} 0,018 \cdot 5,00^2 = 0,369 \text{ mt.}$

Bemessung:

Obergurt:  $O = -3,19 \text{ t, } m_{ov} = \pm 0,188 \text{ mt, } m_{oh} = \pm 0,369 \text{ mt.}$

Die Biegemomente können als Feld- bzw. Stützmomente positiv oder negativ sein.

Querschnitt: Abb. 779 a). Die näherungsweise Spannungsermittlung stellt sich wie folgt:

Angenommener wirksamer Querschnitt für die lotrechte Biegung, Abb. 779 b):  $F_n = 15,07 \text{ cm}^2,$   
 $W_o = 50,7 \text{ cm}^3, W_u = 45,1 \text{ cm}^3.$

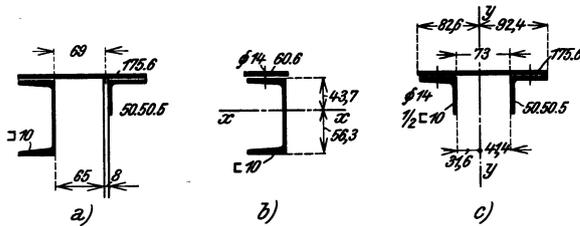


Abb. 779

$\sigma_{vo} = \pm \frac{18,80}{50,7} = \pm 0,371 \text{ t/cm}^2,$   
 $\sigma_{vu} = \pm \frac{18,80}{45,1} = 0,417 \text{ t/cm}^2.$

Angenommener wirksamer Querschnitt für wagrechte Biegung, Abb. 779 c):  $F_n = 18,48 \text{ cm}^2, W_a = 60,2 \text{ cm}^3, W_i = 53,9 \text{ cm}^3.$

Die Stabkraft  $O = 3,19 \text{ t}$  wird ausmittig mit dem Hebel  $e = 3,74 \text{ cm}$  eingetragen. Das entsprechende Moment beträgt  $m_e = 3,19 \cdot 0,0374 = 0,119 \text{ mt.}$

Beanspruchungen:

$\sigma_a = -\frac{3,19}{18,48} + \frac{36,9 + 11,9}{60,2} = +0,639 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_i = -\frac{3,19}{18,48} - \frac{36,9 + 11,9}{53,9} = -1,077 \text{ t/cm}^2.$

Größte Gesamtbeanspruchungen:

$\sigma_a = 0,639 + 0,371 = 1,01 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_i = -1,08 \text{ t/cm}^2.$

Untergurt:  $U = +4,86 \text{ t, } m_{uv} = 0,192 \text{ t.}$

Die Gurtkraft  $U = 4,86 \text{ t}$  wird von 2  $\square 50 \cdot 50 \cdot 5$  übernommen. Das lotrechte Biegemoment  $m_{ov}$  von  $\square 10$  (siehe Abb. 775).

$\square 10, W_x = 41,2 \text{ cm}^3, \quad \square 50 \cdot 50 \cdot 5, \text{ Niet } d = 14, F_n = 8,20 \text{ cm}^2.$

Beanspruchungen: im  $\square$ -Eisen:  $\sigma = \frac{19,2}{41,2} = 0,47 \text{ t/cm}^2,$

im  $\square$ -Eisen:  $\sigma = \frac{4,86}{8,20} = 0,59 \text{ t/cm}^2.$

Streben:  $D_1 = +4,51 \text{ t, } \square 50 \cdot 50 \cdot 5, \text{ Niet } d = 14, F_n = 8,20 \text{ cm}^2.$

Beanspruchung  $\sigma = \frac{4,51}{8,20} = 0,55 \text{ t/cm}^2.$

$D_2 = -2,36 \text{ t, } \square 50 \cdot 50 \cdot 6, F = 11,38 \text{ cm}^2, i = 1,50 \text{ cm.}$

Knicklänge  $l = 300 \text{ cm, } \frac{l}{i} = \frac{300}{1,50} = 200, \omega = 6,75.$

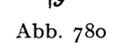


Abb. 780

Beanspruchung  $\sigma = 6,75 \frac{2,36}{11,38} = 1,40 \text{ t/cm}^2.$

Pfosten:  $V_o = -3,19 \text{ t, } m = 0,195 \text{ mt.}$

Querschnitt, Abb. 780,  $F = 18,06 \text{ cm}^2, W_x = 35,4 \text{ cm}^3, i_y = 2,20 \text{ cm.}$

Knicklänge  $l = 250 \text{ cm, } \frac{l}{i} = \frac{250}{2,20} = 114, \omega = 2,19.$

$V_o$  greift ausmittig an. Das Exzentrizitätsmoment vermindert das Moment  $m$  in Stabmitte und wird daher vernachlässigt.

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{2,19 \cdot 3,19}{18,06} + \frac{19,5}{35,4} = 0,94 \text{ t/cm}^2.$$

c) Scheitelverband. Siehe Abb. 781

Belastung:

$$\begin{aligned} \text{Vom Dachschub der Pfetten 2 und 4 in-} \\ \text{folge einseitigen Schnees} & 2 \cdot 0,093 \cdot \cos \alpha = 0,173 \text{ t/m} \\ \text{Vom Wind auf die Laterne} & 0,100 \cdot 2,50 = 0,250 \text{ ,,} \\ \text{Vom Wind auf das Dach (s. } W_w, \text{ S. 743)} & \frac{0,088}{5} = 0,017 \text{ ,,} \\ \hline & w = 0,440 \text{ t/m,} \end{aligned}$$

daher Knotenlasten:  $P = 0,440 \cdot 2,50 = 1,10 \text{ t}$ ;

$$Q_{\max} = \pm \frac{3}{2} \cdot 1,10 = \pm 1,65 \text{ t,}$$

$$D_{\max} = \pm 1,65 \frac{4,42}{6,80} = 1,07 \text{ t.}$$

Strebenquerschnitt  $\text{JL } 40 \cdot 60 \cdot 5 \quad F = 9,58 \text{ cm}^2, \quad i_x = 1,89 \text{ cm,}$

Knicklänge  $l = 380 \text{ cm,} \quad \frac{l}{i} = \frac{380}{1,89} = 200, \quad \omega = 6,75.$

Beanspruchung  $\sigma = 6,75 \frac{1,07}{9,58} = 0,75 \text{ t/cm}^2.$

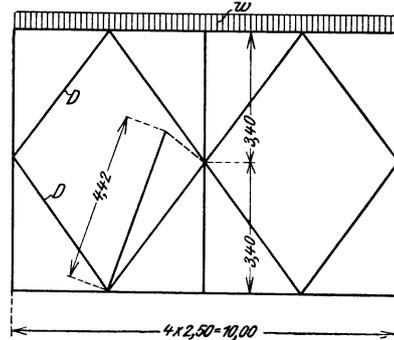


Abb. 781

### C. Hauptbinder

Das Bindernetz ist in Abb. 782 dargestellt. Verlagsweite der Binder 10,00 m.

Lotrechte Belastung:

Dachhaut samt Pfetten	50 kg/m <sup>2</sup>
Bindergewicht samt Verbänden	20 ,,
	<hr/>
	$g = 70 \text{ kg/m}^2$
Schneelast	$p_s = 75 \text{ ,,}$

daher lotrechte Knotenlasten  $G$  und  $P_s$ :

$$\begin{aligned} \text{Ständige Last} \quad G &= 0,070 \cdot 3,40 \cdot 10,00 = 2,38 \text{ t} \\ \text{Schneelast} \quad P_s &= 0,075 \cdot 3,40 \cdot 10,00 = 2,55 \text{ ,,} \\ \text{außerdem in 6:} \quad \text{Wandgewicht} \quad G' &= 2,50 \cdot 0,030 \cdot 10,00 = 0,75 \text{ ,,} \end{aligned}$$

Windbelastung:

senkrecht zur Dachfläche  $w = 100 \sin^2 \alpha = 13,2 \text{ kg/m}^2$  Dachfläche, daher Knotenlast

$$W = 0,0132 \frac{3,40}{0,931} \cdot 10,0 = 0,48 \text{ t,}$$

wagrechte Windlast der Laterne in 6 und 9

$$W_h = \frac{1}{2} \cdot 0,100 \cdot 2,50 \cdot 10,0 = 1,25 \text{ t.}$$

Mit diesen Lasten wurden folgende Kräftepläne gezeichnet:

1. Ein Plan für halbseitige Schneebelastung mit den Stabkräften  $\bar{S}_p$  und  $S_p$  in der belasteten und unbelasteten Hälfte. Für Vollbelastung gilt dann  $S_s = S_p + \bar{S}_p$  und für Eigengewicht

$$S_{g1} = \frac{g}{p} (S_p + \bar{S}_p)$$

2. Ein Plan für die beiden symmetrischen Lasten  $G'$  vom Gewicht der Laterneiwände mit den Stabkräften  $S_{g2}$ .  $S_g = S_{g1} + S_{g2}$ .

3. Ein Kräfteplan für die Windbelastung mit den Stabkräften  $S_w$  und  $\bar{S}_w$  in der belasteten und unbelasteten Hälfte. Bei der Ermittlung der wagrechten Auflagerkräfte des Binders wurde angenommen, daß diese zu gleichen Teilen von den beiden Stützen übernommen werden. Siehe Abb. 782.

Die Zugbandkraft wird wie folgt rechnerisch ermittelt:

$$\text{Für einseitige Schneebelastung: } Z_s = \frac{p l^2}{16 f} = \frac{0,075 \cdot 10 \cdot 27,2^2}{16 \cdot 5,80} = + 5,98 \text{ t.}$$

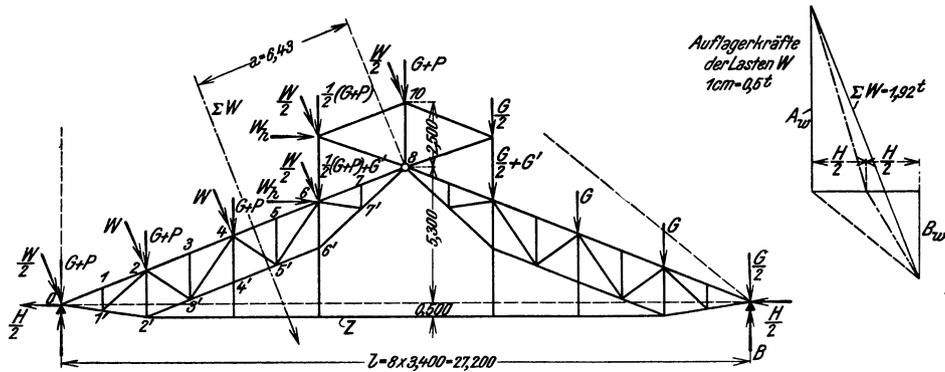


Abb. 782

$$\text{Für die Lasten } G': \quad Z_g = \frac{G' \left( \frac{l}{2} - 3,40 \right)}{f} = \frac{0,75 \cdot 10,2}{5,80} = + 1,32 \text{ t.}$$

$$\text{Für die Lasten } W: \quad Z_W = \frac{A_w \frac{l}{2} + \frac{H}{2} \cdot 5,30 - \Sigma W a}{f} = \frac{1,22 \cdot 13,6 + 0,35 \cdot 5,30 - 1,92 \cdot 6,43}{5,80} = 1,05 \text{ t.}$$

Für die Lasten  $W_h$ :  $Z \approx 0$ , da die Resultierende nahezu durch das Scheitelgelenk geht.

In der folgenden Zusammenstellung a) sind die Kräfte aus den Teilbelastungen und die für die Bemessung maßgebenden Größtwerte der Stabkräfte ersichtlich gemacht.

Zusammenstellung a): Stabkräfte

Stab	Halbseitige Schneelast		Volle Schneelast	Bleibende Last	Windbelastung		Größtwerte der Stabkräfte einschl. Wind	
	$S_p$	$\bar{S}_p$	$S_p + \bar{S}_p$		$S_w$	$\bar{S}_w$	Zug	Druck
$O_{1-2}$	- 12,65	- 5,20	- 17,85	- 18,15	- 0,75	- 2,50	—	- 38,50
$O_{2-4}$	- 14,15	- 5,45	- 19,60	- 20,05	- 1,25	- 2,50	—	- 42,15
$O_{4-6}$	- 14,50	- 5,90	- 20,40	- 21,30	- 1,60	- 2,55	—	- 44,25
$O_{6-8}$	- 13,35	- 6,15	- 19,50	- 20,70	- 2,90	- 2,60	—	- 43,10
$U_{0-2'}$	+ 11,95	+ 4,85	+ 16,80	+ 17,10	+ 2,25	+ 0,70	+ 36,15	—
$U_{2'-3'}$	+ 6,25	- 1,30	+ 4,95	+ 4,70	+ 1,50	- 0,20	+ 12,45	—
$U_{3'-5'}$	+ 9,15	- 0,80	+ 8,35	+ 8,40	+ 2,10	- 0,15	+ 19,65	—
$U_{5'-6'}$	+ 6,90	- 0,35	+ 6,55	+ 7,20	+ 1,70	- 0,10	+ 15,80	—
$U_{6'-8'}$	+ 8,90	- 0,50	+ 8,40	+ 9,20	+ 2,05	- 0,10	+ 20,15	—
$D_{2-3'}$	+ 1,65	+ 0,30	+ 1,95	+ 2,10	+ 0,35	< 0,05	+ 4,40	—
$D_{3'-4}$	- 2,45	- 0,40	- 2,85	- 3,05	- 0,55	< 0,05	—	- 6,45
$D_{4-5'}$	- 1,25	+ 0,30	- 0,95	- 0,60	- 0,25	< 0,05	—	- 2,10
$D_{5-6'}$	+ 1,90	- 0,35	+ 1,55	+ 1,05	+ 0,35	< 0,05	+ 3,30	—
$V_{2-6'}$	- 4,00	- 0,25	- 4,25	- 4,25	- 0,85	< 0,05	—	- 9,35
$V_{6-6'}$	- 3,70	+ 0,25	- 3,45	- 3,75	- 0,70	< 0,05	—	- 8,15
$Z$	+ 6,00	+ 6,00	+ 12,00	- 12,50	+ 1,05	+ 1,05	+ 25,55	—

Die Zusammenstellung b), S. 747, enthält die Stabquerschnitte und die Beanspruchungen.

Hinsichtlich der baulichen Durchbildung sei nur auf die Binderauflagerung auf den eisernen Stützen hingewiesen, Abb. 775. Das Scheitelgelenk ist als steifer Knoten ausgebildet. Die Pfetten 2 und 4 sind außer durch die Holzsparren auch noch in den Viertelpunkten durch Rundisen  $d = 20$  am Scheitelverband aufgehängt, um ein Durchhängen derselben noch vor Aufbringung der Sparren unter ihrem Eigengewicht zu verhüten. Der Obergurt der Laterne ist auf einer Seite des Scheitels mit Langlöchern angeschlossen, um die Wirkung des Scheitelgelenkes sicherzustellen.

Zusammenstellung b) Stabquerschnitte und Beanspruchungen

Stab	Querschnitt	Nietdurchmesser $d$	Größte Stabkraft $t$	Querschnittsfläche $\text{cm}^2$		Trägheitshalbmesser $i$ cm	Knicklänge $l$ cm	Schlankeit $l/i$	Knickbeiwert $\omega$	Beanspruchung $t/\text{cm}^2$
				$F_{\text{voll}}$	$F_u$					
$O_{0-8}$	 110 . 110 . 12	—	— 44,25	50,2	—	$i_x = 3,34$ $i_y = 4,95$	183 365	55 74	1,56	1,38
$U_{0-2'}$	 90 . 90 . 9	23	+ 36,15	—	26,8	—	—	—	—	1,35
$U_{2'-8}$	 65 . 65 . 7	20	+ 19,65	—	14,6	—	—	—	—	1,35
$Z$	 75 . 75 . 8	20	+ 25,55	—	19,8	—	—	—	—	1,29
$D_{2-3'}$	 45 . 45 . 5	14	+ 4,40	—	7,20	—	—	—	—	0,61
$D_{3'-4}$	 65 . 65 . 7	—	— 6,45	17,40	—	1,96	250	128	2,77	1,03
$D_{4-5'}$	 45 . 45 . 5	—	— 2,10	8,60	—	1,35	180	133	2,99	0,73
$D_{5'-6}$	 45 . 45 . 5	14	+ 3,30	—	7,20	—	—	—	—	0,46
$V_{2-2'}$	 60 . 60 . 6	—	— 9,35	13,82	—	1,82	150	82	1,62	1,10
$V_{6-6'}$	 55 . 55 . 6	—	— 8,15	12,62	—	1,66	150	90	1,69	1,09

82. Einschiffige Halle mit Rahmenbindern von 19,00 m Spannweite<sup>1)</sup>

Der in Abb. 783 in Grundriß, Aufriß und Querschnitt dargestellte Gebäudeabschnitt von 62,4 m Länge und 20,15 m Breite besitzt vollwandige Zweigelenrahmenbinder von 19,00 m

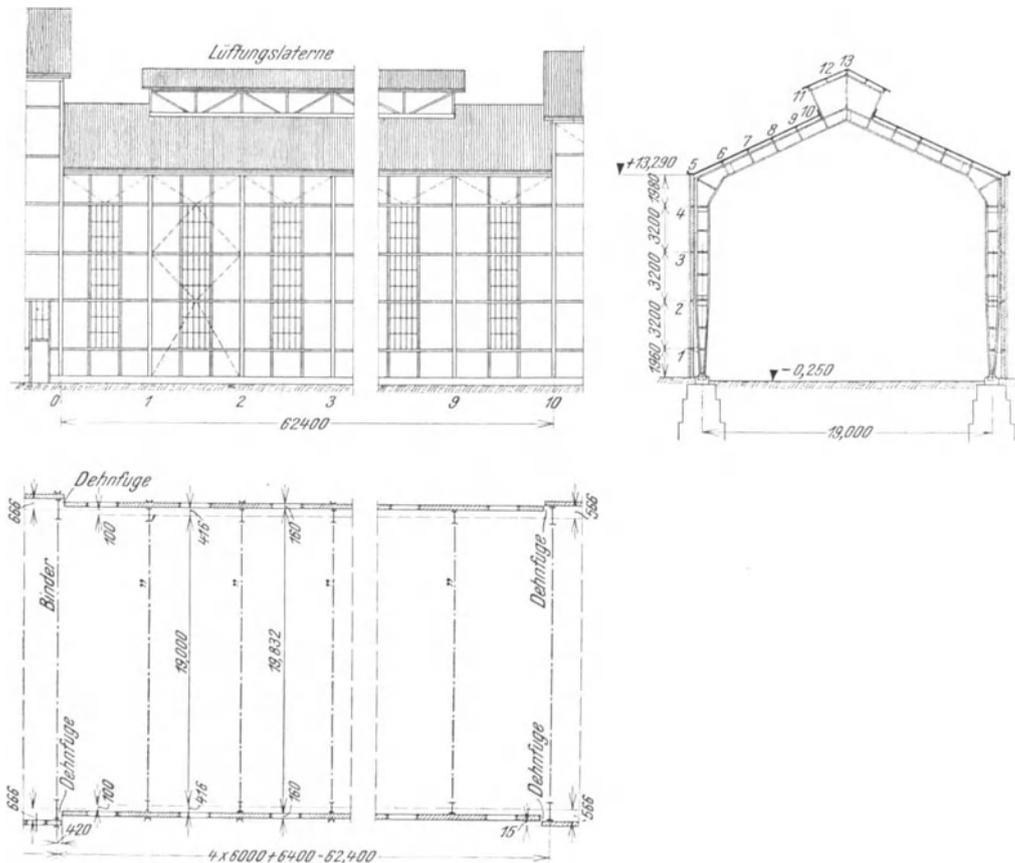


Abb. 783

<sup>1)</sup> Teil des Ofenhauses des Erweiterungsbaues der Perlmooser Zementfabriks-A. G. in Mannersdorf, N.-Ö. Entwurf aus dem Ingenieurbüro des Verfassers. Ausführung: Waagner-Biro A. G. Wien.

Stützweite, die in Abständen von 6,00 bzw. 6,40 m angeordnet sind. Der Wind auf die Seitenwände wird durch wagrechte Riegel I 16 in den Punkten 1 bis 4 auf die Binder übertragen. Die Dachlast nehmen in den Punkten 6, 8, 10 Pfetten mit Kopfstreben (kurz Strebenpfetten genannt), in den übrigen Punkten Gelenkpfetten auf. Die Strebenpfetten dienen der Knickhaltung des Binderuntergurtes. Gelenkpfetten bieten, auch wenn sie mit Streben versehen werden, bei gleichem Trägerquerschnitt weitaus geringeren Widerstand gegen Ausbiegung der gedrückten Bindergurte als die Strebenpfetten. Die offene Entlüftungslaterne ist in den beiden Wandebenen durch einen Längsverband versteift. Die Hallenlängswände sind Fachwerkwände von 16 cm Stärke, aus den oben erwähnten Wandriegeln und eingekuppelten Zwischenstielen bestehend. Giebelwände sind nicht vorhanden, da die Halle an beiden Enden durch höhere ähnlich ausgeführte Hallen fortgesetzt wird. Das Dach ist mit Ruberoid auf 6 cm starken Kabplatten mit unterseitigem Verputz eingedeckt. Im folgenden soll das wesentliche aus der statischen Berechnung mitgeteilt werden.

Nach den österr. Vorschriften ist mit  $75 \text{ kg/m}^2$  Schneelast,  $100 \text{ kg/m}^2$  Windbelastung der Wand und  $125 \text{ kg/m}^2$  Windbelastung des Daches zu rechnen, da letzteres zum Teil über 15 m hoch liegt. Bei gleichzeitigem Wind- und Schneedruck ist die Schneelast auf der Windseite auf  $\frac{2}{3}$ , das ist  $50 \text{ kg/m}^2$  zu ermäßigen.  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

#### A. Dachpfetten und Wandriegel

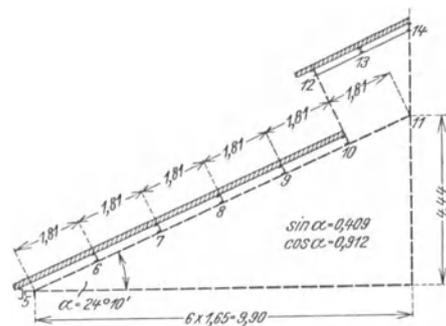


Abb. 784

Belastung der Pfetten: Siehe Abb. 784.

Lotrecht je  $\text{m}^2$  Grundrißfläche:

Ruberoid auf 6 cm Dachplatte	80 $\text{kg/m}^2$
Pfettengewicht für Aufhängungen	15 „
Schnee	75 „
	170 $\text{kg/m}^2$

Da die lotrechte Komponente des Winddruckes je  $\text{m}^2$  Grundrißfläche

$$p_w = 125 \cdot \sin^2 \alpha = 125 \cdot 0,409^2 = 21 \text{ kg/m}^2$$

beträgt, so ist  $\frac{2}{3} 75 + 21 < 75 \text{ kg}$ , daher volle Schneelast ohne Wind ungünstiger.

#### a) Gelenkpfetten 7 und 9

Belastungsbreite 1,65 m wagrecht.

Belastung  $p = 0,170 \cdot 1,65 = 0,280 \text{ t/m}$ .

Sonach in Stegrichtung  $p_x = 0,280 \cdot 0,912 = 0,255 \text{ t/m}$  und in Dachrichtung  $p_y = 0,280 \cdot 0,409 = 0,115 \text{ t/m}$ .

Die Pfetten sind als Gelenkträger gemäß Abb. 785 ausgebildet. Zwecks leichterer Aufnahme der Lasten  $p_y$  sind die Pfetten in Feldmitte durch Winkeleisen 55 · 55 · 6 gegen die in wagrechter Richtung genügend steife Traufpette abgestützt.

Größtmomente:

Felder 0—4;  $l = 6,0 \text{ m}$ :

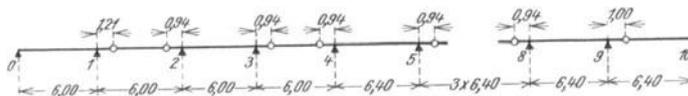


Abb. 785

$$M_x = 0,0858 \cdot 0,255 \cdot 6,0^2 = 0,788 \text{ mt}, \quad M_y = \frac{1}{10} 0,115 \cdot 3,0^2 = 0,1035 \text{ mt};$$

$$\text{Querschnitt I 16, } W_x = 117 \text{ cm}^3, \quad W_y = 14,8 \text{ cm}^3;$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{78,8}{117} + \frac{10,35}{14,8} = 1,37 \text{ t/cm}^2.$$

Mittelfelder,  $l = 6,4$  m:

$$M_x = 0,0625 \cdot 0,255 \cdot 6,4^2 = 0,653 \text{ mt}, \quad M_y = \frac{1}{10} \cdot 0,115 \cdot 3,2^2 = 0,1178 \text{ mt};$$

Querschnitt wie vor;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{65,3}{117} + \frac{11,78}{14,8} = 1,35 \text{ t/cm}^2.$$

Einhängträger 9—10:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot 0,255 \cdot 5,40^2 = 0,929 \text{ mt}, \quad M_y = \frac{1}{10} \cdot 0,115 \cdot 3,20^2 = 0,1178 \text{ mt};$$

Querschnitt  $\bar{\text{I}}$  18,  $W_x = 161 \text{ cm}^3$ ,  $W_y = 19,8 \text{ cm}^2$ ;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{92,9}{161} + \frac{11,78}{19,8} = 1,17 \text{ t/cm}^2.$$

In gleicher Weise werden die Gelenkpfetten 13 und 14 berechnet, die sich nur durch die geringere Belastungsbreite von den vorangehend berechneten Pfetten unterscheiden. Notwendig  $\bar{\text{I}}$  14.

### b) Strebenpfetten 6, 8, 10

Belastung wie unter 1:  $p_x = 0,255 \text{ t/m}$ ,  $p_y = 0,115 \text{ t/m}$ .

Das Trägersystem ist in Abb. 786 dargestellt. Die Bemessung erfolgt mit Hilfe der Tafel 100 auf S. 592 nach den größeren Momentenwerten in den 6,40 m langen Feldern.

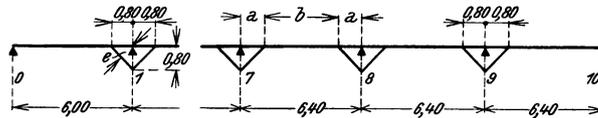


Abb. 786

Es ist  $\frac{b}{a} = \frac{4,80}{0,80} = 6$  und daher das Größtmoment nach Tafel 100, das im zweiten Feld auftritt:

$$\max M_x = 0,0711 \cdot 0,255 \cdot 6,40^2 = 0,743 \text{ mt};$$

$$M_y = \frac{1}{10} \cdot 0,155 \cdot 3,20^2 = 0,1178 \text{ mt}.$$

Querschnitt  $\bar{\text{C}}$  16,  $W_x = 116 \text{ cm}^3$ ,  $W_y = 18,3 \text{ cm}^3$ .

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{74,3}{116} + \frac{11,78}{18,3} = 1,28 \text{ t/cm}^2.$$

Größte Strebenkraft nach Tafel 100:  $S = 0,132 \frac{p l^2}{e} = 0,132 \frac{0,255 \cdot 6,4^2}{0,56} = 2,46 \text{ t};$

Querschnitt  $\bar{\text{L}}$  55 · 55 · 6,  $F = 6,31 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 1,07 \text{ cm};$

Knicklänge  $l = 120 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i} = \frac{120}{1,07} = 112$ ,  $\omega = 2,12;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 2,12 \frac{2,46}{6,31} = 0,83 \text{ t/cm}^2.$$

### c) Pfettenabstützung

Dachschub von  $4\frac{1}{2}$  Pfettenfeldern:  $P = 4,5 \cdot 0,115 \cdot 3,20 = 1,66 \text{ t};$

Querschnitt  $\bar{\text{L}}$  55 · 55 · 6,  $F = 6,31 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 1,07 \text{ cm};$

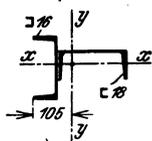
Knicklänge  $l = 180 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i} = \frac{180}{1,07} = 168$ ,  $\omega = 4,77;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 4,77 \frac{1,66}{6,31} = 1,26 \text{ t/cm}^2.$$

### d) Traufpfette 5

Diese Pfette, die lotrecht durch die Wandzwischenstiele gestützt ist, hat den Dachschub von den Pfettenfeldern 5—10 aufzunehmen.

Moment in Feldmitte  $M = \frac{1}{4} \cdot 1,66 \cdot 6,40 = 2,656 \text{ mt};$

Querschnitt, Abb. 787, ,  $W_y = 211 \text{ cm}^3;$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{265,6}{211} = 1,26 \text{ t/cm}^2.$$

## e) Wandriegel

Stützweite 6,40 m, Belastungsbreite 3,20 m; Abb. 788.

Belastung durch Wind  $w = 0,100 \cdot 3,20 = 0,32 \text{ t/m}$ .

Auflagerdruck des Zwischenstieles  $P_w = 0,32 \frac{2,10 + 2,20}{2} = 0,688 \text{ t}$ ,

$\max M = 0,688 \cdot 2,10 = 1,445 \text{ mt}$ .

Querschnitt  $\text{I 16}$ ,  $W_x = 117 \text{ cm}^3$ ;

Beanspruchung  $\sigma = \frac{144,5}{117} = 1,24 \text{ t/cm}^2$ .

Die Abstrebung der Wandriegel gegen den Innengurt des Binders, die den Riegel stark entlastet, wurde nicht berücksichtigt.

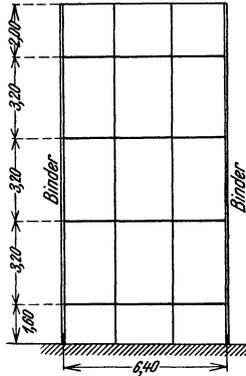


Abb. 788

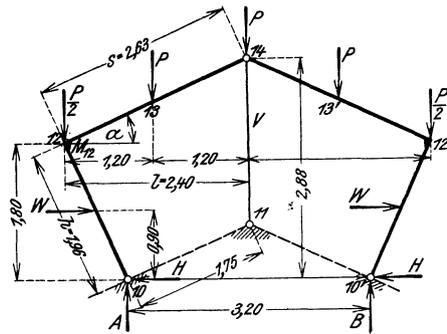


Abb. 789

## B. Laternenbinder

Das Tragsystem ist in Abb. 789 dargestellt. Zur Vereinfachung der Rechnung wurde am Scheitel in Punkt 14 ein Gelenk angenommen. Das System ist einfach statisch unbestimmt.

Belastung lotrecht:

$$p = 170 + 10 = 180 \text{ kg/m}^2; \text{ Knotenlast } P = 1,20 \cdot 0,180 \cdot 6,40 = 1,38 \text{ t}.$$

Belastung wagrecht:

Bei Wind werden beide Wände der offenen Laterne belastet.

Angriffsfläche je Wand  $0,60 \text{ m}^2$  für den lfd. m.

$$W = 0,60 \cdot 6,40 \cdot 0,125 = 0,48 \text{ t}.$$

Die symmetrischen Lasten  $\frac{P}{2}$  in 12 und 12' erzeugen nur Längskräfte in den Rahmenstäben  $S_{10-12}$  und  $S_{12-14}$ .

$$S_{10-12} = -\frac{1,38}{2} \cos \alpha = -0,69 \cdot 0,912 = -0,63 \text{ t}, \quad S_{12-14} = \frac{1,38}{2} \sin \alpha = 0,69 \cdot 0,409 = 0,28 \text{ t}.$$

Die Scheitellast  $P$  belastet nur den Stab  $V$ ,

$$V = -1,38 \text{ t}.$$

Die Knotenlasten  $P$  in 13 und 13' beanspruchen sämtliche Rahmenstäbe auf Biegung: Aus der Dreimomentengleichung (siehe die Bezeichnungen in Abb. 789)

$$2 M_{12} (h + s) = -\frac{3}{8} P l s$$

folgt

$$M_{12} = -\frac{3}{16} \frac{P l s}{h + s} = -\frac{3}{16} \frac{1,38 \cdot 2,40 \cdot 2,63}{1,96 + 3,63} = -0,356 \text{ mt}.$$

Da weiters

$$-A \cdot 0,80 + H \cdot 1,80 = M_{12} \text{ (Momente bezogen auf 12)},$$

$$A \cdot 1,60 + H \cdot 2,88 - P \cdot 1,20 = 0 \text{ (Momente bezogen auf 14)},$$

so ist

$$A = 0,772 \text{ t}, \quad H = -0,146 \text{ t}, \quad V = 2(1,38 - 0,772) = 1,216 \text{ t};$$

damit ergibt sich in Punkt 13 das Moment

$$M_{13} = \frac{1,216}{2} \cdot 1,20 - 0,146 \cdot 0,54 = +0,651 \text{ mt}.$$

Ferner beträgt

$$V = -(0,772 \cos \alpha + 0,146 \sin \alpha) = -0,76 \text{ t.}$$

Die Windbelastung erzeugt

$$H = W = 0,48 \text{ t} \quad \text{und} \quad A = -B = -\frac{0,90 H}{1,60} = -0,27 \text{ t.}$$

Daher ist

$$M_{12} = -M_{12'} = 0,27 \cdot 0,80 + 0,48 \cdot 1,80 - 0,48 \cdot 0,90 = 0,648 \text{ mt.}$$

Rahmenstäbe:

$$\text{in (12): } \max M = -0,356 + 0,648 = 1,004 \text{ mt,}$$

$$\text{in Stab 10-12: } \max S = -0,63 - 0,76 = -1,39 \text{ t.}$$

Querschnitt  $\square$  10 mit Niet  $d = 20$  im Steg.  $F_n = 27 - 2,4 = 24,6 \text{ cm}^2$ ,  $W_x = 82,4 \text{ cm}^3$ ;

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{100,4}{82,4} + \frac{1,39}{24,6} = 1,28 \text{ t/cm}^2.$$

Pfosten 11-14:

$$V = -(1,38 + 0,76) = -2,14 \text{ t.}$$

Querschnitt  $\perp$  50 . 50 . 5,  $F = 9,60 \text{ cm}^2$ ,  $i = 1,90 \text{ cm}$ ;

$$\text{Knicklänge } l = 220 \text{ cm, } \frac{l}{i} = \frac{220}{1,90} = 116, \quad \omega = 2,27;$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 2,27 \frac{2,14}{9,60} = 0,51 \text{ t/cm}^2.$$

### C. Rahmenbinder. Abb. 790

Die Binder sind Vollwand-Zweigelenrahmen von 19 m Spannweite und 17,06 m Scheitelhöhe. Der Berechnung wird die größte Belastungsbreite von 6,40 m zugrunde gelegt.

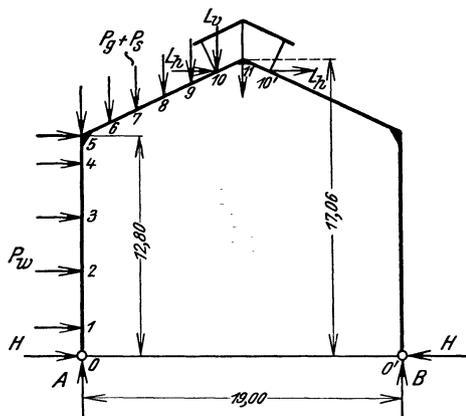


Abb. 790

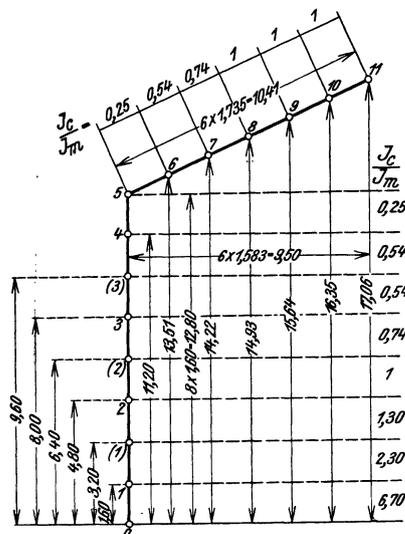


Abb. 791

#### a) Belastungen:

Bleibende Last:	Dachhaut und Pfetten	95 kg/m <sup>2</sup>
	Bindergewicht ohne Stiele	30 „
		<hr/> 125 kg/m <sup>2</sup> .

Knotenlasten:  $P_g = 1,583 \cdot 6,4 \cdot 0,125 = 1,27 \text{ t}$ ;

Einzellast von der Laterne  $L_v = 0,06 \cdot 6,40 = 0,38 \text{ t}$ .

Schneebelastung:  $p_s = 75 \text{ kg/m}^2$ .

Knotenlasten:  $P_s = 1,583 \cdot 6,4 \cdot 0,075 = 0,76 \text{ t}$ .

Wind auf die Seitenwand:  $w = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

Knotenlasten:  $P_{w1} = P_{w4} = 2,40 \cdot 6,40 \cdot 0,100 = 1,54 \text{ t}$ ,  $P_{w2} = P_{w3} = 3,20 \cdot 6,40 \cdot 0,100 = 2,05 \text{ t}$ ,

$$P_{w5} = 0,80 \cdot 6,40 \cdot 0,100 + 0,5 \cdot 6,40 \cdot 0,100 = 0,83 \text{ t.}$$

Winddruck auf die Laterne:  $w = 125 \text{ kg/m}^2$ .

Knotenlast in 10 und 10':  $L_h = 0,60 \cdot 6,40 \cdot 0,125 = 0,96 \text{ t}$ .

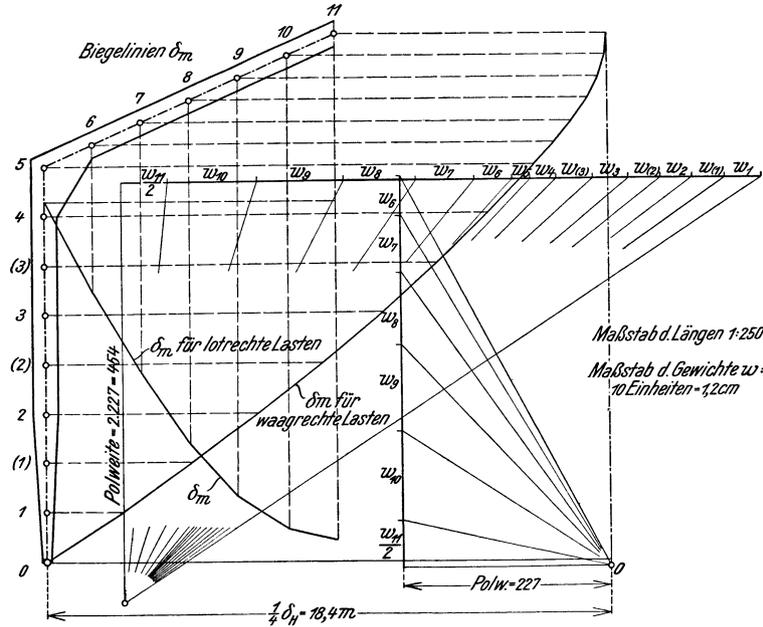


Abb. 792

**b) Ermittlung der Auflagerkräfte**

Die Einflußlinien des Horizontalschubes für lotrechte und waagrechte Lasten wurden mit Hilfe der Methode der elastischen Gewichte in der in Band I, Abs. 36, S. 261, dargelegten Weise ermittelt. In Abb. 791 sind die dieser Berechnung zugrunde gelegten

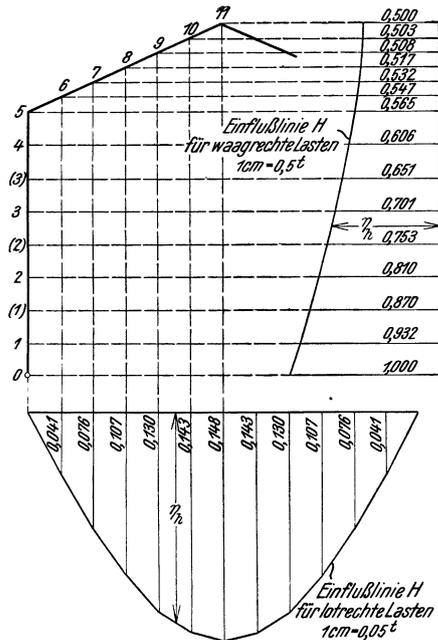


Abb. 793

Ordinaten  $y$ , Längen  $s$  und Verhältnisse  $\frac{J_c}{J_m}$  eingeschrieben. In der folgenden Tafel a) sind die elastischen Gewichte  $w_m$  für eine Binderhälfte berechnet. In der Abb. 792 sind die Seilecke für den Kraftangriff  $w_m$  lotrecht und  $w_m$  waagrecht gezeichnet. Diese Seillinien stellen bereits die Einflusslinien der Verschiebungen  $\delta_m$  der Lastangriffspunkte infolge  $H = 1$  vor. Die durch 0 gehende Ordinate des den waagrecht Lasten  $w_m$  entsprechenden Seileckes liefert die Verschiebung  $\delta_H$ . Die Einflusslinien für  $H$  sind dann durch die Beziehung

$$H = \frac{\delta_m}{\delta_H}$$

festgelegt. Als Polweite für die Zeichnung der Seilecke wurde  $\frac{s_c}{6 J_c}$  bzw.  $2 \frac{s_c}{6 J_c}$  gewählt. Es beträgt

$$\frac{s_c}{6 J_c} = \frac{1,73}{6 \cdot 0,00127} = 227$$

Die Nennergröße  $\delta_H$  ergibt sich aus dem Seileck zu

$$\delta_H = 4 \cdot 18,4 = 73,6 \text{ m.}$$

Teilt man sämtliche Ordinaten der  $\delta_m$ -Linien in Abb. 792 durch diese Größe, so ergeben sich die in Abb. 793 dargestellten beiden Einflusslinien für  $H$ .

Man findet somit folgende Auflagerkräfte:

Von der bleibenden Last:

$$A_g = 6 \cdot 1,27 + 0,38 = 8,00 \text{ t,} \quad B_g = 8,00 \text{ t;}$$

$$H_g = 1,27 \sum \eta_v + 0,38 \cdot 2 \eta_{10} = 1,27 \cdot 1,142 + 0,38 \cdot 0,286 = 1,56 \text{ t.}$$

Zusammenstellung a: Berechnung der elastischen Gewichte

Pkt. <i>m</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	6 + 8
	$\frac{s_m}{s_c}$	$\frac{J_c}{J_m}$	1 · 2	$\gamma_m$	$\gamma_{m-1} + 2\gamma_m$	3 · 5	$2\gamma_m + \gamma_{m+1}$	3 · 7	$w_m$
0	—	—	—	0					
1	1,08	6,70	7,24	1,60	3,20	23,2	6,40	15,9	39,1
(1)	1,08	2,30	2,48	3,20	8,00	19,8	11,20	15,7	35,5
2	1,08	1,30	1,40	4,80	12,80	19,9	16,00	17,3	35,2
(2)	1,08	1	1,08	6,40	17,60	19,0	20,80	16,6	35,6
3	1,08	0,74	0,80	8,00	22,40	17,9	25,60	20,5	38,6
(3)	1,08	0,74	0,80	9,60	27,20	21,8	30,40	17,7	39,5
4	1,08	0,54	0,58	11,20	32,00	18,6	35,20	9,5	28,1
5	1,08	0,25	0,27	12,80	36,80	9,9	39,11	10,5	20,4
6	1	0,25	0,25	13,51	38,82	9,7	41,84	31,0	40,7
7	1	0,74	0,74	14,22	41,95	31,0	43,37	32,1	63,1
8	1	1	0,74	14,93	44,08	32,6	45,50	45,5	78,1
9	1	1	1,00	15,64	46,21	46,2	47,63	47,6	93,8
10	1	1	1,00	16,35	48,34	48,3	49,76	49,8	98,1
11	1	1	1,00	17,06	50,47	50,5	50,47	50,5	101,0

Vom Schnee (Vollbelastung):

$$A_s = 6 \cdot 0,76 = 4,56 \text{ t}, \quad B_s = 4,56 \text{ t};$$

$$H_s = 0,76 \Sigma \eta_v = 0,76 \cdot 1,142 = 0,87 \text{ t}.$$

Vom Wind auf die Wand:

$$A_w = - \frac{(2 \cdot 1,54 + 2 \cdot 2,05) \cdot 6,4 + 0,83 \cdot 12,8}{19,0} = - 2,97 \text{ t}, \quad B_w = + 2,97 \text{ t};$$

$$H_w^A = 1,54 (0,932 + 0,606) + 2,05 (0,810 + 0,701) + 0,83 \cdot 0,565 = 5,93 \text{ t};$$

$$H_w^B = 8,01 - 5,93 = 2,08 \text{ t}.$$

Vom Wind auf die Laterne:

$$H_L^A = H_L^B = 0,48 \text{ t}, \quad A_L = \frac{0,96 \cdot 16,35}{19,0} = - 0,83 \text{ t}, \quad B_L = + 0,83 \text{ t}.$$

### c) Momente

Mit den Auflagerkräften und den zugehörigen Lasten wurden für die Achsenpunkte 1, 2 ... 11 (linke Hälfte) bzw. für die Achsenpunkte 11', 10' ... 1' (rechte Hälfte) die Biegemomente rechnermäßig ermittelt und in der folgenden Tafel b) eingetragen.

### d) Normalkräfte *N*

In den einzelnen Querschnitten kommen folgende Normalkräfte zur Wirkung:

	Von der bleibend. Last	Vom Schnee	Vom Wind	Zusammen
Größtwert von <i>N</i> für die Querschnitte 1—5	— 8,0 t	— 4,56 t	— 3,80 t	— 16,36 t
Größtwert von <i>N</i> für die Querschnitte 6—11	— 4,43 t	— 2,66 t	— 2,50 t	— 9,59 t

Die folgende Tafel c) enthält die Rahmenquerschnitte und den Ausweis der Randspannungen nach der Formel

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$$

In der Tafel wurden die größten Randspannungen mit Nietabzug und ohne Nietabzug berechnet. Die letzteren Zahlen dienen dem Nachweis der Knicksicherheit der gedrückten Gurtung.

Die genauere Berechnung der in den ausgerundeten Ecken bei 4 und 6 auftretenden Randspannungen mit Hilfe der Formeln (24) in Abs. 73a unter Berücksichtigung der Verstärkung durch die Flachstäbe 140 · 7, siehe Abb. 795, ergibt in 4 eine größte Randspannung von  $\sigma = 1,26 \text{ t/cm}^2$  und in 6 eine solche von  $\sigma = 1,28 \text{ t/cm}^2$ . Berücksichtigt man noch die Querbiegespannungen, so erhöhen sich diese Werte auf  $1,48 \text{ t/cm}^2$  in 4 und auf  $1,59 \text{ t/cm}^2$  in 6.

Zusammenstellung b: Tabelle der Achsenmomente  
(Momente, die auf der Rahmeninnenseite Zug erzeugen, sind + bezeichnet)

Pkt.	Von der bleibend. Last tm	Vom vollen Schnee tm	Wind von links tm		Gesamt-moment tm	Pkt.	Von der bleibend. Last tm	Vom vollen Schnee tm	Wind von links tm		Gesamt-moment tm
			auf die Wand	auf die Laterne					auf die Wand	auf die Laterne	
$M_1$	- 2,50	- 1,50	+ 9,47	+ 0,77	- 4,00 + 7,74	$M'_1$	- 2,50	- 1,50	- 3,33	- 0,77	- 8,10
$M_{(1)}$	- 4,99	- 3,00	+ 17,31	+ 1,54	- 7,99 + 13,86	$M'_{(1)}$	- 4,99	- 3,00	- 6,66	- 1,54	- 16,19
$M_2$	- 7,49	- 4,49	+ 23,50	+ 2,30	- 11,98 + 18,31	$M'_2$	- 7,49	- 4,49	- 9,98	- 2,30	- 24,26
$M_{(2)}$	- 9,98	- 5,99	+ 28,06	+ 3,07	- 15,97 + 21,15	$M'_{(2)}$	- 9,98	- 5,99	- 13,31	- 3,07	- 32,35
$M_3$	- 12,48	- 7,49	+ 30,98	+ 3,84	- 19,97 + 22,34	$M'_3$	- 12,48	- 7,49	- 16,64	- 3,84	- 40,45
$M_{(3)}$	- 14,98	- 8,99	+ 32,26	+ 4,61	- 23,97 + 21,89	$M'_{(3)}$	- 14,98	- 8,99	- 19,97	- 4,61	- 48,55
$M_4$	- 17,47	- 10,48	+ 31,90	+ 5,38	- 27,95 + 19,81	$M'_4$	- 17,47	- 10,48	- 23,30	- 5,38	- 56,63
$M_5$	- 19,97	- 11,98	+ 29,90	+ 6,14	- 31,95 + 16,07	$M'_5$	- 19,97	- 11,98	- 26,62	- 6,14	- 64,71
$M_6$	- 9,42	- 5,65	+ 23,71	+ 5,18	- 15,07 + 19,47	$M'_6$	- 9,42	- 5,65	- 23,39	- 5,18	- 43,64
$M_7$	- 0,87	- 0,52	+ 17,53	+ 4,21	- 1,39 + 20,87	$M'_7$	- 0,87	- 0,52	- 20,15	- 4,21	- 25,75
$M_8$	+ 5,66	+ 3,40	+ 11,34	+ 3,24	+ 23,64	$M'_8$	+ 5,66	+ 3,40	- 16,92	- 3,24	+ 9,06 - 14,50
$M_9$	+ 10,18	+ 6,11	+ 5,15	+ 2,28	+ 23,72	$M'_9$	+ 10,18	+ 6,11	- 13,69	- 2,28	+ 16,29 - 5,79
$M_{10}$	+ 12,69	+ 7,61	- 1,03	+ 1,31	+ 20,58	$M'_{10}$	+ 12,69	+ 7,61	- 10,46	- 1,31	+ 20,30
$M_{11}$	+ 12,60	+ 7,56	- 7,22	0	+ 20,16	$M'_{11}$	+ 12,60	+ 7,56	- 7,22	0	+ 20,16

#### e) Knicksicherheit der gedrückten Gurtteile

Die Sicherung des Innengurtes gegen Ausknicken erfolgte sowohl in den Stielen als in dem Dachriegel durch Abstrebung gegen die Wandriegel bzw. Pfetten. Der Innengurt ist in den betreffenden Punkten elastisch gestützt. Die größte Gurtkraft tritt im Stab 3—4 auf. Sie beträgt annähernd, wenn man den Abstand der Gurtschwerpunkte mit rd. 75 cm annimmt,

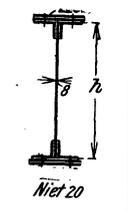
$$S = \frac{M_3 + M_4}{2h} + \frac{N}{2} = \frac{40,45 + 56,63}{2 \cdot 0,75} + \frac{16,36}{2} = 72,9 \text{ t.}$$

Der Rahmenwiderstand  $A$  der abgestrehten Wandriegel I 16, siehe Abb. 794, das ist jene Kraft, die rechts und links angreifend die Punkte  $l$  und  $r$  um das Maß  $1$  verschiebt, beträgt, da jeder Binder von zwei benachbarten Rahmen gehalten wird,<sup>1)</sup>

$$A = 2 \frac{6EJ}{h^2(3l_1 - 4a)} = \frac{12 \cdot 2100 \cdot 935}{80^2(3 \cdot 640 - 4 \cdot 80)} = 2,30 \text{ t.}$$

<sup>1)</sup> Siehe Band I, S. 183.

## Zusammenstellung c: Querschnitte und Inanspruchnahmen

Pkt.	Größte Normalkraft $t$	Größtes Moment $mt$	Querschnitt			Fläche in $cm^2$ $\frac{F}{F_n}$ $\frac{W}{W_n}$	Widerstandsmoment $cm^3$ $\frac{W}{W_n}$	Randspannungen in $t/cm^2$					
				Steghöhe $h$ in mm	Gurtplatten je Gurt			ohne Nietabzug		mit Nietabzug		Zusammen	
								$N/F$	$M/W$	$N/F_n$	$M/W_n$		
1	-16,36	-8,10		440	keine	103,2 89,9	1494 1287	0,159	0,542	0,182	0,629	0,81	
(1)	-16,36	-16,19		620	„	117,6 102,1	2352 2032	0,139	0,688	0,160	0,797	0,96	
2	-16,36	-24,26		800	„	132,0 114,4	3298 2856	0,124	0,735	0,143	0,850	0,99	
(2)	-16,36	-32,35		800	1 × 220 · 8	167,2 143,2	4642 3977	0,098	0,697	0,114	1,018	1,13	
3		-40,45							0,872				
(3)	-16,36	-48,55		800	2 × 220 · 8	202,4 172,0	5989 5051	0,081	0,811	0,095	1,122	1,22	
4		-56,63							0,946				
5	-16,36	-64,71		Gurtwinkel 80 · 100 · 10	1500	1 × 220 · 8	223,2 190,8	10375 8864	0,073	0,624	0,086	0,730	0,82
6	-9,59	-43,64		1500	1 × 220 · 8	167,2 143,2	4642 3977	0,057	0,940	0,067	1,098	1,17	
7 bis 11	-9,59	-25,75		1500	keine	132,0 114,4	3298 2856	0,073	0,781	0,084	0,902	0,99	

Anmerkung. Der Nietabzug im Stegblech wurde durch eine Verminderung der Stegstärke um 15% berücksichtigt.

Die Knicksicherheit  $\nu$  beträgt somit (siehe Abs. 27 d) mit  $l = 320$  cm

$$\nu = \frac{A l}{4 S} = \frac{2,30 \cdot 320}{4 \cdot 72,9} = 2,5.$$

Nachweis der Knicksicherheit der Gurte im Felde.

Knicklänge im Stiel 3,20 m, im Riegel 3,30 m.

Stabteil 1—2: Randspannungen aus Tafel c)  $\sigma_1 = 0,159 + 0,542 = 0,70$  t/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_2 = 0,124 + 0,735 = 0,86$  t/cm<sup>2</sup>;

$$\text{Mittelwert } \sigma = \frac{0,70 + 0,86}{2} = 0,78 \text{ t/cm}^2.$$

Gurtquerschnitt in Feldmitte   $i_y = 4,34$  cm,  $\frac{l}{i_y} = \frac{320}{4,34} = 73$ ,  $\omega = 1,54$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 0,78 \cdot 1,54 = 1,20$  t/cm<sup>2</sup>.

Stabteil 2—3: Randspannungen  $\sigma_2 = 0,86$  t/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_3 = 0,098 + 0,872 = 0,97$  t/cm<sup>2</sup>;

$$\text{Mittelwert } \frac{0,86 + 0,97}{2} = 0,92 \text{ t/cm}^2.$$

Gurtquerschnitt in Feldmitte   $i_y = 5,04$  cm,  $\frac{l}{i_y} = \frac{320}{5,04} = 63$ ,  $\omega = 1,47$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 1,47 \cdot 0,92 = 1,35$  t/cm<sup>2</sup>.

In gleicher Weise wurde die Knicksicherheit der übrigen Stabteile ausgewiesen.

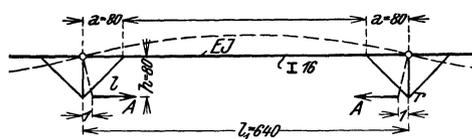


Abb. 794

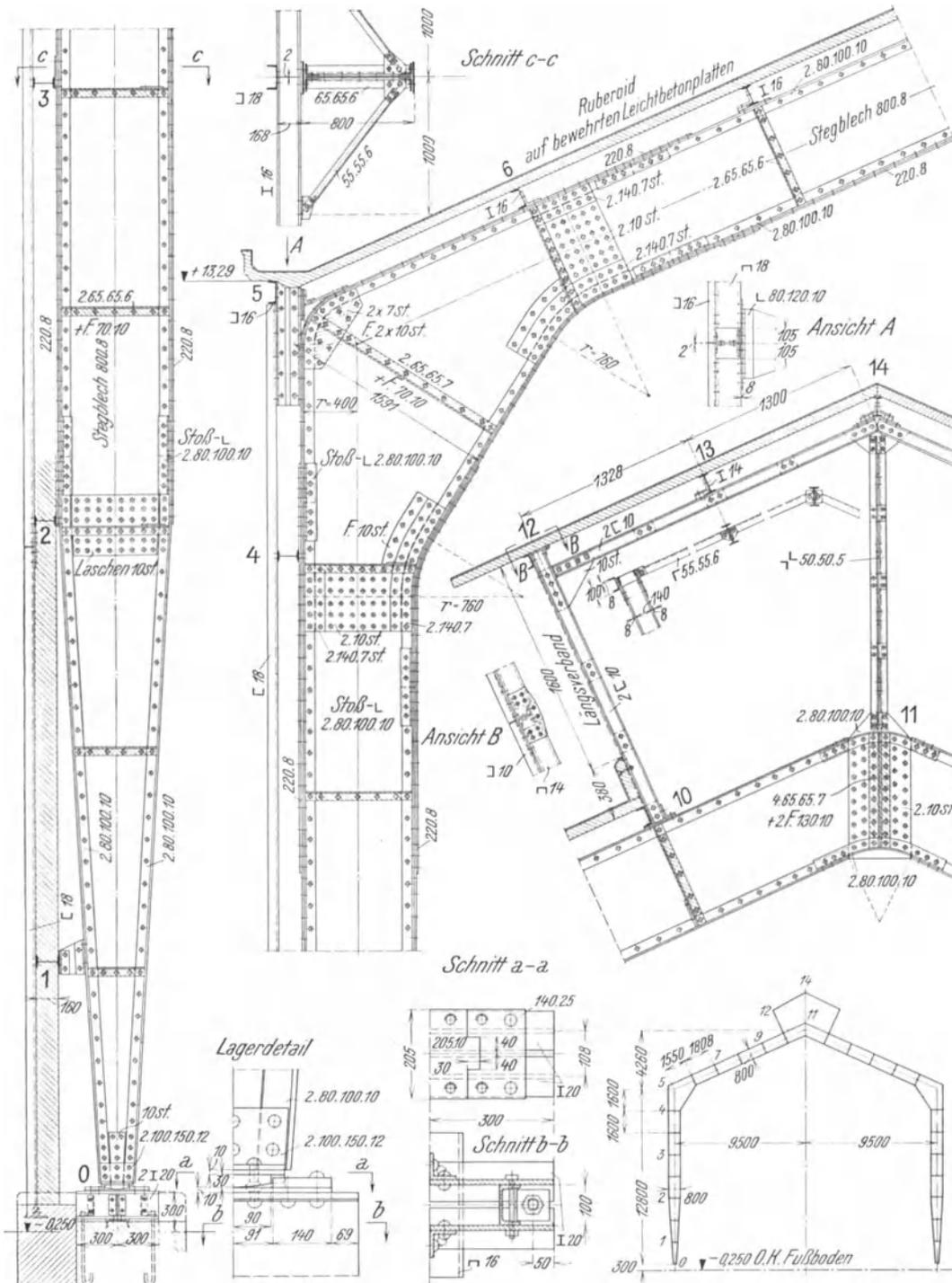


Abb. 795

## f) Bauliche Durchbildung

Aus Abb. 795 sind die wichtigsten Einzelheiten der Rahmenbinder zu entnehmen. Die Auflagerung erfolgt in der üblichen Weise mit gewölbter, seitlich durch Knaggen gestützter Druckplatte auf einem aus 2  $\bar{I}$  20 bestehenden Stuhl. Die inneren Ecken bei 4 und 6 sind mit 760 mm Halbmesser ausgerundet. Die dort auftretenden starken Abtriebs-

kräfte machten eine Verstärkung des Abrundungsbereiches durch aufgelegte Flachstähle 140 . 7 notwendig. Die Halsniete sind an diesen Stellen 4-schnittig.

Die in den Winkeln und den beiden Gurtplatten fließende größte Gurtkraft bei 4 beträgt bei der Fläche  $F = 69,2 \text{ cm}^2$  des durch die Halsniete angeschlossenen Teiles, reichlich gerechnet,  $S = 69,2 (0,081 + 0,946) = 71,0 \text{ t}$ . Die Abtriebskraft  $p$  je laufenden cm Gurt daher  $p = \frac{71,0}{76} = 0,934 \text{ t/cm}$ . Der Abstand der Niete  $d = 20$  ist 8,5 cm, so daß auf einen Niet  $8,5 \cdot 0,934 = 7,94 \text{ t}$  entfallen. Die Scherbeanspruchung beträgt  $\tau = \frac{7,94}{4 \cdot 3,14} = 0,63 \text{ t/cm}^2$  und der Lochleibungsdruck  $\sigma_l = \frac{7,94}{2,0 \cdot 2} = 1,98 \text{ t/cm}^2$ .

Durch Hervorziehen der beiden Stoßbleche  $\delta = 10$  am Scheitel (Punkt 11) über die Untergurtkante wurden die an dieser Stelle stark gekrümmten Untergurtwinkel entsprechend entlastet.

Die Festhaltung der Binderinnengurte durch die Wandriegel ist aus dem Schnitt c—c der Abb. 795 zu ersehen. Die einfache Befestigung der Pfettenstreben an den  $\square$ -Eisenpfetten, sowie

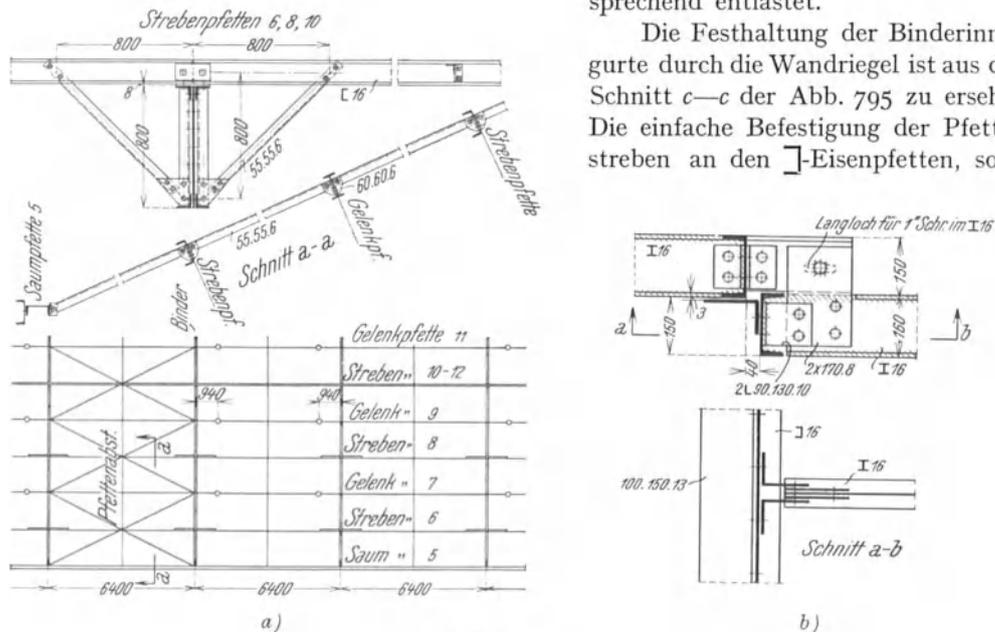


Abb. 796

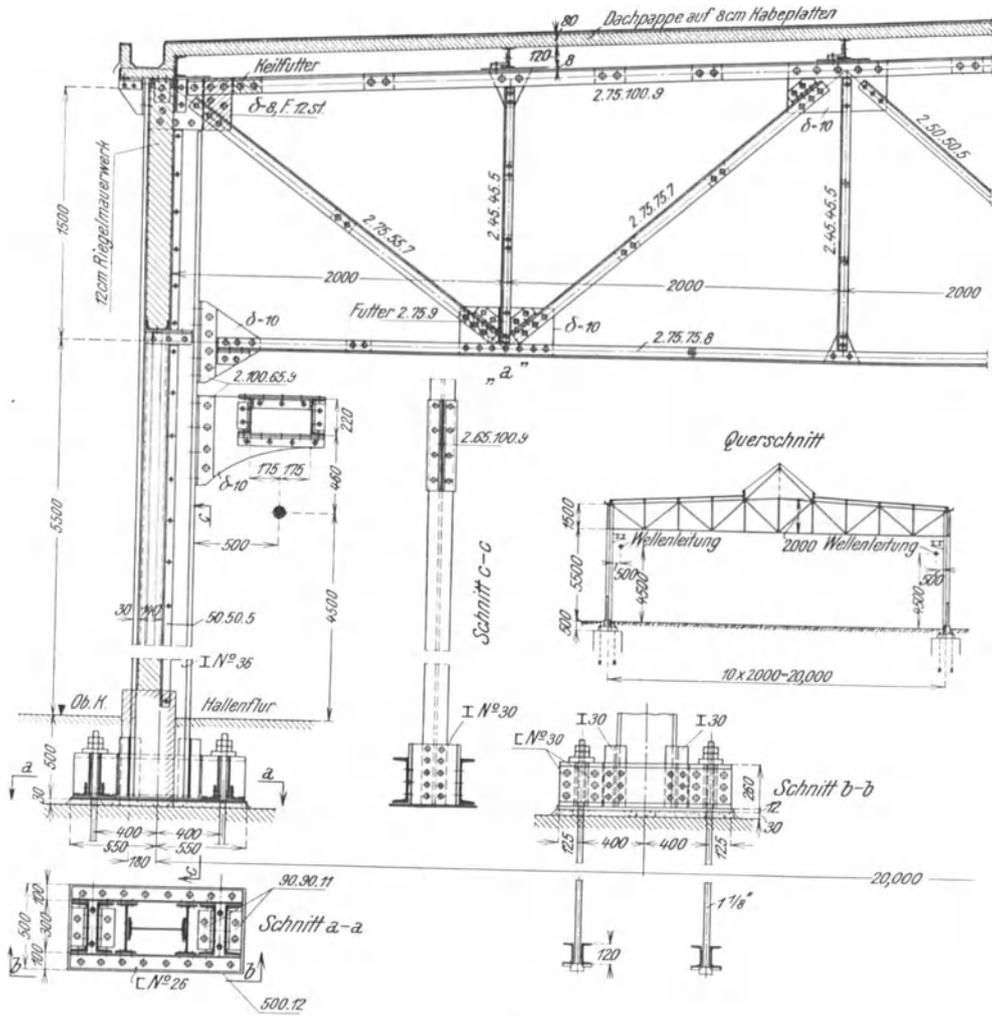
die seitliche Abstützung der Pfetten geht aus der Abb. 796 a hervor.

Da das ganze Gebäude, von dem hier nur ein Teil, das Ofenhaus, dargestellt wurde, eine Gesamtlänge von 240,4 m besitzt, so war es notwendig, die einzelnen Gebäudeteile ausdehnungsfähig zu machen. Bei den Dachflächen ergeben sich die Ausdehnungsstellen von selbst, da die einzelnen Gebäudeabschnitte verschiedene Trauf- und Firshöhen aufweisen. Die Gestaltung der Ausdehnungsfugen in den Längswänden geht aus Abb. 796 b) hervor. Die Wände sind an der Stoßstelle gegeneinander um 15 cm versetzt (siehe auch den Grundriß in Abb. 783), jede derselben ist durch ein lotrechtes durchgehendes  $\square$ -Eisen abgeschlossen. Die 40 mm breite Fuge ist durch einen vom Wandsöckel bis zur Traufe durchgehenden Winkel 100 . 150 . 13 geschlossen. Beide Wände hängen nur durch zwei Laschen 170 . 8 mit 1" Schraube im Langloch in jedem der wagrechten Wandriegel zusammen.

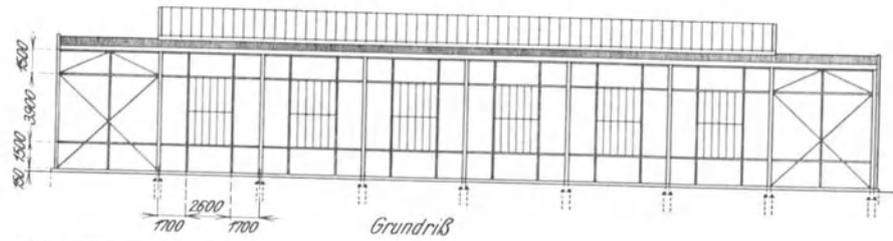
### 83. Einschiffige Werkstatthalle mit eingespannten Rahmen<sup>1)</sup>

Die Abb. 797 bietet ein einfaches Beispiel für ein Rahmengespärre mit eingespannten  $\square$ -Trägerstielen und fachwerkartigem Riegel. Die Gespärreentfernung beträgt 6 m, die Stützweite der Binder 20 m. Die in 2 m Abstand liegenden Dachpfetten sind als Durchlauf-

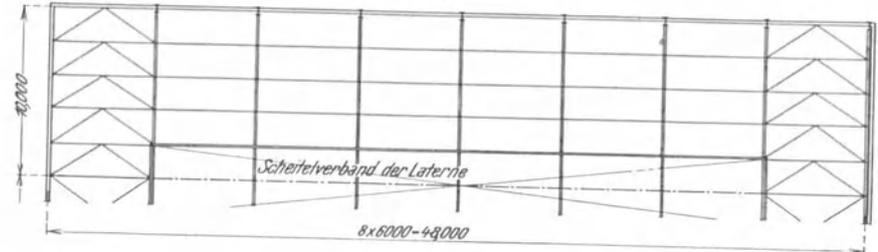
<sup>1)</sup> Aus dem Ingenieurbüro des Verfassers.



a) Längsansicht



Grundriß



b)

Abb. 797

balken ohne Gelenke ausgebildet. Außer den beiden Giebelverbänden in der Dachfläche ist noch ein lotrechter Scheitelverband in der Laterne vorgesehen, dessen Stabnetz aus Abb. 798 hervorgeht und der sowohl den Binder-scheitel als auch die Untergurtmitte gegen seitliches Ausweichen sichert. Die Dachhaut besteht aus zwei Lagen Dachpappe auf 8 cm bewehrten Kabeplatten mit verputzter Untersicht. Die Stiele sind entlang den beiden Wänden noch durch eine Wellenleitung belastet. Der folgenden statischen Berechnung sind die Belastungen nach den österr. Normen und eine zulässige Beanspruchung von  $1,40 \text{ t/cm}^2$  bei Berücksichtigung aller Einflüsse zugrunde gelegt.

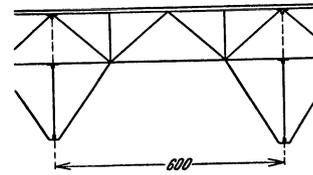


Abb. 798

#### A. Dachpfetten

Die Berechnung der Durchlaufpfetten erfolgt nach dem Traglastverfahren (siehe S. 591).

Stützweite  $l = 6,00 \text{ m}$ , Verlagsweite  $2,00 \text{ m}$ ;

Belastung: Dachplatte einschl. Putz und doppelter Dachpappe	90 kg/m <sup>2</sup>
Pfetten	6 „
Schnee	75 „

Zusammen 171 kg/m<sup>2</sup>

daher  $q = 0,171 \cdot 2 = 0,342 \text{ t/m}$ .

Mittelfelder:  $\max M = 0,0625 \cdot 0,342 \cdot 6,00^2 = 0,770 \text{ mt}$ ;

Querschnitt I 12,  $W_x = 54,7 \text{ cm}^3$ ;

Beanspruchung  $\sigma = \frac{77,0}{54,7} = 1,40 \text{ t/cm}^2$ .

Endfelder:  $\max M = 0,0958 \cdot 0,342 \cdot 6,00^2 = 1,178 \text{ mt}$ ;

Querschnitt I 16,  $W_x = 117 \text{ cm}^3$ ;

Beanspruchung  $\sigma = \frac{117,8}{117} = 1,01 \text{ t/cm}^2$ .

Die Anordnung der Pfettenstöße geht aus Abb. 799 hervor.

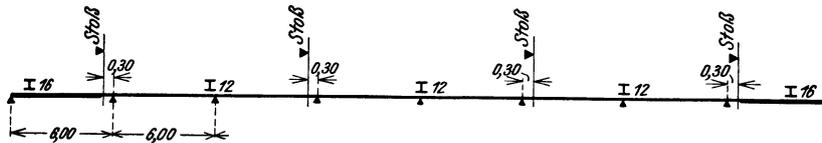


Abb. 799

#### B. Binderrahmen

Die Berechnung der Überzähligen des dreifach statisch unbestimmten Rahmens wurde unter der Annahme unveränderlichen Riegel- bzw. Stielquerschnittes durchgeführt, wobei für den Fachwerkriegel das Trägheitsmoment eines die gleiche Steifigkeit aufweisenden, vollwandig gedachten Riegels eingeführt wurde.

##### 1. Belastungen

Lotrechte ständige Belastung: Dachhaut	90 kg/m <sup>2</sup>
Pfetten und Verbände	15 „
Bindergewicht	15 „

Zusammen 120 kg/m<sup>2</sup>

je lfd. m Binder  $g = 0,120 \cdot 6,0 = 0,720 \text{ t/m}$ .

Lotrechte Nutzlast: Schnee  $p_s = 0,075 \cdot 6,0 = 0,45 \text{ t/m}$ ;

Lotrechte Belastung durch die Wellenleitung  $300 \text{ kg/m}$ , daher

Einzellast je Stiel  $T_v = 0,30 \cdot 6,0 = 1,80 \text{ t}$ .

Wagerechte Nutzlast:

Wagerechter Riemenzug der Wellenleitung  $150 \text{ kg/m}$ , daher

Einzellast je Stiel  $T_h = 0,150 \cdot 6,00 = 0,90 \text{ t}$ .

Wagerechte Windbelastung je lfd. m Stiel:  $w = 0,100 \cdot 6,00 = 0,60 \text{ t/m}$ .

Wagerechte Oberlichtbelastung:  $\alpha = 37^\circ$ , Sprossenlänge  $2,50 \text{ m}$ ,  $w_h = 0,100 \sin^3 37^\circ = 22 \text{ kg/m}$  Glasfläche, daher:

Wagerechte Einzellast je Binder:  $W_o = 0,022 \cdot 2,50 \cdot 6,0 = 0,33 \text{ t}$ .

## 2. Ermittlung der Auflagerkräfte des Rahmens

Das Bindersystem ist in Abb. 800 a dargestellt. Die Berechnung der Auflagerkräfte erfolgt mit Hilfe der in Band I, Tafel 60, angegebenen Formeln. Der Berechnung wurde ein Riegelträgheitsmoment von  $J = 410000 \text{ cm}^4$  und ein Stielträgheitsmoment  $J_v = 19600 \text{ cm}^4$  zugrunde gelegt.

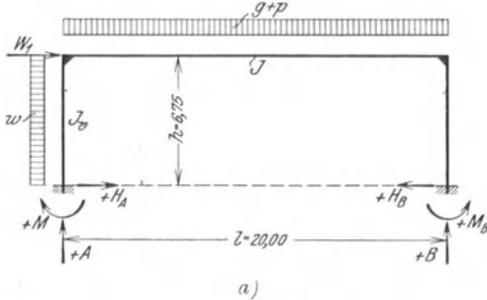


Abb. 800

$J$  wird wie folgt berechnet: Mit dem Obergurtquerschnitt  $F_o = 28,4 \text{ cm}^2$  und dem Untergurtquerschnitt  $F_u = 23 \text{ cm}^2$ , siehe Abb. 800 b), ergeben sich die Schwerpunktabstände  $a_o = 89 \text{ cm}$ ,  $a_u = 111 \text{ cm}$ , für den Mittelquerschnitt und  $a_o = 67 \text{ cm}$ ,  $a_u = 83 \text{ cm}$  für den Endquerschnitt. Es ist somit

$$J_m = 28,4 \cdot 89^2 + 23,0 \cdot 111^2 = 508000 \text{ cm}^4$$

$$J_0 = 28,4 \cdot 67^2 + 23,0 \cdot 83^2 = 286000 \text{ cm}^4$$

Mit  $\alpha = \frac{J_m - J_0}{J_0} = 0,78$  findet man das Trägheitsmoment des gleich steifen Trägers unveränderlichen Querschnittes zunächst aus<sup>1)</sup>

$$J = \frac{J_m}{1 + \frac{3}{25} \alpha} = \frac{508000}{1 + \frac{3 \cdot 0,78}{25}} = 464000 \text{ cm}^4.$$

Den Einfluß der Dehnung der Füllstäbe des Fachwerkes berücksichtigen wir durch einen Abschlag von 12% vom eben gefundenen Wert von  $J$ , so daß  $J \approx 410000 \text{ cm}^4$  der Rechnung zugrunde zu legen ist.

Für den Stiel  $\text{I} 36$  ist  $J = 19600 \text{ cm}^4$ , somit ist der kennzeichnende Festwert  $k$  für den vorliegenden Rahmen

$$k = \frac{J}{J_v} \frac{h}{l} = \frac{410000}{19600} \cdot \frac{6,75}{20,0} \approx 7.$$

Mit diesem Zahlenwert berechnet man die folgenden, mit ihren positiven Richtungen in Abb. 800 a) eingetragenen Auflagerkräfte:

a) Belastung der linken Riegelhälfte mit  $p = 0,45 \text{ t/m}$ :

$$H_A = H_B = \frac{p l^2}{8 h (2 + k)} = +0,370 \text{ t},$$

$$M_A = \frac{p l^2}{192} \frac{2 + 45 k}{(2 + k)(1 + 6 k)} = +0,768 \text{ mt}, \quad M_B = \frac{p l^2}{192} \frac{14 + 45 k}{(2 + k)(1 + 6 k)} = +0,899 \text{ mt},$$

$$B = \frac{3 p l^2}{32} \frac{1 + 8 k}{1 + 6 k} = +1,119 \text{ t}, \quad A = \frac{1}{2} p l - B = 3,381 \text{ t}.$$

b) Belastung unter Wandwinddruck  $w = 0,60 \text{ t/m}$ :

$$H_A = -w h \left( 1 - \frac{1}{8} \frac{2 k + 3}{k + 2} \right) = -3,093 \text{ t}, \quad H_B = 0,6 \cdot 6,75 - 3,093 = +0,957 \text{ t},$$

$$M_A = -\frac{w h^2}{24} \left( 12 - \frac{9 + 5 k}{2 + k} = \frac{12 k}{1 + 6 k} \right) = -5,875 \text{ mt},$$

$$M_B = \frac{w h^2}{2} \left( \frac{9 + 5 k}{2 + k} - \frac{12 k}{1 + 6 k} \right) = +3,344 \text{ mt},$$

$$B = -A = \frac{w h^2}{l} \frac{k}{1 + 6 k} = +0,223 \text{ t}.$$

c) Belastung mit Windeinzellast  $W_1$ :

vom Wind auf Wandoberteil und Zarge  $0,100 \cdot 6,00 (0,75 + 0,45) = 0,72 \text{ t}$   
vom Wind aus das Oberlicht  $W_o = 0,33 \text{ t}$

$$= 1,05 \text{ t}$$

$$+ H_A = -H_B = -\frac{1}{2} 1,05 = -0,525 \text{ t},$$

$$M_A = -\frac{1}{2} W_1 h \frac{1 + 3 k}{1 + 6 k} = -1,812 \text{ mt}, \quad M_B = -M_A = +1,812 \text{ mt},$$

$$B = -A = \frac{3 W_1 h}{l} \frac{k}{1 + 6 k} = +0,173 \text{ t}.$$

<sup>1)</sup> Siehe Band I, S. 208.

d) Belastung durch Wellenleitungszug  $T_h = 0,90$  t links:

$$y = 0,50 + 4,50 = 5,00 \text{ m (siehe Abb. 797 a)}, \quad \eta = \frac{y}{h} = \frac{5,00}{6,75} = 0,74$$

$$H_A = -T_h \left[ 1 - \frac{1}{2} \frac{\eta^2 [3(k+1) - \eta(2k+1)]}{k+2} \right] = -0,547, \quad H_B = 0,90 - 0,547 = +0,353 \text{ t,}$$

$$M_A = -\frac{T_h h}{2} \eta^2 \left[ \frac{2}{\eta} - \frac{3+2k-\eta(k+1)}{k+2} - \frac{3k}{1+6k} \right] = -1,638 \text{ mt,}$$

$$M_B = \frac{T_h h}{2} \eta^2 \left[ \frac{3+2k-\eta(k+1)}{2+k} - \frac{3k}{1+6k} \right] = +1,237 \text{ mt}$$

$$A = -B = \frac{3 T_h h \eta^2}{l} \frac{k}{1+6k} = -0,081 \text{ t.}$$

e) Lotrechte Belastung durch den Wellenleitungszug  $T_v = 1,80$  t links:

$$\eta = \frac{d}{h} = \frac{5,50}{6,75} = 0,815, \quad a = 0,50 + 0,18 = 0,68 \text{ m (siehe Abb. 797 a),}$$

$$H_A = \frac{3 T_v a}{2 h} \frac{2(k+1)\eta - (2k+1)\eta^2}{k+2} = +0,093 \text{ t,} \quad H_B = +0,093 \text{ t.}$$

$$M_A = \frac{T_v a \eta}{2} \left[ \frac{2}{\eta} - \frac{(6+4k) - 3(k+1)\eta}{k+2} - \frac{6k}{1+6k} \right] = +0,064 \text{ mt,}$$

$$M_B = \frac{T_v a \eta}{2} \left[ \frac{(6+4k) - 3(k+1)\eta}{k+2} - \frac{6k}{1+6k} \right] = +0,314 \text{ mt,}$$

$$A = T_v \left[ 1 - 6 \frac{a \eta}{l} \frac{k}{1+6k} \right] = 1,75 \text{ t,} \quad B = 1,80 - 1,75 = 0,05 \text{ t.}$$

f) Einfluß einer Wärmeänderung  $t = \pm 20^\circ \text{ C}$ :

$$H_A = H_B = \pm \frac{3(1+2k)}{k(k+2)h^2} E J \alpha t = \pm \frac{3 \cdot 15}{63 \cdot 6,75^2} \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 0,0041 \cdot 20}{80000} = \pm 0,338 \text{ t,}$$

$$M_A = M_B = \pm \frac{3(1+k)}{k(k+2)h} E J \alpha t = \pm \frac{3 \cdot 8}{63 \cdot 6,75} \frac{21 \cdot 10^6 \cdot 0,0041 \cdot 20}{80000} = \pm 1,216 \text{ mt.}$$

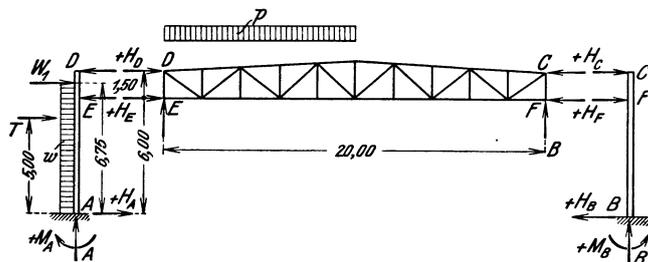


Abb. 801

In Abb. 801 ist das Rahmensystem in seine Teile zerlegt dargestellt und die Schnittkräfte eingetragen, womit die Belastungen für Stiele und Riegel getrennt gegeben sind. Allgemein gilt zunächst:

$$H_E = H_A \frac{7,50}{1,50} - M_A \frac{1}{1,50} = 5,00 H_A - 0,667 M_A$$

$$H_D = -H_A \frac{6,00}{1,50} + M_A \frac{1}{1,50} = -4,00 H_A + 0,667 M_A$$

$$H_F = +5,00 H_B - 0,667 M_B, \quad H_C = -4,00 H_B + 0,667 M_B$$

a) Belastung mit halbseitigem Schnee:  $p_s = 0,45$  t/m:

$$H_E = +5,00 \cdot 0,370 - 0,667 \cdot 0,768 = +1,338 \text{ t,} \quad H_D = -4,00 \cdot 0,370 + 0,667 \cdot 0,768 = -0,968 \text{ t,}$$

$$H_F = +5,00 \cdot 0,370 - 0,667 \cdot 0,899 = +1,250 \text{ t,} \quad H_C = -4,00 \cdot 0,370 + 0,667 \cdot 0,899 = -0,880 \text{ t,}$$

$$A = +3,381 \text{ t,} \quad B = 1,119 \text{ t.}$$

Knotenlast des Riegels:  $P = 0,45 \cdot 2,00 = 0,90$  t.

b) Belastung durch Wind:

$$H_E = 0,60 \cdot 6,75 \frac{4,125}{1,50} + \frac{1}{2} 1,05 - 5,00 (3,093 + 0,525) + 0,667 (5,875 + 1,812) = -1,300 \text{ t,}$$

$$H_D = -0,60 \cdot 6,75 \frac{2,625}{1,50} + \frac{1}{2} 1,05 + 4,00 (3,093 + 0,525) - 0,667 (5,875 + 1,812) = + 2,782 \text{ t,}$$

$$H_F = 5,00 (0,957 + 0,525) - 0,667 (3,344 + 1,812) = + 3,971 \text{ t,}$$

$$H_C = -4,00 (0,957 + 0,525) + 0,667 (3,344 + 1,812) = - 2,489 \text{ t,}$$

$$A = - (0,223 + 0,173) = - 0,396 \text{ t, } B = + 0,396 \text{ t,}$$

$$M_E = - (5,875 + 1,812) + (3,093 + 0,525) 6,00 - \frac{1}{2} 0,60 \cdot 6,00^2 = + 3,221 \text{ mt,}$$

$$M_F = (3,344 + 1,812) - (0,957 + 0,525) 6,00 = - 3,736 \text{ mt.}$$

c) Belastung durch Wellenleitungszug  $T_h = 0,90 \text{ t}$ :

$$H_E = + 0,90 \frac{2,50}{1,50} - 5,00 \cdot 0,547 + 0,667 \cdot 1,638 = - 0,143 \text{ t,}$$

$$H_D = - 0,90 \frac{1,00}{1,50} + 4,00 \cdot 0,547 - 0,667 \cdot 1,638 = + 0,496 \text{ t,}$$

$$H_F = + 5,00 \cdot 0,353 - 0,667 \cdot 1,237 = + 0,940 \text{ t, } H_C = - 4,00 \cdot 0,353 + 0,667 \cdot 1,237 = - 0,587 \text{ t,}$$

$$A = - 0,081 \text{ t, } B = + 0,081 \text{ t,}$$

$$M_E = - 1,638 + 0,547 \cdot 6,00 - 0,90 \cdot 1,0 = + 0,744 \text{ mt,}$$

$$M_F = + 1,237 - 0,353 \cdot 6,00 = - 0,881 \text{ mt.}$$

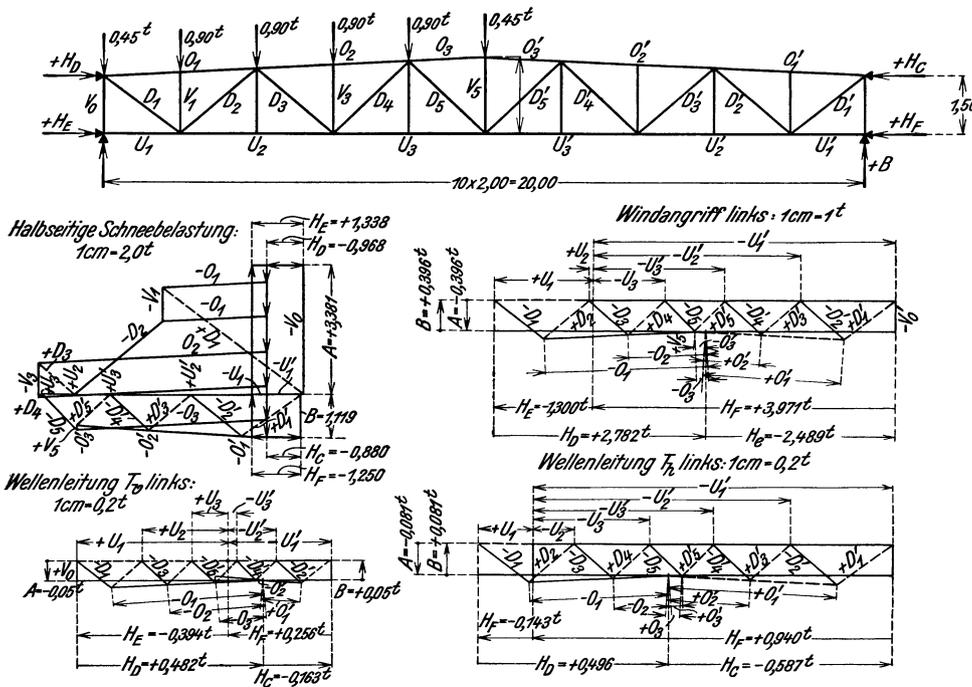


Abb. 802

d) Lotrechte Belastung durch den Wellenleitungszug  $T_v = 1,80 \text{ t}$ :

$$H_E = + 5,00 \cdot 0,093 - 0,667 \cdot 0,064 - \frac{0,68}{1,50} 1,80 = - 0,394 \text{ t,}$$

$$H_D = - 4,00 \cdot 0,093 + 0,667 \cdot 0,064 + \frac{0,68}{1,50} 1,80 = + 0,487 \text{ t,}$$

$$H_F = + 5,00 \cdot 0,093 - 0,667 \cdot 0,314 = + 0,256 \text{ t,}$$

$$H_C = - 4,00 \cdot 0,093 + 0,667 \cdot 0,314 = - 0,163 \text{ t,}$$

$$M_E = 0,064 - 0,093 \cdot 6,00 + 1,80 \cdot 0,68 = + 0,730 \text{ mt,}$$

$$M_F = 0,314 - 0,093 \cdot 6,00 = - 0,244 \text{ mt,}$$

$$A = - 0,05 \text{ t, } B = + 0,05 \text{ t.}$$

e) Einfluß einer Wärmeänderung  $t = \pm 20^\circ$ :

$$H_E = H_F = \pm 5,00 \cdot 0,338 \mp 0,667 \cdot 1,216 = \pm 0,879 \text{ t,}$$

$$H_D = H_C = \mp 4,00 \cdot 0,338 \pm 0,667 \cdot 1,216 = \mp 0,541 \text{ t,}$$

$$M_E = M_F = \pm 1,216 \mp 0,338 \cdot 6,00 = \mp 0,812 \text{ mt.}$$

3. Stabkräfte und Bemessung des Fachwerkriegels

Mit den vorberechneten Lastangriffen sind in Abb. 802 die Kräftepläne zur Ermittlung der Stabkräfte gezeichnet und die Ergebnisse in der folgenden Zusammenstellung a eingetragen. Die Stabkräfte aus Eigengewicht wurde aus den Stabkräften für volle Schneebelastung durch Multiplikation mit  $\frac{0,72}{0,45} = 1,60$  gewonnen. Der Einfluß der Wärmeänderungen wurde näherungsweise wie folgt bestimmt.

$$\begin{aligned} \text{Obergurtkraft } O_1 = O_2 = \dots = H_D &= \pm 0,49 \text{ t,} \\ \text{Untergurtkraft } U_1 = U_2 = \dots = H_E &= \pm 0,79 \text{ t,} \\ \text{Füllstabkräfte } D &= 0. \end{aligned}$$

In der Zusammenstellung b sind die Querschnitte und Beanspruchungen der Stäbe des Fachwerkbinders dargestellt.

Zusammenstellung a: Größtwerte der Stabkräfte in t im Fachwerkriegel

Stab	Schneebelastung			Bleib. Last	Wind		Wellenleitung				Wärmeänderungen	Grenzwerte	
	links	rechts	voll		links	rechts	$T_h$		$T_v$			Zug	Druck
							links	rechts	links	rechts			
$O_1$	-2,75	-0,71	-3,46	-5,54	-2,13	+1,81	-0,36	+0,45	-0,40	+0,11	$\pm 0,54$	—	-12,43
$O_2$	-6,00	-3,10	-9,10	-14,56	-1,03	+0,71	-0,14	+0,22	-0,25	+0,02	$\pm 0,54$	—	-25,62
$O_3$	-5,00	-5,00	-10,00	-16,00	-0,15	-0,15	+0,04	+0,04	-0,12	-0,12	$\pm 0,54$	—	-26,85
$U_1$	-1,34	-1,25	-2,59	-4,15	+1,30	-3,97	+0,15	-0,94	+0,39	-0,27	$\pm 0,87$	—	-12,79
$U_2$	+4,68	+1,62	+6,30	+10,08	+0,06	-2,72	-0,11	-0,67	+0,21	-0,13	$\pm 0,87$	+17,52	—
$U_3$	+5,52	+3,72	+9,24	+14,78	-0,94	-1,71	-0,31	-0,47	+0,09	-0,03	$\pm 0,87$	+24,98	—
$D_1$	+4,66	+1,95	+6,61	+10,58	-0,82	+0,84	-0,17	+0,18	-0,12	+0,10	0	+18,31	—
$D_2$	-3,03	-1,68	-4,71	-7,54	+0,76	-0,76	+0,15	-0,16	+0,11	-0,09	0	—	-13,26
$D_3$	+1,28	+1,45	+2,73	+4,37	-0,67	+0,69	-0,14	+0,14	-0,09	+0,08	0	+8,01	—
$D_4$	+0,12	-1,40	-1,28	-2,05	+0,65	-0,64	+0,13	-0,13	+0,09	-0,07	0	—	4,29
$D_5$	-1,30	+1,20	-0,10	-0,16	-0,57	+0,52	-0,12	+0,12	-0,08	+0,08	0	+1,76	-2,23
$V_1$	-0,90	0	-0,90	-1,44	0	0	0	0	0	0	0	—	-2,34
$V_5$	+0,50	+0,50	+1,00	+1,60	+0,02	+0,02	0	0	+0,01	+0,01	0	+2,63	—
$A$	+3,38	+1,12	+4,50	+7,20	+0,40	-0,40	-0,08	+0,08	-0,50	+0,50	0	+12,68	—
$H_E$	+1,34	+1,25	+2,59	+4,15	+1,30	+3,97	-0,14	+0,94	-0,39	+0,26	$\pm 0,87$	+12,78	—
$H_D$	-0,97	-0,88	-1,85	-2,96	+2,78	-2,49	+0,50	-0,59	+0,49	-0,16	$\pm 0,54$	—	-8,59

Zusammenstellung b: Stabquerschnitte und Beanspruchungen

Stab	Querschnitt	Nietdurchmesser $d$	Größte Stabkraft $t$	Querschnittsfläche $cm^2$		Trägheitshalbmesser $i$ cm	Knicklänge $l$ cm	Schlankheit $l/i$	Knickbeiwert $\omega$	Beanspruchung $t/cm^2$
				$F_{voll}$	$F_n$					
$O_{1-3}$	 75 · 100 · 9	—	-26,85	30,2	—	3,13	200	64	1,48	1,32
$U_1$	 75 · 75 · 8	—	-12,79	23,0	—	2,26	200	88	1,67	0,93
$U_{2-3}$	 75 · 75 · 8	20	+24,98	—	19,8	—	—	—	—	1,26
$D_1$	 55 · 75 · 7	20	+18,31	—	14,5	—	—	—	—	1,26
$D_2$	 75 · 75 · 7	—	-13,26	20,2	—	2,28	210	92	1,71	1,12
$D_3$	 50 · 50 · 5	14	+8,01	—	8,20	—	—	—	—	0,98
$D_4$	 55 · 55 · 6	—	+4,29	12,6	—	1,66	220	133	2,99	1,02
$D_5$	 50 · 50 · 5	—	-2,23	9,60	—	1,51	220	146	3,60	0,84
$V_1$	 45 · 45 · 5	—	-2,34	8,60	—	1,35	180	133	2,99	0,81
$V_5$	 45 · 45 · 5	14	+2,63	—	7,10	—	—	—	—	0,37

4. Momente und Normalkräfte in den Stielen

Die Größtwerte der Momente treten in den Punkten  $A$  und  $E$  bzw.  $B$  und  $F$  auf. Die folgende Zusammenstellung c weist die Grenzwerte für die Momente  $M_A$  und  $M_E$  und die zugehörigen Werte des Auflagerdruckes  $A$ , gleich der Normalkraft  $N$  auf.

## Zusammenstellung c: Momente in mt und Normalkräfte in t in den Stielen

Ort	Schneebelastung			Bieibende Last	Wind		Wellenleitung				Wärmeänderungen	Grenzwerte	
	links	rechts	voll		links	rechts	$T_h$		$T_v$			+M	-M
							links	rechts	links	rechts			
$M_A$	+0,768	+0,899	+1,667	+2,667	-7,687	+5,156	-1,638	+1,237	+0,064	+0,314	+1,216	+12,257	-7,874
$A$	+3,38	+1,12	+4,50	+7,50	-0,40	+0,40	-0,08	+0,08	+1,75	+0,05	-	+12,53	+7,02
$M_E$	-1,452	-1,321	-2,773	-4,437	+3,221	-3,736	+0,744	-0,881	+0,730	-0,244	+0,812	+1,070	-12,883
$A$	+3,38	+1,12	+4,50	+7,50	-0,40	+0,40	-0,08	+0,08	+1,75	+0,05	-	+8,77	+12,53

Stielquerschnitt I 36, Abb. 803.

$$J_x = 17270 \text{ cm}^4 \text{ mit Nietabzug auf der Zugseite, } F_n = 88,13 \text{ cm}^2.$$

$$W_x^i = \frac{17270}{19,73} = 876 \text{ cm}^3, \quad W_x^a = \frac{17270}{16,27} = 1062 \text{ cm}^3.$$



Abb. 803

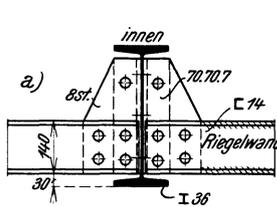
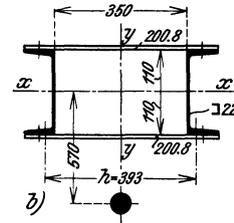


Abb. 804



Beanspruchungen:

$$\sigma_i = -\frac{12,53}{88,13} + \frac{1288,3}{876} = +1,33 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_a = -\frac{12,53}{88,13} - \frac{1288,3}{1062} = -1,36 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die von Stütze zu Stütze durchgehenden Riegel des Wandfachwerkes ist der Stiel gegen seitliches Ausknicken gesichert. Die Verbindung der Riegel mit den Stielen geschieht durch Eckbleche, um auch die Innengurte des Stieles zu erfassen. Abb. 804 a).

Die Verankerung wurde für ein größtes Einspannungsmoment von  $M_A = +12,257$  mt und der zugehörigen Normalkraft  $N = 12,53$  t bemessen. Die größten Betonpressungen und die Ankerzüge erhält man auf Grund der Gl. (10) bis (12) in Abs. 75 b) wie folgt:

Es ist, siehe Abb. 797,

$$l = 110 \text{ cm, } h = 110 - 15 = 95 \text{ cm, } b = 50 \text{ cm, } z = 40 \text{ cm.}^1)$$

$$\text{Ankerbolzenquerschnitt } 2 \text{ } \varnothing \text{ } 1\frac{1}{2}'' = 12,8 \text{ cm}^2.$$

Mit

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1225700}{12530} = 98 \text{ cm, } a = e + z - h = 98 + 40 - 95 = 43 \text{ cm}$$

erhält man die Gleichung dritten Grades für  $x$

$$x^3 + 3 \cdot 43 x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 12,8}{50} 138 (95 - x) = 0,$$

woraus  $x = 34,35$  cm folgt.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 12530 \cdot 138}{50 \cdot 34,35 (95 - 11,45)} = 24,1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{zulässig } 25 \text{ kg/cm}^2)$$

$$Z = \frac{43 + 11,45}{95 - 11,45} 12530 = 8170 \text{ kg.}$$

Ankerbeanspruchung mit  $F_k = 9,0 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{8170}{9,0} = 0,91 \text{ t/cm}^2 \quad (\text{zul. } 1,00 \text{ t/cm}^2).$$

<sup>1)</sup> Hinsichtlich der Bezeichnung siehe Abb. 685 auf S. 680.

## C. Träger für die Wellenleitung

Die Träger bestehen aus 2 lotrecht gestellten  $\square$ -Eisen Nr. 22 mit Bindeblechen 200/8 in 75 cm Abstand am Ober- und Unterflansch. Siehe Abb. 797 und Abb. 804 b). Die wagrechten Trägerscheiben stellen sonach Rahmenträger (Vierendeelträger) vor. Stützweite 6,00 m.

Belastung: lotrecht 0,30 t/m,  
wagrecht 0,15 t/m;

$$\begin{aligned} \text{a) Biegemoment lotrecht: } M_v &= \frac{1}{8} 0,3 \cdot 6^2 = 1,35 \text{ mt,} \\ \text{wagrecht: } M_h &= \frac{1}{8} 0,15 \cdot 6^2 = 0,625 \text{ mt,} \end{aligned}$$

daher Gurtkraft in den wagrechten Scheiben:  $S = \frac{0,625}{0,393} = 1,60 \text{ t.}$

Querschnitt  $\square 22$  mit  $W_x = 490 \text{ cm}^3$ ,  $F = 37,4 \text{ cm}^2$  (ohne Nietabzüge).

Beanspruchung in Trägermitte:  $\sigma = \frac{1,60}{37,4} + \frac{135}{490} = 0,32 \text{ t/cm}^2$ .

$\beta$ ) Örtliche Momente im Rahmenträger:

Größte Querkraft:  $Q = \frac{1}{2} 6,00 \cdot 0,15 = 0,45 \text{ t}$ , daher je Scheibe  $Q' = 0,225 \text{ t}$ .

Moment im Gurt:  $m_1 = \frac{Q' \lambda}{4} = \frac{0,225 \cdot 0,75}{4} = 0,0422 \text{ mt.}$

Querschnitt  $\frac{1}{2} \square 22$  mit  $\frac{1}{2} W_y = 16,8 \text{ cm}^3$ .

Beanspruchung  $\sigma_1 = \frac{4,22}{16,8} = 0,251 \text{ t/cm}^2$ .

$\gamma$ ) Verdrehungsmoment am Trägerende:  $M_d = 0,150 \cdot \frac{6}{2} \cdot 0,57 = 0,2565 \text{ mt.}$

Moment im Gurt:  $m_2 = \frac{\lambda M_d}{8 h} = \frac{75 \cdot 0,2565}{8 \cdot 23} = 0,1046 \text{ mt.}$

Querschnitt wie vor:

Beanspruchung  $\sigma_2 = \frac{10,46}{16,8} = 0,623 \text{ t/cm}^2$ .

Gesamtbeanspruchung am Trägerende:  $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 0,251 + 0,623 = 0,87 \text{ t/cm}^2$ .

Hinsichtlich der Einzelheiten in der Durchbildung des Stahlbaues sei auf Abb. 797 hingewiesen, die keiner weiteren Erläuterungen bedarf. Es sei nur ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht, daß Punkt „a“ des Untergurtes durch einen Winkeleisenstab gegen die erste Mittelfette abgestrebt ist, um ihn am seitlichen Ausweichen zu hindern, da der erste Untergurtstab eine bedeutende Druckkraft aufweist.

84. Freistehende Hofkranbahn für 15 t Laufkran<sup>1)</sup>

Als Beispiel für die Anwendung der in Abs. 78 vorgeführten Tafel der Maximalmomentenlinien durchlaufender Balken werde im nachstehenden die Berechnung der in Abb. 805 in der Übersicht und in Abb. 806 in den Einzelheiten dargestellten Kranbahn vorgeführt. Jeder der beiden Kranbahnträger stellt einen Dreigurtträger vor, dessen lotrechte Haupttragwand als Vollwandträger, die wagrechte und schräge Wand als Fachwerkträger ausgebildet sind. Da nur lotrechte in die Haupttragwand und wagrechte in die wagrechte Scheibe fallende Nutzlasten in Frage kommen, so ist der Schrägverband nur bei der Übernahme des Gewichtes des wagrechten Verbandes samt Laufstegbelag und Schneelast, sowie bei Aufnahme des Winddruckes auf die Bahn beansprucht. Die 120 m lange Bahn hat in der Mitte eine feste Turmstütze, im übrigen ist die Bahn in Abständen von 20 m auf Pendelstützen, die quer zur Bahn gesehen, 1,60 m breit sind, gelagert. Trotz der steifen Verbindung zwischen den Stützen und den Kranbahnträgern ist eine nennenswerte Rahmenwirkung ausgeschlossen, da das Trägheitsmoment des Trägers rund 60mal größer als das der Stützen ist.

<sup>1)</sup> Aus dem Ingenieurbüro des Verfassers.

## Belastungsgrundlagen:

Lotrechte Nutzlast der Kranbahn: 2 Raddrücke je 15,7 t in 3,40 m Abstand; Winddruck auf den Kran und die Kranbahn 100 kg/m<sup>2</sup>.

## Zulässige Beanspruchungen:

Unter bleibender Last, lotrechter und wagrechter Wirkung des Kranes 1200 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei Mitberücksichtigung der Windwirkungen 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

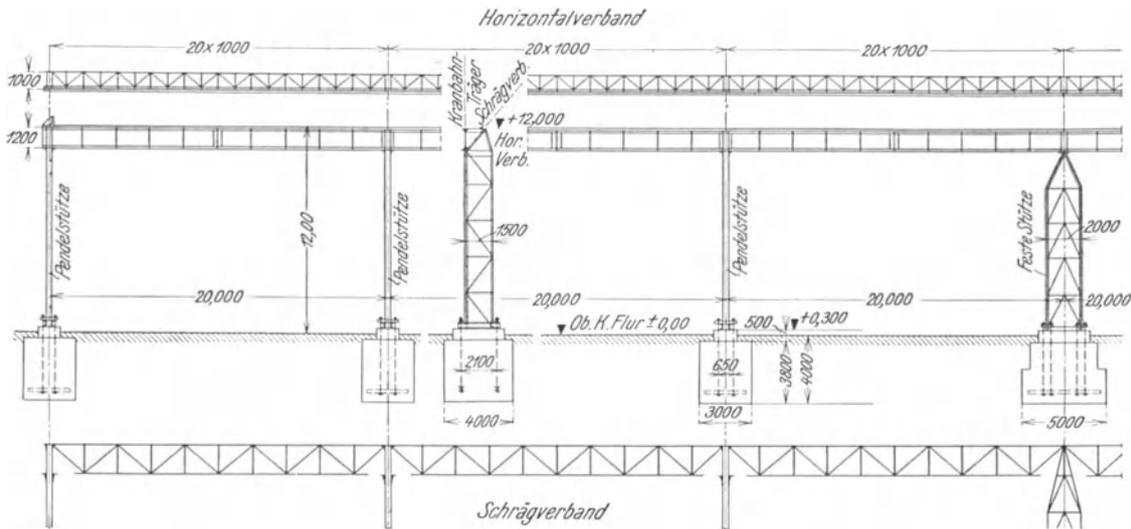


Abb. 805

## A. Hauptträger

Durchlaufbalken mit 6 Feldern je 20 m Stützweite. Die Berechnung erstreckt sich auf das erste und zweite Feld, da die Mittelfelder so wie das zweite Feld bemessen werden.

Bleibende Last:  $g = 0,35 \text{ t/m}$ .

Mit Hilfe der Tafel 48 c) in Band I werden die Momente in den Zehntelpunkten jedes Feldes, die nachfolgend mit 1, 2, 3 . . . . . 20 bezeichnet werden, bestimmt. Zusammenstellung a).

Zusammenstellung a): Momente  $M_g$ 

Momente $M_g$ in mt im ersten Feld in Punkt										
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	+ 4,80	+ 8,20	+ 10,20	+ 10,80	+ 10,00	+ 7,80	+ 4,20	- 0,80	- 7,20	- 15,0
Momente $M_g$ in mt im zweiten Feld in Punkt										
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	- 8,20	- 2,80	+ 1,20	+ 3,80	+ 5,00	+ 4,80	+ 3,20	+ 0,20	- 4,20	- 10,00

## Lotrechte Nutzlast.

Die Linie des max +  $M$  und max -  $M$  unter der Wirkung der Radlasten  $R$  wird mit Hilfe der Tafel 111 auf S. 716 berechnet. Das Verhältnis des Radstandes  $a$  zur Stützweite  $l$  beträgt

$$\frac{a}{l} = \frac{3,40}{20,00} = 0,17.$$

Da die Tafel die Werte für  $\frac{a}{l} = 0,1$  und  $0,2$  enthält, so wird im nachstehenden mit den durch lineare

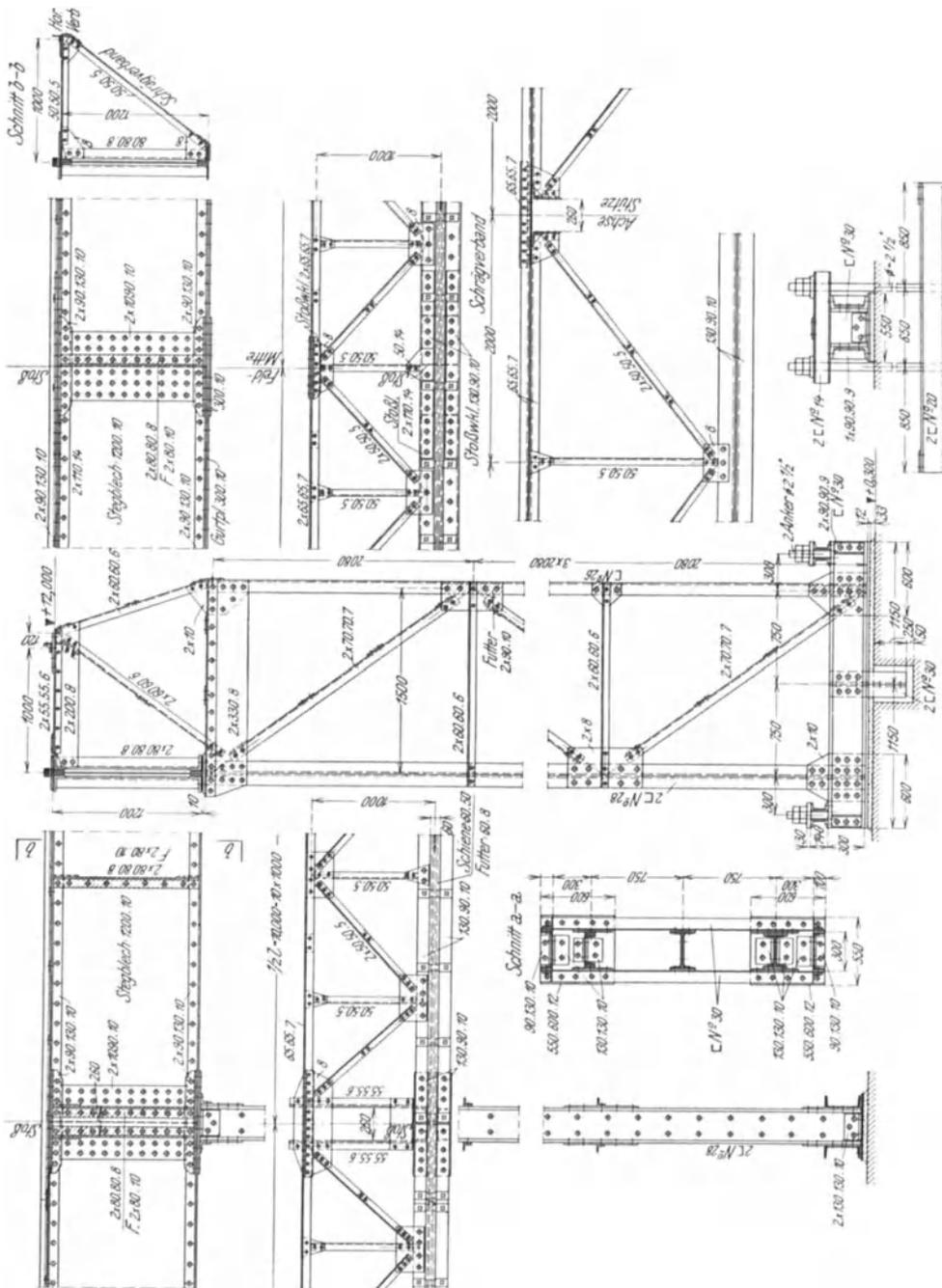


Abb. 806

Einschaltung gewonnenen Werten der Größtmomente gerechnet. So findet man z. B. für Punkt 1 aus den beiden Zahlenwerten 0,1623 und 0,1501 für  $\frac{a}{l} = 0,1$  bzw. 0,2

$$0,1501 + 0,3 (0,1623 - 0,1501) = 0,1538$$

und mit  $Rl = 15,7 \cdot 20 = 314$  mt

$$\max + M_{p1} = 314 \cdot 0,1538 = 48,29 \text{ mt.}$$

Die folgende Zusammenstellung b) enthält die auf diese Weise sehr rasch ermittelten Ordinaten der max (+  $M_p$ )- und max (-  $M_p$ )-Linien.

Zusammenstellung b): max +  $M_p$ - und max -  $M_p$ -Linien

Momente max + $M_p$ in mt im ersten Feld im Punkt										
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	+ 48,29	+ 81,23	+ 99,82	+ 105,25	+ 102,27	+ 92,44	+ 72,63	+ 45,12	+ 12,78	0
Momente max + $M_p$ in mt im zweiten Feld im Punkt										
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	+ 17,80	+ 48,10	+ 70,43	+ 82,96	+ 85,06	+ 82,05	+ 68,64	+ 45,69	+ 15,48	0
Momente max - $M_p$ in mt im ersten Feld im Punkt										
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	- 4,77	- 9,48	- 14,24	- 19,00	- 23,77	- 28,51	- 33,28	- 37,99	- 42,77	- 62,77
Momente max - $M_p$ in mt im zweiten Feld im Punkt										
	11	12	13	14	15	16	17	19	19	20
	- 54,35	- 46,47	- 38,62	- 30,71	- 22,83	- 25,84	- 32,28	- 38,56	- 45,18	- 51,62

In der Abb. 807 sind die durch Zusammenzählung der  $M_g$  und max  $M_p$  gewonnenen max  $M$ -Linien für lotrechte Lasten dargestellt und die Tragsmomentenlinien  $M_T$  eingezeichnet.

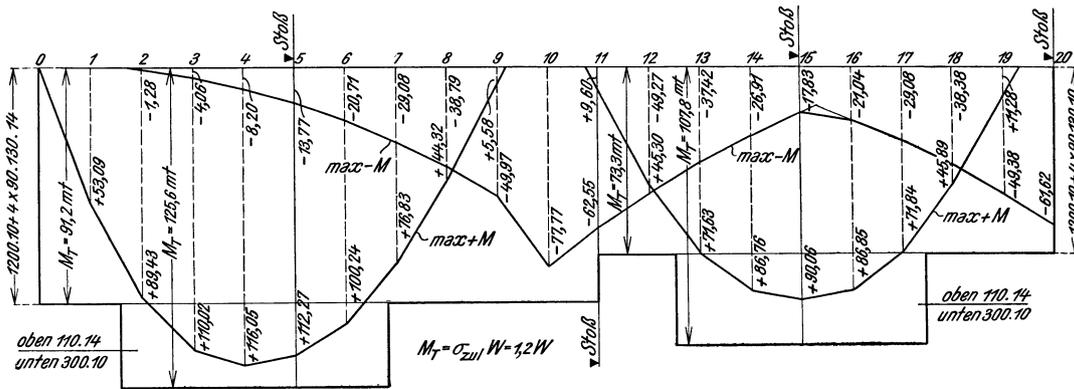


Abb. 807

Wagrechte Belastung.

Eigengewicht der Katze 4,60 t, Nutzlast 15,0 t, zusammen 19,6 t, daher Seitenschub nach Formel (1) S. 698

$$P_{hb} = \frac{Q}{14} = \frac{19,60}{14} = 1,40 \text{ t.}$$

Schrägzug der Last; gemäß Formel (3) S. 699

$$P_{ks} = 15 \cdot \text{tg } 10^\circ = 2,64 \text{ t.}$$

Maßgebend ist sonach der Schrägzug. Wagrechte Last je Laufrad der Brücke

$$P_k = \frac{1}{2} 2,64 = 1,32 \text{ t.}$$

Die Gurtkräfte  $S$  der wagrechten Fachwerkscheibe (Horizontalverband) betragen daher

$$S = \pm \frac{1,32}{15,70} \frac{\max M_p}{1,00} = 0,0841 \max M_p, \text{ wenn } \max M_p \text{ die Momente der Zusammenstellung b) und}$$

$h = 1$  m die Höhe des wagrechten Verbandes sind. Da zum Spannungsausweis bloß die zusätzlichen Momente in den Punkten 4, 10, 15 und 20, d. s. die Stellen, in denen, wie der Verlauf der Tragmomentenlinien in Abb. 807 zeigt, die stärkste Ausnützung der Tragfähigkeit erfolgt, notwendig sind, so werden die Gurtkräfte nur im Bereiche dieser Punkte bestimmt. Die Eintragung der Gurtkräfte in den Kranbahnträger erfolgt einseitig in der Höhe der wagrechten Schenkel der Gurtwinkel, weshalb zu den von den lotrechten Lasten herrührenden Momenten noch ein Zusatzmoment  $S \frac{h}{2}$ , wenn  $h$  die Trägerhöhe ist, hinzuzufügen ist.

$$\begin{aligned} \text{Gurtkräfte: Punkt 4: } & \pm 0,0841 \cdot 105,25 = \pm 8,85 \text{ t} \\ \text{Punkt 10: } & \pm 0,0841 \cdot 62,77 = \pm 5,28 \text{ t} \\ \text{Punkt 15: } & \pm 0,0841 \cdot 85,06 = \pm 7,16 \text{ t} \\ \text{Punkt 20: } & \pm 0,0841 \cdot 51,62 = \pm 4,34 \text{ t} \end{aligned}$$

Bemessung:

Abb. 808 zeigt die Größtquerschnitte im ersten und zweiten Feld.

Querschnitt 4 (mit Gurtplatten, oben 2 . 110 . 14, unten 300 . 10):

$$J_x = 630800 \text{ cm}^4, \quad W_x^o = \frac{630800}{60,3} = 10460 \text{ cm}^3, \quad F_n = 248 \text{ cm}^2.$$

Gurtkraft: 8,85 t, Moment:  $116,05 + 8,85 \cdot 0,60 = 121,36$  mt.

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{8,85}{248} + \frac{121,36}{10460} = 1,20 \text{ t/cm}^2.$$

Querschnitt 10 (ohne Gurtplatten):

$$J_x = 456300 \text{ cm}^4, \quad W_x^o = \frac{456300}{60,0} = 7605 \text{ cm}^3, \quad F_n = 198 \text{ cm}^2.$$

Gurtkraft: 5,28 t, Moment:  $-77,77 - 5,28 \cdot 0,60 = -80,94$  mt.

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{5,28}{198} + \frac{80,94}{7605} = 1,09 \text{ t/cm}^2.$$

Querschnitt 15 (mit Gurtplatten, oben 2 . 110 . 14, unten 300 . 10):

$$J_x = 541200 \text{ cm}^4, \quad W_x^o = \frac{541200}{60,3} = 8980 \text{ cm}^3, \quad F_n = 222 \text{ cm}^2.$$

Gurtkraft: 7,16 t, Moment:  $90,06 + 7,16 \cdot 0,60 = 94,36$  mt.

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{7,16}{222} + \frac{94,36}{8980} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

Querschnitt 20 (ohne Gurtplatten):

$$J_x = 366700 \text{ cm}^4, \quad W_x^o = \frac{366700}{60,0} = 6110 \text{ cm}^3, \quad F_n = 172 \text{ cm}^2.$$

Gurtkraft: 4,34 t, Moment:  $-61,62 - 4,34 \cdot 0,60 = -64,22$  mt.

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{4,34}{172} + \frac{64,22}{6110} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

Sicherheit des Stegbleches gegen Ausbeulen.

Größte Querkraft  $Q_{\max}$ :

$$\text{von der bleibenden Last: } A_g = \frac{1}{2} \cdot 0,30 \cdot 20,0 = 6,00 \text{ t}$$

$$\text{von der Nutzlast: } A_b = 2 \cdot 15,7 \frac{20,0 - 1,7}{20,0} = 28,73 \text{ ,,}$$

$$Q_{\max} = 34,73 \text{ t}$$

mittlere Schubspannung im Steg

$$\tau = \frac{34,73}{120 \cdot 1} = 0,29 \text{ t/cm}^2.$$

Stifenabstand 200 cm. Es ist daher  $\alpha = \frac{200}{120} = 1,67$ ,

daher, siehe Bd. I, S. 194,

$$\tau_k = \left( 11000 + \frac{7500}{1,67^2} \right) \left( \frac{1}{120} \right)^2 = 0,95 \text{ t/cm}^2.$$

Sicherheit  $\nu = \frac{0,95}{0,29} = 3,3$  fach.

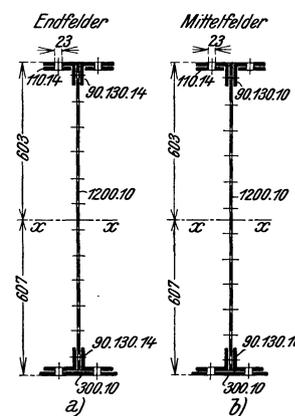


Abb. 808

### B. Horizontal- und Schrägverband

Die Trägernetze sind in Abb. 809 a) dargestellt. Auch diese beiden Scheiben stellen Durchlaufbalken vor:

Stabkräfte im Horizontalverband unter Wirkung der Kranlasten  $P_k$ : Die größte Gurtkraft im Felde infolge  $P_k = 1,32$  t tritt im Bereiche des Punktes 4 auf

$$O_h = \pm \frac{8,85}{1,00} = \pm 8,85 \text{ t.}$$

Die größte Gurtkraft an der Stütze, Punkt 10

$$O'_h = \mp \frac{5,28}{1,00} = \mp 5,28 \text{ t.}$$

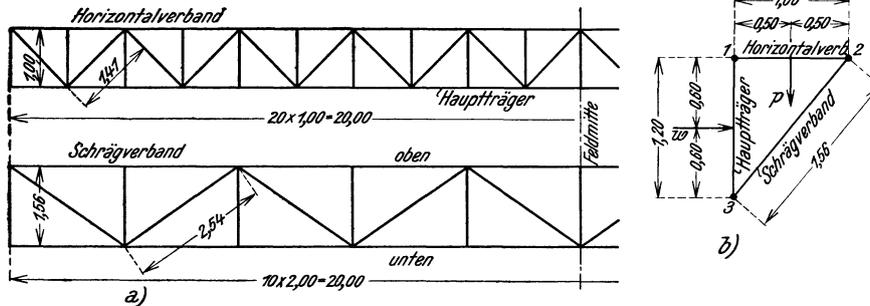


Abb. 809

Größte Strebenkraft im Horizontalverband (Querkräfte wie beim einfachen Balkenträger)

$$Q_{\max} = \pm 2 \cdot 1,32 \frac{19,00 - 1,70}{20,00} = \pm 2,28 \text{ t,} \quad D_{\max} = \pm 2,28 \cdot 1,414 = \pm 3,23 \text{ t.}$$

Stabkräfte unter Windbelastung des Tragwerkes.

Der Windangriff auf das Dreigurttragwerk ist in Abb. 809 b) dargestellt. Die Anteile, die von der Windlast  $w$  auf die drei tragenden Scheiben entfällt, ist durch folgende Formeln gegeben (siehe S. 704)

$$w_{12} = w \frac{60}{120} = 0,5 w, \quad w_{13} = w \frac{60}{100} = 0,6 w, \quad w_{23} = w \frac{60}{77} = 0,78 w.$$

Vom Wind getroffene Fläche des Tragwerkes je lfd. m Träger:  $f = 1,44 \text{ m}^2$ , daher  $w = 1,44 \cdot 0,100 = 0,144 \text{ t/m}$ .

a) Gurtkräfte.

Im Gurt 2 addieren sich die Gurtkräfte, die aus der Belastung der Scheiben 1—2 und 2—3 entstehen. Ihr Gesamtbetrag entspricht jener Gurtkraft, die entsteht, wenn die volle Windlast  $w$  von der Scheibe 1—2 allein aufgenommen wird.

$$\text{Größtmoment im Felde } M = 0,077 \cdot 0,144 \cdot 20,0^2 = \pm 4,44 \text{ mt;}$$

$$\text{Größtmoment über der Stütze } M' = 0,107 \cdot 0,144 \cdot 20,0^2 = \mp 6,16 \text{ mt;}$$

daher größte Gurtkräfte

$$\text{im Felde: } O_w = \pm 4,44 \text{ t,} \quad \text{über der Stütze: } O'_w = \pm 6,16 \text{ t.}$$

β) Strebenkräfte im Horizontal- und Schrägverband (als einfacher Fachwerkbalken berechnet).

$$\text{Größte Querkraft } Q_w = \pm \frac{1}{2} 0,144 \cdot 20,0 = \pm 1,44 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Querkraft im Horizontalverband } Q_h = \pm \frac{1}{2} 1,44 = \pm 0,72 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Querkraft im Schrägverband } Q_s = \pm 0,78 \cdot 1,44 = \pm 1,12 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Strebenkraft im Horizontalverband } D_h = \pm 0,72 \cdot 1,414 = \pm 1,02 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Strebenkraft im Schrägverband } D_s = \pm 1,12 \frac{2,54}{1,56} = \pm 1,82 \text{ t.}$$

Stabkräfte von der Windbelastung des Kranes.

$$\text{Vom Wind getroffene Fläche des Kranes } 10 \text{ m}^2, \text{ daher wagrechter Raddruck } \frac{1}{2} 10 \cdot 0,100 = 0,5 \text{ t.}$$

Der Winddruck auf den Kran, der in Schienenhöhe übertragen wird, setzt nur den Horizontalverband in Spannung.

$$\text{Größte Gurtkraft im Felde } O_W = \pm 8,85 \frac{0,50}{1,32} = \pm 3,35 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Gurtkraft über der Stütze } O'_W = \pm 5,28 \frac{0,50}{1,32} = \pm 2,00 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Querkraft } Q_W = \pm 2,28 \frac{0,50}{1,32} = \pm 0,86 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Strebenkraft } D_W = \pm 0,86 \cdot 1,414 = \pm 1,22 \text{ t.}$$

Stabkräfte vom Eigengewicht des Horizontal- und Schrägverbandes.

$p = 100 \text{ kg/m}$ . Die auf die drei Scheiben entfallenden Anteile sind, siehe Abb. 809 b)

$$p_{12} = \frac{50}{120} p = 0,42 p, \quad p_{13} = \frac{50}{100} p = 0,5 p, \quad p_{23} = \frac{50}{77} p = 0,65 p.$$

Der Gurt 2 ist bei lotrechter Belastung spannungslos, da die Belastung vollständig vom Hauptträger getragen wird. Es sind daher nur die Strebenkräfte in beiden Verbänden auszuweisen.

$$\text{Größte Querkraft } Q_p = \frac{1}{2} 0,100 \cdot 20 = 1,00 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Querkraft im Horizontalverband } Q_h = 0,42 \cdot 1,00 = 0,42 \text{ t.}$$

$$\text{Größte Querkraft im Schrägverband } Q_s = 0,65 \cdot 1,00 = 65 \text{ t,}$$

$$\text{Größte Strebenkraft im Horizontalverband } D_h = -0,42 \cdot 1,414 = -0,59 \text{ t,}$$

$$\text{Größte Strebenkraft im Schrägverband } D_s = 0,65 \frac{2,54}{1,56} = 1,08 \text{ t.}$$

Es ergeben sich somit folgende Gesamtstabkräfte:

$$\text{Gurt 2: Im Felde: } O = \pm (8,85 + 4,44 + 3,35) = \pm 16,64 \text{ t.}$$

$$\text{Über der Stütze: } O' = (5,28 + 6,16 + 2,00) = \pm 13,44 \text{ t.}$$

Streben im Horizontalverband

$$D_h = \pm 3,23 \pm 1,02 \pm 1,22 - 0,59 = + 4,88 \text{ t} \\ - 6,06 \text{ t}$$

Streben im Schrägverband

$$D_s = \pm 1,82 + 1,08 \text{ t} = + 2,82 \text{ t} \\ - 0,74 \text{ t}$$

Bemessung:

Verbandgurt:  $\max O = -16,64 \text{ t}$ .

$$\text{Querschnitt: } \text{JL } 65 \cdot 65 \cdot 7, \quad F = 17,4 \text{ cm}^2, \quad i_x = 1,96 \text{ cm}, \quad i_y = 2,98 \text{ cm.}$$

$$\text{Knicklänge: } l_x = 100 \text{ cm}, \quad l_y = 200 \text{ cm}, \quad \frac{l_x}{i_x} = \frac{100}{1,96} = 51, \quad \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{2,98} = 67,$$

$$\omega = 1,46.$$

$$\text{Beanspruchung: } \sigma = 1,46 \frac{16,64}{17,4} = 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

Streben des Horizontalverbandes:  $\max D_h = -6,06 \text{ t}$ .

$$\text{Querschnitt: } \text{JL } 50 \cdot 50 \cdot 5, \quad F = 9,60 \text{ cm}^2, \quad i = 1,51 \text{ cm.}$$

$$\text{Knicklänge: } 110 \text{ cm}, \quad \frac{l}{i} = \frac{110}{1,51} = 73, \quad \omega = 1,54.$$

$$\text{Beanspruchung: } \sigma = 1,54 \frac{6,06}{9,60} = 0,97 \text{ t/cm}^2.$$

Streben des Schrägverbandes:  $\max D_s = 2,82 \text{ t}$  bzw.  $-0,74 \text{ t}$ .

$$\text{Querschnitt: } \text{JL } 50 \cdot 50 \cdot 5, \quad F = 9,60 \text{ cm}^2, \quad F_n = 8,20 \text{ cm}^2, \quad i = 1,51 \text{ cm.}$$

$$\text{Knicklänge: } 210 \text{ cm}, \quad \frac{l}{i} = \frac{210}{1,51} = 139, \quad \omega = 3,26.$$

$$\text{Beanspruchung: } \sigma = \frac{2,82}{8,20} = 0,34 \text{ t/cm}^2 \text{ bzw. } 3,26 \frac{0,74}{9,60} = 0,25 \text{ t/cm}^2.$$

### C. Pendelstützen. Abb. 810

Belastung:

Von der bleibenden Last der Kranbahn:

$$C_1 = 0,300 \cdot 20,0 = 6,00 \text{ t}, \quad C_2 = 0,050 \cdot 20,0 = 1,00 \text{ t.}$$

Eigengewicht der Stütze:  $G_1 = 1,20 \text{ t}$ ,  $G_2 = 0,70 \text{ t}$ .

Von den lotrechten Raddrücken:

$$C_1 = 2 \cdot 15,70 \frac{20 - 1,70}{20,0} = 28,73 \text{ t.}$$

Von den wagrechten Raddrücken:

$$C_s = 28,73 \frac{1,32}{15,70} = 2,42 \text{ t.}$$

Von der Windbelastung:

$$\text{Wind auf die Kranbrücke } W_o^1 = 0,50 \frac{2,42}{1,32} = 0,92 \text{ t}$$

$$\text{Wind auf die Kranbahn } W_o^2 = \frac{1}{2} 0,144 \cdot 20,00 = 1,44 \text{ t}$$

$$W_o = 2,36 \text{ t}$$

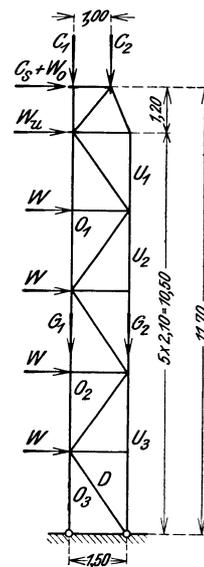


Abb. 810

$$\begin{aligned} \text{Wind auf die Kranbahn} \quad W_{\mu}^1 &= \frac{1}{2} 0,144 \cdot 20,00 = 1,44 \text{ t} \\ \text{Wind auf die Stütze} \quad W_{\mu}^2 &= \frac{1}{2} 0,060 \cdot 2,10 = 0,06 \text{ t} \\ &= 1,50 \text{ t} \\ \text{,, ,, ,, ,, Knotenlasten } W &= 0,06 \cdot 2,10 = 0,13 \text{ t.} \end{aligned}$$

Berechnung der Stabkräfte:

Gurtkräfte unter lotrechten Lasten:

$$O_1 = - \left( 6,00 + 28,73 + 1,0 \frac{0,50}{1,50} \right) = - 35,06 \text{ t}, \quad O_3 = - (35,06 + 1,20) = - 36,26 \text{ t.}$$

$$U_1 = - 1,00 \frac{1,00}{1,50} = - 0,67 \text{ t}, \quad U_3 = - (0,67 + 0,70) = - 1,37 \text{ t.}$$

Gurtkräfte unter wagrechten Lasten:

$$O_1 = \pm \frac{1}{1,50} [(2,42 + 2,36) 3,30 + 1,50 \cdot 2,10] = \pm 12,61 \text{ t},$$

$$O_3 = \pm \frac{1}{1,50} [(2,42 + 2,36) 11,70 + 1,50 \cdot 10,50 + 4 \cdot 0,13 \cdot 5,25] = \pm 49,60 \text{ t},$$

$$U_1 = \pm \frac{1}{1,50} [(2,42 + 2,36) 1,20] = \pm 3,82 \text{ t},$$

$$U_3 = \pm \frac{1}{1,50} [(2,42 + 2,36) 9,60 + 1,50 \cdot 8,40 + 3 \cdot 0,13 \cdot 4,20] = \pm 40,08 \text{ t.}$$

Größtwerte der Gurtkräfte:

$$O_1 = - (35,06 + 12,61) = - 47,67 \text{ t}, \quad O_3 = - (36,26 + 49,60) = - 85,86 \text{ t},$$

$$U_1 = - (0,67 + 3,82) = - 4,49 \text{ t}, \quad U_3 = - (1,37 + 40,08) = - 41,45 \text{ t.}$$

Größte Strebenkraft:

$$D_{\max} = \pm (2,42 + 2,36 + 1,50 + 4 \cdot 0,13) \frac{2,58}{1,50} = \pm 11,70 \text{ t.}$$

Bemessung:

Innengurt:  $O_1 = - 47,67 \text{ t}, \quad O_3 = - 85,86 \text{ t.}$

Querschnitt:  $\square \square 28, \quad F = 106,6 \text{ cm}^2, \quad i_x = 10,9 \text{ cm}, \quad i_y = 3,72 \text{ cm.}$

Knicklänge in der Fachwerkebene:  $l_y = 210 \text{ cm.}$

Knicklänge aus der Fachwerkebene:  $l_x = 1050 \left( 0,72 + 0,28 \frac{47,67}{85,86} \right) = 920 \text{ cm.}^1)$

$$\frac{l_x}{i_x} = \frac{920}{10,90} = 84, \quad \frac{l_y}{i_y} = \frac{210}{3,72} = 56, \quad \omega = 1,63.$$

Beanspruchung:  $\sigma = 1,63 \frac{85,86}{106,6} = 1,31 \text{ t/cm}^2.$

Außengurt:  $U_1 = - 4,49 \text{ t}, \quad U_3 = - 41,45 \text{ t.}$

Querschnitt:  $\square 26, \quad F = 48,3 \text{ cm}^2, \quad i_x = 9,99 \text{ cm}, \quad i_y = 2,56 \text{ cm.}$

Knicklänge in der Fachwerkebene:  $l_y = 210 \text{ cm.}$

Knicklänge aus der Fachwerkebene:  $l_x = 1050 \left( 0,72 + 0,28 \frac{4,49}{41,45} \right) = 790 \text{ cm.}$

$$\frac{l_x}{i_x} = \frac{790}{9,99} = 79, \quad \frac{l_y}{i_y} = \frac{210}{2,56} = 82, \quad \omega = 1,62,$$

Beanspruchung:  $\sigma = 1,62 \frac{41,45}{48,3} = 1,39 \text{ t/cm}^2.$

Streben:  $D = \pm 11,70 \text{ t.}$

Querschnitt:  $\square \square 70 \cdot 70 \cdot 7, \quad F = 18,8 \text{ cm}^2, \quad i = 2,12 \text{ cm.}$

Knicklänge:  $210 \text{ cm}, \quad \frac{l}{i} = \frac{210}{2,12} = 99, \quad \omega = 1,78.$

Beanspruchung:  $\sigma = 1,78 \frac{11,70}{18,8} = 1,11 \text{ t/cm}^2.$

Verankerung.

a) Größtmoment auf Mitte Fußplatte bezogen, bei belasteter Bahn und Wind von außen.

$M = 49,60 \cdot 1,50 + (6,0 + 28,3) 0,75 - 1,0 \cdot 0,25 + 1,20 \cdot 0,75 - 0,7 \cdot 0,75 = 100,25 \text{ mt.}$

Zugehörige Normalkraft:  $N = 6,00 + 1,00 + 28,73 + 1,20 + 0,70 = 37,43 \text{ t.}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{100,25}{37,43} = 268 \text{ cm}, \quad b = 55 \text{ cm}, \quad z = 105 \text{ cm}, \quad h = 115 + 105 = 220 \text{ cm},$$

$$a = e + z - h = 268 + 105 - 220 = 153 \text{ cm}^2.$$

<sup>1)</sup> Siehe Band I, S. 178.

Ankerbolzenquerschnitt:  $F = 63,3 \text{ cm}^2$ . (Über die Bezeichnungen siehe Abb. 685, S. 680.)  
Damit erhält man die Gleichung dritten Grades für  $x$  (siehe Gl. (10), S. 683):

$$x^3 + 3 \cdot 153 x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 63,3}{55} 373 (220 - x) = 0.$$

Die Auflösung liefert  $x = 93,8 \text{ cm}$  und damit

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 37430 \cdot 373}{55 \cdot 93,8 (220 - 31,3)} = 28,7 \text{ kg/cm}^2; \quad (\text{zulässig } 30 \text{ kg/cm}^2)$$

Ankerzug (Außenanker):  $Z = 37,430 \frac{153 + 31,3}{220 - 31,3} = 36,6 \text{ t}$ .

Kernquerschnitt: 2 Anker  $d = 2\frac{1}{2}''$ ,  $F_k = 48,16 \text{ cm}^2$ .

Beanspruchung:  $\sigma = \frac{36,6}{48,16} = 0,76 \text{ t/cm}^2$  (zul.  $1,00 \text{ t/cm}^2$ ).

β) Größtmoment bezogen auf Mitte Fußplatte bei unbelasteter Bahn und Wind von innen.

$$M = 1,44 \cdot 11,70 + 1,50 \cdot 10,50 + 4 \cdot 0,13 \cdot 5,25 - (6,0 + 1,20) 0,75 + 1,0 \cdot 0,25 + 0,70 \cdot 0,75 = 30,71 \text{ mt},$$

$$N = 6,0 + 1,20 + 1,0 + 0,70 = 8,90 \text{ t},$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,71}{8,90} = 345 \text{ cm}, \quad a = 345 + 105 - 220 = 230 \text{ cm},$$

$$x^3 + 3 \cdot 230 x^2 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 63,3}{55} 450 (220 - x) = 0, \quad x = 88,6 \text{ cm}.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 8900 \cdot 450}{55 \cdot 88,6 (220 - 29,5)} = 8,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Ankerkraft (Innenanker):

$$Z = 8,900 \frac{230 + 29,5}{220 - 29,5} = 12,1 \text{ t}.$$

Der Innenanker ist bei kleinerer Belastung ebenso stark wie der Außenanker.

Fußträger: Abb. 811.

Moment im Schnitt  $s-s$ :  $M = 36,6 \cdot 0,21 = 7,686 \text{ mt}$ .

Querkraft im Schnitt  $s-s$ :  $Z = 36,6 \text{ t}$ .

Querschnitt:  $\square \square 30$ ,  $F_{\text{Steg}} = 2 \cdot 30 \cdot 1 = 60 \text{ cm}^2$ ,

$W_x = 1070 \text{ cm}^3$ .

Beanspruchung:  $\sigma = \frac{768,6}{1070} = 0,72 \text{ t/cm}^2$ .  $\tau = \frac{36,6}{60} = 0,61 \text{ t/cm}^2$ .

$$\sigma_{\text{red}} = 0,375 \cdot 0,72 + 0,625 \sqrt{0,72^2 + 4 \cdot 0,61^2} = 1,15 \text{ t/cm}^2.$$

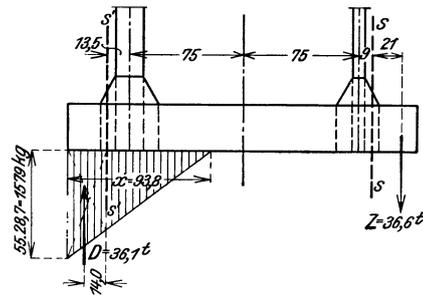


Abb. 811

## 85. Geschweißter Rahmenbinder von 30 m Spannweite<sup>1)</sup>

Die nachfolgend beschriebene geschweißte Binderkonstruktion überdacht einen Teil einer 84 m langen Kohlenwäsche. Der Querschnitt der Anlage ist aus Abb. 812 zu entnehmen. Das Gebäude ist rund 37 m hoch. Der Unterteil bis Höhe + 17,30 ist in Eisenbeton erstellt. Darüber erhebt sich auf  $\bar{\Gamma}$ -Trägerstützen eine aus  $\bar{\Gamma}$ -Trägern bestehende Bühne (Kote + 24,3 m), in deren Höhe auch die Auflager der vollwandigen Zweigelenkrahmen, die die ganze Halle überspannen und rechts und links zwei Kranbahnen tragen, liegen. Die Mitte der Halle ist unterhalb der vorerwähnten Bühne durch Rahmen von 6 m Stützweite überbaut, auf denen die Setzmaschinen ruhen und die ihrerseits wieder Rahmen zur Aufnahme der Transmissionen und Motoren tragen. Die Binder sind in Abständen von 6 m angeordnet. Die Dachhaut besteht aus einer 11 cm starken Bimsbetonplatte, die auf Walzträgerpfetten in 1,50 m Abstand aufliegt. Die Wände bestehen aus Stahlfachwerk für halbsteinstarke Ausmauerung, sie besitzen durchgehende Lichtbänder und sind durchwegs vor die Stahlkonstruktion gesetzt.

<sup>1)</sup> Kohlenwäsche der Großschachtanlage Zollverein in Essen Katernberg. Entwurf und Ausführung: Werke Dortmunder Union und Wanheim der Vereinigten Stahlwerke A. G.

Die einfache Durchbildung der Einzelheiten bei diesem keineswegs unbedeutenden Bauwerk zeigt die außerordentliche Anpassungsfähigkeit der Schweißverbindungen an die statischen Forderungen, Abb. 813. Der Rahmenquerschnitt ist überall symmetrisch  $\Gamma$ -förmig, mit 12 mm starkem Steg und 360 · 30 starken Gurten. Die beiden Stiele haben am Fuß 320 mm Höhe, am Übergang zum Riegel rund 1290 mm Höhe. Der Rahmenriegel ist durchwegs 1290 mm hoch. Die beiden Stiele und jede Riegelhälfte sind vollständig zusammengeschweißt und werden durch genietete Baustöße verbunden. Die einfache Art

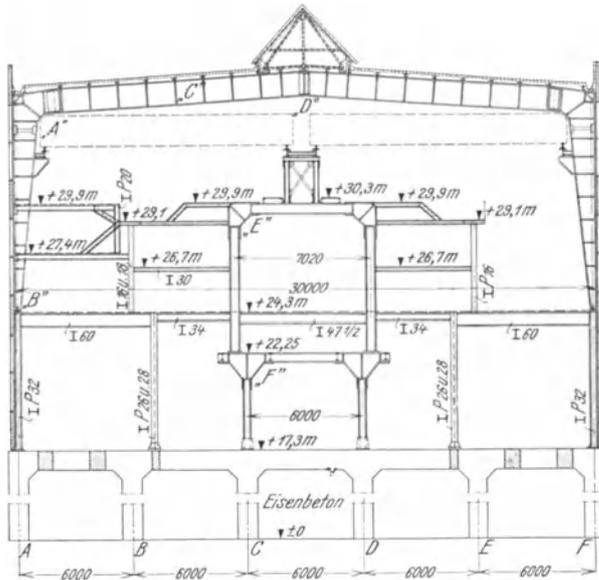


Abb. 812

der Stoßausbildung, die in einer Überlappung der Gurtplatten und stumpfem Stoß mit beiderseitiger Deckung des Steges besteht, ist aus Abb. 813 zu ersehen. Ein geschweißter Werkstattstoß ist zwischen Eckblech und Stiel vorgesehen. Die Aussteifung der Blechwand erfolgte durch Flachstähle 160 · 12, die mit vorne und hinten gegeneinander versetzten 100 mm langen Strichnähten angeschweißt sind. An den Knickstellen der Gurte sind diese Steifen 20 mm stark und durchgehend angeschweißt, um die bedeutenden Abtriebkkräfte, die an diesen Stellen von der Größenordnung der Gurtkräfte sind, übernehmen zu können.

Die Kranbahnträger sind auf Konsolen gelagert. Der angeschweißte Steg derselben ist nahe

dem oberen Rande durch beiderseits aufgeschweißte Laschen 100 · 10, die durch Schlitze im Binderinnengurt gehen, zugsicher mit dem Bindersteg verbunden. Die beiden Fußgelenke sind in der üblichen Weise mit einfacher Druckplatte ausgebildet.

Die Nahtstärken sind durchwegs gering. Zwischen Gurt und Steg durchlaufend  $b = 6$  mm. Nur die stärker beanspruchten Steifen sowie die Stoßlaschen haben 8 bzw. 12 mm hohe Nähte.

Die Wände bestehen aus Stielen  $\Gamma$  16 und Riegeln  $\Gamma$  14. Als Fensterüberlage dient ein auf dem liegenden Riegel aufgenietetes  $\Gamma$  18, das ganz im Mauerwerk liegt, so daß es nach außen nicht in Erscheinung tritt.

Die Abb. 813 enthält weiters noch Einzelheiten der oben erwähnten kleinen eingebauten Rahmen. Siehe die Einzelheiten „E“ und „F“.

Diese Rahmen bestehen aus geschweißten  $\Gamma$ -Trägern, die durch den Einbau von geschweißten Eckstücken untereinander verbunden sind. Die Verbindung geschieht teils durch geschweißte Stöße, die im Werk hergestellt wurden, teils durch genietete Baustellenstöße. Bei dem oberen der beiden Rahmen ist noch die Ausbildung der Gurte bemerkenswert. Sie bestehen nicht aus gewöhnlichen Universaleisen, sondern aus einer für Zwecke der Schweißung besonders geeigneten Walzform, den sogenannten Nasenlamellen. Abb. 814 zeigt die neuen Gurtstähle im vergrößerten Maßstab im Querschnitt. Die Gurtlamellen sind in der Mitte mit einer Nase versehen, die eine Rille zur Aufnahme des Steges enthält. Hierdurch wird ohne Mühe genau mittiger Zusammenbau des Trägers erzielt. Die Nase selbst vergrößert die Steifigkeit des Gurtes an der Schweißstelle, wodurch dem Verziehen des Flansches entgegengewirkt wird. Der Rillengrund liegt über der Innenfläche des Flansches, so daß das Zentrum der Erwärmung vom eigentlichen Gurtkörper etwas mehr abgerückt ist, als es bei der gewöhnlichen Ausführung mit Universalstählen der Fall ist.

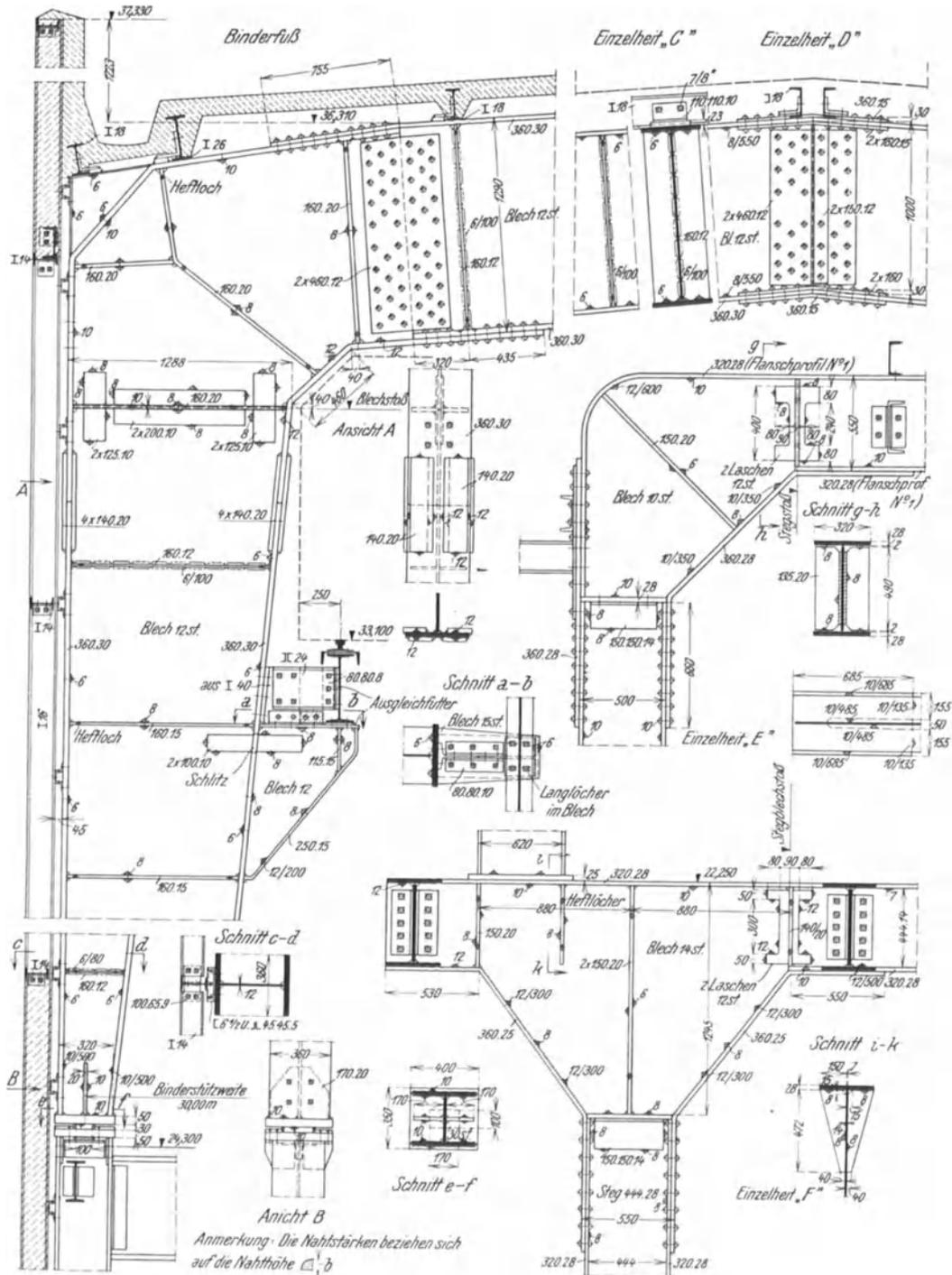


Abb. 813

Im Anschluß an die obige Darstellung eines Rahmenbinders wird in Abb. 815 noch ein geschweißter Balkenbinder von 30,5 m Stützweite vorgeführt, der in der gleichen Anlage zur Überdachung der Lesehalle ausgeführt wurde. Der Binder liegt einerseits auf den aus Walzträgern bestehenden Wandstielen, andererseits auf dem Stiel des die benachbarte

Wipperhalle überdachenden Dreigelenkrahmens auf. Die Dachhaut ist im wesentlichen die gleiche wie bei der oben beschriebenen Kohlenwäsche. Das 15 mm starke Stegblech ist durch 150 . 10 bzw. 150 . 15 starke Flachstäbe versteift. Hinsichtlich des geschweißten Stegstoßes und des genieteten Universalstoßes sei auf die Abb. 815 verwiesen.

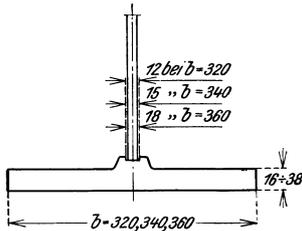


Abb. 814

## 86. Fachwerkbogenbinder von 25 m Stützweite<sup>1)</sup>

Die in Abb. 816 im Querschnitt dargestellte zweischiffige Halle ist 205,2 m lang. Das Hauptschiff besitzt Dreigelenkbogenbinder mit oberem Zugband in Fachwerkausführung von 25 m Stützweite, das Nebenschiff Fachwerkbalkenbinder von 16,45 m Stützweite. Die Binder haben in der Haupthalle 11,40 m Abstand voneinander und sind durch Fachwerkpfetten verbunden. Siehe den Teilgrundriß Abb. 817. In dem kleineren Seitenschiff liegen die Binder in Entfernungen von 5,70 m, wobei jeder zweite Binder auf einem von Stiel zu Stiel der Bogenbinder reichenden Fachwerk-Unterzug aufsitzt. Die Dachhaut besteht in beiden Schiffen aus einer 25 mm starken Holz-

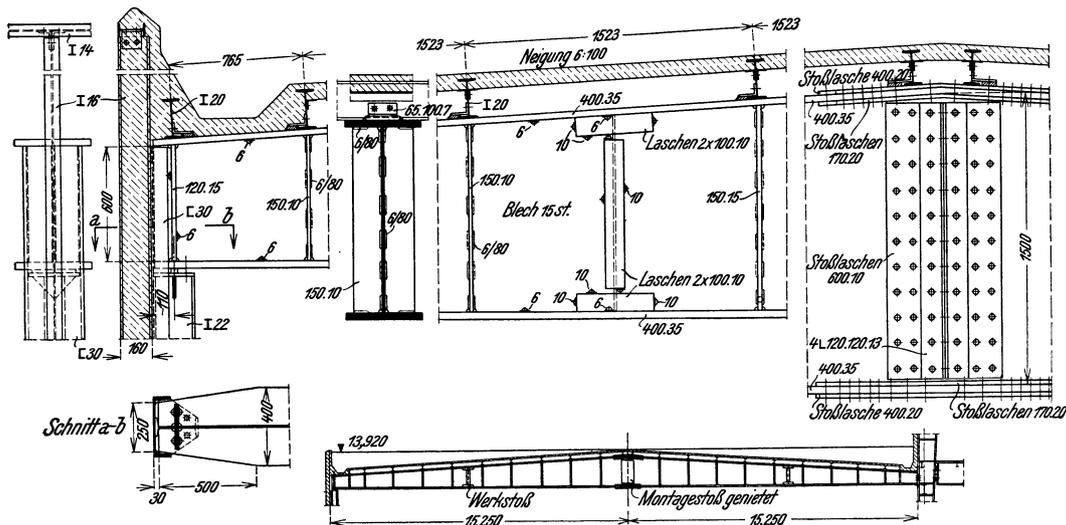


Abb. 815

schalung mit doppelter Dachpapplage, die auf Holzsparren bzw. Holzpfetten aufgebracht ist. Die Beleuchtung der Halle erfolgt durch drei durchgehende Oberlichtbänder.

Die Halle ist an einem Giebelende an ein vorgelagertes Bürogebäude angeschlossen. Von den übrigen 3 Wänden ist die straßenseitige Längswand des kleineren Schiffes massiv gemauert und den Seitenstützen dieses Schiffes vorgelegt, die zweite Längswand und die freie Giebelwand sind als halbsteinstarke Fachwerkwände ausgeführt.

Die Gestaltung der Fachwerkpfetten, die als einfache Balken von 11,40 m Spannweite berechnet wurden, läßt die Abb. 818 erkennen. Die Pfetten besorgen gleichzeitig auch die Knickhaltung des Binderuntergurtes. Aus der gleichen Abbildung sind auch die wichtigsten Einzelheiten der Bogenbinder zu entnehmen. Fuß- und Scheitellager sind aus Stahlguß in einfachen Formen hergestellt. Die Kranbahnen, die als Durchlaufbalken berechnet wurden, sind auf Konsolen gelagert. Ihre Obergurtwinkel, die an den Konsolen

<sup>1)</sup> Werkstatthalle der Wiener Eisenbau A. G., Wien X. Entwurf aus dem Büro des Verfassers. Ausführung: Wiener Eisenbau A. G., Wien X.

ungehindert durchgehen können, sind neben dem Binder gestoßen, die Untergurtwinkel, die an dieser Stelle nur Druck übertragen, sind von beiden Seiten her mit Kontaktwinkeln an den Steg der Konsole angeschlossen. Siehe die Schnitte *a—a* und *b—b* in Abb. 818.

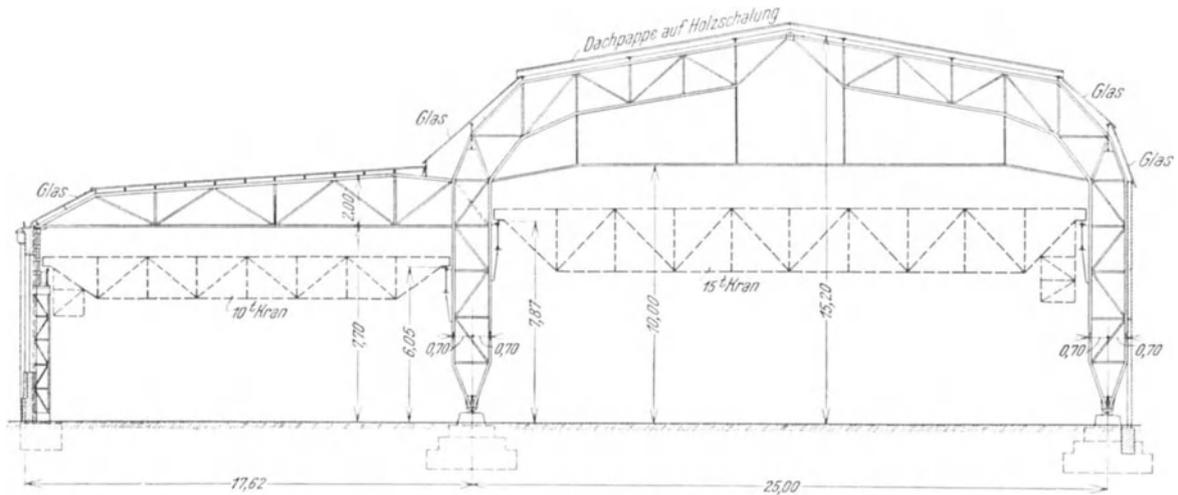


Abb. 816

Da die obenerwähnte straßenseitig gelegene Längswand nicht stark genug ist, um den sie treffenden Winddruck ohne Hilfsstützung zu übernehmen, so wurden die Bogenbinder auch für die Aufnahme des Seitenwindes auf diese Wand bemessen. Die Übertragung

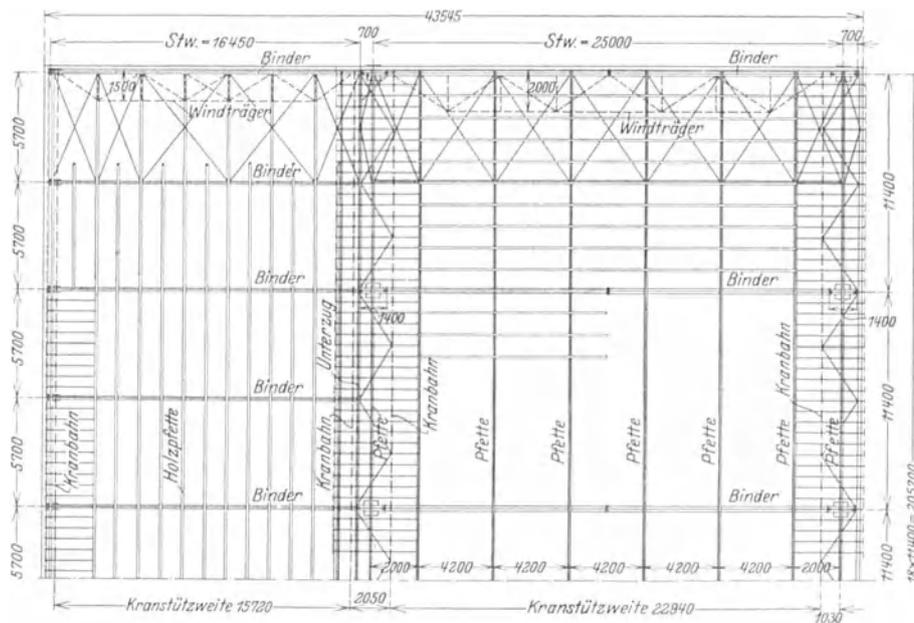


Abb. 817

dieser Windkräfte auf die Bogenbinder geschieht durch einen wagrechten Verband, der den Obergurt der 15 t Kranbahn mit dem Untergurt des oben erwähnten Binderunterzuges verbindet. Dieser Verband ist zugleich Horizontalverband der Kranbahn. Unterzug, Kranbahn und Horizontalverband bilden einen L-förmigen Riepelträger, wobei der Obergurt des Unterzuges, wie dies aus der Binderübersicht in Abb. 818 hervorgeht, in Zwischen-

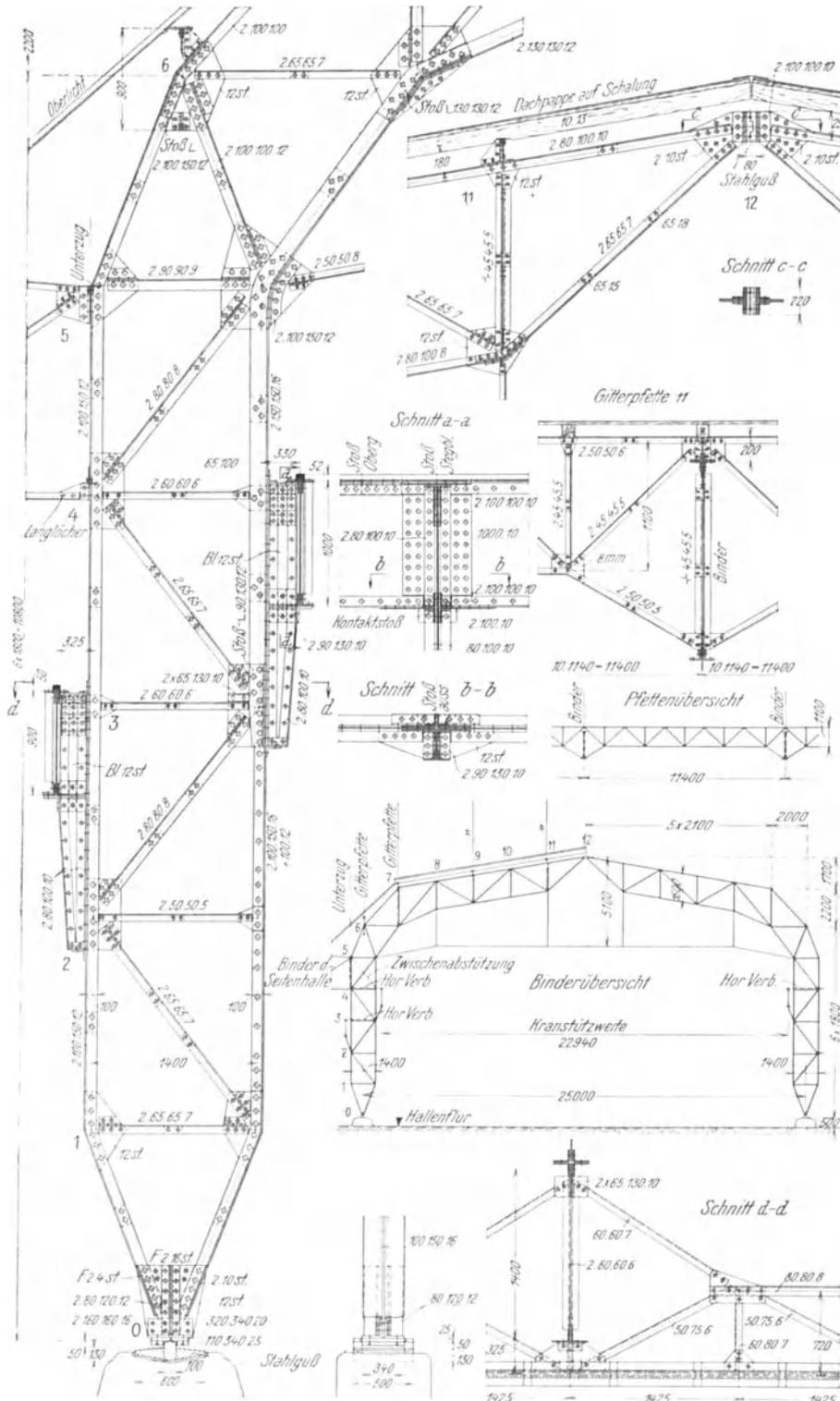


Abb. 818

punkten durch Streben abgestützt ist. Auf der anderen Binderseite ist ein ähnlicher Horizontalverband vorgesehen, dessen Außengurt durch einen Wandriegel gebildet wird. Den beiden eben erwähnten Verbänden fällt auch die Aufgabe zu, den Binderfuß gegen seitliches Ausweichen zu sichern. In der Höhe der 10 t Kranbahn des kleinen Schiffes ist ein

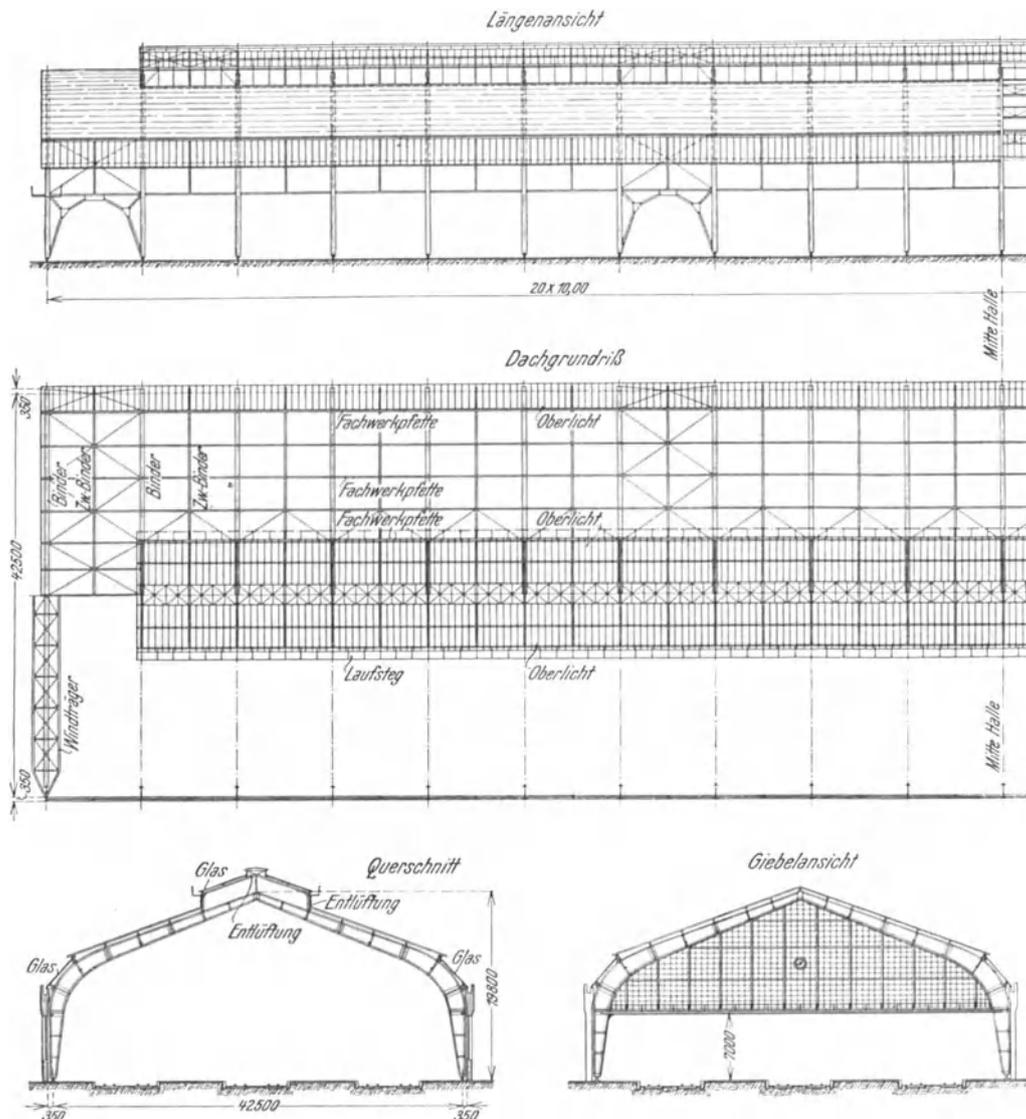


Abb. 819

zweiter wagrechter Verband vorgesehen, der die Seitenkräfte dieser Kranbahn aufnimmt und gleichzeitig den Binderstiel seitlich abstützt. Siehe den Schnitt  $d-d$  in Abb. 818. Auf der anderen Binderseite ist der Wandriegel  $\perp$  16 durch Streben mit dem Innengurt des Stieles verbunden, um diesen gegen seitliches Ausknicken zu sichern.

### 87. Einschiffige Bahnsteighalle<sup>1)</sup>

Die 43,2 m breite und 200 m lange Halle überspannt drei Paar Gleisstränge mit zwei seitlichen und zwei mittleren Bahnsteigen. Die in 10 m Abstand angeordneten Binder sind

<sup>1)</sup> Bahnsteighalle Sao Paulo (Brasilien). Entwurf und Ausführung Aug. Klönne, Dortmund.

Vollwanddreieigenbogen von 42,5 m Stützweite und 19,8 m Scheitelhöhe. Siehe die Übersicht Abb. 819. Die Halle ist durch zwei seitliche, von Giebel zu Giebel durchgehende Lichtbänder, sowie durch ein mittleres Oberlicht, das gleichzeitig auch zum Rauchabzug dient, belichtet. Das Oberlicht reicht an beiden Enden bis zum vorletzten Binder. Die Giebel

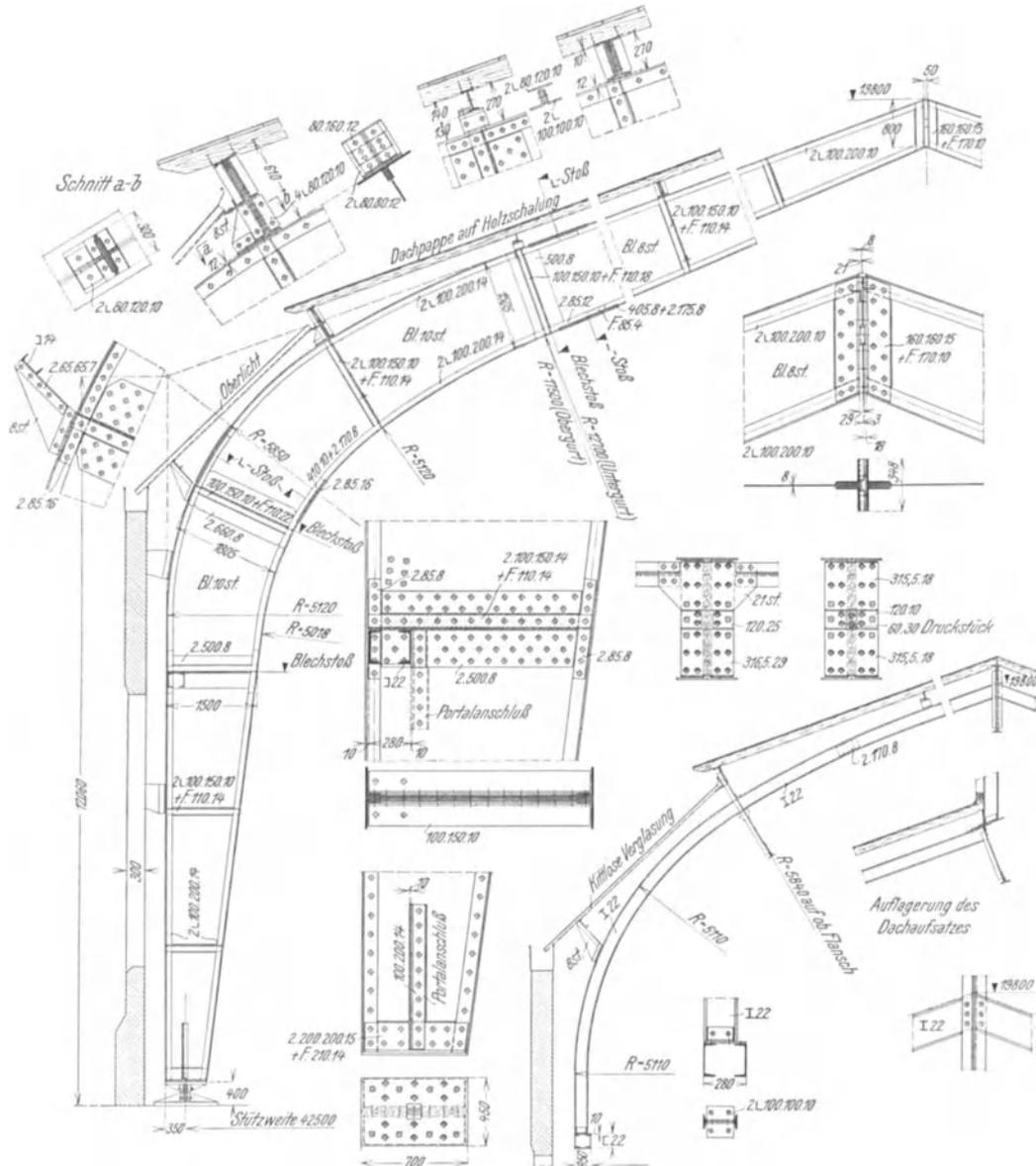


Abb. 820

sind im unteren Teil offen, im oberen durch eine Glasschürze, die sich gegen einen Windträger von 42 m Spannweite stützt, abgeschlossen. Die beiden Längswände sind gemauert und mit großen Fenstern versehen. Die Dacheindeckung besteht aus Holzschalung auf Holzsparren mit teerfreier Dachpappe.

Die Entlüftung der Halle geschieht durch die seitlichen Wände des Firstoberlichtes, die mit hölzernen Jalousien versehen sind, und durch seitliche Schlitze eines am First des Oberlichtes durchlaufenden zweiten Aufbaues. Siehe die Abb. 821. Außerdem

sind am oberen Saum der beiden seitlichen Lichtbänder Entlüftungsschlitze zwischen Glasdeckung und Holzdeckung vorgesehen.

Die Dreigelenkbogen sind rechts und links vom First durch je drei Fachwerkpfetten verbunden, die einerseits unmittelbar zur Unterstützung der Dachhaut dienen, andererseits in der Mitte jedes Pfettenfeldes einen aus einem Walzträger  $\text{I } 22$  bestehenden Zwischenbinder tragen, der weitere Walzträgerpfetten stützt, so daß die Fachwerkpfetten 10 m Stützweite, die Trägerpfetten 5 m Stützweite haben.

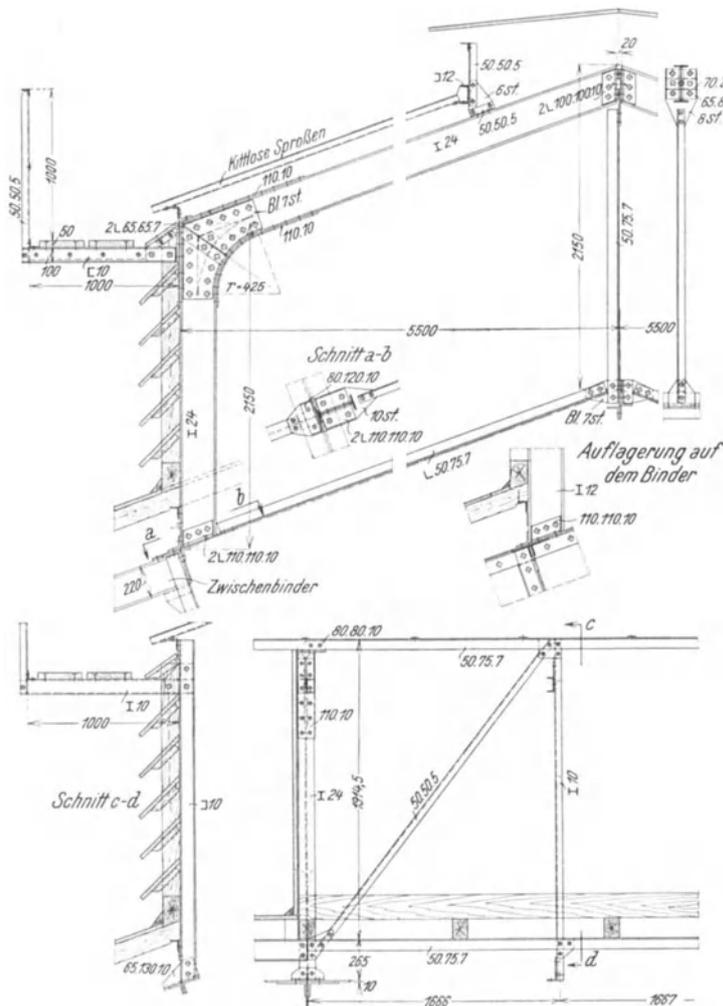


Abb. 821

Das Firstoberlicht besitzt in 5 m Abstand befindliche aus Walzträgern hergestellte Dreigelenkrahmen. Siehe die Abb. 821. Diese Rahmen sitzen abwechselnd auf dem Hauptbinder und in der Mitte der Fachwerkpfetten, die sich unterhalb der Seitenwände des Oberlichtes hinziehen, auf.

Einzelheiten der Binderkonstruktion gehen aus Abb. 820 hervor. Die Fußlager sind aus Stahlguß, das Scheitelgelenk in bekannter Art mit Knaggen und Druckplatte ausgestattet. Die Binder haben  $\text{I}$ -Querschnitt aus Stegblech und 4 Gurtwinkeln bestehend. Gurtplatten kamen bei den Regelbindern nicht zur Verwendung. Die Eckausbildung der Oberlichtrahmen ist aus Abb. 821 ersichtlich. Die Ausführung ist im wesentlichen die gleiche

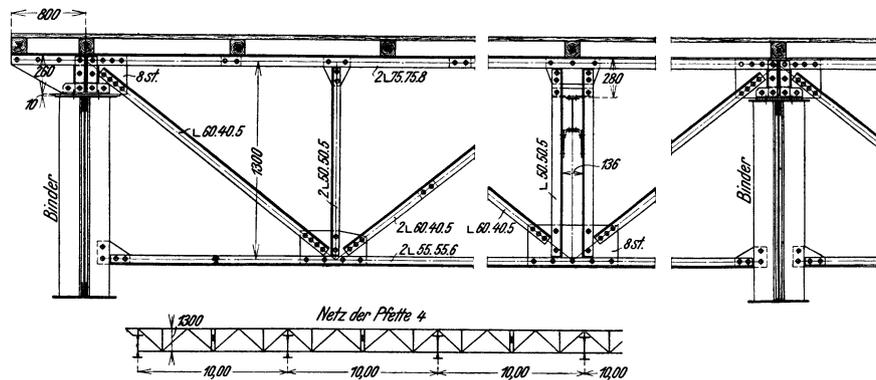


Abb. 822

wie sie auf S. 663, Abb. 667 b beschrieben wurde. In der Abb. 822 sind noch Einzelheiten einer Fachwerkpfette, aus denen auch die Lagerung der Walzträgerzwischenbinder entnommen werden kann, dargestellt.

### 88. Dreischiffige Werkstatthalle mit Rahmenbindern<sup>1)</sup>

Der in den Abb. 823 bis 826 dargestellte dreischiffige Hallenbau hat 150,40 m Länge und 56,40 m Breite, von Außenkante Längswand bis Außenkante Längswand. Die Halle wird, wie dies der Querschnitt Abb. 824 erkennen läßt, durch einen Zweigelenkrahmen mit beiderseitigen Kragarmen, in die sich beiderseits einfache Balken einhängen, überdacht. Die die Seitenschiffe überspannenden Balkenbinder liegen auf den Eisenbetonstützen der Längswand mit Gleitlagern auf. Da die Seitenwände im Fundament eingespannte Eisenbetonstützen aufweisen, die den die Längswand treffenden Wind übernehmen, so hat der Rahmen des Mittelschiffes nur den eigentlichen Dachwind aufzufangen und in die Fundamente zu leiten. Hallenlängsgerichtete Kräfte werden durch zwei je in den beiden vorletzten Binderfeldern vorgesehene der Dachfläche folgende Windverbände aufgenommen. Diese Verbände stützen sich gegen die in den vertikalen Stielebenen befindlichen Portale bzw. gegen die massiven Außenlängswände. Siehe den Grundriß Abb. 823. Die Binderstiele tragen je zwei Kranbahnen für einen 15-t-Kran in der Mittelhalle und 5-t-Krane in den Seitenhallen.

Das Stahltragwerk besteht aus den vorbeschriebenen Rahmengesparren in je 10 m Abstand, die durch durchlaufende Walzträgerpfetten mit Kopfstreben verbunden sind. Die Pfetten haben 4,00 m Abstand voneinander und werden von Sparren aus  $\text{I 12}$  überlagert, die in Abständen von 2 m verlegt sind und die aus bewehrten Kabeplatten mit Ruberoidabdeckung bestehende Dachhaut tragen, Abb. 823. Die Pfetten 4 und 7, siehe Abb. 824, sind als leichte Fachwerkträger ausgebildet, wobei der Obergurt die Glassprossen der aufliegenden Oberlichtflächen, der Untergurt die Kabadachhaut trägt. An Horizontalverbänden sind nur die in Höhe der Kranbahnobergurte liegenden Kranbahnverbände vorgesehen, die auch gleichzeitig die Knickhaltung der Stiele besorgen. Zur weiteren seitlichen Haltung der Innengurte der Binderfüße dient je ein Strebenpaar, das vom Untergurt des 15-t-Kranbahnträgers gegen den Stiel anläuft. Siehe den Längenschnitt Abb. 825.

Die entlang den Mittelstützen laufenden Kranbahnen für 15-t- und 5-t-Laufkrane sind als vollwandige, genietete Durchlaufbalken durchgebildet. Die Außenkranbahnen, -die auf Eisenbetonstützen aufsitzen und nur 5 m Stützweite haben, sind durchlaufende Walzträger.

Die eine Giebelwand, an der das Werksbüro als Halleneinbau angebaut ist, ist als

<sup>1)</sup> Kabelwerk der Křižik-A. G., Bodenbach, Č. S. R. Entwurf aus dem Büro des Verfassers. Ausführung Skodawerke A. G., Pilsen.

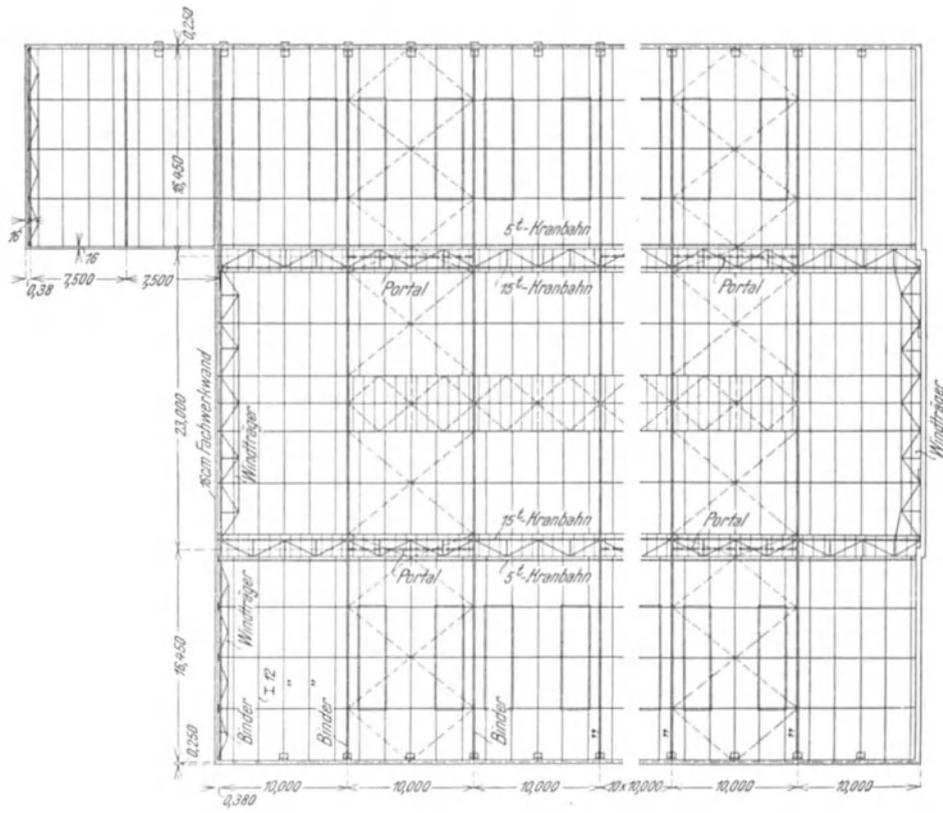


Abb. 823

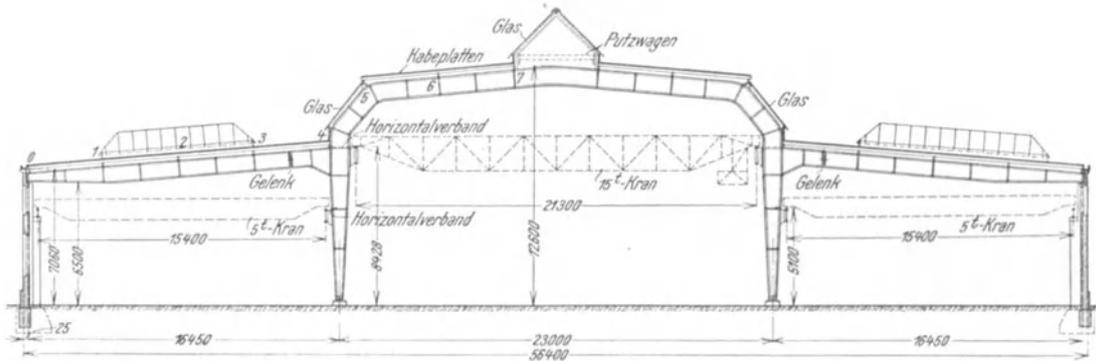


Abb. 824

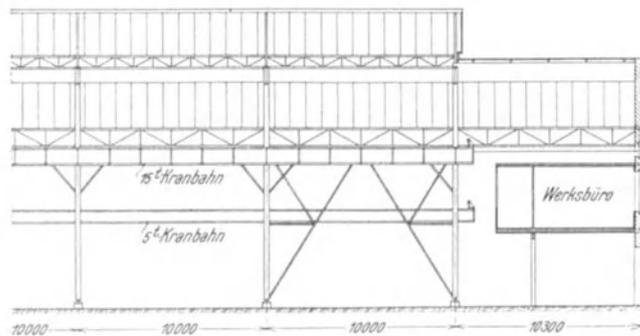


Abb. 825

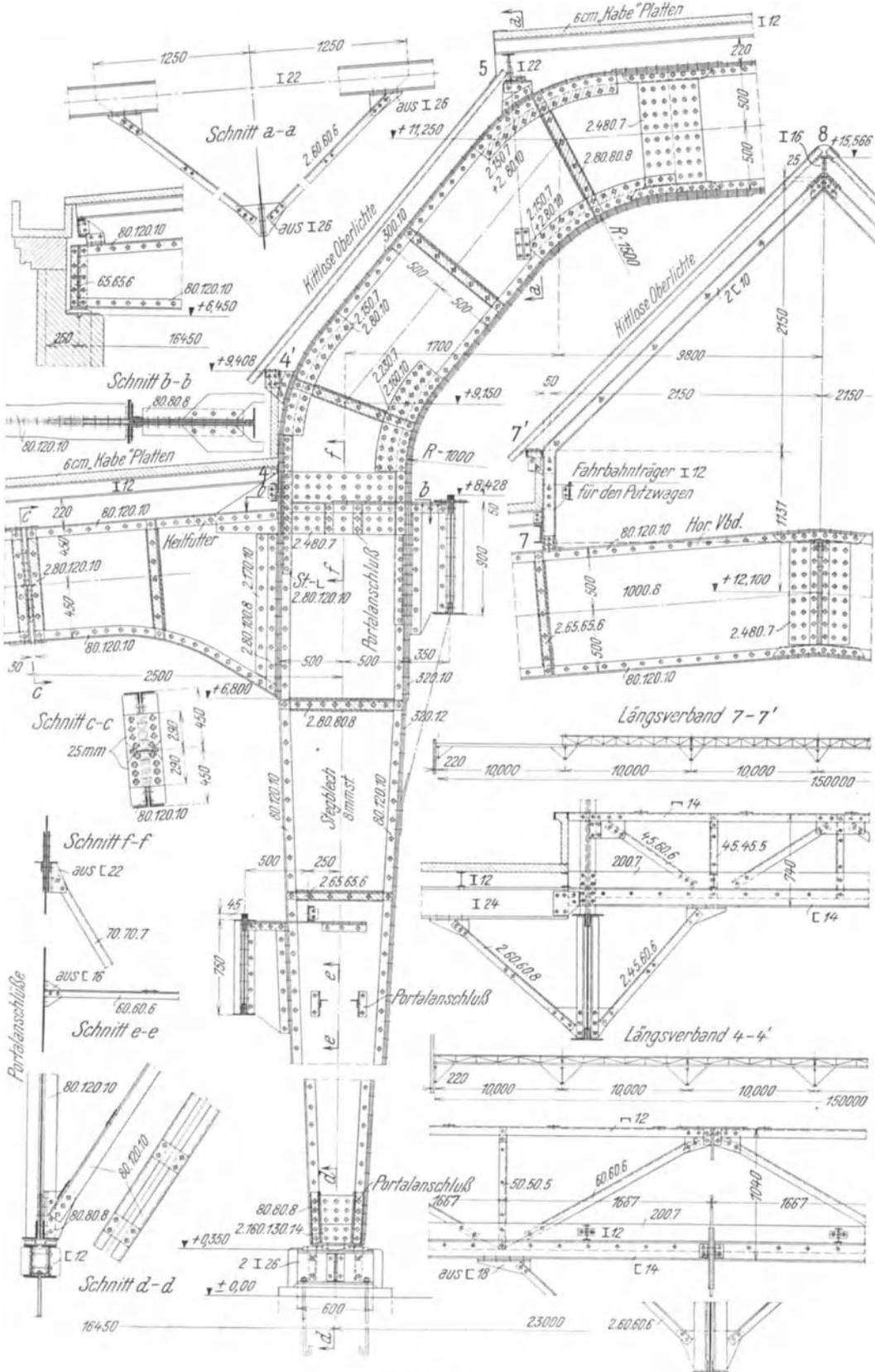


Abb. 826

massive Wand ausgebildet, die sich gegen die Zwischendecke des Büroinbaues und gegen den oben erwähnten Dachwindverband lehnt. Abb. 825. Die zweite Giebelwand ist eine Stahlfachwerkwand von  $\frac{1}{2}$  Stein Stärke, die dem letzten Binder vorgesetzt ist, da die Halle später verlängert werden soll. Die Wand ist in Abb. 754 auf S. 731 als Beispiel angeführt.

Die Belichtung der Halle ist sehr reichlich. Im Mittelschiff sind zwei seitliche Lichtbänder und eine 4,30 m breite Scheitellaterne vorgesehen. Die Seitenschiffe erhalten ihr Licht von den großen Wandfenstern und einzelnen 8 m langen, 2 m breiten Dachreitern, wobei je zwei in einem 10 m Binderfeld untergebracht sind.

Die wichtigsten Einzelheiten der Tragkonstruktion sind in der Abb. 826 zusammengestellt. Die Binder haben  $\text{I}$ -Querschnitt von 1000 mm Steghöhe, wobei sich die Stiele von Kote  $\pm 6,80$  nach unten bis auf 420 mm verjüngen. Die Anheftung des seitlichen Kragarmes an den Stiel geschieht auf der oberen gezogenen Seite mit Hilfe der einseitig verlängerten Stegglaschen. Die Gurtplatte ist an dieser Stelle geschlitzt. Siehe den Schnitt  $b-b$ . Fuß- und Gerbergelenke sind in der üblichen Weise ausgebildet. Im Bereiche der starken Gurtkrümmungen ist der Steg durch aufgelegte Bleche verstärkt, um die Ableitung der starken Abtriebskräfte zu erleichtern. Über die Knickhaltung der Stiele wurde bereits oben gesprochen; die Untergurte der Binderriegel werden in Abständen von 4 m durch die Kopfstreben der Pfetten seitlich gehalten. Die Art der Abstützung bei Punkt 5 z. B. ist aus dem Schnitt  $a-a$  zu entnehmen.

Die Binder der Scheitellaternen sind Dreigelenkrahen aus  $\square 10$ , sie stehen in 5 m Abstand, so daß jeder zweite derselben von der Fachwerkpfette 7-7' getragen werden muß. In der Laterne ist beiderseits, knapp über den Rahmenfüßen, die Bahn für den Putzwagen aus  $\text{I} 12$  mit aufgenieteten Flachstahlschienen angeordnet.

Die Abb. 826 enthält noch die Einzelheiten der Fachwerkpfetten 4-4' und 7-7', sowie die Anschlüsse der Kranbahnportale an die Binderstiele.

Die Kranbahnen sind auf Konsolen gelagert. Der in Obergurthöhe dieser Träger auftretende wagrechte Zug wird durch kräftige, in wagrechter Ebene liegende Anschlußbleche in den Steg des Binderfußes geleitet. Siehe Schnitt  $b-b$  in Abb. 826.

## 89. Zweischiffige Autobushalle mit Bogenbindern<sup>1)</sup>

Das nachstehend beschriebene Stahlbauwerk soll als Beispiel für ein Rahmentragwerk großer Spannweite vorgeführt werden. Die zweischiffige, im Aufriß und Grundriß in den

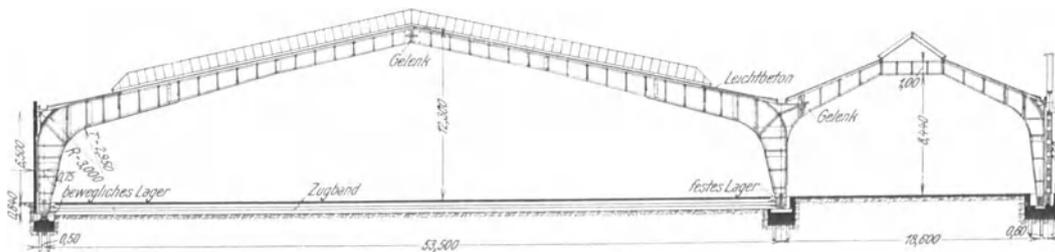


Abb. 827 und 828 dargestellte Halle wird von 5 Stück Dreigelenkbogen mit Zugband von 53,50 m Spannweite überdacht, an die sich unter Einschaltung eines 1,40 m weit ausladenden Kragarmes Zweigelenkbogen anschließen, die die rund 19 m breite Seitenhalle überspannen. Die Binder haben 18 m Abstand voneinander. Als Dachhaut kam eine 10 cm starke Hohlsteindecke mit doppelter Dachpapplage zur Verwendung, die auf  $\text{I}$ -Trägersparren  $\text{I} 14$  mit 2,25 m

<sup>1)</sup> Verkehrshof der allgemeinen Berliner Omnibus-Aktiengesellschaft in Berlin-Charlottenburg. Entwurf und Ausführung: A. Druckemüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof.

Verlagsweite aufrucht. Die Sparren werden von 1,05 m hohen Blechträgerpfetten von 18,00 m Spannweite getragen, die in Abständen von 4,30 m vorgesehen sind. Ein Windverband im mittelsten Binderfelde nimmt die gesamten Windkräfte gegen die Giebelwände auf, die durch 3 Vollwandportale zwischen den Bogenfüßen in die Fundamente geleitet werden.

Die straßenseitige Giebelwand ist massiv gemauert, wobei zur Versteifung der Wand eiserne Stützen, die vollständig eingemauert wurden, benützt wurden. Im Bereiche des Hauptschiffes stützt sich diese Wand noch gegen einen 7 m hohen Windträger von 53,60 m Stützweite. Die zweite Giebelwand lehnt sich unmittelbar an den letzten Binder und ist als Eisenfachwerkwand ausgebildet, da mit einer Verlängerung der Halle gerechnet wurde.

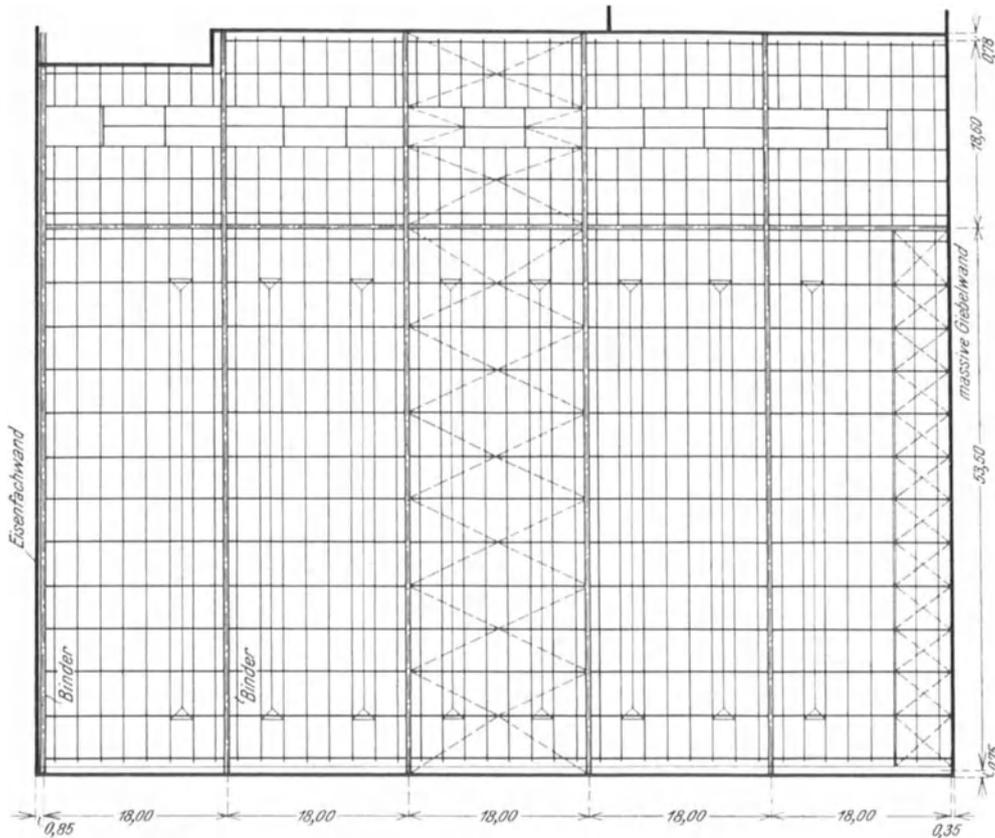


Abb. 828

Die Belichtung der großen Halle erfolgt durch quer zur Halle laufende Raupenoberlichte, während die Seitenhalle ein Scheiteloberlicht besitzt.

Die Gestaltung der Binder geht aus den Abb. 829 und 830 hervor. Sie sind einwandig ausgebildet. Die festen Lager haben nur gewölbte Druckplatten aus Flußstahl, die auf Stühlen aus Breitflanschträgern sitzen. Das bewegliche Lager, das zwei Rollen aufweist, ist in Stahlguß ausgeführt und ruht unmittelbar auf dem Auflagerstein. Das Scheiteltgelenk ist ebenfalls nur mit einfacher Druckplatte ausgerüstet, der Gelenkpunkt selbst durch wagrecht liegende Eckbleche und die in diesem Punkt eingebundene Scheitelpfette ausgesteift. In ähnlicher Weise wie das Scheiteltgelenk ist auch das eine Kämpfertgelenk des Nebenhallenbinders gestaltet.

Die Vollwandpfetten sind an der Anschlußstelle mit großen Eckblechen ausgestattet, um eine genügend sichere Haltung des Binderuntergurtes zu erzielen. Siehe Schnitt *g—h* in Abb. 829. Zwischen Sparren und Pfetten sind keilförmige Plättchen aus Gußeisen ein-



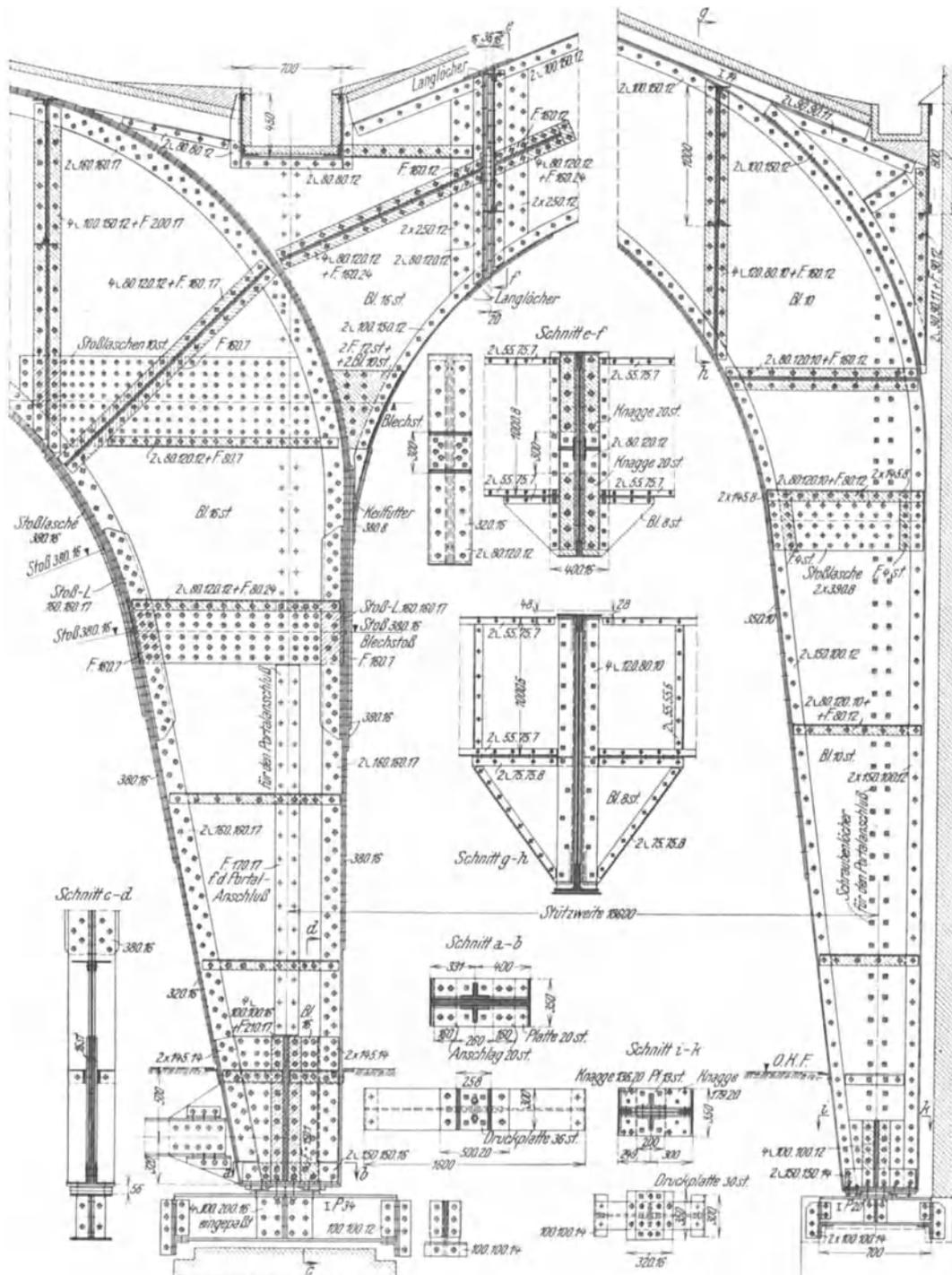


Abb. 830

durch die über die letzte Pfette auskragenden Sparren  $\text{I}_{14}$  gestützt.<sup>1)</sup> Über den Mittelstielen ist es der auf 18 m freitragende Rinnenträger, der den Sparrenschub übernimmt. Dieser Rinnenträger ist ein aus Blechen und Winkeln zusammengesetzter  $\text{L}$ -förmiger Träger. Siehe Abb. 829 und 830.

<sup>1)</sup> In Abb. 830 ist der über dem Außenstiel der Seitenhalle liegende Windträger weggelassen.

### 90. Dreischiffige Werkstatthalle mit vollwandigen Balkenbindern<sup>1)</sup>

Die im Grundriß und Aufriß in Abb. 831 vorgeführte Halle hat eine Gesamtlänge von 78,40 m bei einer Breite von 59,43 m. Sie ist durch 4 Stützenreihen in 3 Schiffe gegliedert, die Vollwandbalkenträger in 11,22 m Entfernung als Binder tragen. Die Binder stellen Gelenkbalken vor, mit Gelenken in den Außenschiffen. Die Umfassungswände sind in massivem Mauerwerk ausgeführt, so daß das Stahltragwerk nach außen nicht in Erscheinung tritt, doch haben die Hallenstützen den Wind auf die Wände zu übernehmen. An der einen Längsseite, Stützenreihe D und an der einen Giebelseite schließt das Gebäude an bestehende Hallen an, so daß zunächst nur der eine Giebel und die Längswand A zur Ausführung kamen.

Das flachgeneigte Dach ist mit Stegzementdielen eingedeckt, die mit doppelter Dachpappe versehen sind. Zur Belichtung dienen außer den großen Fenstern in der einen Längs- und Giebelwand in jedem Binderfelde ein Raupenoberlicht von 3,50 m Breite. In jeder der drei Hallen läuft ein Laufkran von 25 t Tragkraft, wobei bei der Bemessung der Stützen noch Rücksicht darauf genommen wurde, daß später eine weitere Bahn für einen 5-t-Kran eingebaut werden wird.

Die Dachpfetten, die in Abständen von rund 2,40 m liegen, bestehen abwechselnd aus I 28 bzw. I 12. Jede zweite Pfette wurde unter dem Raupenoberlicht durchgeführt. Diese Pfettenstränge haben 11,22 m Stützweite und wurden mit Gelenken ausgestattet. Die Dachausschnitte der Oberlichten sind mit Blechträgern eingefast, die als Tragrahmen für die schwächeren Zwischenpfetten dienen. Siehe den Dachgrundriß in Abb. 831.

Die Dachbinder, deren Durchbildung aus Abb. 834, S. 791, hervorgeht, haben durchwegs 800 mm hohen Steg und Gurtwinkel 90 . 90 . 11. Die Anpassung an den Momentenverlauf erfolgte durch Gurtplatten 190 . 12. Die niedrigen Zwischenpfetten sitzen auf Stühlen aus I 8. Auflager, Gelenkpunkte und Stöße sind in der üblichen Weise ausgebildet.

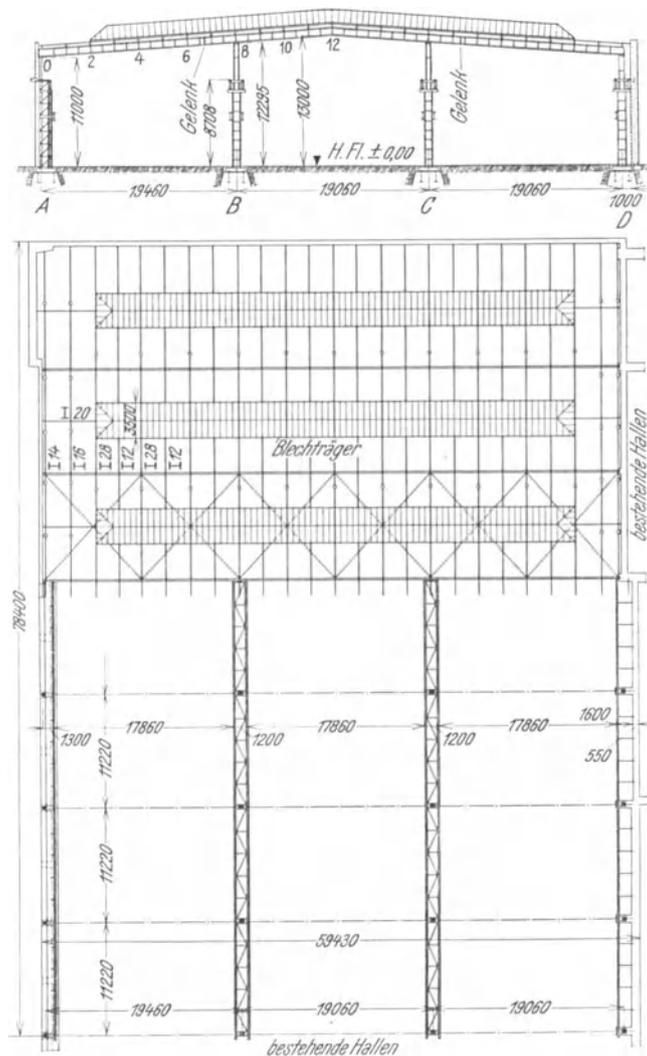


Abb. 831

<sup>1)</sup> Montagehalle der Papiermaschinenfabrik J. W. Erkens, Niederau bei Düren. Entwurf und Ausführung: Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln-Kalk.

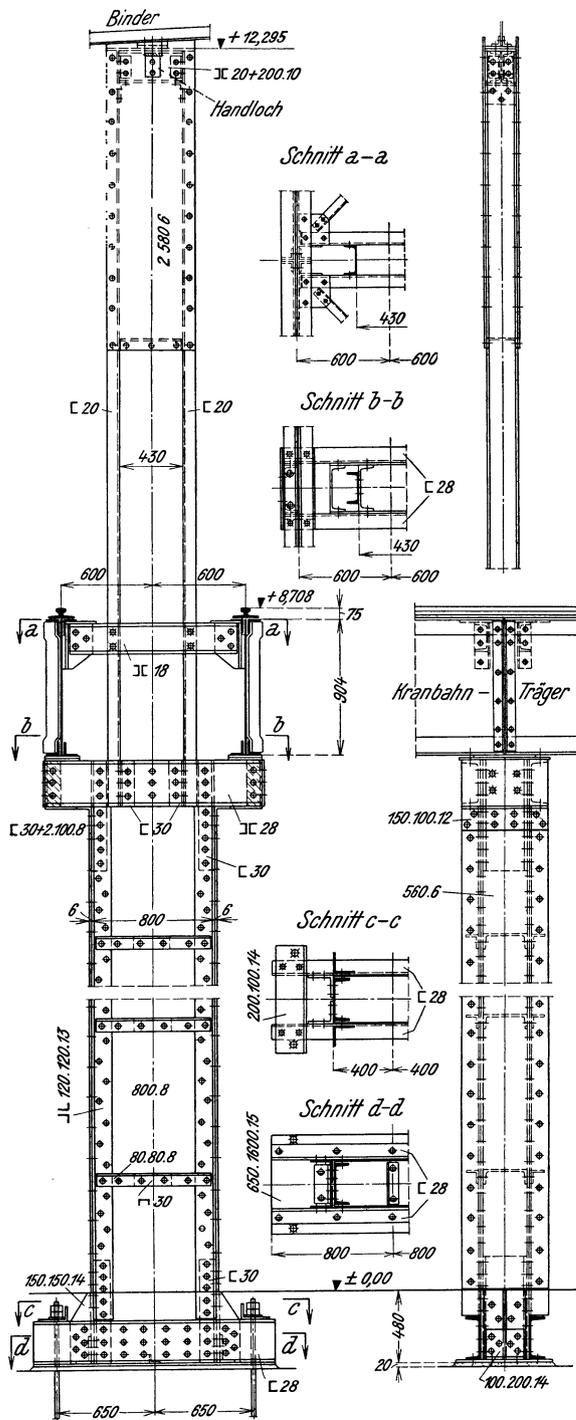


Abb 832

Die Stützen *B* und *C* haben kastenförmige, vollkommen geschlossene Querschnitte. Siehe die Abb. 832. Der Unterteil ist 800 mm, der Ober- teil 580 mm breit. Der Stützen- ober- teil gestattet die Durch- führung des Kranlaufste- ges, da er in der unteren Hälfte offen ist. Die Stützen *D* sind in gleicher Weise als Mittel- stützen ausgeführt, da die Halle er- weitert werden soll. Abb. 833 zeigt den Stützenfuß eines Teiles der Stützen *D*. Der bedeutende Anker- zug von 55 t wird hier durch einen Flachstahlanker 250.30 aufgenom- men, der mit Keilen angespannt werden kann.

Die Stützen *A* sind als Fach- werkstützen ausgeführt, da sie ganz ummauert wurden und weder vom Innern der Halle noch von außen aus sichtbar sind.

Die Kranbahnen sind Voll- wandbalken von 11,22 m Stützweite mit aufgenieteter Kranbahn- schiene, die als mittragend mitgerechnet wurde. Der Querschnitt ist aus Abb. 832 zu entnehmen. Zur Auf- nahme der Seitenschübe sind in der Ebene der Obergurte wagrechte Ver- bände angeordnet.

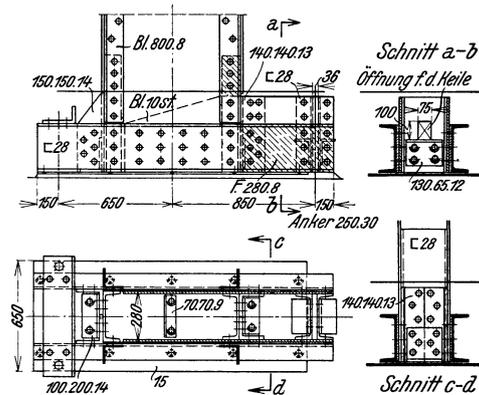
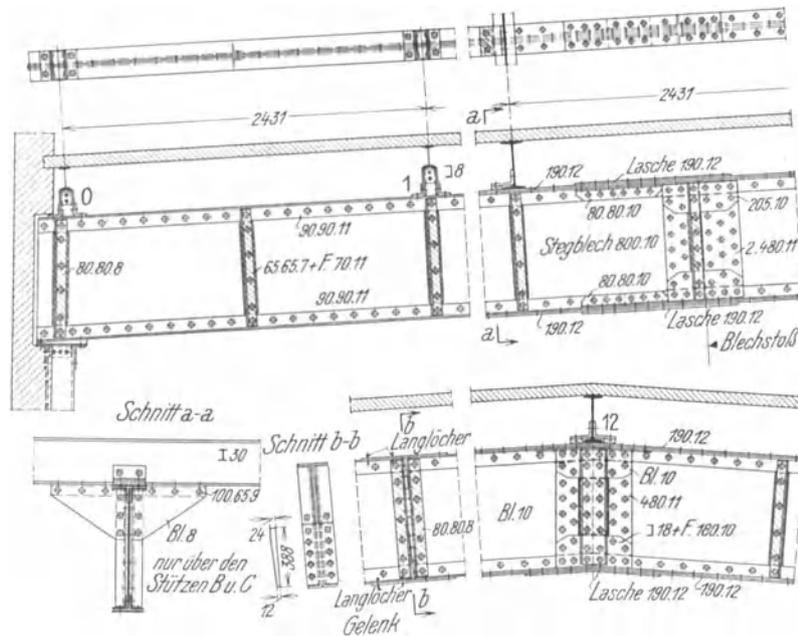


Abb 833

### 91. Dreischiffige Walzwerkhalle mit Fachwerkbalkenbinder<sup>1)</sup>

Die nachstehend beschriebene Anlage umfaßt eine dreischiffige Halle von 72 m Breite und 191,2 m Länge. Die Stützenstellung ist aus der Übersicht, Abb. 835, zu entnehmen.

<sup>1)</sup> Teil des neuen Rohrwalzwerkes im Eisenwerk Witkowitz. Detailentwurf aus dem Büro des Verfassers. Genereller Entwurf und Ausführung: Eisenwerk Witkowitz.



Die Mittelstützen stehen in 28,2 bzw. 30 m Abstand voneinander, wobei in der Mitte ein kurzes Mittelfeld von 7,5 m Länge eingeschaltet und an einer Seite ein Endfeld von 5,50 m Länge angefügt ist. Die Wandstützen sind so gestellt, daß auf die großen Mittelstützen je drei Wandstützen zu stehen kommen, so daß der Regelabstand der letzteren 10 m beträgt. Die Mittelstützen sind durch einen Unterzug verbunden, der die Kranbahnträger und die Dachbinder trägt.

Die räumliche Gestaltung der Halle geht aus dem Querschnitt Abb. 836, Grundriß

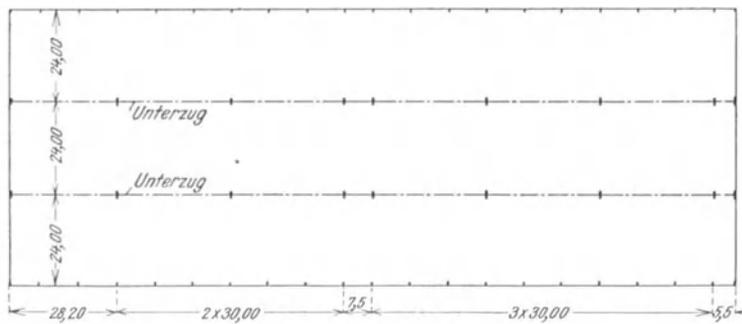


Abb. 835

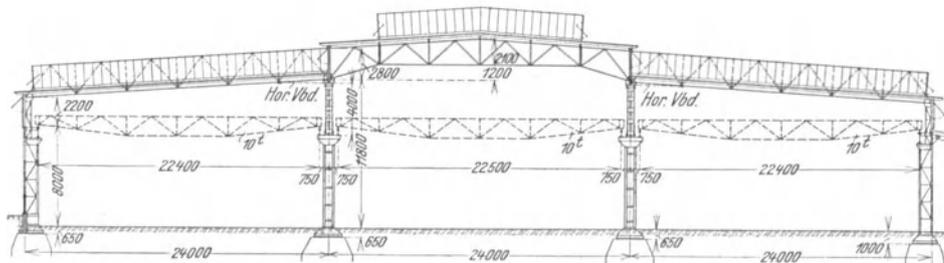


Abb. 836

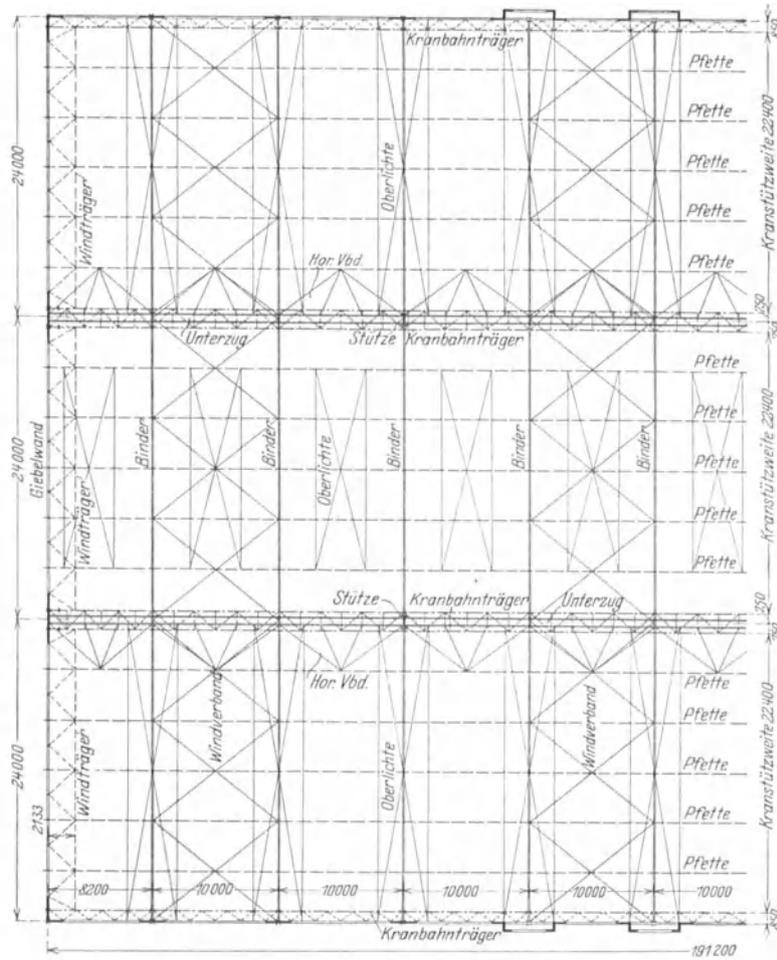


Abb. 837

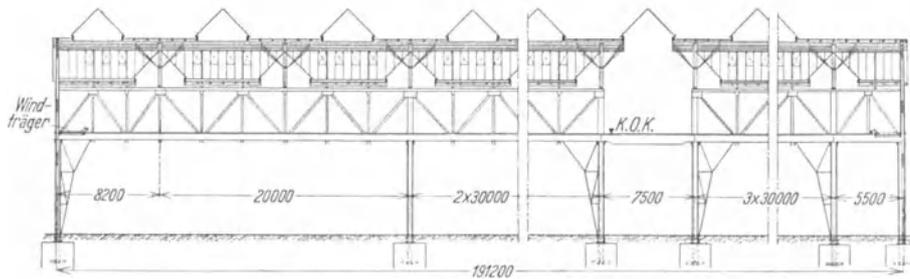


Abb. 838

Abb. 837 und Längenschnitt Abb. 838 hervor. Die Bänder stehen, von den Ausnahmefeldern abgesehen, in 10 m Abstand und sind durchlaufende Balken über 4 Stützen mit Gelenken in der Mittelöffnung. In den Außenschiffen liegen die Pfetten auf dem Unterzug auf, so daß die Bänder in die quergestellten Oberlichten hereinragen. Siehe auch den Längenschnitt Abb. 838. Im Mittelschiff sind die Oberlichte als querlaufende Raupenoberlichte der Dachfläche aufgesetzt. Durch die so bewirkte Überhöhung der Mittelhalle gegen die Seitenhallen ist die Anordnung einer beiderseitigen Fensterwand zwecks Belichtung und Entlüftung der Mittelhalle ermöglicht. Diese Fensterwand ist aus dem Längenschnitt, Abb. 838, gut zu ersehen.

Die Stützen sind durchwegs fest eingespannt. Die Mittelstützenreihe ist, wie bereits oben erwähnt, durch einen Fachwerksunterzug verbunden, der aus zwei Strängen besteht, aus einem 88,2 m langen und einem 95,5 m langen Teil, die durch das 7,5 m Mittelfeld getrennt sind. Jeder der beiden Stränge wurde als durchlaufender Balken ohne Gelenke berechnet. Die Mittelkranbahnen aus Walzträgern bestehend, sind an den Pfosten des Fachwerkunterzuges aufgehängt. Abb. 840. Die entlang der Wände laufenden Kranbahnen haben 10 m Stützweite und sind genietete Träger. Die Umfassungswände der Halle sind Eisenfachwerkwände für 15 cm starke Ausmauerung.

Der die Längswand treffende Seitenwind wird zum Teil durch die Wandstützen, zum Teil durch die benachbarten Mittelstützen aufgenommen. Zur Übertragung des Windes auf die Mittelstützen dient ein in Untergurthöhe der Außenschiffbinder entlang den Mittelstützen laufender Horizontalverband, dessen Stützweite gleich der Entfernung der Mittelstützen und dessen Höhe 4,00 m ist. Die statische Wirkungsweise des aus Wand- und

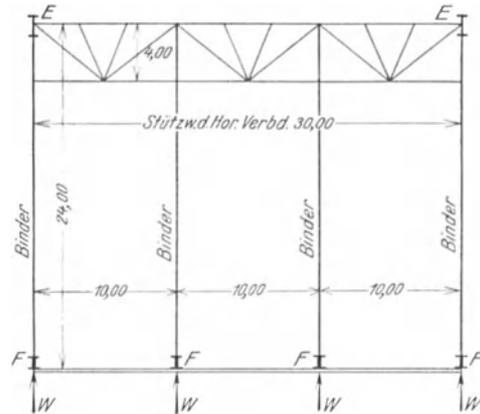


Abb. 839

Mittelstützen bestehenden Tragsystems geht aus der Abb. 839 hervor. Die Wandstützen sind unten eingespannt und oben durch die Binder auf den vorerwähnten Horizontalverband elastisch gestützt, der seinerseits wieder auf den eingespannten Mittelstützen lagert. Das den Wind aufnehmende einfach statisch unbestimmte System besteht somit für je 30 m Hallenlänge aus 2 Mittelstützen *E*, 4 Wandstützen *F*, dem Horizontalträger *E—E* und den Binderriegeln.

Von Einzelheiten des Stahlbaues werden in der Abb. 841 die Wand- und Mittelstützen vorgeführt. Die Wandstützen sind in üblicher Weise als eingespannte Fachwerkstützen ausgeführt. Bis 1 m über Flur sind die Stützen beiderseits mit Blechen verkleidet und der Zwischenraum mit Beton ausgestampft, um das Ansetzen von Schmutz in der Nähe des Fußbodens zu verhindern.

Die schweren Mittelstützen, die den Auflagerdruck der 30 m weit gespannten mit den Dachbindern und den Laufkranen zu 10 t Tragkraft belasteten Unterzüge aufzunehmen haben, sind vollwandig ausgebildet. Der Querschnitt dieser Stützen weist einen 930 mm hohen Steg von 14 mm Stärke und Gurte aus  $\text{I } 40 + 2 \text{ L } 100 \cdot 150 \cdot 14$  auf.

Einen Querschnitt durch den schweren Fachwerkunterzug von 3,72 m Systemhöhe zeigt Abb. 840. Die Unterzüge sind zweiwandig mit 600 mm Stegentfernung ausgebildet; der Obergurt besteht aus 4  $\square 30$ , der Untergurt aus 2  $\square 30$ , örtlich durch aufgelegte Flachstähe verstärkt. Sämtliche Füllstäbe sind aus  $\square$ -Eisen zusammengesetzt.

Einzelheiten der Dachkonstruktion sind aus Abb. 842 zu entnehmen. Wie bereits oben hervorgehoben wurde, liegen die Pfetten in den Seitenschiffen auf dem Untergurt, im Mittelschiff auf dem Obergurt. In den Seitenschiffen bilden die Binderobergurte das Auflager für die Oberlichtsprossen, so daß die quergestellten rund 4,00 m breiten Oberlichten in Abständen von 10 m sitzen. Die Pfetten sind Walzträger  $\text{I } 22$  und  $\text{I } 24$  in 4 m Abstand. Sie wurden als Träger mit Kopfstreben berechnet und durchgebildet. Siehe die Darstellung der Pfetten in Abb. 842. Eine Ausnahme macht die Pfette 12, die über dem Unterzug liegt. Sie besteht aus  $\square \square 16$ , die in jedem 10-m-Felde in den Drittelpunkten auf den Unterzug abgestützt sind. Siehe die Einzelheiten der Fensterwand in Abb. 843.

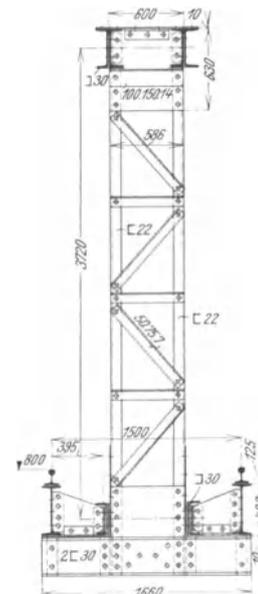


Abb. 840

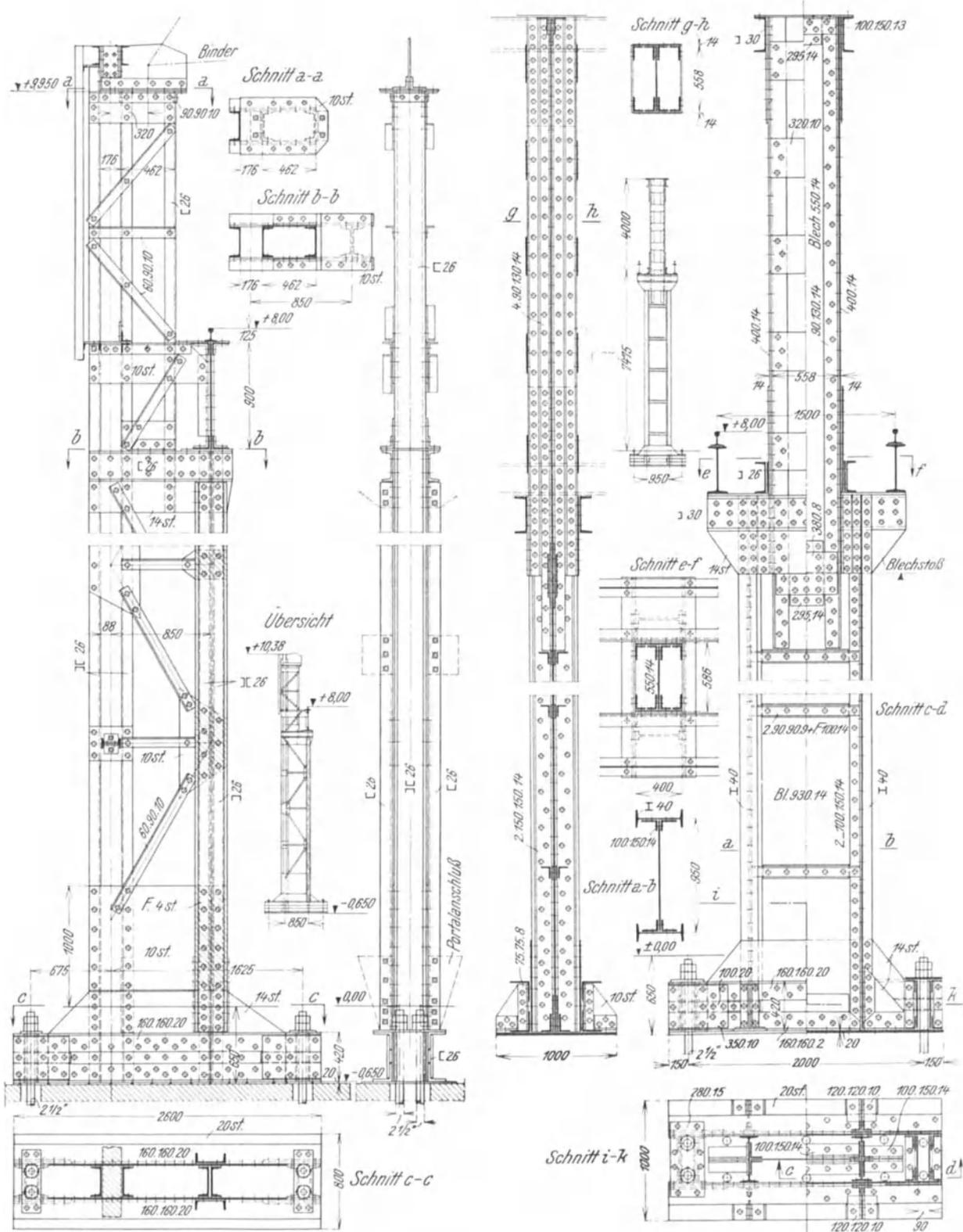


Abb. 841

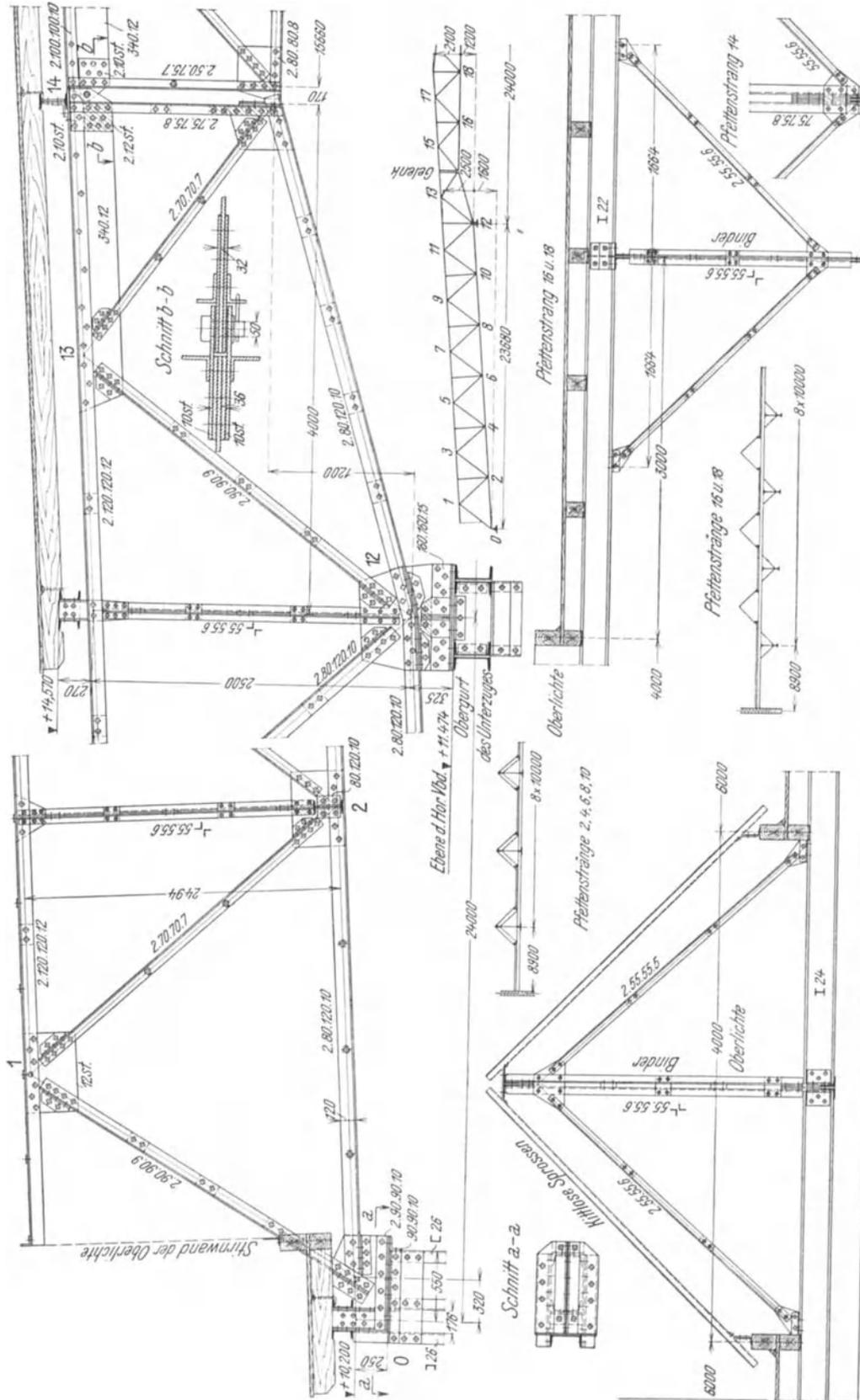


Abb. 842

Die Dachhaut besteht aus Holzsparren und Holzschalung mit doppelter Dachpappeindeckung. Die Oberlichtsprossen sind für kittlose Verglasung eingerichtet. Die einfache bauliche Durchbildung der Dachbinder, deren Auflagerung und die Ausbildung der Bolzen-gelenke im Mittelschiff geht aus Abb. 842 hervor. In jedem dritten Binderfelde wurde ein über die ganze Dachfläche reichender Windverband vorgesehen. Siehe den Grundriß, Abb. 837.

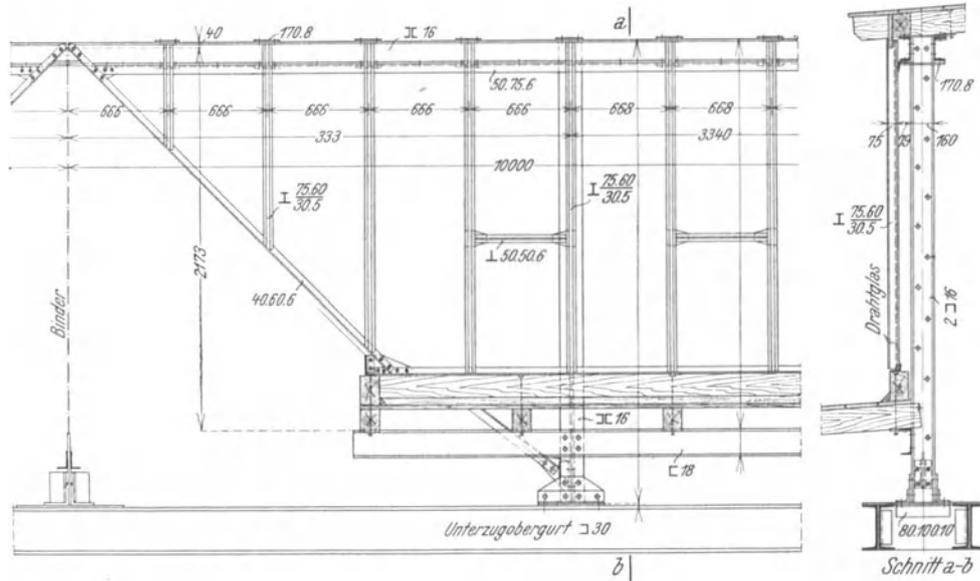


Abb. 843

## 92. Einschiffige Bahnsteighalle<sup>1)</sup>

Die 206,9 m lange und 54,8 m breite Halle, deren Grundriß aus Abb. 844 hervorgeht, ist mit Dreigelenkbogenbindern von 54,35 m überspannt. Je zwei Binderscheiben in Ab-

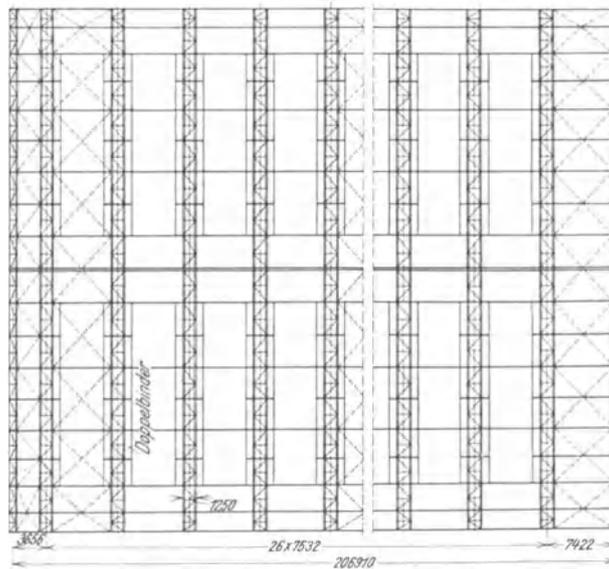


Abb. 844

<sup>1)</sup> Erneuerung der nördlichen Halle des Schlesischen Bahnhofes in Berlin. Entwurf und Ausführung: Steffens & Nölle Akt. Ges., Berlin-Tempelhof.

ständen von 1,25 m sind durch Winkeleisenverstrebung zu einem auch seitlich sehr steifen Bindergespärre verbunden. Der Abstand der Gespärre beträgt 7,53 m. Das Bindersystem ist aus Abb. 845 ersichtlich. Der nördliche größere Binderteil besteht aus zwei in einem Mittelgelenk zusammenhängenden Vollwandscheiben, die durch ein Zugband verbunden sind. An der Nordseite lagert dieser Binderteil in einem festen Fußgelenk, auf der Südseite sitzt er auf einer Pendelstütze, deren oberer Gelenkpunkt in Zugbandhöhe liegt. Ein 6,60 m breiter Aufbau am Dachbinderfirst, der seitlich offen ist, sorgt für die Entlüftung der Halle. Die Belichtung erfolgt durch breite Oberlichttrauben in jedem Binderfelde. Die Pfetten bestehen aus Walzträgern bzw.  $\square$ -Eisen, sie sind mit Holzsparren abgedeckt, die eine 25-mm-Holzschalung tragen. Die Dachabdeckung besteht aus einer Lage Teerpappe und einer Lage teerfreier Pappe.

Die konstruktive Durchbildung der Binder geht aus Abb. 846 hervor. Eigenartig ist die Ausbildung des Fußgelenkes auf der Nordseite, das dort aus je einer Rolle mit geneigter Bahn in jeder Scheibe der Doppelbinder und aus einem flach geneigten, in der Mitte zwischen beiden Bindern geführten Rundeisenanker mit Spansschloß besteht. Diese Anordnung hat

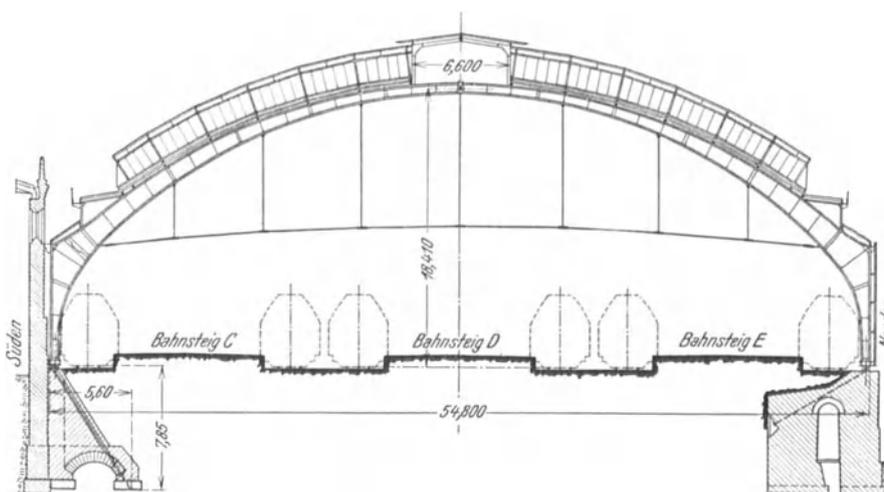


Abb. 845

sich aus der eigenartigen Gestalt und Lage des Binderfundamentes, das beim Umbau der Halle einschließlich der Anker wieder verwendet wurde, ergeben. Das südseitige Lager ist ein gewöhnliches Stahlgußgelenklager. Abb. 846 läßt auch die Ausgestaltung des in Zugbandhöhe gelegenen Gelenkes der Südseite erkennen. Es ist grundsätzlich in der gleichen Weise als Stahlgußgelenk ausgebildet wie das Scheitelgelenk in Abb. 847. Obwohl zwei Binderscheiben vorhanden sind, ist das aus Rundstahl gebildete Zugband nur einfach, es liegt in der Symmetrieebene des Doppelbinders. Die beiden Vollwandbinder, die ein Gespärre bilden, sind im Außengurt durch eine aus  $\square 75 \cdot 50 \cdot 9$  gebildete Verstrebung miteinander verbunden und durch Querschotten an den Pfettenorten abgestützt.

Der Dachaufsatz, Abb. 847, besteht aus Dreigelenkbogenbindern aus  $\square B 20$ , die an der Traufecke in Gehrung geschnitten und durch Steg- und Flanschaschen verbunden sind. Das Scheitelgelenk ist eine einfache Druckplatte, durch die die Verbindungsschrauben hindurchgehen.

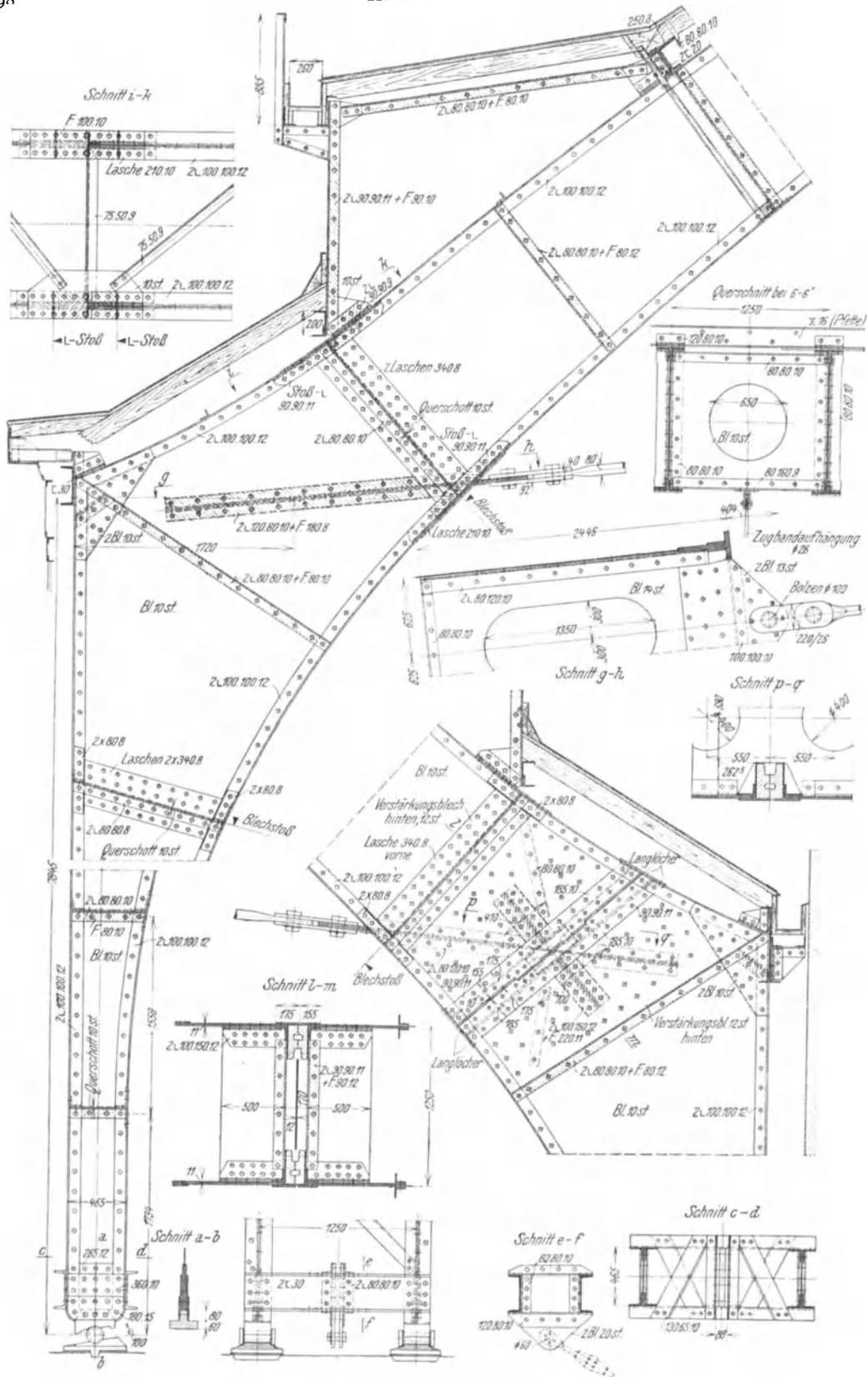


Abb. 846  
Abb. 846

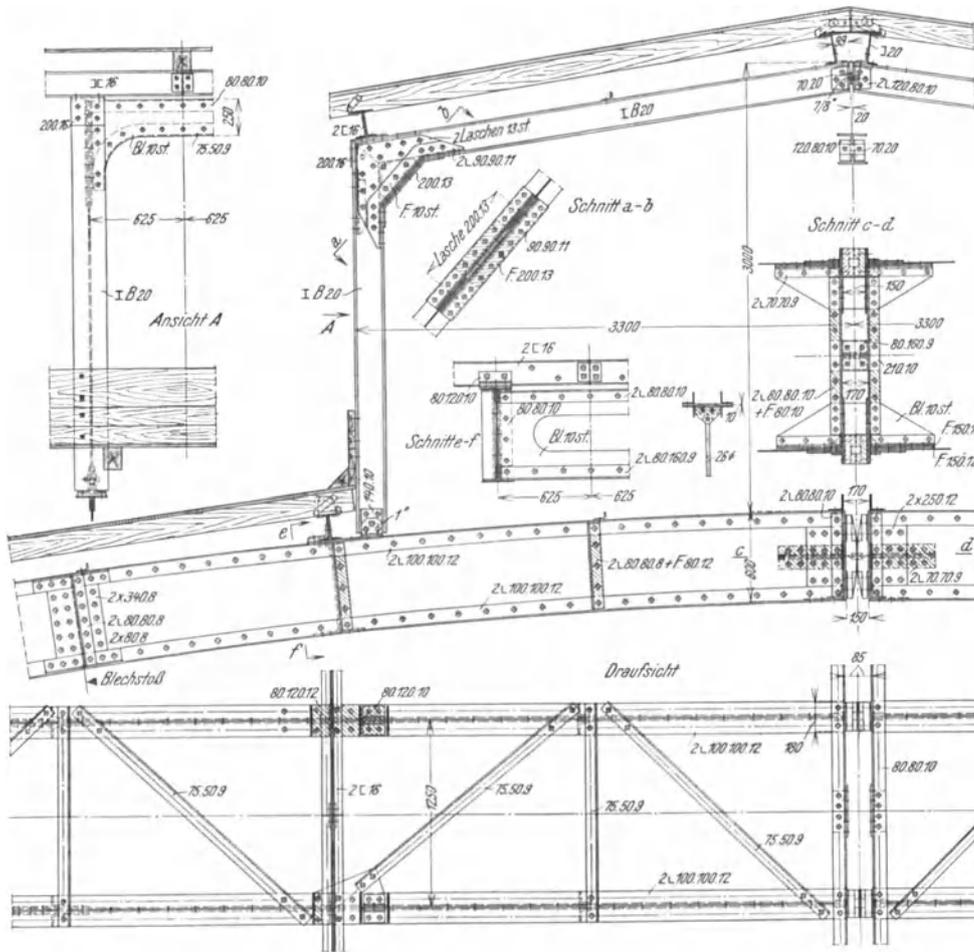


Abb. 847

## Literaturnachweis zum neunten Abschnitt

## Absatz 64 bis 74

- Fischmann: Untersuchung über das Maß der Bewegung in Gerbergelenken, Eisenbau, 1911.  
 Schlink, W.: Gerberträger als Raumfachwerke, Eisenbau 1911.  
 Schwarz, Th.: Günstigste Lage der Gelenke von Gelenkpfetten bei Berücksichtigung der Durchbiegung der Pfetten, Eisenbau 1912.  
 Lacmann, O.: Berechnung der günstigsten Lage des Gelenkes von Gerberpfetten bei Berücksichtigung von Einzellasten, Eisenbau 1913.  
 Mecklenbeck, M., und Ehrlich: Knotenpunkte von Vierendeelträgern und verwandte Gebilde, Eisenbau 1913.  
 Kaufmann: Ermittlung der Knicksicherheit gedrückter Untergurte von Bogenfachwerkbindern bei Verwendung gewöhnlicher Walzpfetten, Eisenbau 1918.  
 Janetzky, G.: Die elastische Linie der Gelenkpfetten mit gleichmäßig verteilter Last, Eisenbau 1920.  
 Schick, R.: Berechnung von Fachwerkträgern mit biegungsfestem Obergurt, Bauing. 1921.  
 Schwarz: Bestimmung der Knicksicherheit nach Euler von Gelenkpfetten, die auf Druck beansprucht sind, Bauing. 1921.  
 Kohl, E.: Berechnung eines Fachwerkträgers mit biegungsfestem Obergurt, Bauing. 1922.  
 Struve: Beitrag zur Berechnung gekrümmter Gurtungen von Fachwerkträgern, Bauing. 1923.  
 Pohlhausen, E.: Zur Berechnung des Trägers mit biegungsfesten Gurtungen, Bauing. 1925.  
 Graf, O.: Versuche mit großen Glasplatten auf eisernen Sprossen. Ztschr. V. D. I. 1928.  
 Henke, K.: Über die Ausführung geschweißter Stahlhochbauten, Stahlbau 1931.  
 Krabbe: Das Wesen des Rautenträgers und seine richtige und einfache Berechnung, Stahlbau 1931.  
 Bleich, Stahlhochbauten. II.

## Absatz 75 und 76

Janser: Säulenfußplatten und Anker, Eisenbau 1912.

Wansleben, F.: Die Bemessung von Säulenfüßen und Zugankern, Bauing. 1920.

## Absatz 77 und 78

Selzer, J.: Der dreikantige und dreiwandige Träger, deren Berechnung und Anwendung, Eisenbau 1912.

Kettner, O.: Bestimmung der größten Biegemomente bei Kranbahnträgern mit Hilfe einer Ersatzkraft, Bauing. 1923.

Paul, Th.: Näherungsformeln für die Berechnung eines unterspannten Trägers, belastet mit zwei beweglichen Einzellasten in gleichbleibendem Abstand, Bauing. 1926.

Tils, Dr. Ing.: Der Dreigurtträger, Bautechnik 1928.

Stelling, E. G.: Verdrehungsfeste, dreiflächige Brückenträger, Stahlbau 1929.

Bergfelder, W.: Die räumlichen Zusatzkräfte bei Drei- und Viergurtträgern, Stahlbau 1930.

## Absatz 79 und 80

Gregor, A.: Tafeln und Normalien für Eisenfachwerkwände, Eisenbau 1916.

Derselbe: Berechnung eiserner Fachwerkgebäude bei Anordnung eines in der Dachebene liegenden gekrümmten Giebelwandwindträgers, Eisenbau 1918.

Derselbe: Neue Berechnungsweise und sachliche Gliederung von Fachwerkwänden, Bauing. 1922.

## Absatz 81 bis 92

Paul, Th.: Die Luftschiffhalle in Leipzig, Eisenbau 1913.

Neuere Industriebauten in Eisen, ausgeführt von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, Eisenbau 1914.

Foerster, M.: Die Halle für den Kessel- und Gestellbau des neuen Transformatoren-Werkes der Siemens-Schuckert-Werke in Nürnberg, Eisenbau 1914.

Bleich, F.: Der Neubau der Teudloff-Dietrich Budapester Armaturen-Pumpen- und Maschinenfabrik A. G. in Kišpest, Eisenbau 1914.

Bock, H., Eisenbauten der Gegenwart, Erläuterungen von Eisenhochbauten, ausgeführt von Steffens & Nölle A. G., Berlin-Tempelhof und Essen-Ruhr, Eisenbau 1915.

Schmuckler, H.: Fabrikneubau der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik Gebr. Seck in Sportitz bei Dresden, Bauing. 1920.

Foerster, M.: Die Bahnhofshalle Köln-Deutz, Bauing. 1924.

Leitholf, O.: Die neue Lokomotivmontagehalle der Berliner Maschinenbau-Aktiengesellschaft von L. Schwarzkopf in Wildau, Bauing. 1924.

Woltmann: Die neuen Bahnsteighallen auf Bahnhof Friedrichstraße in Berlin, Bauing. 1925.

Ahrens und Hammacher: Ein neuer großer Verkehrshof der Allgem. Berliner Omnibus-Aktiengesellschaft, Bauing. 1926.

Messehalle 21 der Messe Leipzig, Bauing. 1927.

Haber-Schaim, J.: Die neue Ufa-Halle in Neubabelsberg, Bauing. 1927.

Hertwig, A.: Die Messehalle Nr. 7 in Leipzig, Stahlbau 1928.

Goerke, W.: Eine moderne Kraftwagenhalle in Stahl 48, Stahlbau 1928.

Ulbricht, R.: Großhallenbauten, Stahlbau 1928.

Lewerenz: Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.), Bautechnik 1928.

Leo: Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde, Bautechnik 1928.

Mensch, G.: Die Stahlkonstruktion für die Neu- und Umbauten der Allg. Elektr. Ges. im Kabelwerk Oberspree in Berlin-Oberschöneweide in den Jahren 1927/28, Stahlbau 1929.

Pohl: Neue Kaischuppen im Bremer Freihafen, Stahlbau 1929.

Jordan, H.: Die neue Bahnsteighalle in Liegnitz, Bauing. 1930.

Roloff, M.: Die Bahnsteighalle in Beuthen, Bauing. 1930.

Scharnow, C.: Die neue Luftschiffhalle in Friedrichshafen, Stahlbau 1930.

Herbst: Die Halle des Ausbesserungswerkes für elektr. Lokomotiven in Dessau, Stahlbau 1930.

Koehler, G.: Geschweißte einstielige Bahnsteighalle auf Bahnhof Kolberg, Bautechnik 1930.

Hölzer, K.: Autohalle des Verwaltungsgebäudes der Gutehoffnungshütte Oberhausen A. G., Oberhausen i. Rhld., Stahlbau 1931.

Bernhard, K.: Das stählerne Kesselhaus im Großkraftwerk West der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke A. G., Stahlbau 1931.

Teichmann, E.: Eine geschweißte Bahnsteighalle, Stahlbau 1932.

Kulka, Dr. Ing, H., und Schmitz, L.: Die Hallen für die Automobilfabrik in Nishnij-Nowgorod, Stahlbau 1933.

## Zehnter Abschnitt

# Räumliche Dachtragwerke

## § 25. Die theoretischen Grundlagen

### 93. Die Raumtragwerke im allgemeinen

Wenn auch an verschiedenen Stellen dieses Buches betont wurde, daß die meisten Stahltragwerke in ihrer Gesamtheit als räumliche Tragsysteme aufzufassen sind, so haben sich doch im einzelnen immer wieder die ebenen Scheiben als tragendes Element in den Vordergrund gedrängt. Die statische Berechnung der bisher besprochenen Stahlbauten konnte immer von Fall zu Fall auf die Untersuchung ebener Tragwände, Fachwerke oder Rahmengebilde, zurückgeführt werden. Ganz anders ist aber die Sachlage bei den Tragwerken, die in diesem und zum Teil auch in dem folgenden Abschnitt behandelt werden. Hier ist es nur mehr in Ausnahmefällen möglich, die Berechnung auf die statische Untersuchung von aus dem Zusammenhang gelösten ebenen Scheiben zurückzuführen. In der Regel kann erst die Betrachtung des räumlichen Kräftespieles die Auflagerkräfte des Tragwerkes sowie die Schnittkräfte liefern, die die äußeren Kräfte der einzelnen Elemente des Tragwerkes, das sind Zug- oder Druckstäbe oder biegungs- und torsionssteife Träger, darstellen.

Obwohl die Mannigfaltigkeit der möglichen Tragsysteme in drei Dimensionen eine vielfach größere ist als bei ebenen Systemen, so ist die Zahl der im Stahlbau häufiger verwendeten räumlichen Tragwerksformen eine verhältnismäßig beschränkte. Dies hat seinen Grund in folgendem Umstand: An und für sich tritt die Aufgabe, ein räumliches Tragwerk zu schaffen, nur selten an den Stahlbaustatiker heran, es fehlen daher meist eigene umfangreiche Erfahrungen über die Einzelheiten dieser Tragsysteme und die Gewandtheit in der Behandlung räumlicher Tragwerke, weshalb vielfach immer wieder auf die wenigen Formen, die sich bisher bewährt haben, zurückgegriffen wird und die als Vorbild benützt werden. Die Schwierigkeit, oder besser gesagt die Umständlichkeit der Berechnung von Raumtragwerken, verbietet es vielfach, bei der oft knappen Zeit, die für den Entwurf zur Verfügung steht, umfangreiche Vergleichsrechnungen für in Aussicht genommene neuartige Systeme anzustellen. Diese Tatsachen machen es begreiflich, daß seit sieben Jahrzehnten, von wenigen Ausnahmefällen abgesehen, hauptsächlich nur zwei Tragwerktypen für die Raumüberspannung in Verwendung stehen, die Schwedlerkuppel und das aus ebenen Bindern bestehende Zeltdach, wobei für die Berechnung dieser beiden Tragwerksformen in der Mehrzahl der Fälle nur grobe Annäherungsverfahren zur Anwendung kamen und auch heute noch kommen.

Viele Raumfachwerke zeigen eine Eigenheit, die sich bei ebenen Fachwerken, ausgenommen das Rautenfachwerk, nicht geltend macht, wodurch aber bei Raumfachwerken das Spannungsbild und vor allem die Verschiebungsgrößen maßgebend beeinflußt werden. Während beim ebenen Dreiecksfachwerk die steifen Knotenverbindungen nahezu ohne Einfluß auf die Größe der Durchbiegungen der Fachwerkscheibe sind (siehe S. 599), ändern gerade jene Raumfachwerke, die im Stahlbau Bedeutung haben, d. s. solche Fachwerke, deren Stäbe auf einer Schale liegen, in sehr bedeutendem Maße ihre Verformungsgrößen, je nachdem die Stäbe gelenkig oder mehr oder weniger steif aneinandergeschlossen sind.

Hierdurch wird aber auch die Größe der Längskräfte in den Fachwerkstäben nennenswert beeinflusst. Die Formänderungen der räumlichen Gelenkfachwerke sind in vielen Fällen sehr bedeutend und weitaus größer, als man nach den Erfahrungen an ebenen Tragwerken von gleichem Stichverhältnis erwarten würde. Wenn nichtsdestoweniger viele solche räumliche Tragwerke ausgeführt wurden und die Verformungen keinen Anlaß zur Klage gegeben haben, so liegt dies in dem Umstand begründet, daß bei der tatsächlichen Ausführung durch die steifen durchlaufenden Rippen- und Ringstäbe die Durchbiegungen oft auf einen geringen Bruchteil der dem Gelenkfachwerk zukommenden ermäßigt wurden. Diese Tatsache zwingt aber dazu, wenn man ein wahres Bild über den Spannungs- und Formänderungszustand gewisser Raumfachwerke gewinnen will, den Einfluß der steifen Glieder des Tragwerkes mit zu berücksichtigen, obwohl die zusätzlichen Längsspannungen und Biegunsspannungen, die durch die steifen Verbindungen entstehen, als Nebenspannungen gewertet werden können und keine Minderung, im Gegenteil, meist eine Erhöhung der Sicherheit in vielen Teilen des Tragwerkes bedeuten. Soweit dies möglich ist, wird daher im folgenden Absatz, in dem die Berechnung der für den Stahlbau wichtigen Raumtragwerke erörtert werden soll, der Einfluß der steifen Verbindungen auf Spannung und Formänderung berücksichtigt werden. Daß eine solche Rechnung nicht immer ganz einfach sein wird, wird begreiflich, wenn man bedenkt, daß es sich hierbei um vielfach statisch unbestimmte Systeme handelt.

Bevor wir an eine kurze Erörterung der wichtigsten Arten von Raumtragwerken schreiten, mögen einige Worte über die Lagerung dieser Tragwerke gesagt werden. Bei Raumfachwerken unterscheidet man: 1. Feste Lager: Der Auflagerpunkt ist vollständig unverschieblich. Der Punkt kann durch drei nicht in einer Ebene liegende Stäbe gestützt gedacht werden. 2. Linienlager: Der Auflagerpunkt ist in einer bestimmten Linie geführt. Der Punkt ist durch zwei von der festen Unterlage ausgehende Stäbe gestützt. 3. Flächenlager: Der Auflagerpunkt ist in einer Ebene festgehalten, in dieser aber beliebig beweglich. Einstabstützung oder Pendellager. In den folgenden Abbildungen sind die festen Lager mit  $L_3$ , die Linienlager mit  $L_2$ , die Pendellager mit  $L_1$  bezeichnet. Bei räumlichen Rahmentragwerken, die aus biegungssteifen Stäben bestehen, kommen noch drei weitere Arten fester Lager hinzu, je nachdem im Auflagerpunkt noch für die Aufnahme von einem, zweien oder dreien der im Raume möglichen Einspannungsmomente Vorsorge getroffen ist.

### Die verschiedenen Arten der Raumtragwerke

Liegen sämtliche Stäbe eines stabilen räumlichen Fachwerkes auf einer Mantelfläche, die gemeinsam mit dem Widerlagerkörper (Erde) einen inneren Raum vollständig umschließt, so bezeichnet man ein solches Tragwerk nach Föppl als Flechtwerk.

Zu den Flechtwerkdächern gehören:

1. Das tonnenförmige Flechtwerk, Abb. 848. Das von A. Föppl zum ersten Male vorgeschlagene Tragwerk besteht aus einzelnen rechteckigen ebenen Fachwerkscheiben, die eine zylinderförmige Schale bilden und die an beiden Enden auf Endscheiben (Giebelmauerwerk oder ebene Binder) aufrufen. An den beiden Längsseiten sind sie durch Pendellager gestützt. Eines der Lager ist ein festes, ein zweites ein Linienlager. Das Tragwerkssystem ist bei der angegebenen Lagerung statisch bestimmt. Die Berechnung läßt sich, wie wir im nächsten Absatz zeigen werden, auf die Berechnung ebener Scheiben zurückführen. Die Verformungen sind im Gelenkfachwerk bedeutend, werden aber auf ein erträgliches Maß herabgesetzt, wenn die Ringstäbe, d. s. die Pfosten in den einzelnen Fachwerkscheiben, durchlaufend und steif ausgebildet werden. Am Wesen des Tragwerkes wird nichts Nennenswertes geändert, wenn statt der rechteckigen Scheiben trapezförmige Scheiben in Anwendung kommen. Schließt man ferner die Tonne und läßt man die Lager an einem Ende weg, so entsteht bei geeigneter Lagerung des Fußringes das offene statisch bestimmte Turmdach, Abb. 849.

2. Die Schwedlerkuppel, Abb. 850. Über polygonalem Grundriß ist das Fachwerk aus Rippen (Gratsparren), Ringen und Streben aufgebaut. Je zwei Fachwerkdreiecke liegen

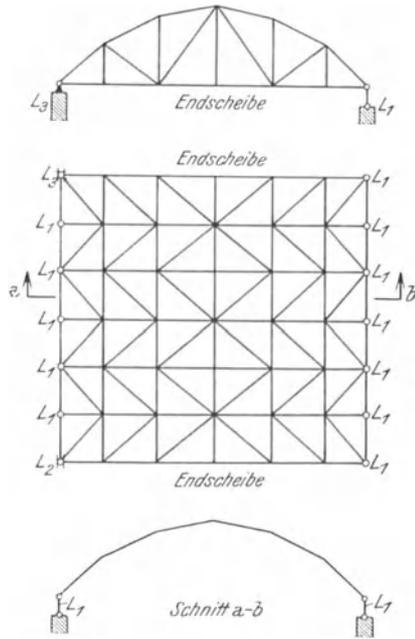


Abb. 848

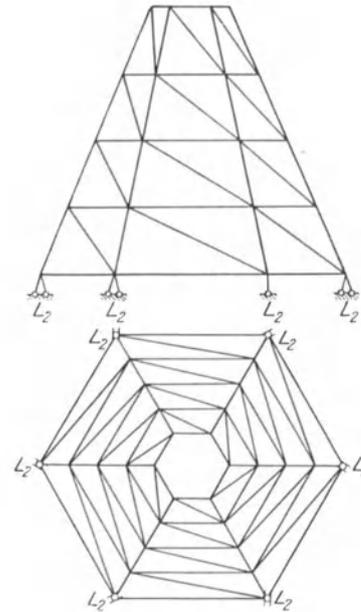


Abb. 849

in einer von Rippen- und Ringstäben trapezförmig umschlossenen Ebene. Das Tragwerk ist statisch bestimmt, wenn die Rippen nicht in einer Spitze, sondern an einem oberen Laternenring enden und alle Lagerpunkte in Linienlagern geführt werden. Bei größerer Seitenzahl im Grundriß wird die Spannungs-

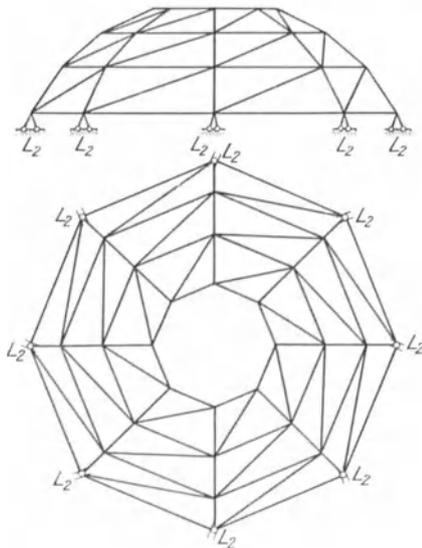


Abb. 850

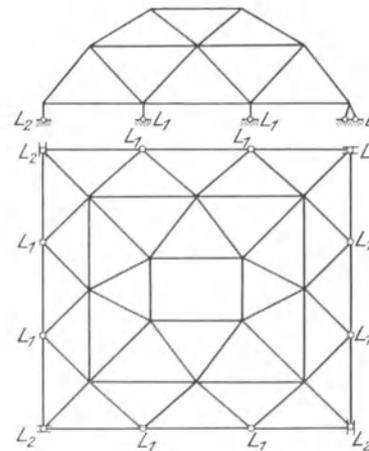


Abb. 851

verteilung in den Stäben unsicher, da dann der Einfluß der Steifigkeit der Stäbe und deren Verbindungen außerordentlich groß wird. Eine Abart der Schwedlerkuppel ist das Turmdach, das aus der Kuppel entsteht, wenn die Rippen geradegestreckt werden. Wir haben diese Tragwerkart bereits unter 1 aus der Flechtwerktonne abgeleitet.

3. Scheibenkuppeln, Abb. 851. Füllt man in einer Schwedlerkuppel mit geringer Seitenzahl die einzelnen Mantelebenen durch ein Strebennetzwerk aus, wie dies für vierseitigen Grundriß in Abb. 851 dargestellt ist, so gelangt man zu den sogenannten Scheibenkuppeln, die in ihrem Verhalten eine Vereinigung der Eigenschaften des Tonnenflechtwerkes mit denen der Schwedlerkuppel zeigen. Auch diese Tragwerke sind bei geeigneter Lagerung statisch bestimmt.

4. Zimmermannsche Kuppeln, Abb. 852. Wechselt über einem polygonalen Grundriß Dreieckflächen mit in ihrer Ebene steifen Vierseiten ab, so gelangt man zunächst zur eingeschossigen Kuppel Zimmermannscher Bauart, wobei im Fußring Pendel- und Linienlager miteinander abwechseln.

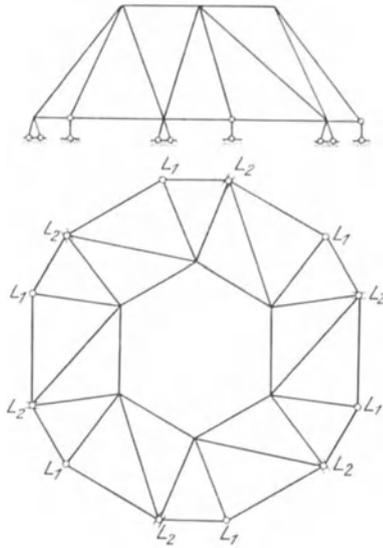


Abb. 852

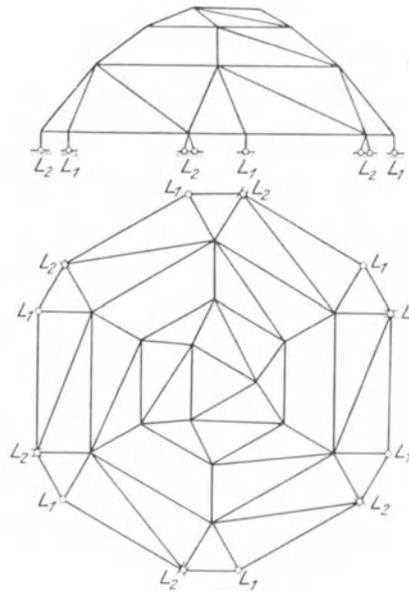


Abb. 853

Eine mehrgeschossige Kuppel entsteht auf folgende Weise: Man geht zunächst über den Lagern von einer eingeschossigen  $n$ -eckigen Zimmermannschen Kuppel aus. In Abb. 853 ist dies eine zwölfeckige Kuppel wie in Abb. 852. Mittels eines Zwischengeschosses setzt man eine  $\frac{n}{2}$ -eckige Zimmermannsche Kuppel auf. In Abb. 853 ist dies eine Sechseckkuppel mit dreieckigem Schlußring. Beachtet man nun die Art der Stützung des dritten Geschosses durch die Stäbe des zweiten Geschosses, die dadurch gekennzeichnet ist, daß nur jedes zweite der Trapezfelder eine Strebe erhält, so erkennt man, daß das dritte Geschöß in den 6 Punkten seines unteren Ringes abwechselnd zweistöbig und einstöbig gestützt ist. Es ist also genau so gestützt, wie das unterste Geschöß auf das Mauerwerk. Damit ist das Bildungsgesetz festgelegt.

Geht man von einem 16-Eck aus, so erhält man eine dreigeschossige Kuppel mit vier-eckigem Schlußring.

5. Netzwerkkuppeln. Ist die Mantelfläche aus lauter Dreiecken gebildet, die alle in verschiedenen Ebenen liegen, oder anders gesprochen, bildet die Mantelfläche ein aus Dreiecken zusammengesetztes Eulersches Polyeder, so bezeichnet man ein solches Flechtwerk als Netzwerkkuppel, Abb. 854. Dieses Kuppelsystem führen wir hier nur der Vollständigkeit wegen an, da demselben für die Ausführung wenig Bedeutung zukommt. Über regelmäßigem Vieleckgrundriß errichtet, sind diese Systeme labil, wenn die Seitenzahl des Fußpolygons gerade ist, während die stabile Form bei ungerader Seitenzahl für wirkliche Ausführungen der Unsymmetrie wegen wohl nur in Ausnahmefällen in Frage kommt.

Mit den unter 1 bis 5 aufgezählten Kuppelsystemen sind die bekannten Flechtwerke erschöpft.

Weitere im Stahlbau verwendete Raumsysteme sind:

6. Die Sparrenkuppel. Ein bloß aus Sparren und Fußring bestehendes pyramidenförmiges Raumfachwerk bildet bei geeigneter Lagerung ein statisch bestimmtes Tragwerk, Abb. 854. Sind die Sparren nur befähigt Zug- oder Druckkräfte aufzunehmen, so dürfen Lasten nur im Scheitelpunkt oder in den Fußringecken angreifen. Das System ist dann ein Flechtwerk. Macht man die Sparren bieguungssteif, indem man sie als in der Radialebene steife Trägerscheiben ausgestaltet, und ordnet man in jedem zweiten Felde einen in der Mantelfläche liegenden Verband an, so ist dieses Tragwerk, ohne daß das räumliche System dadurch geändert wurde, befähigt, auch beliebig gerichtete Lasten in den Zwischenpunkten der Sparren aufzunehmen.

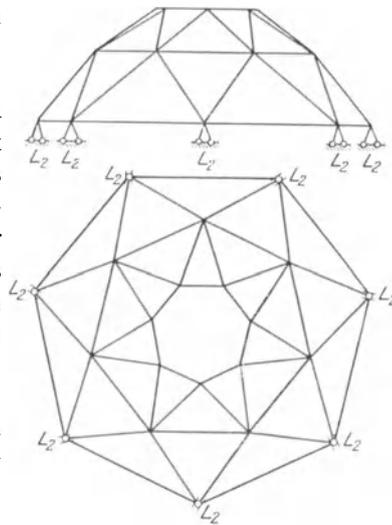


Abb. 854

7. Rahmenkuppel. Führt man Sparren und Ringe eines Raumfachwerkes bieguungssteif aus und verbindet man sie bieguungssteif untereinander, so entsteht ein steifes Rahmengerüste, wie es in Abb. 856 dargestellt ist. Das System ist vielfach statisch unbestimmt. Der Fußring wird in der Regel nur gelenkig angeschlossen.

Mit den vorangeführten räumlichen Tragwerken sind die wichtigsten Formen, die als Dachtragwerke Verwendung finden können, erschöpft. Innerhalb der einzelnen Arten von Tragwerken können durch verschiedene Anordnung der Lager zweckmäßige Abarten

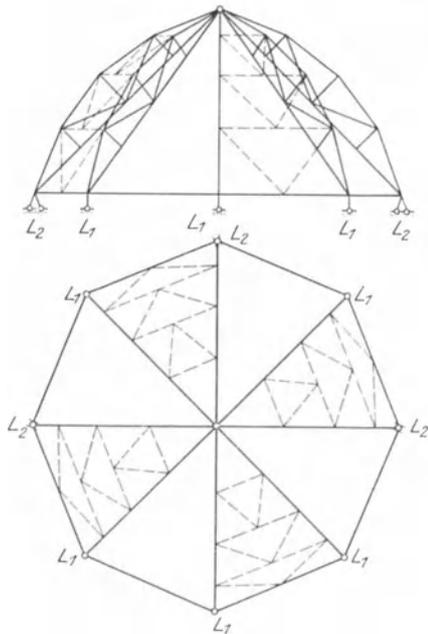


Abb. 855

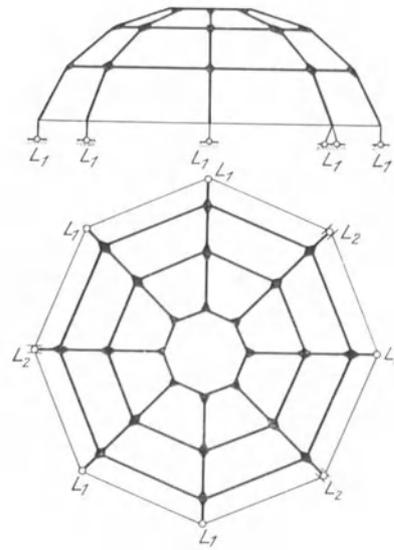


Abb. 856

geschaffen werden, auf die wir noch ausführlich in den folgenden Erörterungen und im nächsten Absatz, der sich mit der Theorie dieser Tragwerke beschäftigen wird, zurückkommen werden. Bei entsprechender Lagerung und offenem Laternenring sind die unter 1 bis 5 genannten Tragwerke statisch bestimmt. Führt man die Sparren bis zur Spitze durch, so wird jedes dieser Tragwerke  $n-3$  fach statisch unbestimmt, wenn  $n$  die Zahl

der Seiten des Laternenringes ist. Doch genügt in diesen Fällen eine nur näherungsweise Berücksichtigung des meist geringen Einflusses der überzähligen Stäbe auf die Tragwerkstäbe unterhalb des Laternenringes.

**Das statisch bestimmte Flechtwerk**

Greift in einem Knotenpunkt  $m$  eines Raumfachwerkes eine Last  $P$  mit den drei rechtwinkligen Teilkräften  $P_x, P_y, P_z$  nach den Achsenrichtungen  $x, y, z$  an, so gelten für die Stabkräfte  $S_1, S_2 \dots S_r$  der von  $m$  ausgehenden  $r$  Stäbe die drei Gleichgewichtsbedingungen

$$\left. \begin{aligned} \sum S_i \cos \alpha_{xi} + P_x &= 0, \\ \sum S_i \cos \alpha_{yi} + P_y &= 0, \\ \sum S_i \cos \alpha_{zi} + P_z &= 0, \end{aligned} \right\} (i = 1, 2, 3 \dots r) \dots \dots \dots (1)$$

wobei  $\alpha_{xi}, \alpha_{yi}, \alpha_{zi}$  die Winkel sind, die die Stabrichtungen mit ihren Projektionen auf die Achsen  $x, y, z$  einschließen. Bei  $k$  Knotenpunkten stehen  $3k$  derartige Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung. Ist nun  $s$  die Anzahl der Stäbe,  $a$  die Anzahl der Auflagerunbekannten, d. i. die Gesamtzahl aller Stützstäbe, durch die die Auflager ersetzt gedacht werden können, siehe S. 802, so ist das Tragwerk statisch bestimmt und unverschieblich, wenn die Bedingung

$$s + a = 3k \dots \dots \dots (2)$$

erfüllt ist, und wenn die Determinante  $\Delta$  der Gesamtheit der  $3k$  Gl. (1) von Null verschieden ist. Ist  $s + a > 3k$ , so ist das System statisch unbestimmt. Ist anderseits  $s + a < 3k$ , so ist das Stabwerk beweglich. Kommen ausnahmsweise Knotenpunkte vor, deren Anschlußstäbe sämtlich in einer Ebene liegen, dann können solche Knoten nur Kräfte übertragen, die in die Ebene des Knotens fallen und die Zahl der Gl. (1) verringert sich je Knoten auf 2. Sind  $k'$  solche Knoten vorhanden, so muß Gl. (2) lauten

$$s + a = 3k + 2k' \dots \dots \dots (2')$$

Es liegt natürlich auf der Hand, daß sowohl die Untersuchung des notwendigen Kriteriums  $\Delta = 0$  als auch die Ermittlung der Stabkräfte aus  $3k$  Gleichungen im Einzelfalle bei größerer Knotenzahl  $k$  außerordentlich mühevoll wäre. Wir müssen uns daher nach einer einfacheren Methode umsehen, nach der die geometrische Unverschieblichkeit der im Stahlbau in Frage kommenden räumlichen Tragwerke beurteilt werden kann, und die es gleichzeitig ermöglicht, die Stabkräfte auf tunlichst einfache Weise zu ermitteln. Hier hilft eine Betrachtung der Aufbaugesetze des Flechtwerkes, zu der ja alle unter 1 bis 6 im vorangehenden Absatz erörterten Fachwerke gehören.

**Flechtwerke Schwedlerscher Bauart und daraus abgeleitete Flechtwerke**

Ist ein Fachwerk so aufgebaut, daß von festen Punkten aus neue Punkte immer nur durch drei Stäbe, die nicht in einer Ebene liegen, angeschlossen werden, und werden weitere Punkte an das so entstandene Fachwerkgebilde wieder nur mit je drei Stäben angeschlossen, so gewinnt man ein statisch bestimmtes und unverschiebliches Raumfachwerk. Umgekehrt kann das Fachwerk wieder abgebaut werden, indem der Abbau bei jenen Knoten beginnt, von denen nur drei Stäbe ausgehen. Daraus geht hervor, daß die Stabkräfte durch schrittweise Anwendung der drei Gleichgewichtsgleichungen (1) auf die aufeinanderfolgenden Knoten berechnet werden können. Ein solches Raumfachwerk bezeichnen wir nach Müller-Breslau als Fachwerk einfachster Art. Es entspricht der Dreieckskette in der Theorie des ebenen Fachwerkes. Als Beispiel für ein solches Fachwerk einfachster Art sei die in Abb. 857 dargestellte Schwedlerkuppel vorgeführt. Die Punkte 1, 2, ... 8 sind als feste Punkte zu betrachten. Am Laternenring kann die Kraftzerlegung und damit der Abbau zunächst in den vier Knoten  $a$  durchgeführt werden. Damit sind in den Knoten  $b$  alle Stabkräfte bis auf drei bekannt, somit können alle Kräfte in den Stäben des obersten Geschosses

bestimmt werden. Beim weiteren Fortgang führt man die Kräftezerlegung an den Knoten  $c$  durch, so daß schließlich nur die Dreistabknoten  $d$  zurückbleiben, an denen die Kräftezerlegung durchzuführen ist, womit auch sämtliche Auflagerkräfte bekannt werden.

In der Überzahl der Fälle aber ist die Lagerung der Flechtwerke in der Weise durchgeführt, daß die Fußpunkte, z. B. die Punkte 1, 2, . . . 8 in Abb. 857, durch einen sogenannten Fußring verbunden sind, wobei das aus dem Fußring und den übrigen Stäben bestehende Fachwerk, das für sich genommen ein zusammenklappbares Gebilde darstellt, durch Einbau der notwendigen Zahl von Auflagerstäben in entsprechender Anordnung zu einem statisch bestimmten und unverschieblichen Raumbachwerk gemacht wird. Wir gelangen nun zu einer Reihe statisch bestimmter und unverschieblicher Flechtwerke, wenn wir den Fußring für sich genommen zunächst so lagern, daß alle seine Knoten im Raume festliegen, ohne daß aber mehr als die statisch notwendige Anzahl von Lagerstäben verwendet werden, und indem wir auf die unverschieblichen Ecken des Fußringes ein Fachwerk einfachster

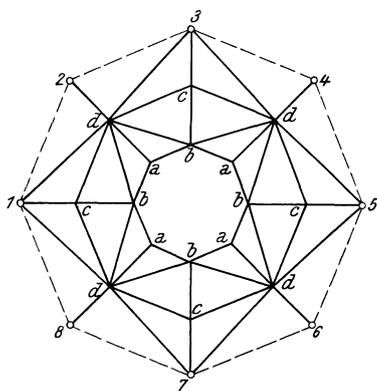


Abb. 857

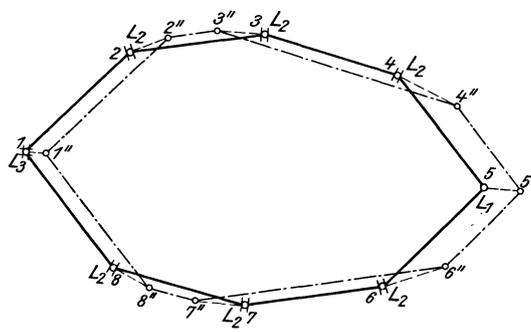


Abb. 858

Art oder ein daraus abgeleitetes aufsetzen. Es kommt nun darauf an, ein Kriterium anzugeben, das in einfachster Weise die Unverschieblichkeit des ebenen Fußringes klarlegt.

Wir betrachten zu diesem Zwecke das in Abb. 858 dargestellte Stabebek, das im Punkte 1 ein festes Lager, im Punkte 5 ein Pendellager besitzt und in allen anderen Punkten auf Linienlagern gestützt ist. Das System ist statisch bestimmt, da  $3k = 24$  Gleichungen,  $a + s = 16 + 8 = 24$  Unbekannten gegenüberstehen. Die Unverschieblichkeit kann nun durch Zeichnung eines Planes der gedrehten Geschwindigkeiten beurteilt werden. Erteilt man dem Punkte 5 (Pendellager) eine beliebige virtuelle Geschwindigkeit, dreht diese um  $90^\circ$  nach 5—5'' und bestimmt in bekannter Weise die gedrehten Geschwindigkeiten der übrigen Punkte, so findet man, daß dem Punkte 1 eine gedrehte Geschwindigkeit 1—1'' zukommen müßte, wenn er beweglich wäre. Dies ist aber nicht möglich, da 1 voraussetzungsgemäß fest ist. Der Stabring ist daher unverschieblich gelagert.

In vielen Fällen werden durchwegs Linienlager angeordnet, und zwar in der Weise, daß die Bewegungsrichtung jeweils senkrecht zur Richtung des einen im Lagerpunkt einmündenden Ringstabes steht, Abb. 859 a. Man überzeugt sich leicht mit Hilfe des Planes der gedrehten Geschwindigkeiten, daß das Fußringpolygon unverschieblich ist. Ist 5—5'' die gedrehte Geschwindigkeit des Punktes 5, so ergibt sich 6—6'', 7—7'', 8—8'' . . . 3—3'' = 0. Für 4 ergibt sich schließlich die gedrehte Geschwindigkeit 4—4'' und der Ring wäre beweglich, wenn die Gleitbahnrichtung bei 4 in die Richtung  $m-n$  fallen würde. Da aber die Verschiebungsrichtung voraussetzungsgemäß senkrecht auf 4—5 steht, so ist der Fußring unverschieblich.

Der Fußring wird aber bei regelmäßigen Vielecken mit gerader Seitenzahl verschieblich, wenn alle Ecken Linienlager haben, deren Gleitrichtung gegen den Mittelpunkt gerichtet ist. Abb. 859 b). Er ist unverschieblich, wenn das Vieleck ungerade Seitenzahl hat. Bei

gerader Seitenzahl erhält man nämlich, wie Abb. 859 b) zeigt, eine geschlossene Geschwindigkeitsfigur, bei ungerader Seitenzahl eine offene Figur.

Wird der Fußring in seinen Ecken in der Tangentenrichtung an dem umschriebenen Kreis geführt, so besitzt das System unendlich kleine Beweglichkeit um die Mittelachse und ist ebenfalls unbrauchbar.

Zerschneidet man jeden Ringstab und schließt die Schnittstelle an einen festen Punkt an, während die Ecken nur lotrechte Pendellager erhalten, so gewinnt man eine in allen

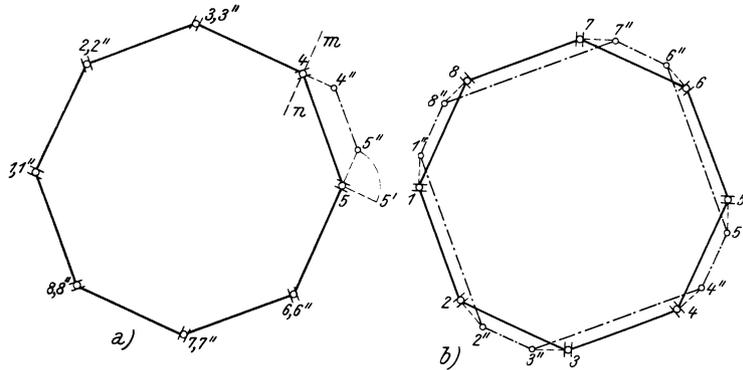


Abb. 859

Fällen unverschiebliche Form des Fußringes. Die Eckpunkte 1, 2 . . . 8, Abb. 860, bilden hierbei Dreistabecken, die an die festen Punkte  $f_1, f_2, \dots, f_8$  durch je zwei Stäbe angeschlossen sind, während der dritte Stab der betreffenden Ecke durch den Auflagerstab

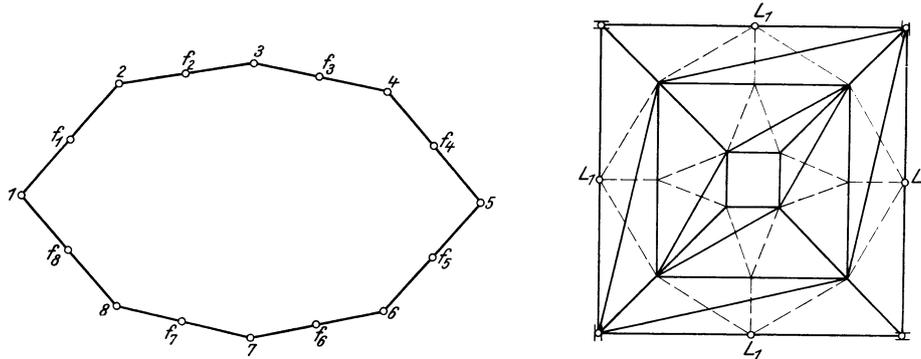


Abb. 860

Abb. 861

(Pendel) gebildet wird. Zu bemerken ist, daß die festen Punkte nur Kräfte in der Ringstabrichtung erhalten, das Lagermauerwerk wird daher nur in der Wandrichtung belastet.

Aus dem Fachwerk einfachster Art können nun auf folgendem Wege abgeleitete Fachwerke gebildet werden:

Liegen zwei benachbarte Stabdreiecke in einer Ebene, wie dies z. B. bei der Schwedlerkuppel der Fall ist, so kann die das Viereck unterteilende Strebe durch die Gegenstrebe ausgetauscht werden. Es ändert sich hierdurch weder die Stabzahl noch die Unverschieblichkeit. Auf diese Weise entsteht aus der in Abb. 857 dargestellten Schwedlerkuppel mit auf- und absteigenden Streben die auf S. 803 in Abb. 850 veranschaulichte Schwedlerkuppel mit einseitig steigenden Streben, die nicht mehr ein Fachwerk einfachster Art darstellt, da dieses Flechtwerk keinen Dreistabknoten mehr enthält.

Ersetzt man weiters in einer Schwedlerkuppel jede Strebe durch einen Strebenzug, wie dies in Abb. 861 durch gestrichelte Linien angedeutet ist, so entstehen die im voran-

gehenden Absatz unter 3 vorgeführten Scheibenkuppeln. In Abb. 861 sind im unteren Geschoß in jedem Felde 5 Stäbe, ein Gurtstab, zwei Streben, ein Pfosten und ein Pendelstab  $L_1$ , hinzugekommen und eine Strebe abgebaut worden. Im nächsten Geschoß sind drei Stäbe, ein Gurtstab und zwei Streben hinzugekommen und eine Strebe entfallen. Insgesamt hat das Tragwerk in jedem Felde  $5 + 3 - 2 = 6$  neue Stäbe und zwei neue Knotenpunkte erhalten. Das Fachwerk ist somit statisch bestimmt geblieben und da durch die neuen Streben die Unverschieblichkeit der einzelnen Scheiben gewährleistet ist, so ist auch das Fachwerk unverschieblich.

**Flechtwerke Zimmermannscher Bauart und Netzwerkkuppeln**

Die Beurteilung der Unverschieblichkeit sowie die Stabkraftermittlung ist bei den hier in Frage kommenden Tragwerkarten nicht mehr ganz so einfach, wie das bei der Schwedlerkuppel und ihren Abarten der Fall war. Ein Weg, der immer zum Ziele führt und der auch gleichzeitig zeigt, wie derartige Fachwerke zu berechnen sind, ist der folgende:

Man verwandelt das Fachwerk durch Beseitigung von Stäben und Hinzufügung von gleichvielen Ersatzstäben in ein Fachwerk einfachster Bauart. Die Spannkraften  $Z_1, Z_2, \dots, Z_r$ , der beseitigten Stäbe werden als äußere Lasten betrachtet, die neben den Lasten  $P$  auf das Ersatzfachwerk einfachster Bauart einwirken. Sind  $S_0$  die von  $P$  hervorgerufenen Stabkräfte,  $S', S'' \dots S^{(r)}$  die bezüglichen von  $Z_1 = 1, Z_2 = 1$ , usw. hervorgerufenen Stabkräfte im Ersatzfachwerk, so gilt für jede Stabkraft  $S$  des Ersatzfachwerkes die lineare Beziehung

$$S = S_0 + S' Z_1 + S'' Z_2 + \dots + S^{(r)} Z_r \dots \dots \dots (3)$$

Wendet man Gl. (3) auf die Ersatzstäbe an und setzt man die Spannkraften  $S$  in den Ersatzstäben Null, so erhält man ebensoviele Gleichungen als Unbekannte  $Z$  vorhanden sind, die somit aus dieser  $r$  Gleichungen bestimmt werden können. Ist die Determinante  $\Delta$  dieses Gleichungssystems von Null verschieden, dann ist das System unverschieblich. In der Regel sind nur wenige Stäbe auszutauschen, so daß es meistens nicht allzuviel Mühe kostet, die Determinante  $\Delta$  zu berechnen. Sind die Kräfte in den  $Z$ -Stäben bekannt, so liefern die Gl. (3) alle anderen Stabkräfte.

Als Beispiel zur Erläuterung des Vorganges benützen wir die eingeschossige Zimmermannsche Kuppel, wie sie in Abb. 862 dargestellt ist. Dieses Raumfachwerk weist keinen Dreistabknoten auf.

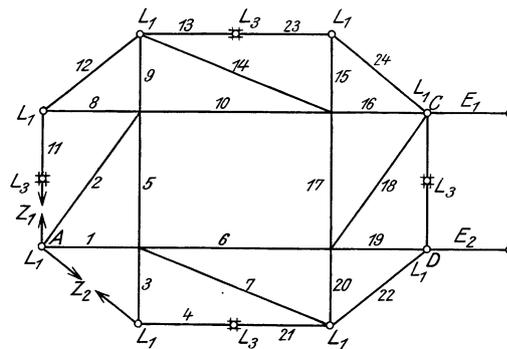


Abb. 862

Man denke sich daher in einem Knoten des Fußringes, z. B. in  $A$  zwei Stäbe  $Z_1$  und  $Z_2$  entfernt. Damit wird  $A$  zu einem Dreistabknoten, womit auch der Abbau des Fachwerkes und weiters die schrittweise Zerlegung der Knotenlasten in die Stabkräfte  $S$  ermöglicht wird. Wie man sich überzeugt, kann diese Zerlegung in der Reihenfolge, in der die Stäbe beziffert sind, erfolgen. In  $A$  münden die Stäbe 1 und 2, sowie der Pendelstab ein; sind diese Stabkräfte bekannt, so können die Stäbe 3, 4, dann 5, 6, 7, 8, 9, 10, usw. samt den lotrechten Auflagerkräften bestimmt werden. Ist man schließlich in den Knoten  $C$  und  $D$  angelangt, so erkennt man, daß dort nur je zwei Stäbe, ein Ringstab und ein Pendelstab mit den angreifenden übrigen Stabkräften im Gleichgewicht stehen müßten. Um diese Knoten zu stabilisieren, bringt man die beiden Ersatzstäbe für  $Z_1$  und  $Z_2$ , die wagrechten Stäbe  $E_1$  und  $E_2$ , die nach festen Punkten der Unterlage führen, an. Das Ersatzsystem (d. i. das Fachwerk ohne  $Z_1$  und  $Z_2$  aber mit  $E_1$  und  $E_2$ ) ist, wie wir eben gezeigt haben, ein Fachwerk einfachster Art.

Bestimmt man nun die Kräfte  $E_1$  und  $E_2$  infolge  $Z_1 = 1$  bzw.  $Z_2 = 1$ , so bestehen gemäß den vorangehenden Darlegungen die beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} E_1' Z_1 + E_1'' Z_2 &= E_1^P, \\ E_2' Z_1 + E_2'' Z_2 &= E_2^P, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

wobei  $E_1'$  und  $E_1''$  die Stabkräfte in  $E_1$  infolge  $Z_1 = 1$  bzw.  $Z_2 = 1$ , und  $E_2'$  und  $E_2''$  die Stabkräfte in  $E_2$  infolge  $Z_1 = 1$  bzw.  $Z_2 = 1$ , weiters  $E_1^P$  und  $E_2^P$  die Stabkräfte in den Ersatzstäben infolge der Lasten  $P$  bedeuten. Zur Entscheidung der Stabilität genügt bereits die Berechnung von  $E_1', E_2'$  und  $E_1'', E_2''$ , da das ursprünglich vorgegebene Tragwerk unverschieblich ist, wenn die Determinante

$$\Delta = \begin{vmatrix} E_1' & E_1'' \\ E_2' & E_2'' \end{vmatrix} = E_1' E_2'' - E_1'' E_2' \geq 0. \dots \dots \dots (5)$$

Ist  $\Delta$  von Null verschieden, und das ist bei diesem Tragwerk der Fall, so liefern die Gl. (4) die Stabkräfte  $Z_1$  und  $Z_2$ , womit auch alle anderen Stabkräfte infolge der Belastung bekannt werden.

Auch die andere unter 5 kurz erwähnte Fachwerkgruppe, die Netzwerkkuppeln lassen eine bequeme Stabkraftbestimmung unter Benützung des Verfahrens der Stabkraftvertauschung zu. Wir benützen das Verfahren, um an dieser Stelle den oben ausgesprochenen Satz, daß Netzwerkkuppeln mit regelmäßigen Polygonen gerader Seitenzahl beweglich sind, an dem Fall der Sechseckkuppel, Abb. 863 nachzuweisen.

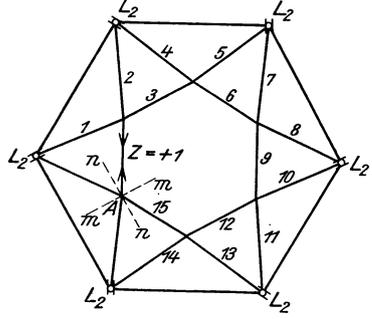


Abb. 863

Wählt man einen der Ringstäbe als Z-Stab, so gilt  $S = S_0 + S'E$  und man findet für  $Z = 1$  die folgenden Stabkräfte:  $S_3' = -1$ ,  $S_6' = +1$ ,  $S_9' = -1$ ,  $S_{12}' = +1$ ,  $S_{15}' = -1$ . Nimmt man als Ersatzstab  $E$  einen lotrecht von  $A$  nach einem festen Punkt unterhalb führenden Stab an, das Ersatzsystem ist dann einfachster Art und stabil, so findet man, wenn man das Gleichgewicht in  $A$  betrachtet, daß die Resultierende aus  $Z = +1$  und  $S_{15}' = -1$  in die Richtung der wagrechten Geraden

$n-n$  fällt, daher keine Teilkraft an den lotrechten Stab  $E$  abgibt.  $E$  ist Null, d. h. die Determinante der Gleichung  $S = S_0 + S'E$  verschwindet, das System ist labil. Bei ungerader Seitenzahl des Laternenringes hätte man  $Z = +1$ ,  $S_{15}' = +1$  gewonnen, die Resultierende hätte die Richtung  $m-m$  gehabt, und Stab  $E$  hätte eine endliche Spannung erhalten. Das System wäre im letzteren Falle sonach unverschieblich.

**Geschlossene Turmdächer**

Wir haben schon im vorangehenden Absatz bemerkt, daß die oben durch Sparren geschlossene Schwedlerkuppel, und das Turmdach ist nur ein Sonderfall der Schwedlerkuppel,  $n-3$ fach statisch unbestimmt wird, wenn  $n$  die Anzahl der Stäbe des Laternenringes bedeutet. Nun ist es natürlich möglich, nach Einfügung der  $n$ -Schlußstäbe am Scheitel  $n-3$  andere Stäbe auszuschalten, um wieder zu einem statisch bestimmten und unverschieblichen Raumfachwerk zu gelangen. Zur Entscheidung, ob das auf diesem Wege aus der Grundform des offenen Turmdaches (Schwedlerkuppel) abgeleitete Tragwerk allen Lastangriffen gegenüber als stabil zu betrachten ist, benützen wir wieder das Stabtauschverfahren. Wir betrachten den ganz einfachen Fall einer vierseitigen Stabpyramide, Abb. 864, deren Fußring durch 3 Linienlager und ein Pendellager gestützt ist. Die oben offene Pyramide ist stabil, wenn 4 Linienlager vorhanden sind. Durch das Hinzutreten der Spitze mit 4 Stäben kommt eine weitere Stabkraft hinzu, weshalb zum Ausgleich an Stelle einer  $L_2$ -Stützung eine Pendelstützung in Fußpunkt 4 vorgesehen wird. Das System ist statisch bestimmt und es fragt sich, ob es auch stabil ist. Man wählt einen der 4 Stäbe am Scheitel

als  $Z$ -Stab und als Ersatzstab  $E$  einen von Punkt 4 ausgehenden wagrechten Stab, womit Punkt 4 zu einem Linienlager wird. Das Ersatzsystem ist ein Fachwerk einfachster Art.

Wie man leicht überlegt, erzeugt  $Z = + 1$  in dem gegenüberliegenden Gratstab  $S_1$  die Stabkraft  $+ 1$ , in den beiden anderen Stäben die Stabkräfte  $S_2 = S_3 = - 1$ . Zwischenringe und Streben bleiben bei diesem Kraftangriff spannungslos, so daß die Grate die Kräfte  $+ 1$  bzw.  $- 1$  bis zu den Fußpunkten unverändert weiter leiten. Zerlegt man die angreifende Kraft  $S_3$  im Punkte 3 in eine lotrechte Teilkraft  $- 1 \sin \alpha$  ( $\alpha =$  Neigung des Grates gegen die Wagrechte), die vom Pendelstab in 3 aufgenommen wird, und eine wagrechte Teilkraft  $- 1 \cos \alpha$ , die sich auf die beiden Ringstäbe und den wagrechten Stützstab, die alle in wagrechter Ebene liegen, verteilt, so entfällt auf den Ringstab 3—4 die Belastung  $S_{3-4} = 1 \cos \alpha \cdot \sqrt{2}$ . In Punkt 4 greifen die Stabkräfte  $S_1 = + 1$ ,  $S_{3-4} = + \sqrt{2} \cos \alpha$  an, so daß die drei übrigen Stabkräfte, darunter die Stabkraft  $E'$  bestimmt werden können.

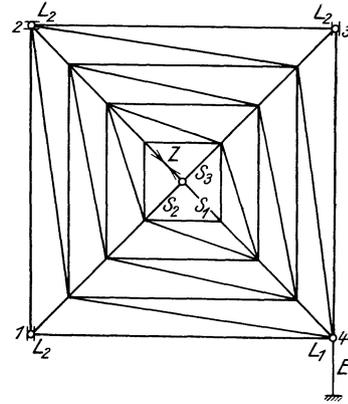


Abb. 684

Für  $E'$  findet man:  $E' = \sqrt{2} \cos \alpha + \sqrt{2} \cos \alpha = 2 \sqrt{2} \cos \alpha$ . Da  $E'$  von Null verschieden ist, ist das gewählte System mit 4 Scheitelstäben und drei Linienlagern und einem Pendel-lager stabil.

**Das Fachwerkpolyeder**

Zum Schlusse sei noch ein Satz über Fachwerkpolyeder erwähnt, der unter Umständen im Verein mit dem Stabtauschverfahren, in vielen Fällen aber schon aus der bloßen Anschauung heraus, entscheiden läßt, ob ein statisch bestimmtes Raumfachwerk auch unverschieblich ist. Unter einem Fachwerkpolyeder sei ein Raumfachwerk verstanden, dessen Stäbe auf einem Mantel enthalten sind, der einen einfach zusammenhängenden Raum vollständig umschließt und wo sämtliche von den Stäben gebildeten Seitenflächen Dreiecke sind. Hierbei ist es gleichgültig, ob die Dreiecke in verschiedenen Ebenen oder zum Teil in einer Ebene liegen. Im letzteren Falle ist aber die Einschränkung zu machen, daß alle Knotenpunkte des von solchen Dreiecken gebildeten ebenen Fachwerkes auf der Gurtung desselben liegen müssen.<sup>1)</sup>

Aus der Eulerschen Gleichung über Polyeder

$$s = k + f - 2,$$

wo  $s$  die Zahl der Kanten (Stäbe),  $k$  die Zahl der Ecken (Knoten),  $f$  die Zahl der Flächen bedeuten, folgt für das von lauter Dreiecken begrenzte Polyeder, da dann  $s = \frac{3f}{2}$  oder  $f = \frac{2s}{3}$  ist, die Verknüpfung

$$s = k + \frac{2s}{3} - 2,$$

woraus

$$s = 3k - 6$$

folgt. Unter der Wirkung einer im Gleichgewicht stehenden Lastgruppe können daher aus den  $3k - 6$  Gleichgewichtsbedingungen die  $3k - 6$  Stabkräfte in einem Fachwerkpolyeder bestimmt werden. Die Unverschieblichkeit des Systems läßt sich — wir gehen auf die Einzelheiten der Kürze wegen nicht ein — aus den fundamentalen Aufbaugesetzen des Raumfachwerkes allgemein nachweisen.<sup>2)</sup> Wir gelangen sonach zu dem Satze: Ein Fach-

<sup>1)</sup> Schlink bezeichnet das oben definierte Fachwerkpolyeder im Gegensatz zu Föppl als Flechtwerk, die Föppl'schen Flechtwerke aber als Teile von Flechtwerken. Schlink, Statik der Raumfachwerke, Leipzig 1907, S. 139.

<sup>2)</sup> Siehe darüber z. B. Pollaczek-Geiringer, H. Zur Gliederungstheorie räumlicher Fachwerke, Z. a. M. u. M., 1932, S. 369.

werkpolyeder ist ein unverschiebliches Raumfachwerk und unter dem Angriff einer im Gleichgewicht stehenden Lastgruppe statisch bestimmt.

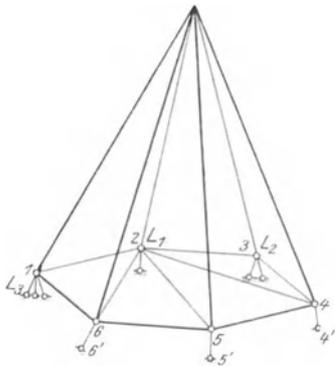


Abb. 865

Mit Hilfe dieses Satzes findet man z. B. durch eine einfache Überlegung, daß das oben erwähnte Turmdach über jedem polygonalen Grundriß stabil ist. Wir gehen von einer  $n$ -seitigen, z. B. 6-seitigen Pyramide aus, deren Basisfläche durch Einziehen von drei Stäben unverschieblich gemacht wird. Im Sinne der oben gegebenen Definition ist das vorliegende Raumgebilde ein Fachwerkpolyeder. Lagert man dasselbe in drei Punkten mit einem  $L_3$ -, einem  $L_2$ - und einem  $L_1$ -Lager, so liegt ein statisch bestimmtes und unverschiebliches, gestütztes Raumfachwerk vor.

Abb. 865. Nun denke man sich die Stäbe 2—4, 2—5, 2—6 aus der Basisfläche entfernt und durch drei neue Stäbe 4—4', 5—5', 6—6', die nach festen Punkten führen, ersetzt. Hierdurch wird an der Unverschieblichkeit des Systems nichts geändert. Ersetzt man noch das eine  $L_3$ -Lager durch ein  $L_2$ -Lager und fügt dafür, in 5 z. B., einen weiteren Stützstab hinzu, so gewinnt man das mit 3 Linienlagern und 3 Pendellagern gestützte 6-seitige Turmdach.

### 94. Die Flechtwerktonne

Die Berechnung des in Abb. 866 dargestellten Flechtwerkes läßt sich verhältnismäßig einfach durchführen. Das Flechtwerk besteht aus der aus ebenen Parallelfachwerken zusammengesetzten Tonne und den beiden ebenen Fachwerksendscheiben. Die Gurte der Fachwerkscheiben bezeichnen wir fernerhin als Grate, die dazu senkrecht laufenden Stäbe als Ringe. Zur stabilen Lagerung ist ein festes Lager  $L_3$ , ein Linienlager  $L_2$  und im übrigen Pendel-

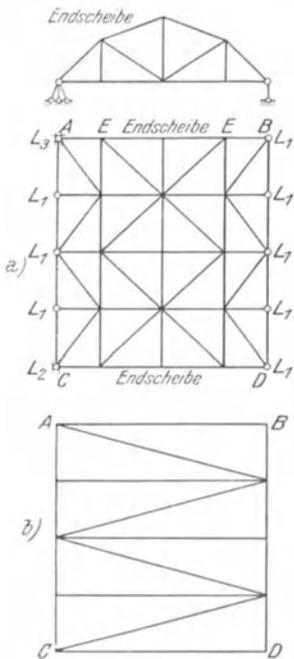


Abb. 866

lager in den restlichen Knotenpunkten der beiden Längsseiten notwendig. Die Abzählung zeigt, daß das System statisch bestimmt ist. Die Anzahl der räumlichen Knoten beträgt im Falle Abb. 866 a) insgesamt 25 und die der ebenen Knoten im Untergurt der beiden Endscheiben 6, so daß die Zahl der Gleichgewichtsgleichungen  $3 \cdot 25 + 2 \cdot 6 = 87$

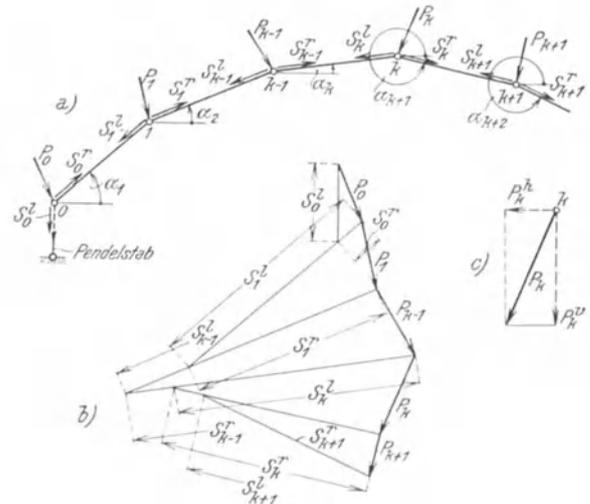


Abb. 867

lager in den restlichen Knotenpunkten der beiden Längsseiten notwendig. Die Abzählung zeigt, daß das System statisch bestimmt ist. Die Anzahl der räumlichen Knoten beträgt im Falle Abb. 866 a) insgesamt 25 und die der ebenen Knoten im Untergurt der beiden Endscheiben 6, so daß die Zahl der Gleichgewichtsgleichungen  $3 \cdot 25 + 2 \cdot 6 = 87$

ist. An Unbekannten sind vorhanden: 64 Fachwerkstäbe und 13 Auflagerstäbe, zusammen ebenfalls 87. Die Stabilität des Systems geht aus folgender Überlegung hervor: Denkt man sich die Basisfläche  $ABCD$  durch Einziehen von Streben und Vertikalen zu einer steifen Scheibe gemacht, Abb. 866 b), so ist das von den Lagern abgehobene System ein Fachwerkpolyeder, das starr und statisch bestimmt ist. Setzt man es auf ein  $L_3$ -, ein  $L_2$ - und ein  $L_1$ -Lager, so ist es auch statisch bestimmt gelagert. Ersetzt man schließlich die 7 Ausfachungsstäbe der Grundfläche durch 7 nach festen Punkten führende Stützstäbe, so wird an der Unverschieblichkeit nichts geändert und man gelangt so zu dem ursprünglich vorgelegten Fachwerksystem.

**Lastangriff in der Ringebene**

Liegt eine Knotenlast  $P_k$  in einer lotrechten Ebene, die mit einer Ringebene zusammenfällt, so kann man die Last  $P_k$  in zwei in die beiden angrenzenden Scheibenebenen fallende Teilkräfte  $S_k^l$  und  $S_k^r$  zerlegen. Abb. 867 a).

Die Kraft  $P_k$  wird durch die zwei angrenzenden und nur durch diese zwei Scheiben nach den Endscheiben weitergeleitet. Damit ist die Ermittlung der Stabkräfte für jeden Lastangriff, der in einer Ringebene stattfindet, auf die Spannungsermittlung in ebenen Fachwerkscheiben zurückgeführt. Man zerlegt sämtliche Knotenlasten in der Richtung der beiden die betreffende Last tragenden Scheiben und erhält so, wenn alle Knoten eines Ringes belastet gedacht sind, in jeder Scheibe im allgemeinen zwei Belastungen  $S$  von den beiden am rechten und linken Rand der Scheibe wirkenden Lasten. Die an den beiden Rändern in die Pendelrichtung fallenden Teilkräfte stellen die Auflagerdrücke an den beiden Längsseiten der Tonne dar. Die Zerlegung kann zeichnerisch, siehe Abb. 867 b), oder rechnerisch erfolgen. Im letzteren Falle erscheint es zweckmäßig, die einzelnen Knotenlasten  $P_k$  in eine lotrechte und wagrechte Teilkraft zu zerlegen. Abb. 867 c). Es ergeben sich dann mit den Bezeichnungen der Abb. 867 a) für die Scheibenbelastungen  $S$  folgende Formeln:

Für die lotrechten Lasten:

$$S_k^l = P_k^v \frac{\cos \alpha_{k+1}}{\sin (\alpha_k - \alpha_{k+1})}, \quad S_k^r = P_k^v \frac{\cos \alpha_k}{\sin (\alpha_k - \alpha_{k+1})} \cdot \dots \cdot \dots \cdot (6)$$

Für die wagrechten Lasten:

$$S_k^l = P_k^h \frac{\sin \alpha_{k+1}}{\sin (\alpha_k - \alpha_{k+1})}, \quad S_k^r = P_k^h \frac{\sin \alpha_k}{\sin (\alpha_k - \alpha_{k+1})} \cdot \dots \cdot \dots \cdot (6')$$

Man ermittelt mit den einzelnen Knotenlasten  $P$  die Scheibenkräfte  $S$  und erhält so für die  $k$ -te Scheibe die Kräfte  $S_{k-1}^r$  und  $S_k^l$ , die diese Scheibe belasten. Mit diesen Lasten bestimmt man nun in der  $k$ -ten Scheibe mittels Kräfteplan oder durch Rechnung Gurt- und Strebenkräfte sowie den Auflagerdruck, der von den Endscheiben aufgenommen wird. Diese Auflagerkräfte greifen in den Obergurtnoten der Endscheiben an und haben die Richtung der Obergurtstäbe. Der Angriffspunkt liegt jeweils dort, wo die Endstrebe der betreffenden Dachscheibe einmündet. In Abb. 866 z. B. in der einen Endscheibe in den Punkten  $A, B, E$ .

Haben die Lasten entlang eines Längsgrates die gleiche Richtung, was fast immer der Fall ist, so bestimmt man einfacher die Balkenreaktion dieser Gratbelastung auf beide Endscheiben und erhält so die in dem Obergurtnoten der Endbinder angreifenden Lasten. Diese Auflagerkräfte haben dann die Richtung der Lasten, die die betreffende Gratlinie belasten.

Da zwei benachbarte Scheiben immer einen Gurt gemeinsam haben, so summieren sich die Gurtspannungen aus zwei Scheiben algebraisch und da sie meist entgegengesetzten Sinn haben, so sind die Gurtspannungen, zum Teil wenigstens, verhältnismäßig gering. Nur die Endgurte über den Lagern erhalten größere Stabkräfte.

**Lastangriff in Richtung der Grate**

Im Punkte  $m$  des in Abb. 868 a) im Grundriß dargestellten Tonnenflechtwerkes greife eine wagrechte Last  $P$  an. Um die Berechnung durchführen zu können, denken wir uns die

Strebenzüge in den einzelnen Scheibenebenen durch die Streben  $E_1, E_2, E_3, E_4$  ersetzt. Da in  $B$  und  $D$  lotrechte Pendelstützen vorausgesetzt werden, so sind die Stäbe der äußersten rechten Scheibe spannungslos. Durch einfache Kräftezerlegung findet man  $E_2, E_3, E_4$ , wobei man so vorgeht, daß man die abgewinkelte (ausgestreckte) Dachfläche als ebene

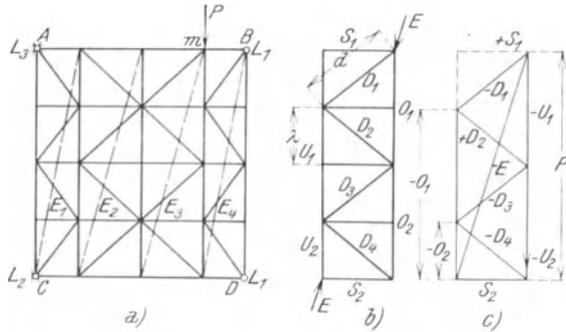


Abb. 868

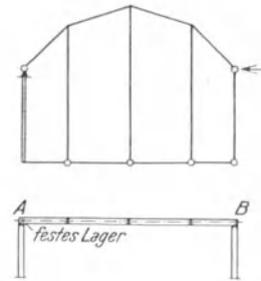


Abb. 869

Scheibe ansieht, die wie ein Kragträger gelagert ist. Ist  $E$  in jeder Scheibe bekannt, so erhält man die tatsächlichen Strebenkräfte  $D_1, D_2, \dots$  einer Scheibe mittels Kräfteplan. Siehe Abb. 868 b) und c). Aus dem Kräfteplan geht aber hervor, daß alle Streben bei gleicher Feldteilung in den Scheiben der Größe nach die gleiche Stabkraft

$$D = \pm \frac{P}{n} \frac{d}{\lambda}$$

erhalten, wobei  $n$  die Anzahl der Felder einer Scheibe sind. Sind die Strebenkräfte bekannt, dann ergeben sich, wenn man das Gleichgewicht der einzelnen Knoten betrachtet, in einfacher Weise die Gratstabkräfte. Die Ringe, ausgenommen die Obergurte der Endscheiben, sind spannungslos.

Selbstverständlich können an Stelle der beiden Fachwerkendscheiben auch feste Endmauern treten, auf welche die Scheiben — theoretisch wenigstens — mittels Pendelstützen

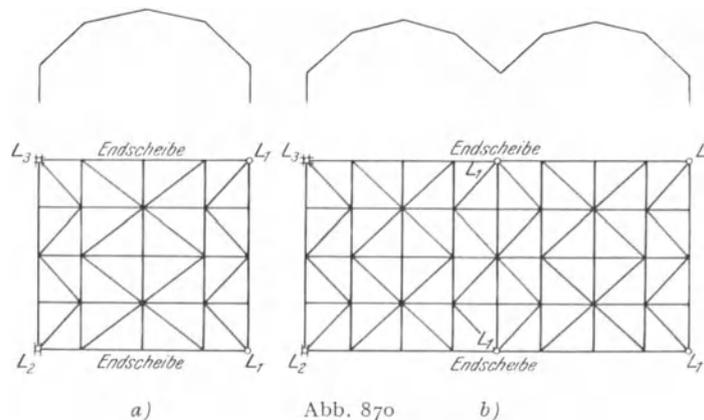


Abb. 870

aufzusetzen sind. Bei Fachwerkwänden läßt sich diese Pendelstützung leicht verwirklichen, wie das Abb. 869 andeutet. Das feste Lager liegt an einer Gebäudeecke und können dort die wagrechten Auflagerkräfte leicht aufgenommen werden. Gegenüber der eingangs durchgeführten Auszählung des Systems fallen jetzt, wenn man Abb. 866 nochmals betrachtet,  $2 \cdot 9 = 18$  Stäbe der Endscheiben fort; dafür kommen  $2 \cdot 3 = 6$  Stützstäbe hinzu, so daß insgesamt 12 Unbekannte weniger zu bestimmen sind. Da auch  $3 \cdot 2 = 6$  ebene Knoten, die  $2 \cdot 6 = 12$  Gleichungen liefern, entfallen, so ist die Bilanz wieder hergestellt. Im Ausführungsfalle

werden auch die übrigen Eckstützpunkte als feste Lager wirken, das System ist dann statisch unbestimmt. Man überlegt aber leicht, daß hierdurch bestenfalls die Spannungsverteilung in den beiden Rändern etwas geändert wird, denn eine in *B* in der Ebene *A—B* angreifende wagrechte Last beeinflußt nur die Stabkräfte des Rändrings, der hierdurch etwas entlastet wird.

Eine andere unter Umständen verwendbare Form des Tonnentragwerkes entsteht dadurch, daß man die Zwischenstützen *L*<sub>1</sub> in Abb. 866 entlang den beiden Längsseiten wegläßt. Das ganze Raumtragwerk ist nur in den vier Ecken gestützt. Abb. 870 a). Auch dieses System ist stabil, wenn man beliebige Belastung der Knoten der vorher gestützten Saumgurte ausschließt. Es entfallen im Falle Abb. 870 a), 6 unbekannte Stützstabkräfte, da aber aus den 6 Raumknoten 6 ebene Knoten werden, so stehen auch 6 Gleichungen weniger zur Verfügung. Das Gleichgewicht zwischen Gleichungszahl und Anzahl der Unbekannten bleibt aufrecht. Es empfiehlt sich bei dieser Anordnung, die beiden äußersten Scheiben rechts und links lotrecht zu stellen, wie dies aus dem Tonnenquerschnitt Abb. 870 a) hervorgeht.

Vereinigt man mehrere Tonnen gemäß Abb. 870 b) miteinander, so können auch sehr große Räume zweckmäßig überspannt werden. Die Art der Stützung ist in der Abb. 870 b) angedeutet.

**Formänderungen**

Wir haben schon in Absatz 93 hervorgehoben, daß das Tonnenflechtwerk als Gelenkfachwerk bedeutende Durchbiegungen aufweist, weshalb zur Beurteilung des Tragwerkes und der Maßnahmen zur Verringerung der Formänderungen die Kenntnis derselben notwendig ist. Zur Berechnung der Durchbiegung  $\delta$  kann zunächst die Formel

$$\delta = \frac{\sum S_0 S' \varrho}{\sum S'^2 \varrho} \dots \dots \dots (7)$$

dienen. In dieser Gleichung bedeuten *S*<sub>0</sub> die Stabkräfte infolge der gegebenen Belastung, *S'* die Stabkräfte infolge einer Last *P* = 1, die in jenem Punkt angreift, dessen Verschiebung bestimmt werden soll, und die die Richtung der gesuchten Verschiebung hat.  $\varrho = \frac{s}{EF}$ . Die Summen erstrecken sich auf alle Stäbe des räumlichen Tragwerkes.

Zweckmäßiger ist es jedoch, folgenden Näherungsweg einzuschlagen: Wir setzen zunächst voraus, daß die Belastungen nur in Ringebenen wirken und daß alle Ringe die gleichen Knotenlasten tragen, so daß die Grate als gleichmäßig belastet angesehen werden können. Wir setzen zur Vereinfachung unserer Untersuchung weiters voraus, daß alle Scheiben die gleiche Höhe *h* und alle Grate den gleichen Querschnitt *F* haben. Die Scheibenlasten *S* denken wir uns mittels der Formeln (6) berechnet. Bei den weiteren Überlegungen haben wir nun auf folgende Tatsachen zu achten. Die Belastung des Grades *k* setzt nur die *k*-te und *k* + 1-ste Scheibe in Spannung. (Über die Bezeichnung siehe Abb. 867), während sich die Formänderungen, infolge alleiniger Belastung des Grades *k* auf die vier Scheiben *k*—1, *k*, *k* + 1 und *k* + 2 erstrecken. Alle übrigen Scheiben bleiben bei dieser Belastung unverformt.

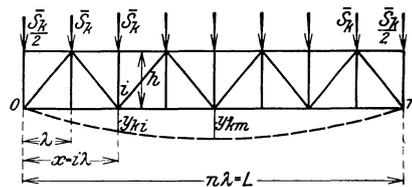


Abb. 871

Wir betrachten nun die Durchbiegung einer einzelnen Scheibe, z. B. der Scheibe *k*—1, *k* in ihrer Ebene, die in allen Knoten mit der gleichen Last  $\bar{S}_k = S_k^l - S_{k-1}^r$  belastet ist und nehmen an, daß sich die Gurte der Scheibe, d. s. die Grate der Raumfachwerkes, in der Scheibenebene nach einer Sinuslinie mit dem Pfeil *y*<sub>*km*</sub> verformen, so daß unter Hinweis auf Abb. 871 für einen Knoten *i* im Abstand *x* = *i*λ vom linken Scheibenende

$$y_{ki} = y_{km} \sin \frac{i \pi}{n}$$

gilt, wenn die Knoten einer Scheibe mit  $0, 1, 2, \dots, i, \dots, n$  bezeichnet werden. Ist  $F$  die Querschnittsfläche eines Grates, so kann das ideelle Trägheitsmoment  $J$  der Scheibe in der Form

$$J = \gamma \frac{F h^2}{2} \dots \dots \dots (8)$$

zur Berechnung der Formänderungen angesetzt werden, wobei  $\gamma$  ein Beiwert ist, der den Einfluß der Füllstäbe auf die Formänderungen darstellen soll.  $\gamma$  liegt etwa bei 0,8. Faßt man nun die Gesamtbelastung  $n\bar{S}_k$  als gleichförmig verteilte Belastung eines Trägers mit dem Trägheitsmoment  $J$  auf, so hat  $y_{km}$  den Wert

$$y_{km} = \frac{5}{384} \frac{n \bar{S}_k L^3}{EJ},$$

so daß man für die Verschiebung eines beliebigen Knoten  $i$  in der Scheibenebene

$$y_{ki} = \frac{5}{384} \frac{n \bar{S}_k L^3}{EJ} \sin \frac{i \pi}{n}$$

erhält.

Sind die beiden Gurte der Fachwerkscheibe gleich stark, und wir haben dies vorausgesetzt, so ist der Anteil, den jeder der beiden Gurte durch seine Dehnung an der Durchbiegung  $y$  hat, beiläufig der gleiche. Werden nun die Gurtstabkräfte in einem Gurt, z. B. im Gurt  $k-1$ , siehe Abb. 872, durch Belastung der benachbarten Scheibe  $k-2, k-1$  vergrößert

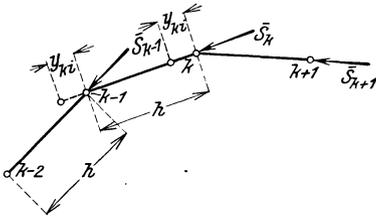


Abb. 872

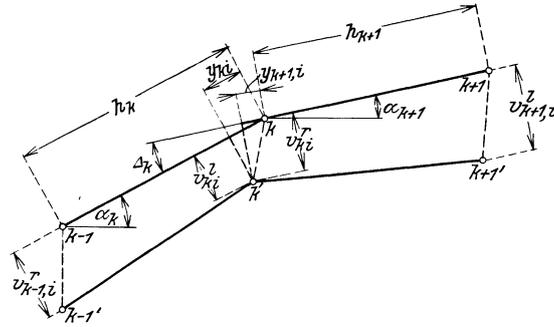


Abb. 873

oder verkleinert, so vergrößert oder verkleinert sich im gleichen Maße sein Beitrag an der Durchbiegung  $y$ . Ist z. B. die Scheibe  $k-2, k-1$  mit den Lasten  $\bar{S}_{k-1}$  belastet, die so wie  $\bar{S}_k$  entgegengesetzt der Uhrzeigerbewegung gerichtet sein mögen, Abb. 872, so verringert  $\bar{S}_{k-1}$  die von  $\bar{S}_k$  erzeugten Gurtkräfte im Grat  $k-1$ , so daß sich auch die Durchbiegung der Scheibe  $k-1, k$  um den Betrag

$$y'_{ki} = \frac{1}{2} \frac{5}{384} \frac{n \bar{S}_{k-1} L^3}{EJ} \sin \frac{i \pi}{n}$$

verkleinert. Der Faktor  $1/2$  rührt davon her, daß der Einfluß von  $\bar{S}_{k-1}$  sich nur auf den einen Gurt erstreckt. In gleicher Weise macht sich aber auch der Einfluß von  $\bar{S}_{k+1}$  in der Scheibe  $k, k+1$  auf  $y$  bemerkbar. Die Verringerung der Durchbiegung durch diesen Einfluß beträgt

$$y''_{ki} = \frac{1}{2} \frac{5}{384} \frac{n \bar{S}_{k+1} L^3}{EJ} \sin \frac{i \pi}{n},$$

so daß schließlich die tatsächliche Durchbiegung der betrachteten Scheibe  $k-1, k$  durch die Gleichung

$$y_{ki} = \frac{5 n L^3}{768 EJ} (-\bar{S}_{k-1} + 2\bar{S}_k - \bar{S}_{k+1}) \sin \frac{i \pi}{n} \dots \dots \dots (9)$$

dargestellt erscheint.  $y_{ki}$  wird positiv gezählt, wenn es die gleiche Richtung wie die in Abb. 872 positiv eingetragenen  $\bar{S}_k$  hat.

Die Verschiebung der Gratknoten  $k, i$  geht aus  $y_{ki}$  und  $y_{k+1,i}$  durch Zeichnung eines

einfachen Verschiebungsplanes, siehe Abb. 873, oder aus den folgenden Formeln, die aus der Abbildung leicht abgeleitet werden können, hervor.

$$v_{ki}^l = \frac{y_{ki} \cos \Delta_k - y_{k+1,i}}{\sin \Delta_k}, \quad v_{ki}^r = \frac{y_{ki} - y_{k+1,i} \cos \Delta_k}{\sin \Delta_k} \dots \dots \dots (10)$$

$\Delta_k$  ist hierbei durch  $\Delta_k = \alpha_k - \alpha_{k+1}$  festgelegt. Es genügt natürlich die Bestimmung der Verschiebungen  $v_{km}$  für die Gratmitte,  $i = m$ , da die übrigen Knotenverschiebungen daraus durch Multiplikation mit  $\sin \frac{i\pi}{n}$  hervorgehen. Da in der Regel die lotrechte Knotenverschiebung  $\delta_{ki}$  gesucht wird, so geben wir in der folgenden Formel (11) den Ausdruck für  $\delta_{ki}$  an.

$$\delta_{ki} = \frac{y_{ki} \cos \alpha_{k+1}}{\sin \Delta_k} - \frac{y_{k+1,i} \cos \alpha_k}{\sin \Delta_k} \dots (11)$$

Die Verdrehung  $\vartheta_{ki}$  der einzelnen Scheiben, die wir später benötigen werden, gewinnt man aus der Verknüpfung

$$\vartheta_{ki} = \frac{v_{ki}^l - v_{k-1,i}^r}{h_k} \dots (12)$$

**Beispiel:** Ein rechteckiger Raum von  $B = 20$  m Breite und  $L = 30$  m Länge soll von einer 6-scheibigen Tonne überdeckt werden. Die Tonne ist ringsum durch Eisenfachwerkwände unterstützt. Die wichtigsten Abmessungen gehen aus Abb. 874 hervor, in der die halbe Tonne im Querschnitt und eine halbe Scheibe in der Ansicht dargestellt sind. Die Grate liegen auf einem Kreisbogen von 15,00 m Halbmesser, so daß der Bruchwinkel  $\Delta_k$  überall der gleiche, und zwar  $13^\circ 56' 13''$  ist. Wir führen die Berechnung zuerst für lotrechte Vollbelastung  $p = 0,130$  t/m<sup>2</sup> durch. Wir berechnen zunächst die Knotenlasten:

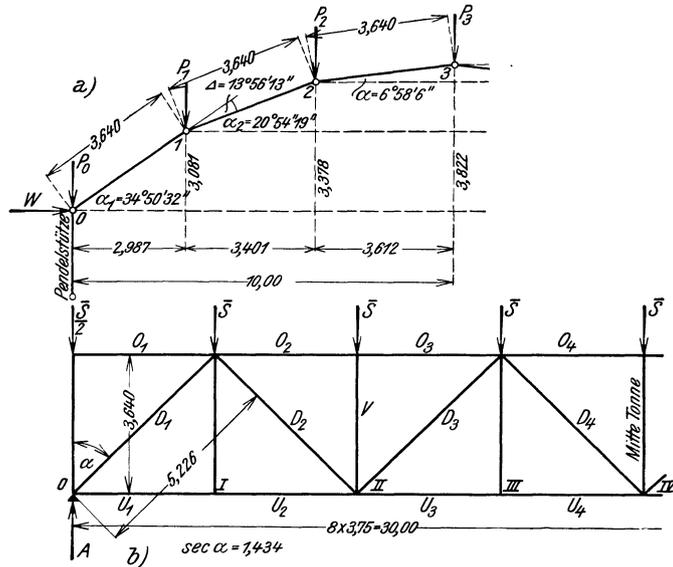


Abb. 874

$$P_0 = \frac{1}{2} 3,75 \cdot 2,987 \cdot 0,130 = 0,73 \text{ t},$$

$$P_1 = \frac{1}{2} 3,75 (2,987 + 3,401) 0,130 = 1,56 \text{ t},$$

$$P_2 = \frac{1}{2} 3,75 (3,401 + 3,612) 0,130 = 1,71 \text{ t},$$

$$P_3 = 3,75 \cdot 3,612 \cdot 0,130 = 1,76 \text{ t}$$

und damit die Scheibenbelastungen  $S$  mit Hilfe der Formeln (6):

$$S_0^l = P_0 = 0,73 \text{ t},$$

$$S_0^r = 0,$$

$$S_1^l = P_1 \frac{\cos \alpha_2}{\sin \Delta} = 1,56 \cdot 3,878 = 6,050 \text{ t},$$

$$S_1^r = P_1 \frac{\cos \alpha_1}{\sin \Delta} = 1,56 \cdot 3,407 = 5,315 \text{ t},$$

$$S_2^l = P_2 \frac{\cos \alpha_3}{\sin \Delta} = 1,71 \cdot 4,120 = 7,045 \text{ t},$$

$$S_2^r = P_2 \frac{\cos \alpha_2}{\sin \Delta} = 1,71 \cdot 3,878 = 6,631 \text{ t},$$

$$S_3^r = P_3 \frac{\cos \alpha_4}{\sin \Delta} = 1,76 \cdot 4,120 = 7,251 \text{ t},$$

$$S_3^r = P_3 \frac{\cos \alpha_3}{\sin \Delta} = 1,76 \cdot 4,120 = 7,251 \text{ t}.$$

Somit sind die einzelnen Scheiben mit folgenden Lasten  $\bar{S}$  in jedem Knoten belastet:

$$\text{Scheibe } 0-1: \bar{S}_1 = S_1^l - S_0^r = + 6,05 \text{ t},$$

$$\text{Scheibe } 1-2: \bar{S}_2 = S_2^l - S_1^r = + 1,73 \text{ t},$$

$$\text{Scheibe } 2-3: \bar{S}_3 = S_3^l - S_2^r = + 0,62 \text{ t}.$$

Die Ermittlung der Stabkräfte geht rechnerisch sehr rasch vor sich. Da alle drei Scheiben einer Hälfte gleich gebaut sind, so berechnet man die Stabkräfte für die Knotenlast  $\bar{S} = 1$  und gewinnt so die in der folgenden Tafel eingetragenen Stabkräfte. Zur Ermittlung der Gratkräfte hat man die Stabkräfte  $O$  der linken Scheibe und die Stabkräfte  $U$  der rechts benachbarten Scheibe algebraisch zu summieren.

## Zusammenstellung der Stabkräfte

Stab	Stabkräfte in t in der Scheibe			Stab	Gratkräfte in t im Grat			
	0—1	1—2	2—3		0	1	2	3
$O_1$	0	0	0	0—I	+ 21,82	+ 6,24 <sup>1)</sup>	+ 2,24	0
$O_2$	- 37,39	- 10,70	- 3,83	I—II	- 21,82	- 31,15 <sup>1)</sup>	- 8,46	- 7,66
$O_3$	- 37,39	- 10,70	- 3,83	II—III	+ 46,74	- 24,02	- 5,91	- 7,66
$O_4$	- 49,86	- 14,27	- 5,11	III—IV	+ 46,74	- 36,49	- 9,48	- 11,22
$U_1$	+ 21,82	+ 6,24	+ 2,24					
$U_2$	+ 21,82	+ 6,24	+ 2,24					
$U_3$	+ 46,74	+ 13,37	+ 4,79					
$U_4$	+ 46,74	+ 13,37	+ 4,79					
$D_1$	- 30,37	- 8,68	- 3,12					
$D_2$	+ 21,72	+ 6,21	+ 2,23					
$D_3$	- 13,01	- 3,72	- 1,33					
$D_4$	+ 4,36	+ 1,25	+ 0,45					
$V$	- 6,05	- 1,73	- 0,62					

Wagrechte Belastung am Dachsaum. Wir wollen annehmen, daß die Pendelstützen der Längsseiten des Daches 8 m hohe Wandstützen wären, die den sie treffenden Wind zur Hälfte auf das Fundament der Längswand, zur Hälfte auf die Dachkonstruktion abgeben. Bei einem Winddruck von  $w = 100 \text{ kg/m}^2$  ist die wagrechte Knotenlast  $W$  in Höhe des Grates 0 (siehe Abb. 874 a)  $W = \frac{1}{2} 8,00 \cdot 3,75 \cdot 0,100 = 1,50 \text{ t}$ . Damit berechnet sich die Belastung der Scheibe 0—1 nach Formel (6')

$$S_0^r = 1,50 \frac{\sin 90^\circ}{\sin(90^\circ - \alpha_1)} = 1,828 \text{ t};$$

alle übrigen Scheiben sind unbelastet. Für  $S_0^l$  findet man

$$S_0^l = 1,50 \frac{\sin \alpha_1}{\sin(90^\circ - \alpha_1)} = 1,044 \text{ t}$$

und das ist nichts anderes als die Auflagerkraft der Pendelstützen in den einzelnen Knoten. Da die Windkräfte  $W$  entgegengesetzt gerichtete Stabkräfte in Scheibe 0—1 erzeugen wie die lotrechte Belastung, so verringern sich bei Wind alle Stabkräfte in Scheibe 0—1. Wir sehen daher davon ab, diese Kräfte auszuweisen.

Formänderungen. Zur näherungsweise Bestimmung der Formänderungen ist nur die Kenntnis der Gratquerschnitte notwendig. Wir nehmen an, daß sämtliche Grate aus  $2 \text{ L } 100 \cdot 100 \cdot 10$  mit einer Bruttofläche von  $38,4 \text{ cm}^2$  ausgeführt werden. Damit berechnet sich zunächst das ideelle Trägheitsmoment  $J$  einer Scheibe zu

$$J = 0,8 \frac{38,4 \cdot 364^2}{2} = 2035000 \text{ cm}^4.$$

Lotrechte Lasten  $P$ .

Man ermittelt die Durchbiegungen  $y_{km}$  der einzelnen Scheiben in Scheibenmitte nach Formel (9), wobei  $n = 8$  zu setzen ist.

$$\text{Scheibe 0—1: } y_{1m} = \frac{5 \cdot 8}{768} \frac{L^3}{EJ} (2\bar{S}_1 - \bar{S}_2) = 0,0521 \cdot 6,32 (2 \cdot 6,05 - 1,73) = 3,41 \text{ cm},$$

$$\text{Scheibe 1—2: } y_{2m} = \frac{5 \cdot 8}{768} \frac{L^3}{EJ} (-\bar{S}_1 + 2\bar{S}_2 - \bar{S}_3) = 0,0521 \cdot 6,32 (-6,05 + 2 \cdot 1,73 - 0,62) = -1,06 \text{ cm},$$

$$\text{Scheibe 2—3: } y_{3m} = \frac{5 \cdot 8}{768} \frac{L^3}{EJ} (-\bar{S}_2 + 2\bar{S}_3 - \bar{S}_4) = 0,0521 \cdot 6,32 (-1,73 + 2 \cdot 0,62 + 0,62) = +0,04 \text{ cm}.$$

Mit diesen Zahlen ergeben sich die mittels Gl. (11) berechneten lotrechten Knotenverschiebungen  $\delta_{km}$  in Scheibenmitte:

$$\delta_{1m} = \frac{y_{1m} \cos \alpha_2 - y_{2m} \cos \alpha_1}{\sin \Delta} = \frac{3,41 \cdot 0,934 + 1,06 \cdot 0,821}{0,241} = +16,8 \text{ cm},$$

1) Z. B.:  $0 + 6,24 = +6,24 \text{ t}$ ,  $-37,39 + 6,24 = -31,15 \text{ t}$ .

$$\delta_{2m} = \frac{y_{2m} \cos \alpha_3 - y_{3m} \cos \alpha_2}{\sin \Delta} = \frac{-1,06 \cdot 0,993 - 0,04 \cdot 0,934}{0,241} = -4,5 \text{ cm},$$

$$\delta_{3m} = \frac{2 y_{3m} \cos \alpha_3}{\sin \Delta} = \frac{2 \cdot 0,04 \cdot 0,993}{0,241} = +0,3 \text{ cm}.$$

Punkt o verschiebt sich nur wagrecht. Es beträgt

$$\delta_{om}^h = \frac{y_{1m}}{\cos \alpha_1} = \frac{3,41}{0,821} = 4,2 \text{ cm}.$$

Wagrechte Belastung  $W$  in o.

In der gleichen Weise wie vor findet man mit  $\bar{S}_1 = 0 - 1,828 = -1,828$ ,  $\bar{S}_2 = \bar{S}_3 = 0$ .

Scheibe 0—1:  $y_{1m} = 0,0521 \cdot 6,32 (-2 \cdot 1,828) = -1,20 \text{ cm}$ ,

Scheibe 1—2:  $y_{2m} = 0,0521 \cdot 6,32 \cdot 1,828 = +0,60 \text{ cm}$ .

Dementsprechend ist:

$$\delta_{1m} = \frac{-1,20 \cdot 0,934 - 0,60 \cdot 0,821}{0,241} = -6,7 \text{ cm}$$

$$\delta_{2m} = \frac{0,60 \cdot 0,993}{0,241} = +2,5 \text{ cm}, \quad \delta_{3m} = 0,$$

Wie man sieht, sind die Durchbiegungen des eben berechneten Tragwerkes zum Teil sehr bedeutend. Die Anwendungsmöglichkeiten dieses Systems würden hierdurch wesentlich eingeschränkt werden, wenn nicht glücklicherweise durch eine einfache bauliche Maßregel, d. i. der Einbau steifer Ringe, ein Ausgleich zwischen den größeren und kleineren Verschiebungen der einzelnen Knoten eines Ringes herbeigeführt werden könnte, derart, daß die größten Ausbiegungen des versteiften Tragwerkes einen Bruchteil der größten Verformungen des unversteiften Tragwerkes betragen. Auch die Berechnung des versteiften Tragwerkes läßt sich mit ausreichender Genauigkeit ohne allzu große Mühe durchführen, wie wir nun zeigen werden.<sup>1)</sup>

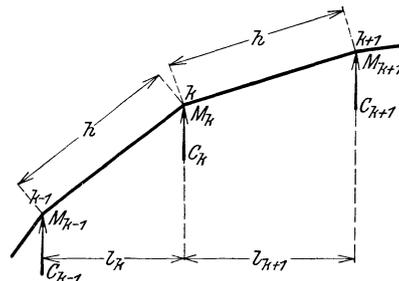


Abb. 875

Die biegesteifen Ringe, die durch die Knotenpunkte des Fachwerkes senkrecht zu den Graten laufen, stellen durchlaufende Balken vor, die durch die Grate elastisch gestützt sind. Sind  $M_{k-1,i}$ ,  $M_{k,i}$ ,  $M_{k+1,i}$  die infolge der Verformung im Ring  $i$  auftretenden Stützenmomente dreier aufeinanderfolgender Stützpunkte  $k-1$ ,  $k$ ,  $k+1$  und ist  $C_{ki}$  der durch die Verformung hervorgerufene lotrechte Auflagerdruck im Punkte  $k$  dieses Ringes, so gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 875

$$C_{ki} = \frac{M_{k-1,i}}{l_k} - M_{k,i} \frac{l_k + l_{k+1}}{l_k l_{k+1}} + \frac{M_{k+1,i}}{l_{k+1}}, \dots \dots \dots (I3)$$

so daß im versteiften Tragwerk im Punkte  $k, i$  die Last  $P_k \hat{=} C_{ki}$ , d. i. die Resultierende aus  $P_k$  und  $C_{ki}$ , das Gelenkfachwerk belastet. Bei unveränderlichem Trägheitsmoment  $J_r$  eines Ringes bestehen ferner für jeden Ring die Dreimomentengleichungen

$$M_{k-1,i} h_k + 2 M_{k,i} (h_k + h_{k+1}) + M_{k+1,i} h_{k+1} - 6 E J_r (\vartheta_{ki} - \vartheta_{k+1,i}) = 0, \dots (I4)$$

womit der Zusammenhang zwischen der Verformung des Ringes (Drehwinkel  $\vartheta$ ) und den Stützenmomenten  $M$  festgelegt ist.

<sup>1)</sup> Die errechnete Durchbiegung im Punkte 1 ist im Gelenkfachwerk so außerordentlich groß, daß sie den Winkel  $\Delta$  zwischen Scheibe 1 und 2 nahezu auf die Hälfte vermindert. Würde man diese Winkeländerung bei der Berechnung der Stabkräfte berücksichtigen, so würden sich noch weit höhere Werte für die Durchbiegung ergeben. Es liegt sogar die Vermutung nahe, daß das Gelenkfachwerk unter der angenommenen Belastung gar keine stabile Lage mehr besitzt, sondern sich unter der vorgegebenen Last so stark verformt, daß es im Punkte 1 durchschlägt. Durch die versteifenden Ringe werden, wie oben erwähnt, die örtlichen Verformungen auf einen Bruchteil herabgesetzt, wodurch aber auch die Stabilität des Systems gesichert wird. Siehe darüber S. 824 ff. Die versteifte Flechtwerktonne wurde zum Patent angemeldet.

Der Berechnungsvorgang ist nun folgender: Wir denken uns das Gelenkfachwerk statt mit den Lasten  $P_k$  mit den Lasten  $P_k \hat{+} C_{ki}$  belastet. Nun berechnet man für diesen Belastungszustand der Reihe nach die Scheibenbelastungen  $S_k^r$  und  $S_k^l$  und die Differenzen  $\bar{S}_k = S_k^l - S_{k-1}^r$ , die jetzt Funktionen der Belastung  $P_k$  und der zunächst unbekanntten Kräfte  $C_{ki}$  sind. Nimmt man an, daß die Verformungen des versteiften Tragwerkes so wie im unversteiften Tragwerk von einem Gratende zum anderen sinusförmig verlaufen, und beachtet man, daß die  $C_{ki}$  proportional der Verformung an der Stelle  $ki$  sind, so folgt daraus, daß die Belastung der einzelnen Scheiben aus zwei Teilen besteht: Aus einer gleichmäßigen Belastung mit den Lasten  $\bar{S}_k$  und aus einer sinusförmigen Belastung mit Lasten  $\bar{C}_{ki}$ , die mit den  $C_{ki}$  in der gleichen Weise zusammenhängen wie die  $\bar{S}_k$  mit den  $P_k$ . Die Durchbiegung  $y_{ki}$  der Scheiben besteht jetzt aus zwei Teilen, aus der Durchbiegung der Lasten  $\bar{S}_k$  gemäß Gl. (9) und aus der Durchbiegung infolge der Lasten  $\bar{C}_{ki}$ , die einer sinusförmigen Belastung entspricht und zu der die Durchbiegungsgleichung

$$y'_{ki} = \frac{5 n L^3}{768 EJ} \frac{\pi}{4} (-\bar{C}_{k-1,m} + 2\bar{C}_{km} - \bar{C}_{k+1,m}) \sin \frac{i\pi}{n} \dots \dots \dots (15)$$

gehört. Die  $C_{km}$  sind hierbei die Werte der Unbekannten  $C_{ki}$  im mittelsten Ring. Stellt man im weiteren Rechnungsgang die  $y_{ki}$  und damit die  $v_k^l$  und  $v_k^r$  als Funktionen der Lasten  $P$  und der Unbekannten  $C_{km}$  dar, so erscheinen auch die Drehwinkel  $\vartheta_{ki}$ , insbesondere die  $\vartheta_{km}$  nach Gl. (12) als Funktionen dieser Größen. Ersetzt man in den Gleichungen der  $\vartheta_{km}$  die  $C_{km}$  mittels der Gleichungen (13) durch die  $M_{km}$  und führt die Werte der  $\vartheta_{km}$  in die Dreimomentengleichungen (14) ein, so erhält man für den mittelsten Ring  $r-1$  Gleichungen mit  $r-1$  Unbekannten  $M_{km}$ , wobei angenommen wird, daß  $M_0$  und  $M_r$  Null sind. Die Momente in den anderen Ringen erhält man durch Multiplikation mit  $\sin \frac{i\pi}{n}$ . Sind die  $M_{ki}$  schließlich bekannt, so werden damit nach rückwärts schreitend die  $C_{ki}$  für jeden Ring berechnet, womit die tatsächliche Belastung  $P_k \hat{+} C_{ki}$  der Fachwerkknoten und weiters die tatsächlichen Fachwerkstabkräfte gegeben sind. Die Größtwerte der berechneten  $M_{ki}$ , d. s. die Werte für den mittelsten Ring  $M_{km}$ , dienen in der Regel zur Bemessung der Ringe, da diese untereinander gleich stark angenommen wurden. Das folgende Beispiel, das eine Fortsetzung des oben berechneten Beispiels darstellt, soll die vorstehende Darstellung erläutern und ergänzen.

**Beispiel:** Das gleiche Tragwerk, das oben behandelt wurde, sei mit steif durchlaufenden Ringen aus  $\bar{I}$  18 ausgerüstet. Die Belastung sei die gleiche wie vor. Wir führen die Berechnung unter Benützung der Ergebnisse des obigen Beispiels zunächst für die lotrechte Belastung durch. Mit Rücksicht auf die Symmetrie der Anordnung und Belastung wird die Rechnung nur für die linke Hälfte des Tragwerkes aufgestellt. Der erste Schritt ist die Berechnung der  $\bar{C}_k^1$  aus den  $C_k$  für den mittleren Ring. Wir benützen hierzu die bereits auf S. 817 für die Ermittlung der  $S_k^l$  und  $S_k^r$  errechneten Beiwerte  $\frac{\cos \alpha_k}{\sin \Delta}$  und erhalten in einfachster Weise:

$$\bar{C}_1 = 3,878 C_1 - 0, \quad \bar{C}_2 = 4,120 C_2 - 3,407 C_1, \quad \bar{C}_3 = 4,120 C_3 - 3,878 C_2. \dots (a)$$

Auch bei der Aufstellung der Ausdrücke der  $y_k$  benützen wir die obigen Ergebnisse, indem wir die bereits berechneten Werte der  $y_k$ , soweit sie von der äußeren Belastung  $P_k$  herrühren, zu den Werten von  $y'_k$  nach Gl. (15) hinzufügen. Man erhält so unter Beachtung der Werte:  $L = 3000$  cm,  $E = 2100$  t/cm<sup>2</sup>,  $J = 2035000$  cm<sup>4</sup>

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= 3,41 + \frac{5 \cdot 8 L^3}{768 \cdot EJ} \frac{\pi}{4} (2\bar{C}_1 - \bar{C}_2) = 3,41 + 0,2583 (2\bar{C}_1 - \bar{C}_2), \\ y_2 &= -1,06 + 0,2583 (-\bar{C}_1 + 2\bar{C}_2 - \bar{C}_3), \\ y_3 &= +0,04 + 0,2583 (-\bar{C}_2 + 2\bar{C}_3 + \bar{C}_3)^2 \end{aligned} \right\} (b)$$

1) Wir lassen im folgenden bei allen Größen, da eine Verwechslung nicht möglich ist, den Zeiger  $m$  fort.

2) Hier ist zu beachten, daß wegen der Symmetrie der Belastung  $\bar{C}_4 = -\bar{C}_3$  ist.

und unter Benützung der Gl. (a)

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= + 3,41 + 0,2583 (11,16 C_1 - 4,12 C_2), \\ y_2 &= - 1,06 + 0,2583 (- 10,69 C_1 + 12,12 C_2 - 4,12 C_3), \\ y_3 &= + 0,04 + 0,2583 (3,41 C_1 - 15,75 C_2 + 12,36 C_3). \end{aligned} \right\} (b')$$

Für die Knotenverschiebungen  $v_k^l$  und  $v_k^r$  gelten die Gl. (10)

$$v_k^l = \frac{y_k \cos \Delta - y_{k+1}}{\sin \Delta} \quad \text{und} \quad v_k^r = \frac{y_k - y_{k+1} \cos \Delta}{\sin \Delta}$$

oder in Zahlen mit  $\Delta = 13^0 56' 13''$ :

$$v_k^l = 4,029 y_k - 4,151 y_{k+1}, \quad v_k^r = 4,151 y_k - 4,029 y_{k+1}.$$

Für  $v_0^r$  gilt:  $v_0^r = - y_1 \frac{\cos(90 - \alpha_1)}{\sin(90 - \alpha_1)} = - y_1 \operatorname{tg} \alpha_1 = - 0,6961 y_1.$

Die Ausrechnung ergibt

$$\left. \begin{aligned} v_0^r &= - 2,374 + 0,2583 (- 7,77 C_1 + 2,87 C_2), \\ v_1^l &= + 18,14 + 0,2583 (89,36 C_1 - 66,90 C_2 + 17,10 C_3), \\ v_1^r &= + 18,43 + 0,2583 (89,42 C_1 - 65,93 C_2 + 16,60 C_3), \\ v_2^l &= - 4,43 + 0,2583 (- 57,22 C_1 + 114,22 C_2 - 67,91 C_3), \\ v_2^r &= - 4,56 + 0,2583 (- 58,11 C_1 + 113,77 C_2 - 66,90 C_3), \\ v_3^l &= + 0,32 + 0,2583 (+ 27,87 C_1 - 128,87 C_2 + 101,10 C_3) \end{aligned} \right\} (c)$$

Mit diesen Ausdrücken errechnet man die folgenden Beträge für die Drehwinkel  $\vartheta$ :

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= \frac{1}{364} (v_1^l - v_0^r) = + 0,05635 + 0,0007096 (97,13 C_1 - 69,77 C_2 + 17,10 C_3), \\ \vartheta_2 &= \frac{1}{364} (v_2^l - v_1^r) = - 0,06280 + 0,0007096 (- 146,64 C_1 + 180,14 C_2 - 84,51 C_3), \\ \vartheta_3 &= \frac{1}{364} (v_3^l - v_2^r) = + 0,01341 + 0,0007096 (85,98 C_1 - 242,64 C_2 + 168,00 C_3). \end{aligned} \right\} (d)$$

Nun ist gemäß Gl. (13) mit  $l_1 = 298,7$ ,  $l_2 = 340,1$ ,  $l_3 = 361,2$  cm

$$C_1 = - M_1 \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} + M_2 \frac{1}{l_2} = - 0,00628 M_1 + 0,00294 M_2,$$

$$C_2 = + M_1 \frac{1}{l_2} - M_2 \frac{l_2 + l_3}{l_2 l_3} + M_3 \frac{1}{l_3} = + 0,00334 M_1 - 0,00571 M_2 + 0,00277 M_3,$$

$$C_3 = + M_2 \frac{2}{l_3} - M_3 \frac{2}{l_3} = 0,00553 (M_2 - M_3),$$

so daß man nach Einführung in die Gl. (d) folgende Beziehungen zwischen  $\vartheta_k$  und  $M_k$  erhält:

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= + 0,05635 + 0,0007096 (- 0,8430 M_1 + 0,7785 M_2 - 0,2878 M_3) \\ \vartheta_2 &= - 0,06280 + 0,007096 (1,5226 M_1 - 1,9271 M_2 + 0,9663 M_3) \\ \vartheta_3 &= + 0,01341 + 0,007096 (- 1,3504 M_1 + 2,5673 M_2 - 1,6012 M_3) \end{aligned} \right\} \dots \dots (e)$$

Die Einführung von (e) in die Momentengleichungen (14) liefert schließlich die Bestimmungsgleichungen für die unbekanntten Momente. Diese Gleichungen lauten zunächst

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{6 E J_r} (4 M_1 + M_2) - (\vartheta_1 - \vartheta_2) &= 0, \\ \frac{h}{6 E J_r} (M_1 + 4 M_2 + M_3) - (\vartheta_2 - \vartheta_3) &= 0, \\ \frac{h}{6 E J_r} (2 M_2 + 4 M_3) - 2 \vartheta_3 &= 0, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (f)$$

wobei  $M_0 = 0$  und wegen der Symmetrie  $M_4 = M_2$  gesetzt wurde. Mit  $\frac{h}{6 E J_r} = \frac{364}{6 \cdot 2100 \cdot 1446} = 0,00001998$  und nach Division der Gl. (f) durch den in den Gl. (e) vorkommenden Beiwert 0,0007096, erhält man die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} 2,478 M_1 - 2,677 M_2 + 1,254 M_3 &= 167,9 \\ - 2,845 M_1 + 4,607 M_2 - 2,539 M_3 &= - 107,4 \\ 2,701 M_1 - 5,078 M_2 + 3,315 M_3 &= 37,8 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (g)$$

aus denen

$$M_1 = + 111,1 \text{ cmt}, \quad M_2 = + 10,76 \text{ cmt}, \quad M_3 = - 62,64 \text{ cmt} \quad \dots \quad (h)$$

folgen.<sup>1)</sup>

Aus den oben aufgestellten Gleichungen für die  $C$  ergeben sich demnach:

$$\begin{aligned} C_1 &= - 0,00628 M_1 + 0,00294 M_2 = - 0,666 \text{ t}, \\ C_2 &= + 0,00334 M_1 - 0,00571 M_2 + 0,00277 M_3 = + 0,136 \text{ t}, \\ C_3 &= + 0,00553 (M_2 - M_3) = + 0,406 \text{ t}, \end{aligned}$$

und nach Einsetzen in die Gl. (b')

$$\begin{aligned} y_1 &= 3,41 - 0,2583 \cdot 7,99 = + 1,35 \text{ cm}, \\ y_2 &= - 1,06 + 0,2583 \cdot 7,10 = + 0,77 \text{ cm}, \\ y_3 &= + 0,04 + 0,2583 \cdot 0,61 = + 0,20 \text{ cm}. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten berechnen wir gemäß den Formeln (11) die lotrechten Verschiebungen der Punkte 1, 2, 3 des mittleren Ringes und erhalten:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{1,35 \cdot 0,934 - 0,77 \cdot 0,821}{0,241} = + 2,61 \text{ cm} (+ 16,8 \text{ cm}), \\ \delta_2 &= \frac{0,77 \cdot 0,993 - 0,20 \cdot 0,934}{0,241} = + 2,39 \text{ cm} (- 4,5 \text{ cm}), \\ \delta_3 &= \frac{2 \cdot 0,20 \cdot 0,993}{0,241} = + 1,65 \text{ cm} (+ 0,3 \text{ cm}). \end{aligned}$$

In der Klammer sind die oben für das unversteifte Tragwerk erhaltenen Durchbiegungen beige setzt. In Punkt (1) ist die Durchbiegung von 16,8 cm auf 2,39 cm heruntergegangen. Im übrigen erkennt man deutlich die ausgleichende Wirkung der steifen Ringe. Die Durchbiegungswerte sind in den einzelnen Punkten nur mehr wenig voneinander verschieden.

Auch die Stabkräfte in den einzelnen Scheiben werden durch den Einbau der steifen Ringe nennenswert beeinflusst und im allgemeinen in der Richtung, daß die großen Gurt- und Füllstabkräfte in den äußersten Scheiben abgebaut, wofür die kleineren Stabkräfte in den anderen Scheiben erhöht werden. Man hat bei der nun folgenden Berechnung der Stabkräfte in den einzelnen Scheiben nur zu beachten, daß die Knotenlasten  $P' = P + C$  nicht mehr entlang des Grates unveränderlich sind, sondern dem Gesetz

$$P'_k = P_k + C_k \sin \frac{i \pi}{n}$$

folgen, wobei die  $C_k$  die oben berechneten Werte für den mittelsten Ring sind. Da die Stabkräfte, die von den Lasten  $P$  herrühren, bereits bekannt sind (siehe S. 818), so ist es nur notwendig, die von den  $C$  herrührenden Zusatzkräfte in den Stäben zu berechnen.

Wir gehen hier genau so vor wie auf S. 817. Zunächst ermittelt man die Scheibenbelastung  $\bar{C}$ . Gl. (a) auf S. 820.

$$\begin{aligned} \bar{C}_1 &= - 3,878 \cdot 0,666 - 0 = - 2,58 \text{ t}, \\ \bar{C}_2 &= 4,120 \cdot 0,136 + 3,407 \cdot 0,666 = + 2,83 \text{ t}, \\ \bar{C}_3 &= 4,120 \cdot 0,406 - 3,878 \cdot 0,136 = + 1,15 \text{ t}. \end{aligned}$$

Mit diesen Zahlen erhält man die in Abb. 876 eingetragenen zusätzlichen Knotenlasten für die drei Scheiben 0-1, 1-2 und 2-3. Die Ermittlung der zusätzlichen Stabkräfte macht keine Schwierigkeiten.

Wir begnügen uns hier mit der Angabe der zusätzlichen Gratkräfte in den mittelsten Stäben III-IV der drei Scheiben. Die folgende Aufstellung gibt die Zusatzkräfte in den Stäben III-IV, die Stabkräfte in diesen Stäben im unversteiften Tragwerk und die Summe derselben, das sind die Stabkräfte im versteiften Fachwerk.

Gratstab III-IV

Zusatzstabkräfte	Stabkräfte im unversteiften Tragwerk	Stabkräfte im versteiften Tragwerk
Grat 0: - 16,11 t	+ 46,74 t	+ 30,63 t
Grat 1: + 35,15 t	- 36,49 t	- 1,34 t
Grat 2: - 11,79 t	- 9,48 t	- 20,27 t
Grat 3: - 15,52 t	- 11,22 t	- 26,74 t

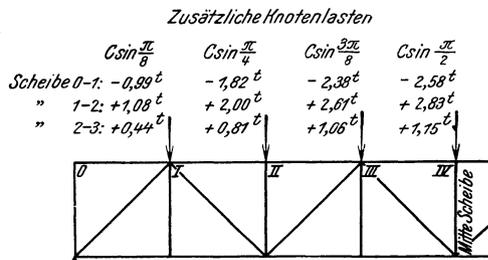


Abb. 876

<sup>1)</sup> Es sei besonders darauf aufmerksam gemacht, daß das gewählte Trägheitsmoment  $J_r$  des Ringes erst in der Gl. (f) bzw. (g) aufscheint. Eine Wiederholung der Rechnung mit anderen Werten von  $J_r$  macht daher verhältnismäßig wenig Mühe.

Der Vergleich der beiden letzten Reihen läßt deutlich erkennen, um wieviel gleichmäßiger die Gratkräfte im versteiften Fachwerk verteilt sind als im unversteiften. Die größte Zugkraft geht von 46,74 t auf 30,63 t herunter, während sich die größte Druckkraft von 36,49 t auf 26,74 t vermindert. Der Mehraufwand an Werkstoff für die versteiften Ringe macht sich, zum Teil wenigstens, durch eine Verringerung des Baustoffaufwandes für die Fachwerkstäbe bezahlt.

Zur Vervollständigung der Darstellung und um die ausgleichende Wirkung der steifen Ringe auch bei Angriff wagrechter Kräfte zu erweisen, führen wir auch die Rechnung für den Lastangriff  $W = 1,50$  t in Punkt o durch. Da diese Belastungsweise nicht mehr symmetrisch zu Punkt 3 ist, so sind die  $C$ - und  $M$ -Werte in der rechten und linken Hälfte eines Ringes nicht mehr einander gleich, wodurch die genaue Rechnung etwas umfangreicher wird als vorher. Bedenkt man aber, daß eine in Null wirkende Last zunächst nur die Scheibe 0—1 in Spannung versetzt und daß sich die Formänderungen im Gelenkfachwerk nur bis zur Scheibe 1—2 ausdehnen, während die übrigen Scheiben unverformt bleiben, so erkennt man deutlich, daß auch ein steifer Ring in seiner rechten Hälfte nur geringfügige Formänderungen erfahren wird. Die Wirkung dieser Hälfte des Steifringes auf das Gesamttragwerk ist demnach klein. Wir tragen diesem Umstande zwecks Vereinfachung der Arbeit in der Weise Rechnung, daß wir annehmen, daß nur die linke Hälfte von 0—3 durch Ringe ausgesteift ist, so daß wir in unserer Rechnung außer  $M_0$  auch noch  $M_3 = M_4 = \dots = 0$  setzen können.

Der Rechnungsgang ist im wesentlichen der gleiche wie für die lotrechte Belastung, ja wir können sogar die Gleichungen (a) und (b) unmittelbar benützen, wenn wir sie nur in jenen Gliedern vervollständigen, die durch die Unsymmetrie der Verteilung der Momente  $M_k$  im Ring beeinflußt werden.

Die Gleichungen (a) behalten ihre Geltung und sind nur durch einen vierten Ausdruck für  $\bar{C}_4$ , da auch die Scheibe 3—4 durch die  $C$ -Kräfte in Spannung versetzt wird, zu ergänzen.

Sie lauten:

$$\left. \begin{aligned} \bar{C}_1 &= 3,878 C_1 - 0 = 0, & \bar{C}_3 &= 4,120 C_3 - 3,878 C_2, \\ \bar{C}_2 &= 4,120 C_2 - 3,407 C_1, & \bar{C}_4 &= -4,120 C_3. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (a)$$

In den Gleichungen (b) tritt in  $y_3$  noch ein Glied, das von  $\bar{C}_4$  herrührt, hinzu. Außerdem ist noch die Durchbiegung der Scheibe 3—4, d. i.  $y_4$ , anzugeben.

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= -1,20 + 0,2583 (2 \bar{C}_1 - \bar{C}_2), & y_3 &= 0 + 0,2583 (-\bar{C}_2 + 2 C_3 - \bar{C}_4), \\ y_2 &= +0,60 + 0,2583 (-\bar{C}_1 + 2 \bar{C}_2 - \bar{C}_3), & y_4 &= 0 + 0,2583 (-\bar{C}_3 + 2 \bar{C}_4). \end{aligned} \right\} \dots (b)$$

Die von den Lasten abhängigen Glieder in  $y_1$  und  $y_2$  wurden der Ausrechnung auf S. 819 für den vorliegenden Lastfall entnommen. Die Einführung von (a) in (b) liefert:

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= -1,20 + 0,2583 (11,16 C_1 - 4,12 C_2), \\ y_2 &= +0,60 + 0,2583 (-10,69 C_1 + 12,12 C_2 - 4,12 C_3), \\ y_3 &= & 0,2583 (3,41 C_1 - 11,88 C_2 + 12,36 C_3), \\ y_4 &= & 0,2583 (3,88 C_2 - 12,36 C_3). \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (b')$$

Mit diesen Werten  $y$  werden nun die Verschiebungsgrößen  $v$  bestimmt.

$$\left. \begin{aligned} v_0^r &= -0,6961 y_1, & v_k^l &= 4,029 y_k - 4,151 y_{k+1}, & v_k^r &= 4,151 y_k - 4,029 y_{k+1} \\ v_0^r &= 0,835 + 0,2583 (-7,77 C_1 + 2,87 C_2), \\ v_1^l &= -7,325 + 0,2583 (89,36 C_1 - 66,90 C_2 + 17,10 C_3), \\ v_1^r &= -7,398 + 0,2583 (89,42 C_1 - 65,93 C_2 + 16,60 C_3), \\ v_2^l &= +2,418 + 0,2583 (-57,22 C_1 + 98,12 C_2 - 67,91 C_3), \\ v_2^r &= +2,491 + 0,2583 (-58,11 C_1 + 98,15 C_2 - 66,90 C_3), \\ v_3^l &= & 0,2583 (13,73 C_1 - 63,94 C_2 + 101,10 C_3). \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (c)$$

Damit ergeben sich die Drehwinkel

$$\left. \begin{aligned} \theta_1 &= \frac{1}{364} (v_1^l - v_0^r) = 0,02242 + 0,0007096 (97,13 C_1 - 69,77 C_2 + 17,10 C_3), \\ \theta_2 &= \frac{1}{364} (v_2^l - v_1^r) = 0,02695 + 0,0007096 (-146,64 C_1 + 164,05 C_2 - 84,51 C_3), \\ \theta_3 &= \frac{1}{364} (v_3^l - v_2^r) = -0,00684 + 0,0007096 (71,84 C_1 - 162,09 C_2 + 168,00 C_3). \end{aligned} \right\} \dots (d)$$

Die Verknüpfung zwischen den  $C$  und  $M$  ist durch die Gleichungen

$$\begin{aligned} C_1 &= -0,00628 M_1 + 0,00294 M_2, \\ C_2 &= +0,00334 M_1 - 0,00571 M_2, \\ C_3 &= +0,00277 M_2 \end{aligned}$$

gegeben. Ihre Einsetzung in die Gl. ( $\bar{d}$ ) ergibt

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_1 &= -0,02242 + 0,0007096 (-0,8430 M_1 + 0,7313 M_2), \\ \vartheta_2 &= +0,02695 + 0,0007096 (1,4688 M_1 - 1,6019 M_2), \\ \vartheta_3 &= -0,00684 + 0,0007096 (-0,9925 M_1 + 1,6021 M_2). \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (\bar{e})$$

Die Einführung von ( $\bar{e}$ ) in die Dreimomentengleichungen, deren Zahl hier auf zwei zusammenschumpft,

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{6EJ_r} (4 M_1 + M_2) - (\vartheta_1 - \vartheta_2) &= 0, \\ \frac{h}{6EJ_r} (M_1 + 4 M_2) - (\vartheta_2 - \vartheta_3) &= 0, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (\bar{f})$$

liefert schließlich die Gleichungen

$$\begin{aligned} 2,424 M_1 - 2,305 M_2 &= -69,59, \\ -2,433 M_1 + 3,317 M_2 &= +47,62, \end{aligned}$$

aus denen die Momente  $M_1 = -49,77$  cmt,  $M_2 = -22,15$  cmt folgen. Für die Gegendrucke  $C$  erhält man

$$C_1 = +0,247 \text{ t}, \quad C_2 = -0,040 \text{ t}, \quad C_3 = -0,061 \text{ t}.$$

Berechnet man mit diesen lotrecht auf das Gelenkfachwerk wirkenden Lasten  $C$  die Scheibenbelastungen, so erhält man z. B. für die Scheibe 0—1

$$S_1^l = 0,247 \cdot 3,878 = +0,957 \text{ t}$$

und da diese Scheibe infolge  $W = 1,50$  t mit  $S_0^r = 1,828$  t belastet ist, so wird diese Scheibe durch die Wirkung von  $C_1$  um etwa 50% entlastet.

Wir haben uns im vorangehenden sehr eingehend mit der Berechnung der unversteiften und versteiften Flechtwerktonne beschäftigt, um an einem verhältnismäßig einfachen Beispiel, das einer einfachen und übersichtlichen Berechnung zugänglich ist, das eigenartige Verhalten der Raumtragwerke darzulegen. Wer sich mit dem Zusammenhang zwischen der Größe der Durchbiegungen und der Größe der Abweichungswinkel  $\Delta$  zweier benachbarter Scheiben im Gelenkfachwerk oder mit dem Zusammenhang zwischen der Durchbiegung des Tragwerkes und dem Trägheitsmoment der Versteifungsringe beim Tonnenflechtwerk vertraut gemacht hat, erlangt einigermaßen die Fähigkeit auch bei anderen Raumtragwerken den gegenseitigen Zusammenhang dieser Größen gegeneinander abzuschätzen. Aus diesem Grunde soll auch ganz kurz der Berechnungsgang angedeutet werden, der es ermöglicht, die wichtige Frage der Stabilität (Knickung) eines unversteiften Tonnenflechtwerkes und den Einfluß der Versteifung auf die Stabilität desselben zu beantworten. Wir werden zu diesem Zwecke die hier in Betracht kommenden Gleichungen in allgemeiner Form kurz entwickeln und die zahlenmäßigen Ergebnisse in ihrer Anwendung auf das bisher durchgerechnete Beispiel mitteilen.

Bei der Untersuchung der Bedingungen für den Eintritt eines unsicheren Gleichgewichtszustandes ist es notwendig, in den aufgestellten geometrischen und statischen Beziehungen die Formänderungen des Tragwerkes von Haus aus mit zu berücksichtigen, da ja jeder unsichere Gleichgewichtszustand dadurch bedingt ist, daß bei bestimmten Belastungen, selbst bei kleinen Lastzuwüchsen die Formänderung sehr rasch und über alles Maß hinaus anzuwachsen beginnen. Wir ergänzen daher zunächst die Gleichungen (6) und (11) in der Weise, daß wir in diesen Gleichungen statt der ursprünglichen Neigungswinkel  $\alpha$  der Scheiben, die nach der Verformung vorhandenen Winkel  $\alpha - \vartheta$  einführen. Man gewinnt so folgende Beziehungen für die unversteifte Tonne:

$$S_{ki}^l = P_{ki} \frac{\cos(\alpha_{k+1} - \vartheta_{k+1,i})}{\sin(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i})}, \quad S_{ki}^r = P_{ki} \frac{\cos(\alpha_k - \vartheta_{ki})}{\sin(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i})}.$$

Entwickelt man in einer Taylorschen Reihe nach  $\vartheta_{k,i}$  und  $\vartheta_{k+1,i}$  und berücksichtigt man wegen der vorausgesetzten Kleinheit der Drehwinkel  $\vartheta$  nur das lineare Glied der Entwicklung, so gelangt man zu folgender Darstellung für  $S_{ki}^l$  und  $S_{ki}^r$ :

$$\left. \begin{aligned} S_{ki}^l &= P_{ki} \left[ \frac{\cos \alpha_{k+1}}{\sin \Delta_k} + \vartheta_{ki} \frac{\cos \Delta_k \cos \alpha_{k+1}}{\sin^2 \Delta_k} - \vartheta_{k+1,i} \frac{\cos \alpha_k}{\sin^2 \Delta_k} \right] \\ S_{ki}^r &= P_{ki} \left[ \frac{\cos \alpha_k}{\sin \Delta_k} + \vartheta_{ki} \frac{\cos \alpha_{k+1}}{\sin^2 \Delta_k} - \vartheta_{k+1,i} \frac{\cos \Delta_k \cos \alpha_k}{\sin^2 \Delta_k} \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots (16)$$

Für die Verschiebungen  $v_{ki}^l$  und  $v_{ki}^r$ , Gl. (10) gelten jetzt die Gleichungen

$$v_{ki}^l = \frac{y_{ki} \cos(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i}) - y_{k+1,i}}{\sin(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i})}, \quad v_{ki}^r = \frac{y_{ki} - y_{k+1,i} \cos(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i})}{\sin(\Delta_k - \vartheta_{ki} + \vartheta_{k+1,i})},$$

die nach Entwicklung und Unterdrückung der Glieder höherer Kleinheitsordnung in die Beziehungen

$$\left. \begin{aligned} v_{ki}^l &= \frac{y_{ki} \cos \Delta_k - y_{k+1,i}}{\sin \Delta_k} + (\vartheta_{ki} - \vartheta_{k+1,i}) \frac{y_{ki} - y_{k+1,i} \cos \Delta_k}{\sin^2 \Delta_k} \\ v_{ki}^r &= (\vartheta_{ki} - \vartheta_{k+1,i}) \frac{y_{ki} \cos \Delta_k - y_{k+1,i}}{\sin^2 \Delta_k} + \frac{y_{ki} - y_{k+1,i} \cos \Delta_k}{\sin \Delta_k} \end{aligned} \right\} \dots \dots (17)$$

übergehen. Diese Grundbeziehungen genügen zunächst, um das Stabilitätsproblem des unversteiften und versteiften Tragwerks zu behandeln. Bestimmt man nun mit der  $\nu$ -fachen Belastung die Verdrehungswinkel  $\vartheta_k$  der  $r$  Scheiben, so erhält man  $r$  Gleichungen für die  $r$  Werte  $\vartheta_1, \vartheta_2, \dots, \vartheta_r$ . Ein stabiler Gleichgewichtszustand ist nur dann möglich, wenn die Determinante  $\Delta$  dieser Gleichungen von Null verschieden ist. Der Gleichgewichtszustand wird unsicher, wenn  $\Delta = 0$  ist. Mit der Gleichung  $\Delta = 0$  ist die Knickbedingung gefunden. Betrachtet man die Lasten sowie die Abmessungen des Tragwerkes als gegeben, so enthält die Gl.  $\Delta = 0$  nur mehr die Unbekannte  $\nu$ , die daraus bestimmt werden kann. Sie gibt den Sicherheitsgrad an; d. i. jene Zahl, mit der die tatsächliche Belastung vermehrt werden muß, um die Knickbelastung zu erhalten. Von den  $r$  Wurzeln  $\nu$  gilt die kleinste positive Wurzel. Es sei an dieser Stelle darauf aufmerksam gemacht, daß auch bei symmetrischem Tragwerk und symmetrischer Belastung der kritische Verformungszustand, der der kleinsten Wurzel  $\nu$  entspricht, unsymmetrisch sein kann, weshalb in allen Fällen alle  $r$  Gleichungen angesetzt werden müssen.

Der Gang der Stabilitätsuntersuchung schließt sich eng an die Berechnung der Stabkräfte und Momente, wie wir sie oben durchgeführt haben, an. Sie ist von dieser Rechnung eigentlich nur dadurch unterschieden, daß schon bei der Ermittlung der Ausdrücke für  $S_k^l$  und  $S_k^r$  und in weiterer Folge bei der Aufstellung der Gleichungen für die Verschiebungen  $y_k$  und  $v_k$  die Drehwinkel  $\vartheta$  in diesen Ausdrücken von Haus aus eintreten. Bestimmt man beim Gelenkfachwerk, also beim unversteiften Fachwerk, die Brüche  $\vartheta_k = \frac{v_k^l - v_k^r}{h}$ , so treten auf beiden Seiten dieser Gleichungen die Drehwinkel  $\vartheta$  auf. Man erhält daher bei  $r$  Scheiben  $r$  homogene Gleichungen mit den Unbekannten  $\vartheta$ , deren Beiwerte den Parameter  $\nu$  enthalten. Die Null gesetzte Determinante dieses Gleichungssystems liefert schließlich eine Gleichung  $r$ -ten Grades in  $\nu$ , deren kleinste Wurzel den Sicherheitsgrad  $\nu$  ergibt.

Beim versteiften Fachwerk ist der Rechnungsgang ähnlich. Man ersetzt vorerst in den Gl. (16)  $P_k$  durch  $P_k + C_k$  und berechnet mit den Werten  $S_k^l$  und  $S_k^r$  die Durchbiegungen  $y_k$  sowie  $v_k^l$  und  $v_k^r$ . Die in diesen Gleichungen auftretenden Produkte  $C\vartheta$  können vernachlässigt werden, da es sich zeigt, daß im weiteren Verlauf der Rechnung aus den Gliedern  $C\vartheta$  nur Glieder entspringen, die in  $\vartheta$  quadratisch sind. Die bis zu diesem Punkte gewonnenen Gleichungen entsprechen den Gl. (b') und (c) auf S. 821, sie enthalten aber außer den von  $P$  und  $C$  abhängigen Gliedern noch von den  $\vartheta$  abhängige Glieder. Bestimmt man weiters die Ausdrücke  $\vartheta = \frac{v_k^l - v_k^r}{h}$ , die der Gl. (d) auf S. 821 entsprechen, so enthält auch dieses Gleichungssystem außer den bereits in den Gl. (d) vorkommenden Ausdrücken

noch von  $\vartheta$  abhängige Glieder. Der nächste Schritt ist die Aussonderung der  $C$  mit Hilfe der Gl. (13) auf S. 819, wodurch neue Größen  $M$  in die Gleichungen eintreten. Die so gewonnenen Beziehungen entsprechen den Gl. (e) auf S. 821. Um auch die  $M$  aus diesen Gleichungen zu beseitigen, benützt man die Dreimomentengleichungen (14) auf S. 819, d. s. die Gl. (f) des obigen Beispiels. Man löst die Momentengleichungen zunächst nach  $M$  auf, so daß sich die Momente  $M$  als Funktionen der  $\vartheta$  darstellen und führt diese Ausdrücke der  $M$  in die Gl. (e) ein, womit ein Gleichungssystem von  $r$  Gleichungen gewonnen wird, das nur die Unbekannten  $\vartheta$  und den Parameter  $\nu$  enthält. Die Null gesetzte Determinante dieses Systems liefert schließlich die Knickbedingung, aus der die Sicherheit  $\nu$  als kleinste Wurzel einer Gleichung  $r$ -ten Grades in  $\nu$  errechnet werden kann.

Die Rechnung wurde an der oben im Beispiel vorgeführten Tonne sowohl für das versteifte als auch für das unversteifte Tragwerk durchgeführt und wurden für  $\nu$  folgende Werte gefunden:

$$\begin{array}{ll} \text{Für das unversteifte Tragwerk} & \nu = 0,84, \\ \text{für das durch } \underline{\text{I}} \text{ 18 versteifte Tragwerk} & \nu = 9,6. \end{array}$$

Die unversteifte Tonne ist, wenn alle Stäbe untereinander durch reibungslose Gelenke verbunden wären, nicht einmal imstande, die mit  $130 \text{ kg/cm}^2$  angenommene Belastung ohne auszuknicken zu tragen. Durch die Versteifung mit  $\underline{\text{I}}$ -Trägerringen steigt die Tragfähigkeit auf das 12-fache. Die Knicksicherheit ist dann für die vorgegebene Last 9,6fach.

## 95. Die offene und geschlossene Flechtwerkpyramide

### a) Die offene Fachwerkpyramide

Die  $n$ -seitige, oben offene Fachwerkpyramide ist statisch bestimmt, wenn sie am Fußring in  $n$  Linienlagern gelagert ist. (Siehe Abs. 93.)

Die Berechnung der offenen Flechtwerkpyramide kann ebenso wie die Berechnung der Flechtwerktonne auf die Untersuchung ebener Scheiben zurückgeführt werden. Man zerlegt

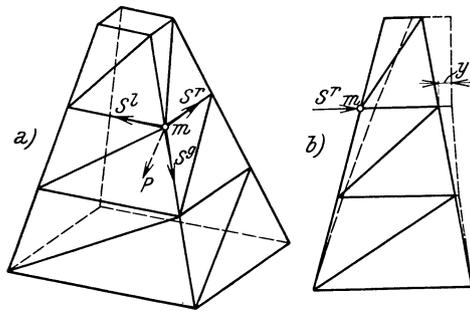


Abb. 877

zu diesem Zweck eine in  $m$  angreifende Last  $P$ , siehe Abb. 877 a), in eine Teilkraft  $S^s$ , die in die Richtung des Grades fällt, und in zwei weitere Teilkräfte  $S^l$  und  $S^r$  in der Richtung der in  $m$  anschließenden Ringstäbe.  $S^s$  wird durch den Grat unmittelbar ins Auflager geleitet.  $S^l$  und  $S^r$  belasten nur die beiden Scheiben, in deren Ebene sie liegen. Jede dieser beiden Scheiben stellt einen einseitig eingespannten Freitragler vor, der mit  $S^l$  bzw.  $S^r$  belastet ist. Stehen auch andere Grade unter Belastung, so treten in jeder Scheibe im allgemeinen zwei Belastungen  $S$  auf, die sich

algebraisch zu  $\bar{S}$  addieren. Der Berechnungsvorgang ist also im wesentlichen der gleiche wie bei der Flechtwerktonne, wobei es im Grunde gleichgültig bleibt, wie die Ausfachung der einzelnen Scheiben aussieht.

Auch die Berechnung der Formänderungen unter einer gegebenen Belastung erfolgt im wesentlichen in der gleichen Weise wie bei der Tonne. Man bestimmt für jede ebene Scheibe die aus den errechneten endgültigen Stabkräften entspringenden Durchbiegungen  $y$  mittels Verschiebungsplan, und setzt diese Verschiebungen zu den Verschiebungen  $v^l$  und  $v^r$  entweder zeichnerisch oder mit Hilfe der Formeln (10) zusammen. Unter den Verschiebungen  $y$  einer trapezförmigen Scheibe wollen wir hier die Durchbiegungen in der Richtung der Ringstäbe, d. s. die Pfosten der Scheibe, siehe Abb. 877 b), verstehen. Die  $v^l$  und  $v^r$  sind sonach die Verschiebungen der Eckpunkte in der Ringebene und die in den Formeln (10) auf S. 817 auftretenden Winkel  $\Delta$  beziehen sich auf die betreffenden Winkel des Ringpolygons.

Die Berechnung der Kräfte  $S^g$ ,  $S^l$  und  $S^r$  geschieht wie folgt: Zunächst zerlegt man  $P$ , das in einer lotrechten Gratebene wirken möge, in zwei Teilkräfte, in eine lotrechte  $P^v$  und eine wagrechte  $P^h$ . Siehe die Abb. 878. Die aus  $P^h$  folgenden Scheibenbelastungen  $S^l$  und  $S^r$  ergeben sich durch zeichnerische Zerlegung oder aus den Formeln

$$S^l = P^h \frac{l}{b}, \quad S^r = P^h \frac{r}{b}.$$

Die Abschnitte  $r$  und  $l$  sind bei unregelmäßiger Ringform verschieden. Bei regelmäßigen Ringpolygonen, wie z. B. in Abb. 878 ist  $r = l$ .

Für die aus  $P^v$  folgenden Teilkräfte gelten mit den Bezeichnungen der Abb. 878 die Formeln:

$$S^g = P^v \frac{s}{h}, \quad S^l = P^v \frac{l}{h}, \quad S^r = P^v \frac{r}{h},$$

so daß sich die gesamten aus  $P$  entspringenden Scheibenbelastungen schließlich zu

$$S^g = P^v \frac{s}{h}, \quad S^l = P^h \frac{l}{b} + P^v \frac{l}{h}, \quad S^r = P^h \frac{r}{b} + P^v \frac{r}{h} \dots \dots \dots (18)$$

ergeben.<sup>1)</sup>

Ordnet man einen versteifenden Ring in der obersten Ringebene an, so werden die Verformungen des Fachwerkes bedeutend ermäßigt und die Stabkräfte ausgeglichen. Die Berechnung eines so versteiften Turmfachwerkes gestaltet sich folgendermaßen, wobei auf die ganz analogen Darlegungen bei der Flechtwerktonne in Absatz 94 verwiesen wird: Man bestimmt zunächst, wie vor angegeben, die Verschiebungen  $y_k$  der oberen Endpunkte der einzelnen Scheiben unter der angegebenen Belastung. Ist der oberste Ring steif, so wird er in den Ecken auf das Fachwerk Gegenkräfte  $C_k$  äußern, die ihrerseits Verschiebungen  $y'_k$  in den Knoten des obersten Ringes hervorrufen.

Sind  $\bar{C}$  die Belastungen der einzelnen Scheiben infolge der  $C$ -Lasten des obersten Ringes, wobei die  $\bar{C}$  mit den  $C$  so zusammenhängen, wie die  $\bar{S}$  mit den  $P$ , so bestimme man zunächst für den Lastfall  $\bar{C}_k = 1$  — am besten mittels Verschiebungsplan — die Durchbiegungen  $y'$  der Scheiben  $k-1$ ,  $k$ ,  $k+1$  in der Höhe des obersten Ringes, wobei wir voraussetzen wollen, daß die Pyramide regelmäßig ist, daß also alle Scheiben die gleichen Abmessungen besitzen. Abb. 879. Ferner ist folgendes zu beachten: Unter  $\bar{C}_k = 1$  wird nur die Scheibe  $k$  in Spannung versetzt. Wir bezeichnen die Enddurchbiegung  $y'$  dieser Scheibe infolge  $\bar{C}_k = 1$  mit  $\alpha$ . Da aber die Gurte  $k-1$ ,  $k$  der  $k$ -ten Scheibe gleichzeitig Gurte der Nachbarscheiben sind, so biegen sich auch diese Scheiben bei dem Lastzustand  $\bar{C}_k = 1$  in ihrer Ebene aus. Die Durchbiegungen dieser beiden Scheiben sind gleich, wir bezeichnen sie mit  $\beta$ .<sup>2)</sup>

Umgekehrt folgt aus dieser Überlegung, daß auf die Durchbiegung der  $k$ -ten Scheibe nicht nur die Belastung  $\bar{C}_k$ , sondern auch die Lasten  $\bar{C}_{k-1}$  und  $\bar{C}_{k+1}$  Einfluß haben und ergibt sich schließlich für  $y'$ , d. i. die Durchbiegung der  $k$ -ten Scheibe, die Formel

$$y'_k = -\beta \bar{C}_{k-1} + \alpha \bar{C}_k - \beta \bar{C}_{k+1} \dots \dots \dots (19)$$

<sup>1)</sup> Fällt  $P^h$  nicht in die lotrechte Gratebene, wie oben angenommen, dann sind zur Berechnung von  $S^l$  und  $S^r$  die Formeln (6) und (6') zu benutzen.

<sup>2)</sup> Die Durchbiegung  $\beta$  der Scheibe  $k-1$  z. B. ist eine Folge der Verlängerung des Gurtes  $k-1$  bei Belastung der Scheibe  $k$  durch  $\bar{C}_k = 1$ .

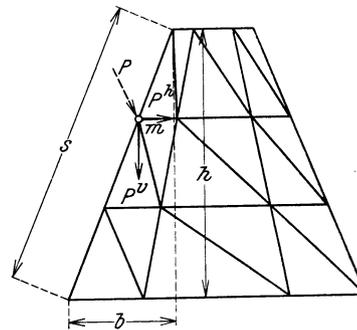


Abb. 878

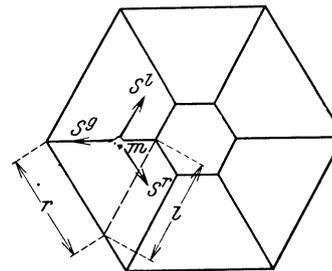
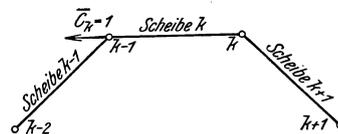


Abb. 879



Man vergleiche diese Formel mit Formel (15) auf S. 820. Im allgemeinen wird es sich auch erweisen, daß  $\alpha$  etwa zweimal so groß wie  $\beta$  ist. Die Richtung der angenommenen Widerstände  $C$  ist grundsätzlich beliebig. Es empfiehlt sich die  $C$  so wie in Absatz 94 (Gl. 13) untereinander parallel und gleichgerichtet mit der Symmetrieachse der Belastung anzunehmen. Der weitere Rechnungsgang ist der gleiche wie bei der Flechtwerktonne. Sind die von der Belastung herrührenden  $y_k$  und die Durchbiegungen  $\alpha$  und  $\beta$  berechnet, so lassen sich die  $v_k^l$  und  $v_k^r$  und damit die Drehwinkel  $\vartheta_k$  als Funktionen der  $\bar{C}_k$  und damit als Funktion der Widerstände  $C_k$  darstellen. Nun ersetzt man in diesen Ausdrücken für  $\vartheta_k$  die  $C_k$  mittels der Gl. (13) auf S. 819 durch die  $M_k$ , das sind die gesuchten Eckmomente im Ring, und führt die so gewonnenen Beziehungen zwischen  $\vartheta_k$  und den Momenten  $M_k$  in die Dreimomentengleichungen (14) ein. Man erhält so ein System zyklischer Gleichungen, deren Zahl  $n$  beträgt, wenn  $n$  die Stabzahl im Ring ist. Beziffert man die Ringecken mit 1, 2, ...,  $n$ , so ist bei der Anschreibung der Gl. (13) und (14) zu beachten, daß  $M_1 = M_{n+1}$  ist. Aus den gewonnenen  $n$  Gleichungen können die  $n$  Unbekannten  $M_k$  und damit die  $C_k$  ermittelt werden. Faßt man schließlich die  $C_k$  als Belastung des Gelenkfachwerkes auf, so liefert die Stabkraftermittlung jene zusätzlichen Stabkräfte im Fachwerk, die, zu den von der äußeren Belastung im Gelenkfachwerk hervorgerufenen Stabkräften hinzugefügt, die endgültigen Stabkräfte im versteiften Tragwerk ergeben.

**b) Die geschlossene Flechtwerkpyramide (Turmdach)**

Wie setzen voraus, daß das Flechtwerk statisch bestimmt gelagert ist, und zwar in der Weise, daß drei Ecken des Fußringes mit Linienlagern ausgestattet sind, während die übrigen Ecken Pendellager haben. Dieses Raumsystem ist statisch bestimmt, wie aus den Erörterungen auf S. 810 hervorgeht. Die Berechnung geschieht mit Hilfe des Verfahrens der Ersatzstäbe. Siehe S. 809. Bei einer  $n$ -seitigen Pyramide sind an der Spitze  $n-3$  Stäbe  $Z_1, Z_2, \dots, Z_{n-3}$  auszuschalten und dafür am Fußring aus den  $n-3$  Pendellagern  $n-3$  Linienlager durch Hinzufügung von  $n-3$  Ersatzstäben zu machen. Das Ersatzsystem ist die vorangehend erörterte offene Flechtwerkpyramide, deren Berechnung leicht durchzuführen ist. Wir zeigen die verhältnismäßig einfache Rechnung an einer 6-seitigen 5-geschossigen Turmpyramide, deren Abmessungen aus Abb. 880 zu entnehmen sind.

**Beispiel:** Um die Rechnung möglichst kurz zu gestalten, wird der in Abb. 880 a) eingetragene vereinfachte Belastungsfall zugrunde gelegt. Die Knoten der Grate 2 und 3 sind mit den wagrechten und senkrecht zum Ringstab 2—3 stehenden Lasten  $W_1$  bis  $W_4$  belastet. Das vorgelegte Tragwerk ist an der Spitze mit 6 Stäben geschlossen und enthält am Fußring 3 Pendellager und 3 Linienlager. Um ein statisch bestimmtes Ersatzsystem zu gewinnen, schaltet man jeden zweiten der im Scheitel zusammentreffenden Stäbe aus und fügt als Ersatzstäbe die wagrechten Auflagerstäbe  $E_1, E_2, E_3$ , hinzu. Siehe Abb. 880 b). Das System entspricht jetzt der oben unter a) behandelten offenen Flechtwerkpyramide. Die zunächst unbekanntes Stabkräfte in den beseitigten Scheitelstäben sind mit  $Z_1, Z_2, Z_3$  bezeichnet, so daß die Stabkräfte im gegebenen System durch die Gleichung

$$S = S_0 + S' Z_1 + S'' Z_2 + S''' Z_3 \dots \dots \dots (a)$$

festgelegt sind. Über die Bedeutung von  $S_0, S' \dots$  siehe S. 809.

Bestimmung der Stabkräfte  $S_0$  im Ersatzsystem.

Allgemein gilt für die Scheibenkräfte  $S$  in jeder Ringebene, siehe Abb. 880 c)

$$S_2^l = 1,155 W, \quad S_2^r = 0,577 W, \quad S_3^l = 0,577 W, \quad S_3^r = 1,155 W,$$

daher Belastung der Scheiben:

$$\bar{S}_{1-2} = 1,155 W, \quad \bar{S}_{2-3} = -0,577 W + 0,577 W = 0, \quad \bar{S}_{3-4} = -1,155 W.$$

Alle übrigen Scheiben sind unbelastet.

Mit  $1,155 W$ , wobei  $W_1 = 0,11 t, W_2 = 0,23 t, W_3 = 0,34 t, W_4 = 0,45 t$  angenommen wurde, ergeben sich die Knotenlasten für die beiden gleich belasteten Scheiben 1—2 und 3—4 zu:

$$\bar{S}_1 = 0,13 t, \quad \bar{S}_2 = 0,26 t, \quad \bar{S}_3 = 0,39 t, \quad \bar{S}_4 = 0,52 t.$$

In Abb. 880 d) ist der Kräfteplan für eine Scheibe gezeichnet.

Bestimmung der Stabkräfte  $Z_1, Z_2, Z_3$ .

Die Belastung  $Z = 1$ , siehe Abb. b), erzeugt nur in den Graten  $G_1, G_2, G_4$  und  $G_6$  Spannkraften.  $G_3, G_5$  und alle Füllstäbe sind spannungslos. Die zeichnerische Zerlegung liefert

$$G_1 = +1 \text{ t}, \quad G_2 = -0,67 \text{ t}, \quad G_4 = +0,33 \text{ t}, \quad G_6 = -0,67 \text{ t} \dots \dots \dots (b)$$

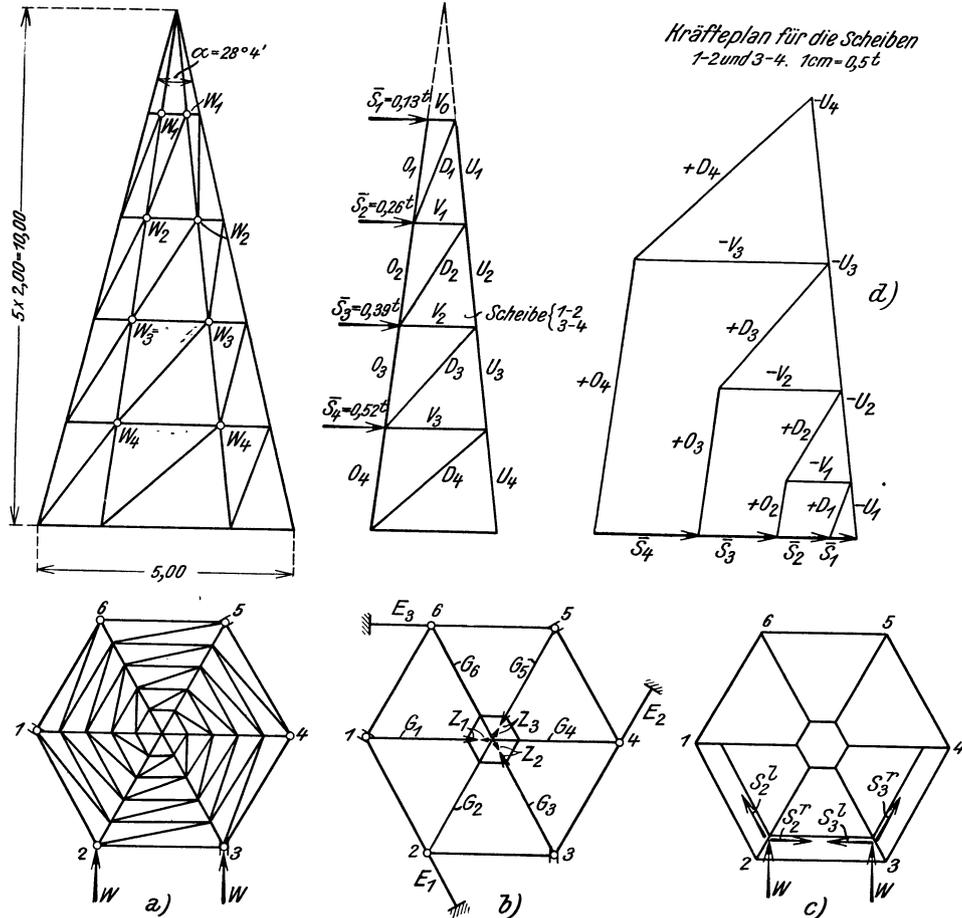


Abb. 88o

Die in Punkt 1 des Fußringes angreifende Gratkraft  $G_1$  hat eine wagrechte Teilkraft  $G_1 \sin \frac{\alpha}{2}$ , wenn  $\alpha$  den Öffnungswinkel an der Pyramidenspitze bedeutet. Diese Kraft erzeugt im Fußringstab  $\overline{1-2}$  die Stabkraft  $-G_1 \sin \frac{\alpha}{2}$ . In Punkt 2 erzeugt  $G_2$  im Ersatzstab  $E_1$  die Stabkraft  $G_2 \sin \frac{\alpha}{2}$  und da  $\overline{1-2}$  als Last  $E_1 = -G_1 \sin \frac{\alpha}{2}$  hervorruft, so ist die gesamte Spannung  $E_1'$  im Ersatzstab  $E_1$  unter  $Z = 1$ :

$$E_1' = (-G_1 + G_2) \sin \frac{\alpha}{2} = -1,66 \cdot 0,242 = -0,40 \text{ t}; \dots \dots \dots (c)$$

Durch ähnliche einfache Überlegungen findet man den Einfluß von  $Z_1 = 1$  auf die Ersatzstäbe  $E_2$  und  $E_3$ , und zwar

$$\left. \begin{aligned} E_2' &= G_4 \sin \frac{\alpha}{2} = +0,33 \cdot 0,242 = +0,08 \text{ t}, \\ E_3' &= G_6 \sin \frac{\alpha}{2} = -0,67 \cdot 0,242 = -0,16 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (c)$$

Durch cyklische Vertauschung der Zeiger in den Gleichungen (c) findet man den Einfluß der Belastungen  $Z_2 = 1$  bzw.  $Z_3 = 1$  auf die Ersatzstäbe. Man gewinnt so:

$$\left. \begin{aligned} \text{für } Z_2 = 1: & E_1'' = -0,16 \text{ t}, & E_2'' = -0,40 \text{ t}, & E_3'' = +0,08 \text{ t}, \\ \text{für } Z_3 = 1: & E_1''' = +0,08 \text{ t}, & E_2''' = -0,16 \text{ t}, & E_3''' = -0,40 \text{ t}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (c')$$

Die Belastung  $W$  entlang den beiden Graten 2 und 3 ruft in den 3 Ersatzstäben die Stabkräfte  $E_1^0, E_2^0, E_3^0$  hervor. Ihre Ermittlung gestaltet sich sehr einfach. Die gesamte wagrechte Auflagerkraft der Scheibe 1—2, d. i.  $\bar{S}_1 + \bar{S}_2 + \bar{S}_3 + \bar{S}_4 = 1,30 \text{ t}$ , wird, wie man ohne weiteres einsieht, von  $E_1$  aufgenommen und ebenso wird die gesamte wagrechte Auflagerkraft der Scheibe 3—4 von  $E_2$  aufgenommen. Man erhält daher

$$E_1^0 = + 1,30 \text{ t}, \quad E_2^0 = - 1,30 \text{ t}, \quad E_3^0 = 0. \quad \dots \dots \dots (d)$$

Zur Ermittlung von  $Z_1, Z_2, Z_3$  hat man daher die Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} 1,30 - 0,40 Z_1 + 0,08 Z_2 - 0,16 Z_3 &= 0, \\ - 1,30 - 0,16 Z_1 - 0,40 Z_2 + 0,08 Z_3 &= 0, \\ + 0,08 Z_1 - 0,16 Z_2 - 0,40 Z_3 &= 0, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (e)$$

deren Auflösung

$$Z_1 = + 1,80 \text{ t}, \quad Z_2 = - 3,60 \text{ t}, \quad Z_3 = + 1,80 \text{ t}$$

liefert. In den Graten treten daher zu den aus dem Kräfteplan für die Scheiben 1—2 und 3—4 folgenden Kräften noch die nachstehenden Zusatzkräfte:

Grat:	$G_1$	$G_2$	$G_3$	$G_4$	$G_5$	$G_6$
von $Z_1$	+ 1,80	- 1,20	0	+ 0,60	0	- 1,20 t
von $Z_2$	0	+ 2,40	- 3,60	+ 2,40	0	- 1,20 t
von $Z_3$	0	+ 0,60	0	- 1,20	+ 1,80	- 1,20 t
insgesamt	+ 1,80	+ 1,80	- 3,60	+ 1,80	+ 1,80	- 3,60 t

Führt man die gleiche Rechnung durch für den Fall, daß die Lasten  $W$  in den Punkten 1 und 2 angreifen und senkrecht zu den Ringstäben 1—2 gerichtet sind, so findet man zum Unterschiede von vorher, daß

$$E_1^0 = E_2^0 = E_3^0 = 0,$$

so daß auch  $Z_1 = Z_2 = Z_3 = 0$  wird, da die Determinante der Gl. (e) von Null verschieden ist. Für diesen Lastangriff verhält sich die geschlossene Pyramide so wie die oben offene.

## 96. Die Schwedlerkuppel und die Scheibenkuppeln

### a) Die Schwedlerkuppel

Die Schwedlerkuppel läßt sich geschoßweise in ähnlicher Art berechnen wie die offene Flechtwerkpyramide.<sup>1)</sup> Wir bezeichnen die Stabkräfte in den Ringstäben, Streben und Rippen im obersten Geschoß mit  $R, D, G$ , im folgenden Geschoß mit  $R', D', G'$  usw. Siehe Abb. 881a). Die Berechnung des obersten Geschosses erfolgt nun in der gleichen Weise wie im vorangehenden Absatz 95. Man bestimmt die Belastung  $S'$  und  $S^r$  der einzelnen Scheiben, sowie die in die Rippenrichtung fallende Last  $S^g$  nach den Formeln (18), Abb. 881b), und berechnet damit scheinweise die Stabkräfte  $R, D, G$  des obersten Geschosses.

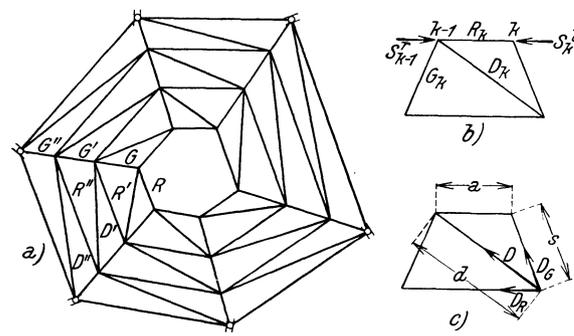


Abb. 881

Im zweiten Geschoß greifen außer den Knotenlasten  $P'^h$  und  $P'^v$  noch die jetzt bekannten Stabkräfte  $D$  und  $G$  des obersten Geschosses an. Aus  $P'^v$  und  $P'^h$  folgen gemäß (18) wieder die Lasten  $S'^g, S'^l$  und  $S'^r$  und es kommt nur darauf an, auch  $D$  und  $G$  in Kräfte  $S'^g, S'^l$  und  $S'^r$  zweckmäßig zu zerlegen. Man zerlegt zu diesem Ende die Stabkraft  $D$  in ihrem unteren Endpunkte auf die in Abb. 881c) dargestellte Weise in eine Teilkraft in Richtung des Ringstabes und in eine Teilkraft in Richtung des Grates. Es ist dann

$$D_R = D \frac{a}{d} \quad \text{und} \quad D_G = D \frac{s}{d}. \quad \dots \dots \dots (19)$$

<sup>1)</sup> Siehe Müller-Breslau: Die neueren Methoden der Festigkeitslehre. 4. Aufl., Leipzig 1923.

Fügt man  $D_R$  zu  $S^l$  und  $D_G$  zu  $S^g$  hinzu, so sind die Scheibenbelastungen für das zweite Geschoß bekannt und es können die Stabkräfte  $R'$ ,  $D'$  und  $G'$  scheinweise ermittelt werden. In der gleichen Weise schreitet man bis zum Fußring fort.

Es ergeben sich daher, zusammengefaßt, folgende allgemeine Formeln für die Scheibenbelastungen  $S^g$ ,  $S^l$ ,  $S^r$ , wobei wegen der Bezeichnungen auf Abb. 882 hingewiesen sei. Die Lasten wirken in den lotrechten Gratebenen.

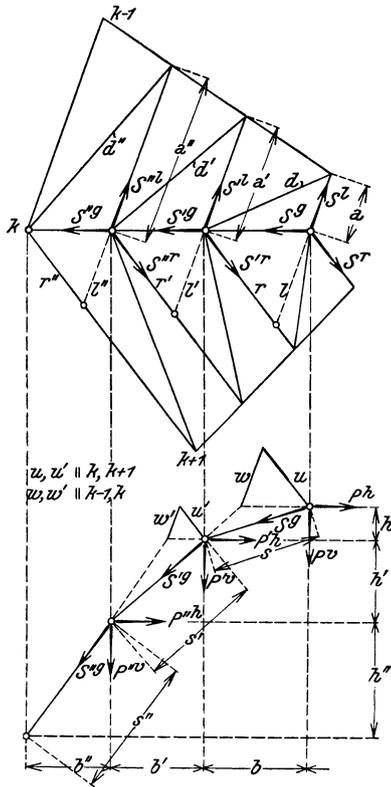


Abb. 882

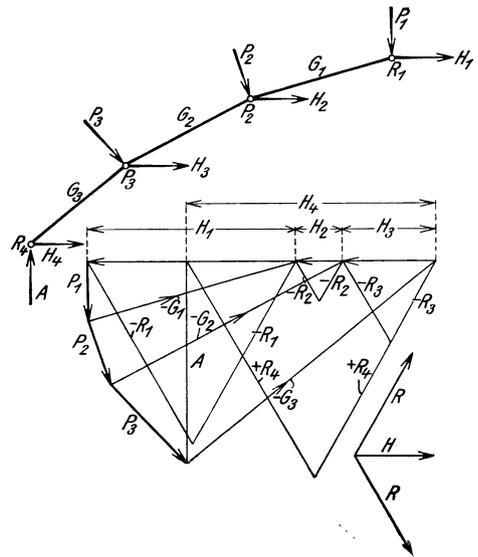


Abb. 883

Oberstes Geschoß:

$$S^g = P^v \frac{s}{h}, \quad S^l = P^h \frac{l}{b} + P^v \frac{l}{h}, \quad S^r = P^h \frac{r}{b} + P^v \frac{r}{h} \dots \dots \dots (20)$$

Zweites Geschoß:

$$\left. \begin{aligned} S^l g &= P^l v \frac{s'}{h'} + \left( \frac{G}{s} + \frac{D}{d} \right) \frac{h}{h'} s' \\ S^l l &= P^l h \frac{l'}{b'} + P^l v \frac{l'}{h'} + \left( \frac{G}{s} + \frac{D}{d} \right) w + \frac{D}{d} a \\ S^l r &= P^l h \frac{r'}{b'} + P^l v \frac{r'}{h'} + \left( \frac{G}{s} + \frac{D}{d} \right) u \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (21)$$

Drittes Geschoß:

$$\left. \begin{aligned} S'' g &= P'' v \frac{s''}{h''} + \left( \frac{G'}{s'} + \frac{D'}{d'} \right) \frac{h'}{h''} s'' \\ S'' l &= P'' h \frac{l''}{b''} + P'' v \frac{l''}{h''} + \left( \frac{G'}{s'} + \frac{D'}{d'} \right) w' + \frac{D'}{d'} a' \\ S'' r &= P'' h \frac{r''}{b''} + P'' v \frac{r''}{h''} + \left( \frac{G'}{s'} + \frac{D'}{d'} \right) u' \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

usw.

In dem besonderen Fall, wo bei einer regelmäßigen Schwedlerkuppel alle Lasten zentrisch symmetrisch, also in den Gratebenen wirken, und jede Rippe in der gleichen Weise belastet ist, sind alle Streben spannungslos. Die Ermittlung der Stabkräfte in den Graten und Ringen ist dann sehr einfach. Da alle Ringstäbe gleiche Spannkraft erhalten, so fällt die wagrechte Mittelkraft  $H$  aus den beiden am Sparren zusammenstoßenden

Ringstäben in die Sparrenebene. Man bestimmt daher mittels Kräfteplan, wie in Abb. 883 dargestellt, die Mittelkräfte  $H$  und Sparrenkräfte  $G$  und zerlegt dann für jedes Geschoß  $H$  in die Teilkräfte  $R$ , womit Sparren- und Ringkräfte gefunden sind.

#### Näherungsberechnung nach Schwedler

Wir schließen an diese Bemerkungen den Berechnungsgang, den Schwedler für die Ermittlung der Stabkräfte in den von ihm ausgeführten flachen Kuppeln angegeben hat. Schwedler berücksichtigt nur lotrechte Lasten. Eigengewicht, Schnee, lotrechte

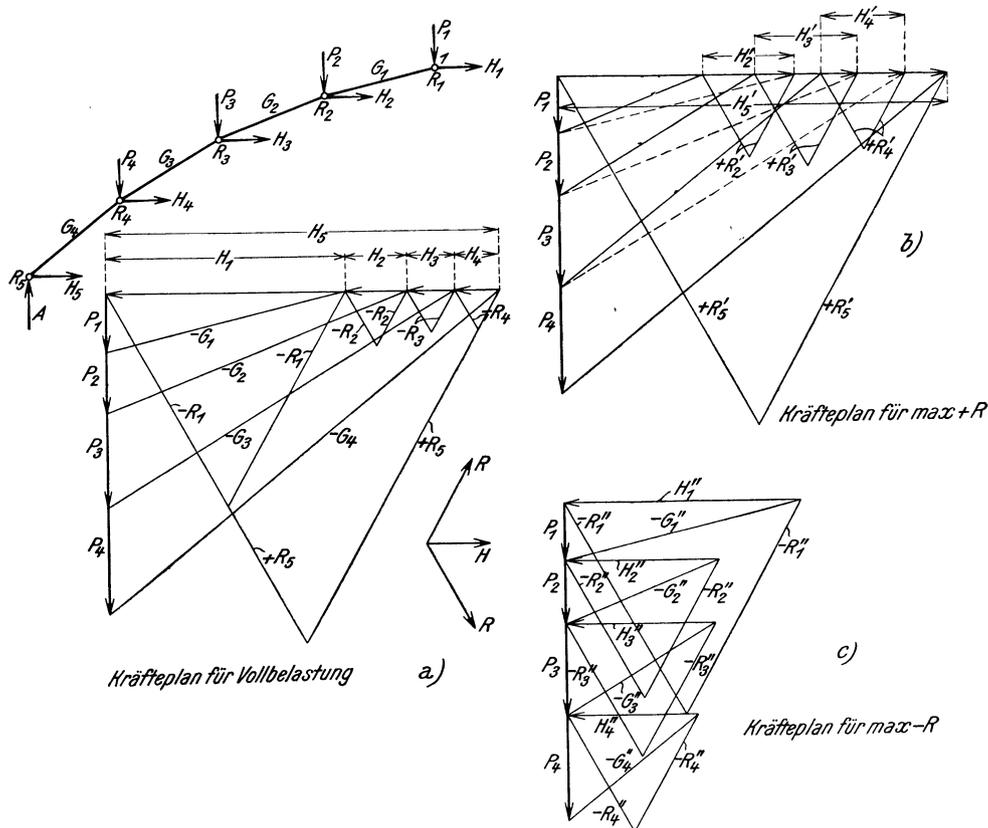


Abb. 884

Windkomponente werden als gleichmäßig über die Grundrißfläche verteilte lotrechte Lasten angenommen, wobei entweder Vollbelastung der ganzen Kuppelfläche oder geschoßweise, aber geschlossene ringförmige Belastung in Rechnung gezogen wird.

i. Sparrenkräfte. Die Sparrenkräfte werden zu Größtwerten, wenn alle Ringzonen voll belastet sind. Die Stabkraftermittlung erfolgt daher zeichnerisch nach Abb. 884a). Sämtliche Sparrenteile sind gedrückt.

Ringstäbe. Positive Größtwerte (Zug) der Ringstabkräfte  $\max + R$  für die zufällige Last (Schnee und Wind) erhält man, wenn man für den betrachteten Ring nur die nach innen liegenden ringförmigen Zonen bis zum Laternenring voll belastet denkt. Die eigene Zone, sowie die weiteren nach außen liegenden Zonen müssen unbelastet sein. Beginnt man beim Laternenring  $R_1$ , so ergibt sich für diesen die Stabkraft  $R_1 = 0$ , weil er nicht belastet sein darf. Für den Ring  $R_2$  muß hingegen Ring  $R_1$  belastet sein, während alle anderen Ringe unbelastet sind. Der für diese Belastung gezeichnete Kräfteplan, siehe Abb. 884b), liefert die Horizontalkraft  $H'_2$ , der die Ringkräfte  $R'_2 = \max + R_2$  entsprechen. Für Ring  $R_3$  sind nur die Ringe  $R_1$  und  $R_2$  belastet zu denken. Dieser Lastanordnung ent-

spricht eine Horizontalkraft  $H'_3$ , zu der die größten positiven Ringstabkräfte  $R'_3 = \max + R_3$  gehören usw. In Abb. 884b) ist die Ermittlung der Kräfte  $H'$  und  $R'$  für alle Ringe durchgeführt, wobei die Lasten  $P$  des Vergleiches wegen genau so groß angenommen wurden wie in Abb. 884a).

Negative Größtwerte (Druck) der Ringstabkräfte  $\max - R$  erhält man für jene Belastung, die die Belastung zur Erzeugung der größten Zugkräfte in den Ringstäben zur Vollbelastung ergänzt. Es sind also die fragliche Ringzone sowie die nach außen anschließenden Ringzonen zu belasten, während die nach innen gelegenen Ringzonen unbelastet bleiben.  $\max - R_1$  gewinnt man sonach für Vollbelastung der Kuppel;  $H''_1$  stimmt sonach mit  $H_1$  überein.  $\max - R_2$  erhält man, wenn alle Ringzonen, ausgenommen  $R_1$ , belastet sind usw.<sup>1)</sup> Der Kräfteplan Abb. 884c) zeigt die Ermittlung der zu diesen Laststellungen gehörenden Horizontalkräfte  $H''$ , aus denen durch Zerlegung nach den Richtungen der Ringstäbe die  $\max - R$  hervorgehen.

Die Diagonalen erhalten Größtwerte der Spannkkräfte  $\max D$ , wenn von den beiden Sparren, die das betreffende Strebenfeld begrenzen, der eine Sparren möglichst wenig, der andere möglichst stark belastet ist. Aufgabe der Streben ist es dann, den Spannungsunterschied von Sparren zu Sparren zu übertragen. Ist  $G_g$  die Sparrenkraft vom Eigengewicht,  $G_g + G_p$  die von Eigengewicht und Nutzlast (Schnee + Wind), so ist die zu übertragende Differenzkraft  $G_g + G_p - G_g = G_p$  und daher die Streben-  
spannung annähernd

$$\max D \approx \frac{G_p}{\cos \gamma}, \dots \dots \dots (23)$$

wobei  $\gamma$  der wirkliche Winkel ist, den  $D$  mit den Sparren einschließt (Abb. 885).

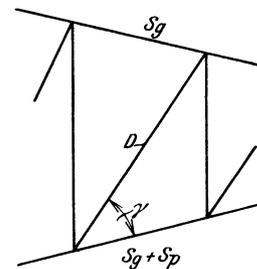


Abb. 885

Die vorstehend dargelegte Berechnungsmethode liefert reichlich sichere Querschnitte. Bei der Ausführung ist darauf zu achten, daß Sparren und Ringe möglichst große Steifigkeit in lotrechtem Sinne erhalten, um die Verformungen der Kuppel in engere Grenzen zu zwingen. Der tatsächliche Spannungszustand ist in derartig berechneten und ausgeführten Schwedlerkuppeln bei größerer Seitenzahl der Ringe, von etwa  $n = 12$  angefangen, von dem errechneten stark verschieden, doch haben sich diese Kuppeln in zahlreichen Ausführungen bestens bewährt, weshalb das Schwedlersche Berechnungsverfahren, insofern man Schwedlerkuppeln überhaupt noch ausführt, immer noch angewendet wird.

**b) Die Scheibenflechtwerke**

Wie wir bereits in Absatz 93 betont haben, läßt sich die Berechnung des Scheibenflechtwerkes auf die Berechnung einer Schwedlerkuppel zurückführen. Wir betrachten zu diesem Zwecke eine vierseitige Scheibenkuppel, wie sie in Abb. 886 dargestellt ist.

Man denke sich in jeder der ebenen Scheiben, die das vorliegende Flechtwerk bilden, sämtliche Streben durch eine einzige ersetzt. Es entsteht hierdurch eine vierseitige Schwedlerkuppel. Die Berechnung des Tragwerkes geschieht nun wie folgt:

1. Die Lasten greifen nur in den Knotenpunkten der Ersatzkuppel, d. i. also in den Knoten der vier Grate, die wir als Hauptknotenpunkte bezeichnen, an. Man berechnet zunächst sämtliche Grat-, Ring- und Diagonalstäbe  $E$  dieser Schwedlerkuppel nach den Regeln und Formeln des vorangehenden Absatzes a) und fügt hinzu die Zusatzspannungen, die durch die eben berechneten Diagonalstabkräfte  $E$  in die Stäbe jener ebenen Scheibe gelangen, der sie angehören. Man hat also z. B. die Stabkräfte in der Scheibe  $abcd$  mit der ursprünglichen Ausfachung unter der Belastung mit den beiden Knotenlasten  $E$  zu

<sup>1)</sup> Da aber die außenliegenden Lasten ohne Einfluß auf  $R_1$  sind, so kann die Regel auch in der Form ausgesprochen werden: Man erhält  $\max - R_k$  wenn nur der  $k$ -te Ring belastet ist.

bestimmen, wodurch die tatsächlichen Strebenkräfte dieser Scheibe und die Zusatzkräfte in den Gratstäben  $ab$  und  $cd$  sowie in den Ringstäben  $bc$  und  $ad$  gefunden werden, die schließlich zu den zuerst gefundenen Grat- und Ringstabkräften der Schwedlerkuppel hinzuzufügen sind. Damit sind die tatsächlichen Stabkräfte in allen Stäben des vorgegebenen Scheibenflechtwerkes bekannt.

2. Die Lasten greifen in den Zwischenknoten der Scheiben an. Man zerlegt dann jede

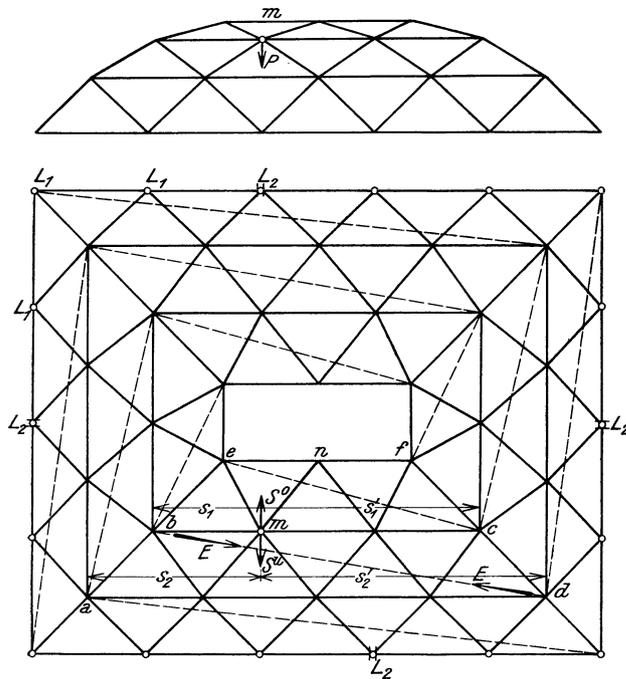


Abb. 886

solche Last in drei Teilkräfte, wovon die eine in die Richtung des Ringstabes fällt, die beiden anderen senkrecht zum Ringstab stehen und in den Ebenen der beiden Scheiben wirken, denen der Knotenpunkt gemeinsam ist. Die erstgenannte Teilkraft wird nun unmittelbar durch den Ringstab in die Hauptknoten geleitet. Die beiden anderen Teilkräfte, die wir mit  $S^o$  und  $S''$  bezeichnen, belasten die beiden in Betracht kommenden ebenen Scheiben und werden durch diese in die Hauptknotenpunkte nach dem Hebelgesetz eingetragen. Die von diesen Lasten hervorgerufenen Stabkräfte im Scheibenflechtwerk können nun genau nach dem unter 1 angegebenen Verfahren bestimmt werden. Hinzuzufügen sind dann nur noch die Stabkräfte, wie sie in jeder ebenen Scheibe als ebenes Zwischensystem durch die Teilkräfte  $S$  entstehen. Greift z. B. im Punkte  $m$  (siehe Abb. 886) eine

lotrechte Last  $P$  an, die zwei Teilkräfte  $S^o$  und  $S''$  hat, die in die Ebenen des obersten bzw. mittleren Geschosses fallen, so liefert  $S^o$  im Knoten  $b$  und  $c$  die Lasten

$$S^o \frac{s_1}{s_1 + s'_1} \quad \text{und} \quad S^o \frac{s'_1}{s_1 + s'_1}$$

und ebenso  $S''$  in den Knoten  $a$  und  $d$  die Lasten

$$S'' \frac{s_2}{s_2 + s'_2} \quad \text{und} \quad S'' \frac{s'_2}{s_2 + s'_2},$$

die parallel mit  $S^o$  bzw.  $S''$  anzunehmen sind.<sup>1)</sup> Mit diesen in den Hauptknoten wirkenden Lasten berechnet man nach dem unter 1 dargelegten Vorgang alle Stabkräfte des Scheibenflechtwerkes. Außerdem bestimmt man die Stabkräfte in den beiden ebenen Fachwerkbalken, denen der Knoten  $m$  gemeinsam ist, unter der Belastung  $S^o$  bzw.  $S''$  und fügt die so gefundenen Stabkräfte zu den zuerst gefundenen Stabkräften hinzu.

Es sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß der Laternenring eigentlich keine Zwischenknoten enthalten soll, da solche Knotenpunkte gegenüber beliebigem Lastangriff nicht stabil sind, da sie ja nur ebene Knoten sind. Werden solche Zwischenknoten dennoch vorgesehen, so sind sie durch einen in lotrechter Ebene steifen Laternenring zur Aufnahme beliebig gerichteter Kräfte geeignet zu machen.

Der lotrechte Anteil einer z. B. in  $n$  angreifenden Last  $P$  wird dann durch den steifen Ringteil nach den Hauptknoten  $e$  und  $f$  übertragen, während der in die Flechtwerkscheibe fallende Anteil der Last  $P$  von der Scheibe in das Raumtragwerk geleitet wird.

<sup>1)</sup> Diese Aufteilung auf die Hauptknoten ist nur näherungsweise richtig.

Hinsichtlich der Steifigkeit der Scheibenflechtwerke gilt im wesentlichen das beim Tonnenflechtwerk dargelegte, da ja ein solches Tragwerk sich ähnlich wie ein Tonnenflechtwerk verhält. Es wird daher in der Regel notwendig sein, steife Rippen, die quer zu den Ringen laufen, anzuordnen, wobei man die Steifigkeit dieser Ringe nach der notwendigen Steifigkeit für eine Tonne ähnlicher Querschnittsform beurteilen wird, wozu die Angaben im Absatz 94 ausreichen dürften.

## 97. Die Sparrenkuppel

Zu den in den letzten Jahrzehnten am häufigsten zur Ausführung gelangten Kuppelkonstruktionen gehört die bereits in Absatz 93 kurz besprochene Sparrenkuppel, da ihre

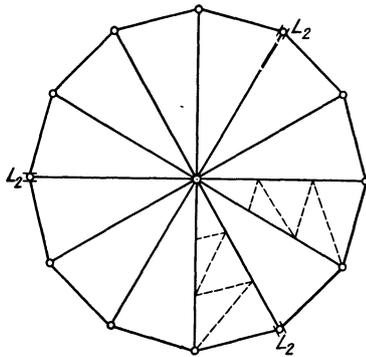
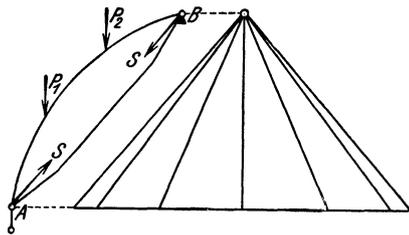
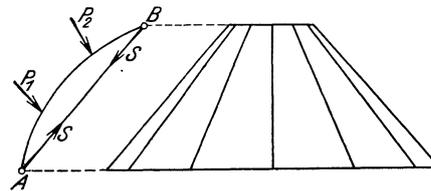
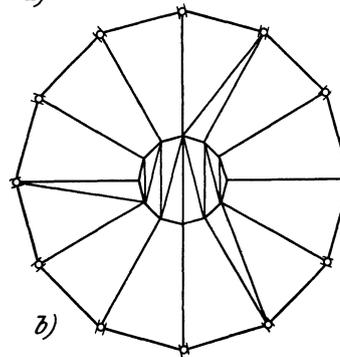


Abb. 887



a)



b)

Abb. 888

Berechnung einfach ist und zum Unterschied von den bisher behandelten Raumfachwerken, die tatsächlichen Spannungsverhältnisse richtig wiedergibt. Allerdings hat man sich bei den meisten Ausführungen keine Rechenschaft über die räumliche Zusammenwirkung der einzelnen Sparren gegeben, die Sparren wurden vielmehr wie Scheiben von ebenen Dreigelenkbogen behandelt und berechnet.

Als Raumfachwerk betrachtet, bildet die Sparrenkuppel ein bei passender Lagerung statisch bestimmtes Pyramidenflechtwerk. Ist die Basis der Pyramide ein  $n$ -seitiges Polygon, so sind alle Lager lotrecht zu stützen und außerdem sind 3 Punkte noch in wagrechter Richtung festzuhalten, so daß  $n-3$  Pendel- und 3 Linienlager vorzusehen sind. In der Regel wird man die Linienlager so anordnen, daß die wagrechten Auflagerkräfte in die Tangentenrichtung des unterstützenden Mauerwerkes fallen, um ungünstige Beanspruchungen des Mauerwerkes zu vermeiden, Abb. 887. Die Sparren selbst stellen biegesteife Scheiben beliebiger Umrißform vor, die in radialen Ebenen liegen. Sie können als Fachwerkscheiben oder auch als biegesteife Stäbe ausgeführt werden.

Die Berechnung geht in der Weise vor sich, daß man die einzelnen Sparrenscheiben als Balken auf zwei Stützen aufbaut, mit einem Pendellager (lotrechte Stützung) am unteren Ende, Punkt A, und einem festen Lager am Scheitel, Punkt B. Abb. 887. Die Balkenaullagerkraft wird unmittelbar von der Unterstützung aufgenommen, während die Auflagerkraft bei B das Raumtragwerk, das aus Sparren und Fußring besteht, belastet.

Diese Scheitellast erzeugt in allen Sparren Längskräfte  $S$ , die in den ebenen Scheiben Spannungen hervorrufen, die zu den Spannungen hinzuzufügen sind, die in der als Balken aufgefaßten Scheibe durch die Lasten in den Zwischenknoten entstehen.

Die Zerlegung der Sparrenlasten  $P$  in die beiden oben angeführten Teilkräfte bei  $A$  und  $B$ , um die Knotenlasten des Raumfachwerkes zu gewinnen, ist zunächst willkürlich und auch nicht ganz einwandfrei. Der Fehler, der unter Umständen hierbei begangen werden kann, ist aber gering, so daß ein solcher Fehler mit Rücksicht auf die aus dieser Art Zerlegung hervorgehende einfache Berechnungsweise des Raumtragwerkes in Kauf genommen werden kann.

Um auch Kräfte in Zwischenknoten aufnehmen zu können, die nicht in die Scheibenebene der Sparren fallen, verbindet man je zwei Sparren durch einen in die Kuppeloberfläche fallenden Verband, wobei man immer ein Verbandfeld und ein offenes Feld abwechseln läßt. In Abb. 887 sind zwei solche Verbandfelder angedeutet. Die fraglichen Kräfte sind aber gewöhnlich geringfügig, so daß ein rechnerischer Nachweis für diese Verbandstäbe in der Regel unterbleiben kann. Wo es notwendig ist, betrachtet man die Verbandscheibe als einen am Fuß und am Scheitel gestützten Fachwerkträger, der durch Kräfte in seiner Ebene beansprucht ist.

Ein Berechnungsbeispiel findet der Leser auf S. 857 unter den Beispielen ausgeführter Kuppeln.

**Sparrenkuppel mit Laternenring.** Schneidet man die Spitze der Kuppel ab und fügt man zunächst einen gelenkigen Laternenring ein, so ist das so entstehende Raumbilde, wie man durch den Vergleich mit einer Schwedlerkuppel erkennt, nicht mehr stabil. Um diese Sparrenkuppel standfest zu machen, sind am Fußring  $n$  Linienlager anzuordnen, der Laternenring ist durch Einziehen von  $n-3$  Stäben in seiner Ebene unverschieblich zu machen oder als ebener steifer Ring auszuführen und schließlich sind noch in drei der Wandfelder Streben einzuziehen.<sup>1)</sup> Abb. 888. Da die strenge Berechnung dieses Raumsystems nicht mehr ganz einfach ist, ist die Anwendung dieses Tragsystems nicht zu empfehlen. Es besteht auch keine Notwendigkeit hierzu, da selbst beim Vorhandensein eines Laternenaufsatzes kaum etwas dagegen spricht, die Stäbe in einer Spitze zusammenzuführen. Soll aber die Mitte unbedingt freigehalten werden, dann ist es zweckmäßiger, eine eingeschossige Schwedlerkuppel mit steifen Sparren auszuführen, wobei die Strebe jedes Kuppelfeldes durch einen mehrstäbigen, aber ebenen Verband ersetzt wird.

## 98. Die Rahmenkuppeln

Eine Theorie der Rahmenkuppeln, d. s. Raumtragwerke, die aus biegungssteifen Rippen und Ringen bestehen, die z. T. gelenkig, z. T. steif miteinander verbunden sind, ist in allgemeiner Form ohneweiters möglich.<sup>2)</sup> Ihre Anwendung auf Tragwerke mit einer größeren Zahl von steifen Elementen und steifen Verbindungen stößt aber wegen der großen Zahl der zu lösenden Gleichungen — diese Systeme sind hochgradig statisch unbestimmt — praktisch auf Schwierigkeiten. Man hat daher im Stahlbau bisher nur Rahmenkuppeln einfachster Art, deren Berechnung unter bestimmten Vereinfachungen verhältnismäßig leicht durchführbar ist, ausgeführt. Wir beschränken uns daher im folgenden auch nur auf die Erörterung einer einfachen Form.

Die Kuppel bestehe aus  $2n$  Rippen und einem Fußring, der ein regelmäßiges Polygon von  $2n$  Seiten bildet und an den Rippen gelenkig angeschlossen ist. Die beliebig geformten

<sup>1)</sup> Bei Ausführung eines geschlossenen steifen Laternenringes ist das System dreifach statisch unbestimmt.

<sup>2)</sup> Der Leser findet eine allgemeine Theorie des räumlichen Rahmentragwerkes in der Abhandlung: Bleich, Dr. F. und Bleich, H.: Die Stabilität räumlicher Stabverbindungen. Z. ö. I. u. A. V. 1928, S. 345.

aber unter sich gleichen Rippen sind am Scheitel untereinander steif verbunden, wobei wir aber voraussetzen wollen, daß die Seitensteifigkeit und der Verdrehungswiderstand der Rippen so gering ist, daß sie vernachlässigt werden können, so daß nur der Biege-widerstand der Rippen in lotrechter Richtung in Rechnung gestellt erscheint. Die Lagerung ist in der Weise gedacht, daß sämtliche Rippen durch lotrechte Pendel in ihren Fußpunkten gestützt sind und daß jeweils die Mitte der nicht biegeungssteifen Fußringstäbe festgehalten ist. Die Kuppel ist für  $2n = 12$  in Abb. 889 dargestellt. Die Rippen sollen nur durch Kräfte belastet sein, die in den Rippebenen liegen, im übrigen können diese Belastungen beliebig verteilt und beliebig gerichtet sein.

Wir zeigen den Rechnungsgang zunächst für den Fall, daß ein einziges Rippenpaar, das in einer Ebene liegt, irgendwie in seiner Ebene belastet ist. Durch Übereinanderlagerung lassen sich dann beliebige Belastungsfälle leicht behandeln. Wir denken uns die an den belasteten Bogen 1—1 angeschlossenen Rippen, von denen immer je zwei, die in einer Ebene liegen, einen Bogen bilden, von dem Rippenpaar 1—1 losgelöst. Die Gesamtheit der zwischen Bogen 1—1 und den übrigen Bogen wirkenden Schnittkräfte, d. s. die lotrechte Kraft  $X_1$ , die wagrechte Kraft  $X_2$  und das Biegemoment  $X_3$  werden als statisch unbestimmbare Größen aufgefaßt, Abb. 889.  $X_1, X_2, X_3$  wirken aus Gründen der Symmetrie in der Ebene des Rippenpaares 1—1. Setzt man  $X_1 = X_2 = X_3 = 0$ , so besteht das so gewonnene Grundsystem aus  $n$  voneinander unabhängigen Rippenpaaren und den jeweils dazugehörigen Fußringteilen. Wie man erkennt, stellt jedes dieser Rippenpaare nichts anders als einen Zweigelenkbogen mit wagrechter elastischer Führung der Kämpfer, also eine Art Zweigelenkbogen mit Zugband vor. Wir haben hierbei stillschweigend vorausgesetzt, daß es möglich sein wird, die Verteilung der Unbekannten  $X_1, X_2, X_3$  auf die übrigen  $n-1$  Bogen durch einfache Symmetrieüberlegungen festzustellen, so daß mit der Errechnung der  $X_1, X_2, X_3$  auch alle anderen Überzähligen des vorgelegten Systems bekannt sind. Das Grundsystem selbst besteht demnach aus  $n$  einfach statisch unbestimmten ebenen Systemen.

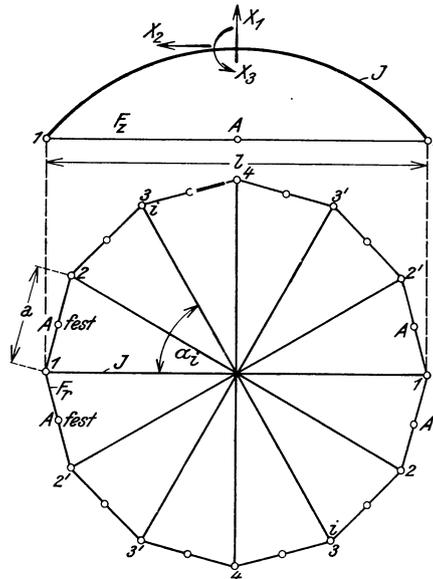


Abb. 889

Die Berechnung der Überzähligen  $X_1, X_2, X_3$  erfolgt nun in der üblichen Weise mit Hilfe von 3 Elastizitätsgleichungen, zu deren Aufstellung wir die folgenden 12 Verschiebungsgrößen benötigen:

- $\delta_{1P}, \delta_{2P}, \delta_{3P}$  Verschiebungen der Angriffspunkte der  $X_1, X_2, X_3$  infolge der gegebenen Belastung  $P$  in der Richtung von  $X_1$  bzw.  $X_2$  bzw.  $X_3$ ;
- $\delta_{11}, \delta_{21}, \delta_{31}$  Verschiebungen der Angriffspunkte von  $X_1, X_2, X_3$  infolge der Belastung  $X_1 = 1$  in der Richtung von  $X_1$  bzw.  $X_2$  bzw.  $X_3$ ;
- $\delta_{12}, \delta_{22}, \delta_{32}$  Verschiebungen der Angriffspunkte von  $X_1, X_2, X_3$  infolge der Belastung  $X_2 = 1$  in der Richtung von  $X_1$  bzw.  $X_2$  bzw.  $X_3$ ;
- $\delta_{13}, \delta_{23}, \delta_{33}$  Verschiebungen der Angriffspunkte von  $X_1, X_2, X_3$  infolge der Belastung  $X_3 = 1$  in der Richtung von  $X_1$  bzw.  $X_2$  bzw.  $X_3$ .

Hierbei ist

$$\delta_{12} = \delta_{21}, \quad \delta_{13} = \delta_{31}, \quad \delta_{23} = \delta_{32}.$$

Für die vorgenannten 9 verschiedenen Verschiebungsgrößen gelten nun folgende Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1P} &= \int_0^l \frac{M_P M_1}{EJ} dx - (Z_P Z_1 + Z'_P Z'_1) \frac{a}{EF_r} \\ \delta_{2P} &= \int_0^l \frac{M_P M_2}{EJ} dx + (Z_P Z_2 + Z'_P Z'_2) \frac{a}{EF_r} \\ \delta_{3P} &= \int_0^l \frac{M_P M_3}{EJ} dx \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

Hierin bedeuten  $M_P$  die Biegemomente,  $Z_P$  bzw.  $Z'_P$  die Fußringkräfte am linken bzw. rechten Kämpfer im Bogen 1—1' infolge der Belastung  $P$ , wobei der Bogen durch Weglassen des Zugbandes auf einer Seite als statisch bestimmter Balkenträger angenommen werden kann, so daß entweder  $Z_P$  oder  $Z'_P$  Null ist.  $M_1, M_2, M_3$  sind die Momente im einfach statisch unbestimmten Bogen infolge der Belastung mit  $X_1 = 1$  bzw.  $X_2 = 1$  bzw.  $X_3 = 1$ .

$Z_1, Z_2, Z_3$  und  $Z'_1, Z'_2, Z'_3$  sind die Fußringkräfte links bzw. rechts im einfach statisch unbestimmten Bogen infolge der Belastung mit  $X_1 = 1, X_2 = 1, X_3 = 1$ . Hierbei ist  $Z_1 = Z'_1, Z_2 = -Z'_2$  und  $Z_3 = Z'_3 = 0$ .  $EJ$  ist die Biegesteifigkeit an der Stelle  $x$ .

Weiters gelten für den Lastangriff  $X_1 = 1$ :

$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{M_1^2}{EJ} dx + 2Z_1^2 \frac{a}{EF_r}, \quad \delta_{21} = 0, \quad \delta_{31} = 0. \quad \dots \dots \dots (25)$$

Das Verschwinden von  $\delta_{21}$  und  $\delta_{31}$  erklärt sich aus dem Umstand, daß  $M_1$  eine zum Bogenscheitel symmetrische Funktion ist, während  $M_2$  und  $M_3$  antisymmetrische Funktionen darstellen, und weil weiters  $Z_1 Z_2 + Z'_1 Z'_2 = 0$  und ebenso  $Z_1 Z_3 + Z'_1 Z'_3 = 0$ .

Ebenso ist für den Lastangriff  $X_2 = 1$ :

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0, \quad \delta_{22} = \int_0^l \frac{M_2^2}{EJ} dx + 2Z_2^2 \frac{a}{EF_r}, \quad \delta_{32} = \int_0^l \frac{M_2 M_3}{EJ} dx \quad \dots \dots (26)$$

und schließlich für den Lastangriff  $X_3 = 1$ :

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 0, \quad \delta_{23} = \int_0^l \frac{M_2 M_3}{EJ} dx, \quad \delta_{33} = \int_0^l \frac{M_3^2}{EJ} dx. \quad \dots \dots \dots (27)$$

Wir gehen nun zur Aufstellung der Elastizitätsgleichungen über. Man gewinnt diese aus den Bedingungen, die sich aus dem Zusammenhang der Bogen am Scheitel ergeben. Die erste Elastizitätsbedingung leiten wir aus der Tatsache ab, daß alle Bogen am Scheitel die gleiche Durchbiegung haben müssen. An dem belasteten Bogen greifen die Überzähligen  $X_1, X_2, X_3$  an, während auf den  $n-1$  restlichen unbelasteten Bogen die Kräfte  $-X_1, -X_2, -X_3$  einwirken und es ist jetzt die Frage zuerst zu beantworten, wie sich diese Kräfte auf die einzelnen Bogen verteilen.  $X_1$  ist eine am Scheitel lotrecht einwirkende Last. Man erkennt ohneweiters, da sich alle Bogen im lotrechten Sinn gleich durchbiegen müssen, daß auf jedem derselben  $-\frac{X_1}{n-1}$  lastet.  $X_2$  und  $X_3$  rufen überhaupt keine lotrechte Durchbiegung hervor. Es gilt demnach:

$$\begin{aligned} \text{für den belasteten Bogen:} \quad & \delta_1 = \delta_{1P} + X_1 \delta_{11}, \\ \text{für jeden unbelasteten Bogen:} \quad & \delta_1 = -\frac{X_1}{n-1} \delta_{11}, \end{aligned}$$

woraus die Elastizitätsbedingung

$$\delta_{1P} + X_1 \delta_{11} = -\frac{X_1}{n-1} \delta_{11}$$

folgt, aus der sich unmittelbar

$$X_1 = -\frac{n-1}{n} \frac{\delta_{1P}}{\delta_{11}} \dots \dots \dots (28)$$

ergibt.

Zwecks Aufstellung der zweiten und dritten Elastizitätsbedingung betrachten wir die wagrechten Verschiebungen sowie die Verdrehung der Bogenachsen am Bogenscheitel. Verschiebt sich der Bogenscheitel des belasteten Bogens in seiner Ebene um  $\delta_2$  in wagrechtem Sinne, so ist die Komponente dieser Verschiebung in der Ebene des Bogens  $i$ , der mit dem Bogen  $\text{I—I}$  den Winkel  $\alpha_i$  einschließt,  $\delta_2 \cos \alpha_i$ . Verdreht sich andererseits der Scheitel des Bogens  $\text{I—I}$  um den Betrag  $\delta_3$  um eine Achse, die senkrecht zur Ebene von  $\text{I—I}$  steht, so ist die Komponente dieser Verdrehung bezogen auf eine Achse senkrecht zur Ebene des Bogens  $i$  durch  $\delta_3 \cos \alpha_i$  gegeben. Greifen daher  $X^i_1, X^i_2, X^i_3$ , d. s. die Anteile von  $X_1, X_2, X_3$ , die auf den Bogen  $i$  entfallen, am Bogen  $i$  an, so gelten wegen des Zusammenhanges die Beziehungen

$$\begin{aligned} X^i_2 \delta_{22} + X^i_3 \delta_{23} &= \delta_2 \cos \alpha_i, \\ X^i_2 \delta_{23} + X^i_3 \delta_{33} &= \delta_3 \cos \alpha_i. \end{aligned}$$

Das von  $X_1$  abhängige Glied entfällt, da  $\delta_{12}$  und  $\delta_{13}$ , wie bereits oben angegeben, Null sind. Wir denken uns diese Gleichungen für alle  $n-1$  unbelasteten Bogen aufgestellt, jedes dieser Gleichungspaare mit dem zugehörigen  $\cos \alpha_i$  multipliziert und dann jeweils die ersten und jeweils die zweiten Gleichungen addiert. Man gewinnt dann

$$\begin{aligned} \delta_{22} \Sigma X^i_2 \cos \alpha_i + \delta_{23} \Sigma X^i_3 \cos \alpha_i &= \delta_2 \Sigma \cos^2 \alpha_i, \\ \delta_{23} \Sigma X^i_2 \cos \alpha_i + \delta_{33} \Sigma X^i_3 \cos \alpha_i &= \delta_3 \Sigma \cos^2 \alpha_i. \end{aligned}$$

Nun ist aber

$$\Sigma X^i_2 \cos \alpha_i = -X_2 \quad \text{und} \quad \Sigma X^i_3 \cos \alpha_i = -X_3,$$

so daß schließlich

$$\delta_2 = -\frac{\delta_{22} X_2 + \delta_{23} X_3}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} \quad \text{und} \quad \delta_3 = -\frac{\delta_{23} X_2 + \delta_{33} X_3}{\Sigma \cos^2 \alpha_i}$$

erhalten wird. Da andererseits für den belasteten Bogen

$$\delta_2 = \delta_{2P} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23}, \quad \delta_3 = \delta_{3P} + X_2 \delta_{23} + X_3 \delta_{33}$$

ist, so liefert die Gleichsetzung die Elastizitätsbedingungen

$$\left. \begin{aligned} X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} &= -\delta_{2P} \frac{\Sigma \cos^2 \alpha_i}{1 + \Sigma \cos^2 \alpha_i}, \\ X_2 \delta_{23} + X_3 \delta_{33} &= -\delta_{3P} \frac{\Sigma \cos^2 \alpha_i}{1 + \Sigma \cos^2 \alpha_i}, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (29)$$

aus denen die restlichen zwei Unbekannten  $X_2$  und  $X_3$  ermittelt werden. Damit ist die Aufgabe grundsätzlich gelöst.

Für die Anteile, die von den  $X$  auf die einzelnen unbelasteten Bogen entfallen, gelten die unschwer abzuleitenden Formeln

$$X^i_1 = -\frac{X_1}{n-1}, \quad X^i_2 = -X_2 \frac{\cos \alpha_i}{\Sigma \cos^2 \alpha_i}, \quad X^i_3 = -X_3 \frac{\cos \alpha_i}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} \dots \dots \dots (30)$$

Im Anwendungsfalle geht man so vor, daß man zunächst für die einzelnen Lastfälle die Verschiebungsgrößen  $\delta$  nach den Formeln (24) bis (27) rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt und damit mittels der Gl. (28) und (29) die Unbekannten  $X$  berechnet. Es sei daran erinnert, daß die oben angegebenen Formeln nur für Belastung eines einzigen Bogens gelten. Nach Errechnung der  $X$  ermittelt man die  $X^i$  für die einzelnen aufeinanderfolgenden unbelasteten Bogen.

Für den belasteten Bogen gilt dann:

für die Momente  $M$ :  

$$M = \bar{M}_P + X_1 M_1 + X_2 M_2 + X_3 M_3,$$

für den Fußring:  

$$Z = \bar{Z}_P + X_1 Z_1 + X_2 Z_2;$$

und für einen unbelasteten Bogen  $i$

$$M^i = X^i_1 M_1 + X^i_2 M_2 + X^i_3 M_3,$$

$$Z^i = X^i_1 Z_1 + X^i_2 Z_2.$$

Hierbei sind  $\bar{M}_P$  und  $\bar{Z}_P$  Moment und Fußringkraft im einfach statisch unbestimmten Zweigelenkbogen mit Zugband unter der gegebenen Bogenbelastung.

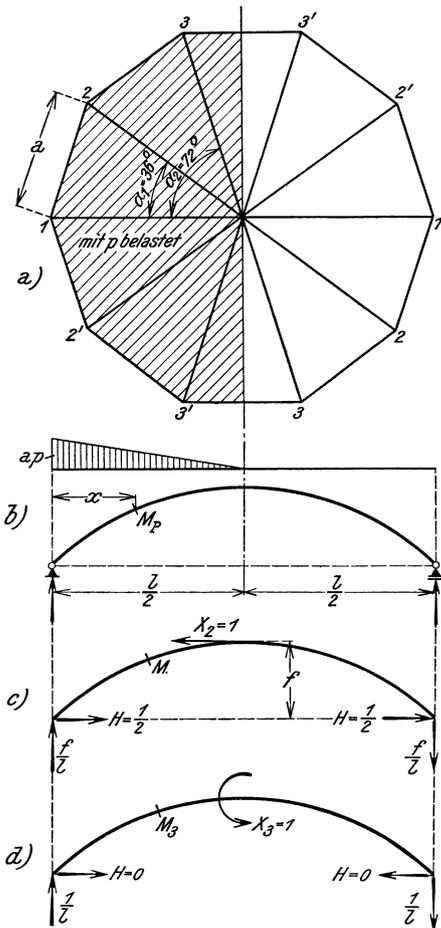


Abb. 890

Sind mehrere Bogen belastet, so addiert man den Einfluß der einzelnen belasteten Bogen auf den betreffenden Bogen, wobei die einzelnen Einflüsse aus den einmal aufgestellten  $X^i$  bzw.  $Z^i$  bzw.  $M^i$  durch zyklische Vertauschung abgeleitet werden können.<sup>1)</sup>

**Beispiel:** Wir zeigen den Rechnungsgang an einem einfachen Beispiel. Eine Kuppel mit  $2n = 10$  Rippen, Durchmesser  $l$  und Pfeil  $f$ , sei in der einen Kuppelhälfte lotrecht mit  $p$  je  $m^2$  Grundrißfläche belastet. Abb. 890a). Die Sparren sind nach Parabeln gekrümmt und haben konstanten Querschnitt. Die Belastung eines Bogens besteht demnach aus einer Dreiecksbelastung in der einen Bogenhälfte, während die andere Hälfte unbelastet ist. Abb. 890b). Die Lösung der Aufgabe vereinfacht sich hier, da alle Bogen in gleicher Weise belastet sind, weshalb  $X_1 = 0$  ist. Es bleibt daher nur übrig,  $X_2$  und  $X_3$  zunächst unter der Annahme, daß nur Bogen 1—1 in der vorerwähnten Weise belastet ist, mit Hilfe der Gl. (29) zu bestimmen, zu welchem Zwecke zunächst die Verschiebungen bzw. Verdrehungen  $\delta_{2P}$  und  $\delta_{3P}$  sowie  $\delta_{22}$ ,  $\delta_{23}$  und  $\delta_{33}$  berechnet werden.

Wie man leicht nachrechnet, ist das Balkenmoment  $M_P$  in einem Punkte im Abstände  $x$  vom linken Auflager, wenn die Belastungsordinate am Rande  $ap$  ist, Abb. 890b),

$$0 < x < \frac{l}{2};$$

$$M_P = \frac{ap l^2}{6} \frac{x}{l} \left[ \frac{5}{4} - 3 \frac{x}{l} + 2 \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right],$$

$$\frac{l}{2} < x < l;$$

$$M_P = \frac{ap l^2}{24} \left( 1 - \frac{x}{l} \right).$$

$M_2$  ist das Moment im Bogen mit Zugband, der am Scheitel durch die wagrechte Last  $X_2 = 1$  belastet ist. Abb. 890c). Für diesen Belastungsfall gilt, wie man aus der Abbildung ohne Schwierigkeiten ablesen kann,

$$0 < x < \frac{l}{2};$$

$$M_2 = -f \frac{x}{l} \left( 1 - 2 \frac{x}{l} \right),$$

$$\frac{l}{2} < x < l;$$

$$M_2 = f \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \left( 2 \frac{x}{l} - 1 \right).$$

$M_3$  ist das Moment im Bogen mit Zugband, der am Scheitel vom Moment  $X_3 = 1$  ergriffen ist. Aus Abb. 890d) folgt ohneweiters

$$0 < x < \frac{l}{2};$$

$$M_3 = \frac{x}{l},$$

$$\frac{l}{2} < x < l;$$

$$M_3 = - \left( 1 - \frac{x}{l} \right).$$

Somit wird gemäß Gl. (24)

$$\delta_{2P} = - \frac{ap l^2}{6 EJ} \int_0^{l/2} \frac{x}{l} \left[ \frac{5}{4} - 3 \frac{x}{l} + 2 \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right] f \frac{x}{l} \left( 1 - 2 \frac{x}{l} \right) dx -$$

$$- \frac{ap l}{24 EJ} \int_{l/2}^l \left( 1 - \frac{x}{l} \right) f \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \left( 2 \frac{x}{l} - 1 \right) dx = - \frac{3 ap l^3 f}{5760 EJ}$$

<sup>1)</sup> Der einfache Fall einer flachen Kuppel mit lotrechter Belastung wurde unter der Voraussetzung  $X_2 = 0$  bereits in der Literatur behandelt. Siehe Höber, E.: Rippenkuppeln aus Stahl. Stahlbau 1928, S. 102.

und

$$\delta_{3P} = \frac{a p l^2}{6 E J} \int_0^{l/2} \frac{x}{l} \left[ \frac{5}{4} - 3 \frac{x}{l} + 2 \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right] \frac{x}{l} dx - \frac{a p l^2}{24 E J} \int_{l/2}^l \left( 1 - \frac{x}{l} \right)^2 dx = \frac{7 a p l^3}{5760 E J}.$$

Nach Gl. (26) und (27) wird:

$$\begin{aligned} \delta_{22} &= \frac{2 f^2}{E J} \int_0^{l/2} \left( \frac{x}{l} \right)^2 \left( 1 - 2 \frac{x}{l} \right) dx = \frac{f^2 l}{120 E J}, \\ \delta_{23} &= -\frac{2 f}{E J} \int_0^{l/2} \frac{x}{l} \left( 1 - 2 \frac{x}{l} \right) \frac{x}{l} dx = -\frac{f l}{48 E J}, \\ \delta_{33} &= \frac{1}{E J} \int_0^{l/2} \left( \frac{x}{l} \right)^2 dx + \frac{1}{E J} \int_{l/2}^l \left( 1 - \frac{x}{l} \right)^2 dx = \frac{l}{12 E J}. \end{aligned}$$

Weiters ist für das Zehneck:

$$\Sigma \cos^2 \alpha_i = 2 \cos^2 36^\circ + 2 \cos^2 72^\circ = 1,50$$

und

$$\frac{\Sigma \cos^2 \alpha_i}{1 + \Sigma \cos^2 \alpha_i} = \frac{1,50}{2,50} = 0,6,$$

so daß die beiden Elastizitätsbedingungen zur Berechnung von  $X_2$  und  $X_3$  wie folgt lauten:

$$\begin{aligned} \frac{f^2 l}{120 E J} X_2 - \frac{f l}{48 E J} X_3 &= 0,6 \frac{3 a p l^3 f}{5760 E J}, \\ -\frac{f l}{48 E J} X_2 + \frac{l}{12 E J} X_3 &= -0,6 \frac{7 a p l^3}{5760 E J} \end{aligned}$$

oder nach Kürzung und Umformung

$$\begin{aligned} 2 X_2 f - 5 X_3 &= 0,0750 a p l^2, \\ -X_2 f + 4 X_3 &= -0,0350 a p l^2. \end{aligned}$$

Ihre Auflösung liefert

$$X_2 = 0,04167 \frac{a p l^2}{f}, \quad X_3 = 0,00167 a p l^2.$$

Für die unbelasteten Bogen ergibt sich damit, siehe Gl. (30):

Für Bogen 2—2 bzw. 2'—2':

$$\begin{aligned} X_2^{(2)} &= 0,04167 \frac{a p l^2}{f} \frac{\cos 36^\circ}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} = 0,04167 \frac{0,809}{1,5} \frac{a p l^2}{f} = 0,02247 \frac{a p l^2}{f}, \\ X_3^{(2)} &= 0,00167 a p l^2 \frac{\cos 36^\circ}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} = 0,000901 a p l^2. \end{aligned}$$

Für Bogen 3—3 bzw. 3'—3':

$$\begin{aligned} X_2^{(3)} &= 0,04167 \frac{a p l^2}{f} \frac{\cos 72^\circ}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} = 0,04167 \frac{0,309}{1,5} \frac{a p l^2}{f} = 0,00859 \frac{a p l^2}{f}, \\ X_3^{(3)} &= 0,00167 a p l^2 \frac{\cos 72^\circ}{\Sigma \cos^2 \alpha_i} = 0,000344 a p l^2. \end{aligned}$$

Die vorgefundenen Werte der  $X_2$  und  $X_3$  gelten aber nur für den Fall, daß Bogen 1—1 belastet ist. Für halbseitige Belastung der Kuppel ergeben sich die Beträge  $X_{2\text{tot}}$  und  $X_{3\text{tot}}$  durch folgende Überlegung: Faßt man den Bogen 1—1 z. B. ins Auge, so ist der Anteil an der Unbekannten  $X_{2\text{tot}}$  und  $X_{3\text{tot}}$  infolge seiner eigenen Belastung bereits bekannt. Es sind die oben gefundenen Werte  $X_2$  und  $X_3$ . Jeder belastete Nachbarbogen, der den Winkelabstand  $\alpha_i$  vom Bogen 1—1 hat, liefert zum Betrag der Unbekannten  $X_{\text{tot}}$  einen Beitrag  $-X \frac{\cos \alpha_i}{\Sigma \cos^2 \alpha_i}$ . Damit ergeben sich mit  $\Sigma \cos^2 \alpha_i = 1,5$ :

Bogen 1—1:

$$\begin{aligned} X_{2\text{tot}} &= X_2 \left( 1 - \frac{2 \cos 36^\circ + 2 \cos 72^\circ}{1,5} \right) = -0,491 \cdot 0,04167 \frac{a p l^2}{f} = -0,02046 \frac{a p l^2}{f}, \\ X_{3\text{tot}} &= X_3 (-0,491) = -0,491 \cdot 0,00167 a p l^2 = -0,000821 a p l^2. \end{aligned}$$

Bogen 2 — 2:

$$X_{2\text{tot}} = X_2 \left( 1 - \frac{2 \cos 36^\circ + \cos 72^\circ + \cos 108^\circ}{1,5} \right) = -0,0787 \cdot 0,04167 \frac{a p l^2}{f} = -0,00328 \frac{a p l^2}{f},$$

$$X_{3\text{tot}} = X_3 (-0,0787) = -0,0787 \cdot 0,00167 = -0,000131 a p l^2.$$

Bogen 3 — 3:

$$X_{2\text{tot}} = X_2 \left( 1 - \frac{\cos 36^\circ + \cos 72^\circ + \cos 108^\circ + \cos 144^\circ}{1,5} \right) = 1 \cdot 0,04167 \frac{a p l^2}{f},$$

$$X_{3\text{tot}} = X_3 \cdot 1 = 0,00167 a p l^2.$$

Wir untersuchen jetzt, nachdem die Überzähligen  $X_2$  und  $X_3$  bekannt sind, den Bogen 1 — 1. Um die bekannten Formeln für den Parabelbogen mit Zugband unmittelbar anwenden zu können, denken wir uns die Fußringteile, die in den Punkten  $A$ , siehe Abb. 889, festgehalten sind, durch ein Zugband in der Ebene des Bogens, das in seiner Mitte festgehalten ist und insgesamt die Länge  $l$  hat, ersetzt. Der ideale Querschnitt dieses Zugbandes ergibt sich wie folgt: Ist  $H$  der Bogenschub, so ist die Zugkraft allgemein bei  $2n$  Rippen

$$Z = \frac{H}{2 \sin \frac{\pi}{2n}}$$

und daher die Dehnung  $\Delta s$  eines Fußringstabes mit dem Querschnitt  $F_r$

$$\Delta s = \frac{H a}{4 E F_r \sin \frac{\pi}{2n}} = \frac{H l}{4 E F_r},$$

woraus die Verschiebung  $\Delta$  des Rippenfußes in der Rippenebene

$$\Delta = \frac{\Delta s}{\sin \frac{\pi}{2n}} = \frac{H l}{4 E F_r \sin \frac{\pi}{2n}},$$

folgt. Die Dehnung des Ersatzzugbandes von der Länge  $l$  muß  $2\Delta$  betragen, daher muß der ideale Querschnitt  $F_z$  desselben

$$F_z = 2 F_r \sin \frac{\pi}{2n}$$

sein.

Für den Bogen mit Zugband, der in der einen Hälfte dreieckförmig belastet ist, beträgt der Horizontalschub<sup>1)</sup>

$$H = \frac{35 a p l^2}{1536 f} v, \quad \text{wobei} \quad v = \frac{1}{1 + \frac{15}{8 f^2} \left( \frac{J}{F} + \frac{J}{2 F_r \sin 18^\circ} \right)}$$

während für das Moment im Bogen infolge dieser Belastung die Gleichungen gelten:

$$\text{für } 0 < x < \frac{l}{2}:$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_P = M_P - H y &= \frac{a p l^2}{6} \frac{x}{l} \left[ \frac{5}{4} - 3 \frac{x}{l} + 2 \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right] - \frac{35 a p l^2}{1536 f} v \frac{4 f}{l^2} x (l - x) = \\ &= \frac{a p l^2}{6} \frac{x}{l} \left[ \frac{5}{4} - 3 \frac{x}{l} + 2 \left( \frac{x}{l} \right)^2 - \frac{35}{64} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) v \right]. \end{aligned}$$

$$\text{für } \frac{l}{2} < x < l:$$

$$\bar{M}_P = \frac{a p l^2}{24} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) - \frac{35 a p l^2}{1536 f} v \frac{4 f}{l^2} x (l - x) = \frac{a p l^2}{24} \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \left[ 1 - \frac{35}{16} \frac{x}{l} v \right].$$

Der tatsächliche Momentenverlauf folgt der Beziehung

$$M_x = \bar{M}_P + X_{2\text{tot}} M_2 + X_{3\text{tot}} M_3$$

und da oben für Bogen 1 — 1 insgesamt  $X_2 = -0,02046 \frac{a p l^2}{f}$  und  $X_3 = -0,000821 a p l^2$  gefunden wurde, so erhält man schließlich

<sup>1)</sup> Diese Gleichung leitet man leicht aus der Gleichung der Einflußlinien für  $H$ , Formel (1) in Tafel 58. S. 265, ab.

$$0 < x < \frac{l}{2}:$$

$$M_x = \overline{M}_P + 0,02046 \frac{a p l^2}{f} \cdot f \frac{x}{l} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right) - 0,000821 a p l^2 \frac{x}{l} = \\ = \overline{M}_P + \left[0,02046 \frac{x}{l} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right) - 0,000821 \frac{x}{l}\right] a p l^2.$$

$$\frac{l}{2} < x < l:$$

$$M_x = \overline{M}_P - 0,02046 \frac{a p l^2}{f} f \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left(2 \frac{x}{l} - 1\right) + 0,000821 a p l^2 \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \\ = \overline{M}_P - \left[0,02046 \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left(2 \frac{x}{l} - 1\right) - 0,000821 \left(1 - \frac{x}{l}\right)\right] a p l^2.$$

In gleicher Weise berechnet man den Momentenverlauf für die anderen Bogen, wobei nur jeweils die Zahlenbeiwerte des zweiten und dritten Gliedes im Ausdruck für  $M_x$  entsprechend den oben errechneten Werten für  $X_2$  und  $X_3$  einzuführen sind.

Da  $H$  unabhängig von  $X_3$  ist, so berechnet sich der Horizontalschub  $H$  für die Bemessung des Bogens nach der Formel

$$H = \frac{35}{1536} \frac{a p l^2}{f} v \pm \frac{X_{2\text{tot}}}{2} = 0,0228 \frac{a p l^2}{f} v \pm \frac{X_{2\text{tot}}}{2}.$$

Das +-Zeichen gilt für die linke, das —-Zeichen für die rechte Bogenhälfte.

Und daraus die Fußringkraft

$$Z = \frac{H}{2 \sin 18^\circ}.$$

Die Momentengrößtwerte treten in der Nähe der Viertelpunkte der Bogenspannweite auf. Für  $x = \frac{l}{4}$  findet man, wenn man  $v = 1$  setzt, was bei schlanken Bogen erlaubt ist, mit

$$\overline{M}_P = \frac{55}{6144} a p l^2 = 0,00895 a p l^2$$

im Bogen 1 — 1:

$$M_{\frac{1}{4}} = \left(0,00895 + 0,02046 \frac{1}{8} - 0,000821 \frac{1}{4}\right) a p l^2 = 0,01140 a p l^2;$$

im Bogen 2 — 2:

$$M_{\frac{1}{4}} = \left(0,00895 + 0,00328 \frac{1}{8} - 0,000131 \frac{1}{4}\right) a p l^2 = 0,00932 a p l^2;$$

und im Bogen 3 — 3:

$$M_{\frac{1}{4}} = \left(0,00895 - 0,04167 \frac{1}{8} + 0,00167 \frac{1}{4}\right) a p l^2 = 0,00516 a p l^2.$$

## § 26. Berechnung und Ausführung von Kuppel- und Turmdächern

### 99. Belastungsannahmen

Die räumlichen Dachtragwerke sind durch ihr Eigengewicht, durch Schnee und Wind belastet. Andere Belastungen dürften kaum in Frage kommen.

Das Eigengewicht besteht aus dem Gewicht des Stahlbaues, das sind das eigentliche Raumtragwerk und die fallweise vorhandenen Zwischensparren oder Zwischenringe aus Stahl, sowie aus dem Gewicht der Dachhaut, d. i. die Dachschalung samt Holzsparren oder Holzpfeilen und der Dachdeckung.

Das Gewicht der Dachhaut, der Zwischensparren oder Zwischenringe aus Stahl läßt sich je  $m^2$  Kuppeloberfläche von Fall zu Fall leicht bestimmen. Für das Kuppeltragwerk selbst gibt die Formel

$$g = (0,35 D + 20) \text{ kg/m}^2 \dots \dots \dots (1)$$

einen ersten Anhaltspunkt.  $g$  ist das Gewicht je  $m^2$  Oberfläche der Kuppel,  $D$  der wagrechte Durchmesser des Tragwerkes. Ist noch eine zweite innere Decke vorhanden, so erhöht sich das nach (1) ermittelte Gewicht im Verhältnis des durch die innere Decke hinzutretenden Gewichtes zum Gesamtgewicht der Kuppel einschließlich Schneelast.

Für Schnee und Wind gelten die in den verschiedenen Vorschriften angegebenen Zahlen. Eine besondere Erörterung verlangen nur die Regeln über die Feststellung der Windbelastung, da bei Kuppel- oder Turmdächern die vom Winde getroffenen Flächen alle möglichen Lagen gegen die Windrichtung einnehmen können.

Ist  $w_0$  der Winddruck auf die Flächeneinheit einer senkrecht zur Windrichtung stehenden Fläche, so ist gemäß Abb. 891a)

$$w_1 = w_0 \cos \gamma, \quad w_2 = w_0 \cos 2\gamma \quad \text{usw.}^1)$$

Diese Werte sind dann noch mit  $\sin^2 \alpha$  zu multiplizieren, wenn  $\alpha$  die Neigung der betreffenden Fläche bzw. des Flächenteiles gegen die Wagrechte bedeutet.

Es ist im Einzelfalle noch zu entscheiden, welcher der beiden in Abb. 891 a) und b) dargestellten Windangriffsfälle zu größeren Werten der Sparrenbelastung führt. Bei

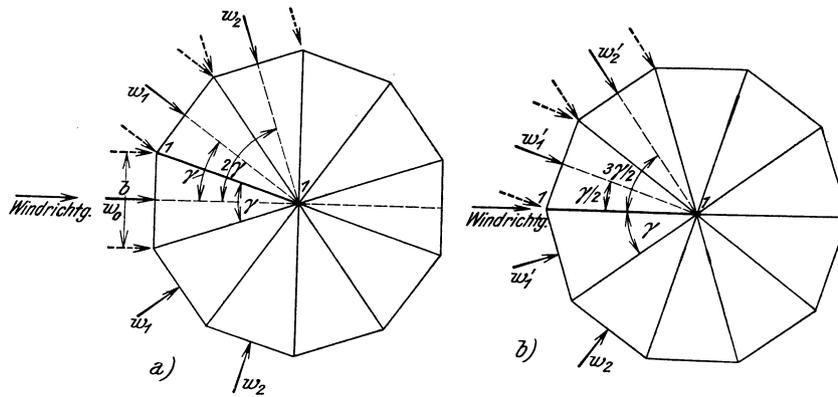


Abb. 891

regelmäßigen Ringpolygonen ist der Fall b) der ungünstigere, wie man leicht aus der Bestimmung der Belastung eines Sparrens erkennt: für Sparren 1—1 im Falle a) ist

$$w = \frac{b}{2} \left( w_0 \cos \frac{\gamma}{2} + w_1 \cos \frac{\gamma}{2} \right) = \frac{b}{2} w_0 \cos \frac{\gamma}{2} (1 + \cos \gamma)$$

und im Falle b):

$$w = 2 \cdot \frac{b}{2} w_1' \cos \frac{\gamma}{2} = \frac{b}{2} w_0 \cos \frac{\gamma}{2} \cdot 2 \cos \frac{\gamma}{2}.$$

Nun ist aber

$$2 \cos \frac{\gamma}{2} > (1 + \cos \gamma),$$

womit die obige Behauptung bewiesen ist.

Bestimmt man umgekehrt die Gesamtbelastung der regelmäßigen Kuppel mit gerader Seitenzahl, d. i. die Resultierende aller Winddrücke im Falle a) bzw. b), so ergibt sich in beiden Fällen der gleiche Wert.

Praktisch geht man meist so vor, daß man für Windstellung b) die Größtbelastung  $w$  des Sparrens ermittelt und für die Belastung der übrigen windseitsgelegenen Sparren  $P \cos \gamma$ ,  $P \cos 2\gamma$  usw. annimmt. Durch den Wind erscheint dann die Kuppel nur in Radialebenen belastet.

<sup>1)</sup> Eigentlich  $w_1 = w_0 \cos^2 \gamma$  usw. Doch ist es üblich, mit den größeren Werten, wie sie oben angegeben sind, zu rechnen.

## 100. Zwischensparren und Zwischenringe

Bei den früher so vielfach ausgeführten flachen Schwedlerkuppeln mit großer Seitenzahl des Grundrißpolygons wurde auf den flachgeneigten Kuppelsparren, die genügend dicht nebeneinander lagen, die Dachhaut in der Weise unurstützt, daß auf den Sparren Holzpfetten aufgebracht wurden, die entweder unmittelbar die Holzschalung trugen oder als Unterstützung für die radial gerichteten Holzsparren dienten, auf welchen dann die Schalung aufgesetzt wurde. Die Ausführung war demnach im wesentlichen die gleiche wie bei ebenen Dächern. Eine ähnliche Ausführung ist natürlich mit Pfetten aus Walz-

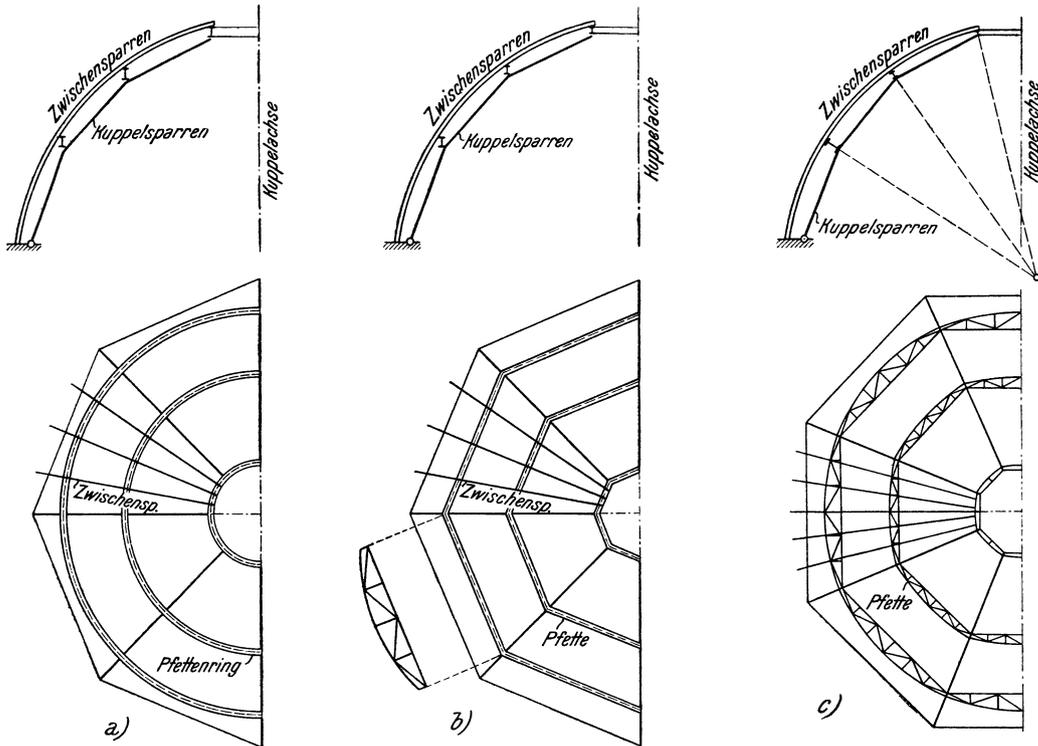


Abb. 892

trägern möglich, auf denen die Holzsparren aufgekämmt und angeschraubt werden. Da die Pfetten hierbei zwischen zwei Hauptsparren mit gerader Achse ausgeführt werden, so treten die Gratlinien auch in dem abgedeckten Raumtragwerk in Erscheinung. Bei flachen Kuppeln über Behältern, bei steilen Turmdächern mit polygonalem Grundriß und ähnlichen Dachbauten, wird eine derartige Anordnung am Platze sein.

Anders liegt es aber, wenn die Kuppeloberfläche auch über die Grate hinweg stetige Krümmung aufweisen soll. Die die Dachhaut tragenden ringförmigen Stahlpfetten können dann auf verschiedene Art angeordnet werden, wobei wir bei den folgenden Erörterungen zunächst voraussetzen wollen, daß die Kuppel kreisförmigen Grundriß hat, das Raumtragwerk sich im Grundriß demnach über einem regelmäßigen Polygon aufbaut. Die Kuppeloberfläche bildet dann einen Rotationskörper.

1. Es erscheint zunächst naheliegend, die Pfettenringe in Parallelkreisen anzuordnen, derart, daß die Stege derselben im Querschnitt lotrecht stehen, (Abb. 892a). Die Pfette bildet dann einen zylindrischen Ring, der durch die Kuppelsparren unterstützt wird. Der Nachteil dieser Anordnung liegt darin, daß die Ringe in hohem Maße auf Verdrehung beansprucht sind und daher bei richtiger Bemessung sehr schwer ausfallen. Der Einfluß der Verhängung der Pfetten durch die Sparren muß als nicht einwandfrei feststellbar außer

acht gelassen werden. Diese Ausführungsweise, die baulich keine Schwierigkeiten bietet, kann aber wegen ihrer geringen Wirtschaftlichkeit nicht empfohlen werden. In Abb. 890 ist das eigentliche Raumtragwerk nur durch Fußring und Sparren angedeutet.

2. Man ordnet die Pfetten wie vorher mit lotrechtem Steg an, führt sie aber geradlinig von Kuppelsparren zu Kuppelsparren durch, (Abb. 892b). Es sind also ebene Träger, die im Grundriß ein regelmäßiges Polygon bilden. Der Untergurt der einzelnen Pfettenfelder wird hierbei in der Regel geradlinig, der Obergurt gekrümmt ausgeführt, wobei seine Krümmung der Schnittkurve der lotrechten Pfettenebene mit der Kuppelfläche entspricht. Die Sparren folgen daher ebenfalls der gekrümmten Kuppeloberfläche. Die Pfetten werden bei dieser Bauweise entweder als genietete Träger oder als leichte Fachwerke durchgebildet, doch kommen auch gebogene Walzträger in Anwendung. Hängt man die Zwischensparren am Laternenring an oder stützt man sie am Fuße auf, so sind die Pfetten nur für die lotrechte Lastkomponente zu berechnen.

3. Die Pfettenabschnitte werden wie unter 2. als ebene Träger ausgeführt, doch liegt ihre Stegebene nicht lotrecht, sondern steht senkrecht auf der Tangente der Kuppel-erzeugenden in Pfettenmitte, fällt also bei einer Kugeloberfläche z. B. in die Ebenen größter Kreise. Wir bezeichnen diese Ebenen, die jeweils durch den Krümmungsmittelpunkt der Erzeugenden gehen, als Hauptebenen. Die Außengurte der Pfetten werden dann nach den Schnittlinien der Stegebenen mit der Kuppeloberfläche geformt. In Abb. 892c) sind die Pfetten als Fachwerkträger dargestellt. Der Vorteil dieser Anordnung liegt besonders darin, daß die Sparren in Pfettenmitte genau senkrecht, gegen das Pfettenende nahezu senkrecht auf den Pfettenebenen stehen, wodurch die bauliche Durchbildung vereinfacht wird. Ist die Kuppeloberfläche nach einer Kugel geformt, dann stehen sämtliche Sparren senkrecht auf den Pfettenebenen. Da die Sparren am Laternenring aufgehängt oder am Kuppelfuß abgestützt werden, so haben die Pfetten nur Lasten in ihrer Stegebene zu übertragen.

**Berechnung der Zwischensparren.** Die Zwischensparren sind in der Regel durchlaufende, gekrümmte Balken, die entweder lotrecht oder radial gestützt sind. (Abb. 893 a) und b). Obwohl die genaue Berechnung keine Schwierigkeiten bietet, genügt eine näherungsweise Bestimmung der in den Sparren wirkenden Längskräfte und Biegemomente, da ja die Annahmen der Rechnung, hauptsächlich die über die Richtung der Auflagerkräfte, und die feste Stützung nur annähernd zutreffen. Zwecks Ermittlung der Längskräfte betrachtet man die Sparren als in den Auflagerpunkten gestütztes gelenkiges Stabpolygon und ermittelt nach Aufteilung der Feldbelastung auf die Eckpunkte des Polygons mittels Kräfteplan die Längs- und Auflagerkräfte, wie dies ohne weitere Erläuterung aus Abb. 893c) hervorgeht. Im Falle radialer Stützung wie sie in Abb. 893c) vorausgesetzt wurde, wandert ein Großteil der lotrechten Lasten durch den Sparren unmittelbar in das untere Sparrenauflager, während die Reaktionen  $C$  verhältnismäßig klein sind, wie dies der Kräfteplan gut erkennen läßt. Aus diesem Grunde ist die radiale Stützung äußerst zweckmäßig.

Die Biegemomente in den Sparren infolge örtlicher Belastung derselben berechne man nach der einfachen Regel

$$M = 0,8 \mathfrak{M},$$

wenn  $\mathfrak{M}$  das Balkenmoment im betreffenden Sparrenstab von der Spannweite  $l$  ist. Der Wert  $0,8 \mathfrak{M}$  gilt sowohl für das Stützenmoment als auch für das Feldmoment.

Da benachbarte Felder ungleich große Belastung haben, so bestimme man das Stützenmoment aus dem Mittelwert der  $\mathfrak{M}$  der dort zusammenstoßenden Felder.

Zu den von der örtlichen Belastung herrührenden Momenten  $M$  sind noch die Biegemomente hinzuzufügen, die die Längskräfte  $S$  infolge der Stabkrümmung, (siehe Abb. 893 d), erzeugen. Im Absatz 71 wurde gezeigt, daß das Stützenmoment über der ersten Mittelstütze von rechts oder links

$$M_1 = 0,85 S f$$

und über allen übrigen Mittelstützen

$$M_m = \frac{2}{3} S f$$

ist, wenn die Enden frei drehbar gelagert sind. Hierbei kann bei ungleichem  $S$  und  $f$  in benachbarten Feldern jeweils der Mittelwert von  $S$  und  $f$  der in der betreffenden Stütze zusammenstoßenden Stäbe gesetzt werden. Das Feldmoment kann in allen Feldern mit

$$M_F = -\frac{1}{3} S f$$

angenommen werden.

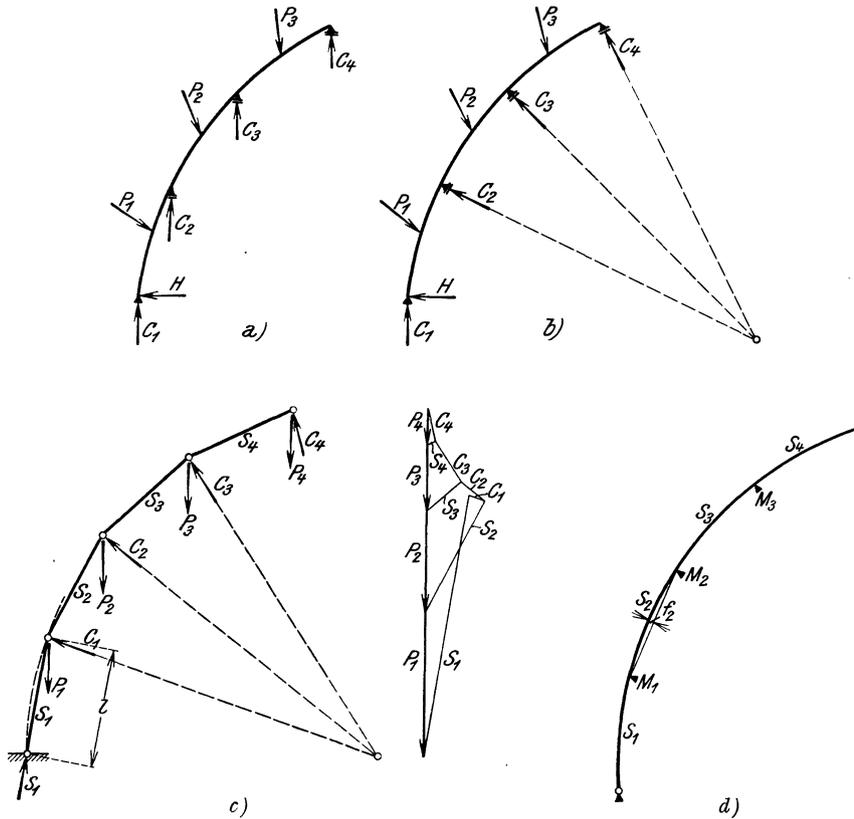


Abb. 893

Es ist hierbei zu beachten, daß die von der Stabkrümmung herrührenden Momente entgegengesetzt den Lastmomenten wirken, so daß die Feldmomente für die Bemessung ausschlaggebend sind.

Da die Sparren bei nicht allzu großen Kuppeln aus einem Stück gemacht werden, so genügt in der Regel der Nachweis für das unterste am stärksten belastete Feld, wobei das Feldmoment  $M_{F1}$  ausschlaggebend ist.

Die Berechnung der Sparren erfolgt demnach in der Weise, daß zunächst unter Annahme von Gelenken in den Auflagerpunkten die Längskräfte  $S$  in den Sparrenstäben ermittelt werden. Dann bestimmt man das Balkenmoment  $\mathfrak{M}_1$  der örtlichen Belastung im untersten Feld, berechnet daraus das Feldmoment

$$M_{F1} = 0,8 \mathfrak{M}_1$$

und zieht hiervon das von der Sparrenkrümmung herrührende Feldmoment

$$M'_{F1} = \frac{1}{3} S_1 f_1$$

ab, womit sich das Bemessungsmoment zu

$$M = 0,8 M_1 - \frac{1}{3} S_1 f_1 \dots \dots \dots (2)$$

ergibt. Die Randspannung wird dann in der üblichen Weise nach der Formel

$$\sigma = \omega \frac{S_1}{F} + \frac{M}{W}$$

bestimmt.

Die Berechnung der Pfetten bietet, soweit es sich um ebene Träger handelt, wie bei den unter 2. und 3. besprochenen Anordnungen, keinen Anlaß zu besonderen Bemerkungen. Da ihre Stützweite von unten nach oben hin abnimmt und die Pfetten auch ihre Form ändern, so ist jeder Pfettenring für sich zu bemessen.

Die Berechnung der stetig gebogenen, in Parallelkreisen angeordneten Pfettenringe, wie sie unter 1. erwähnt wurden, erfolgt streng nach den in Absatz 41 angegebenen Regeln. Es genügt bei der in der Regel vorhandenen engen Sparrenteilung, die Ringe als gleichmäßig belastet anzusehen. Die Pfetten stellen bei  $n$  Kuppelsparren einen in  $n$  Punkten gestützten geschlossenen Kreisring dar, dessen größte Biegungs- und Verdrehungsmomente nach den Formeln (11) auf S. 382 berechnet werden können.

### 101. Bauliche Einzelheiten der räumlichen Dachtragwerke

#### a) Zwischensparren und Pfetten

Bei enger Rippenstellung wird die Dachhaut in der Weise hergestellt, daß, wie bereits auf S. 845 erwähnt, dicht gestellte Ringpfetten, deren Außenseiten entsprechend der gekrümmten Oberfläche der Kuppel zugearbeitet sind, auf den Rippen gelagert werden und die unmittelbar die Schalung tragen. Abb. 894a). Eine andere Ausführung sieht die Pfetten nur in den Knotenpunkten des Raumtragwerkes vor, Abb. 894b), auf denen entsprechend bogenförmig geschnittene Sparren aufgekämmt werden.

Bei größerer Entfernung der Hauptrippen ist in der Regel die Einschaltung von Walzträger-sparren notwendig. Es sind je nach der Kuppelform gerade oder gebogene Träger, die am Fuß meistens auf dem Mauerring aufruhern. Die Befestigung der Sparren auf den Pfettenringen erfolgt je nach der räumlichen Stellung der Ringe nach Abb. 895. Die einfache Ausbildung des Sparrenfußes für Lagerung auf Mauerwerk läßt Abb. 895 a) erkennen.

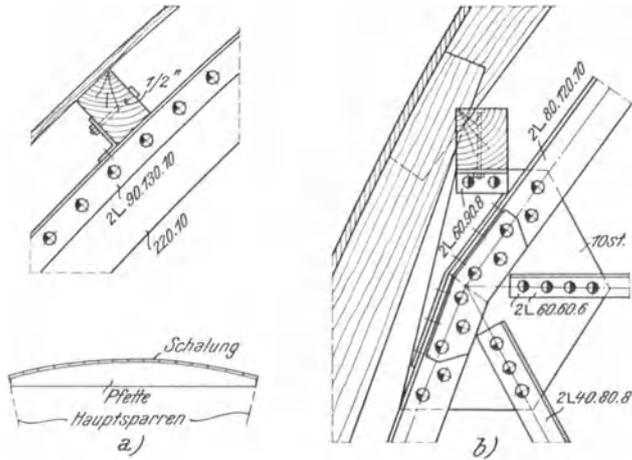


Abb. 894

auf den Pfettenringen erfolgt je nach der räumlichen Stellung der Ringe nach Abb. 895. Die einfache Ausbildung des Sparrenfußes für Lagerung auf Mauerwerk läßt Abb. 895 a) erkennen.

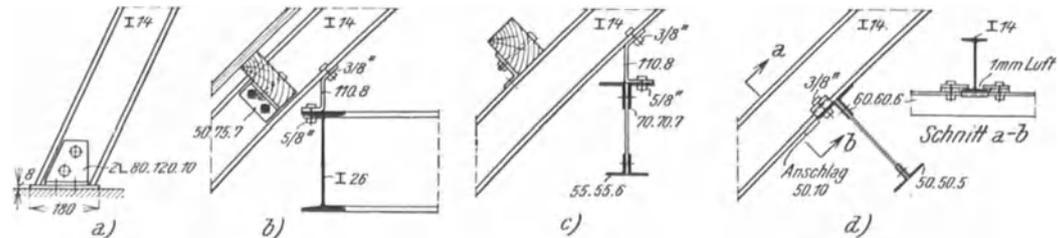


Abb. 895

In den Abb. 895 b) und c) ist die Lagerung des Sparrens auf lotrecht gestellten Pfetten, und zwar in Abb. b) auf einem im Grundriß kreisförmig gekrümmten Walzträger, in Abb. c) auf einer ebenen Fachwerkpfette dargestellt. In beiden Fällen wird durch die federnde Stützung des Sparrens bewirkt, daß im wesentlichen nur lotrechte Lasten auf die Pfette übertragen werden. Bei Pfetten, die in Hauptebenen<sup>1)</sup> liegen, befestigt man die Sparren nach Abb. 895d) mittels Klemmplatten, die ein

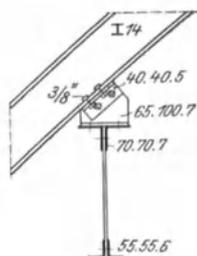


Abb. 896

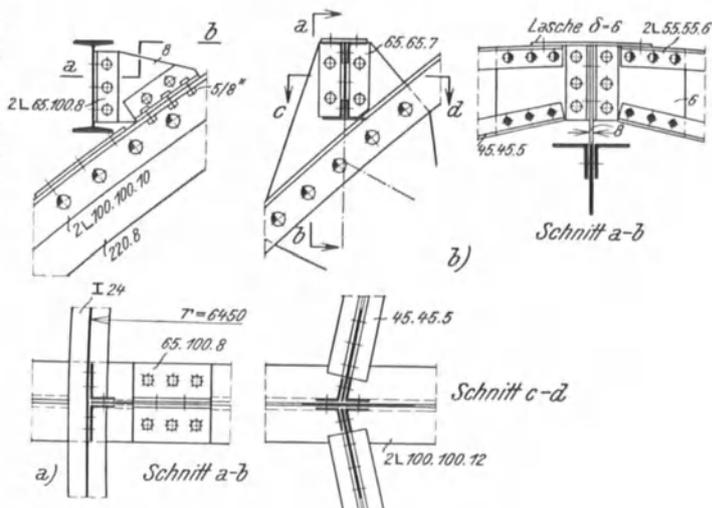


Abb. 897

Gleiten des Sparrens auf dem Pfettenobergurt gestatten, um auch hier sicher zu sein, daß im wesentlichen nur Kräfte übertragen werden, die in die Stegebene fallen. Um ein

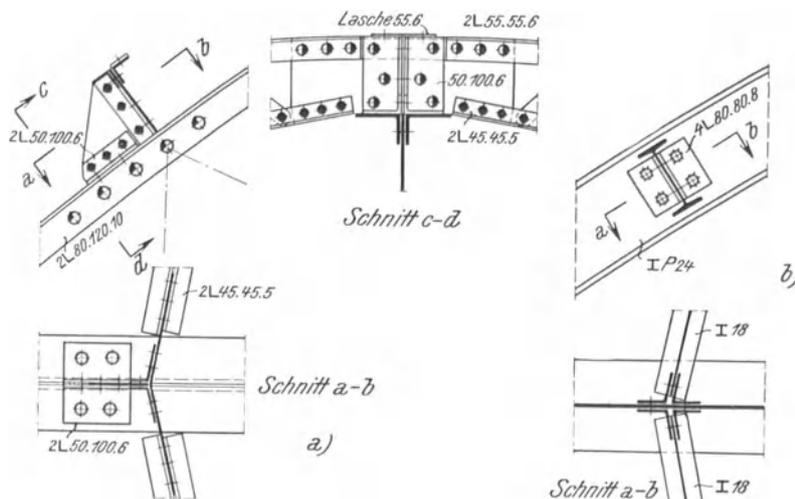


Abb. 898

Durchhängen der Pfette hintanzuhalten, bringt man am Zwischensparren Auflagerknaggen oder Anschläge an, wie sie in Abb. 895d) angedeutet sind.

Da in den Fällen Abb. 895 c) und d) die Pfetten in den Feldmitten verhältnismäßig hoch werden, so weisen sie in diesem Bereich nur geringe Seitensteifigkeit auf, weshalb die Sparren dort auch fest mit der Pfette verbunden werden können. Die Pfette selbst wirkt wie eine Pendelstützung. Diese feste Verbindung hat den Vorteil, daß hierdurch der gedrückte Pfettengurt in seinen mittleren Teilen gegen seitliches Ausknicken gut gesichert wird. Siehe Abb. 896.

<sup>1)</sup> Siehe S. 846.

Die Befestigung der Pfetten auf den Rippen der Kuppel ist in den Abb. 897 und 898 veranschaulicht. Abb. 897a) zeigt den Anschluß einer durchgehenden gebogenen Walzträgerpfette mit Hilfe eines Pfettenstuhles. Die Anschlußwinkel sind auf der Rippe angeschraubt, da die Anschlußbolzen infolge der Momentenwirkung zum Teil auf Zug beansprucht sind. Der Anschluß zweier lotrecht gestellter ebener Pfettenfelder mit gekrümmtem Obergurt ist aus Abb. 897b) ersichtlich. Der Pfettenring ist an der Rippe unterbrochen und von beiden Seiten her an das aus dem Obergurt des Kuppelsparrens hervortretende Knotenblech angeschlossen. Der Anschluß eines mit dem Steg in einer Hauptebene liegenden Pfettenringes geht in zwei Ausführungsweisen aus Abb. 898 a) und b) hervor. In der ersten Abbildung ist die Pfette der Rippe aufgesetzt, die Befestigung geschieht mit Hilfe eines Pfettenstuhles. In der zweiten Abbildung liegen Pfettenoberkante und Rippenoberkante zwecks Erzielung geringer Bauhöhe beiläufig in gleicher Höhe, die Pfette stößt stumpf von beiden Seiten her gegen den Steg der  $\bar{\text{T}}$ -Trägerrippe.

Es ist verständlich, daß mit den vorangegebenen Einzelheiten nicht alle Möglichkeiten der Verbindung von Sparren und Pfetten bzw. der Pfetten mit dem eigentlichen Raumtragwerk erschöpft sind, da gerade bei Kuppeltragwerken die Mannigfaltigkeit der Anordnungen außerordentlich groß ist; die wichtigsten Fälle sind aber obenstehend erläutert worden.

### b) Die Knotenpunktdurchbildung im Raumfachwerk

Die bauliche Gestaltung der Knoten im Raumfachwerk wird im allgemeinen durch die Tatsache beherrscht, daß die in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe nicht in einer Ebene liegen. Dieser Umstand bringt gewisse Schwierigkeiten mit sich, die eine einwandfreie Lösung der Aufgabe sehr erschweren, da es vielfach nicht möglich ist, gewisse Ausmittigkeiten zu vermeiden.

Bei enger Sparren- und Ringteilung und großem Krümmungshalbmesser der Kuppelerzeugenden formt man zweckmäßig die Sparren derart, daß ihre Oberkante nach der Kuppelerzeugenden stetig gekrümmt wird. Dann können an den Knotenpunkten Bleche auf den Sparren aufgesetzt werden, die nur in zwei Linien geknickt sind, wie dies Abb. 899 erkennen läßt. Der Sparren besteht i. d. R. aus Stegblech und zwei Winkeln, wobei der Steg in jedem Knoten gestoßen wird. Die Oberkante des Stegbleches ist gekrümmt, die Unterkante gerade und wird, wenn notwendig, mit Winkeln ge-

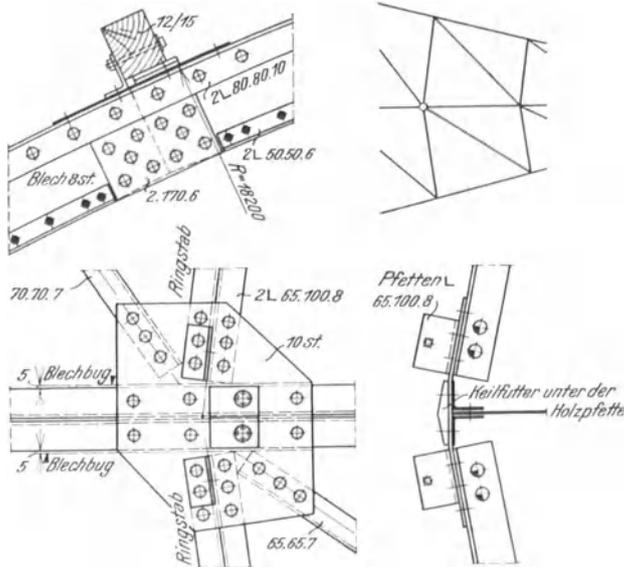


Abb. 899

säumt. Es entsteht so ein biegesteifer Träger, der die gewöhnlich in Abständen von rd. 1 m angeordneten Holzpfetten von Knoten zu Knoten trägt. Bei dieser Anordnung können aber die Streben nur mit etwas Zwang eingesetzt werden, da die beiden Anschlußbleche, die durch eine Strebe verbunden werden, nicht genau in einer Ebene liegen. Die abstehenden Blechteile und die Strebenwinkel werden beim Einbau etwas gebogen. Ist wie in Abb. 899 im Knotenpunkt eine Holzpfette aufgelagert, dann muß diese auf eine Keilplatte gesetzt werden, damit sie genügend hoch über den Ringstäben zu liegen kommt, um Raum für die Nietköpfe des Ringanschlusses zu gewinnen, und um zu verhüten, daß die Pfette auf den abstehenden

Teilen des Anschlußbleches und nicht auf dem Sparren aufsitzt. Bei enger Pfettenteilung, die ja die Regel ist, lassen sich aber die Pfetten so anordnen, daß sie rechts und links vom Knoten sitzen. Alle Pfetten werden dann mit einem einfach geknickten Anschlußwinkel auf den Sparren befestigt. Die Holzpfetten sind nicht stumpf zu stoßen, sondern auf 20 bis 30 cm Länge zu überblatten, Abb. 900.

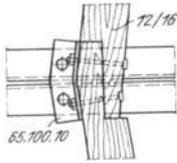


Abb. 900

Viel besser ist die Ausbildung des Knotens wie sie in Abb. 901 dargestellt ist, sie gestattet auch, den Kuppelsparren von Knoten zu Knoten geradlinig durchzuführen. Das Anschlußblech besteht aus zwei Teilen und ist jeder Teil einmal abgeknickt. Dadurch ist es möglich, sämtliche Anschlußstäbe genau in der ihnen gehörenden Ebene anzuschließen. Die beiden Bleche sind mit vier Winkeln an den Sparren angeheftet. Bei der Wahl des Querschnittes für den Sparren ist darauf zu achten, daß die Anschlußbleche nicht allzu weit vom Schwerpunkt des Gurtquerschnittes abstehen, um Exzentrizitätsmomente tunlichst zu verringern. Das Moment  $\Delta S \cdot e$ , wo  $\Delta S$  den Zuwachs der Sparrenkraft  $S$  im betreffenden Knoten und  $e$  die Achsenabweichung bedeutet, ist bei der Bemessung des Sparrenquerschnittes zu berücksichtigen.

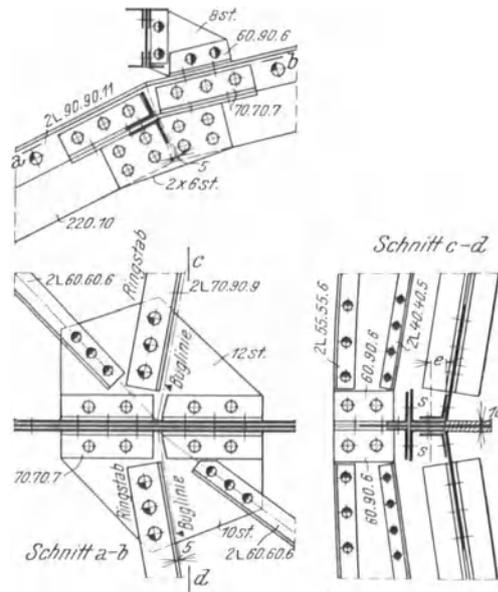


Abb. 901

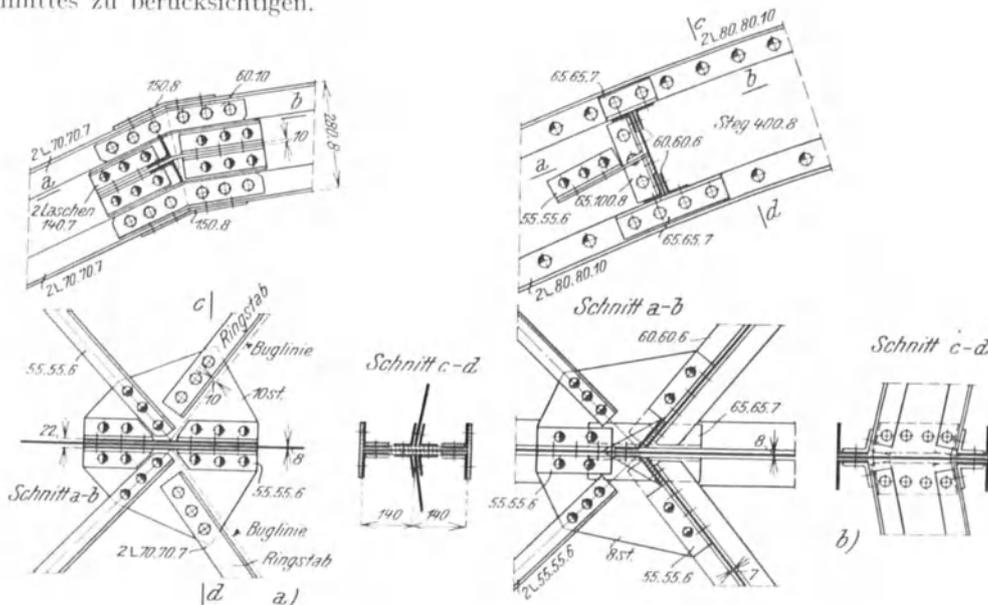


Abb. 902

Es liegt natürlich nahe, durch entsprechende Querschnittsgestaltung der Kuppelsparren Exzentrizitätsmomente in den Anschlußpunkten möglichst vollständig auszuschalten. In Abb. 902a) ist der Sparren als symmetrischer I-förmiger Druckstab ausgebildet und sind die Ringe und Streben in der Stabachse angeschlossen. Der Grundgedanke

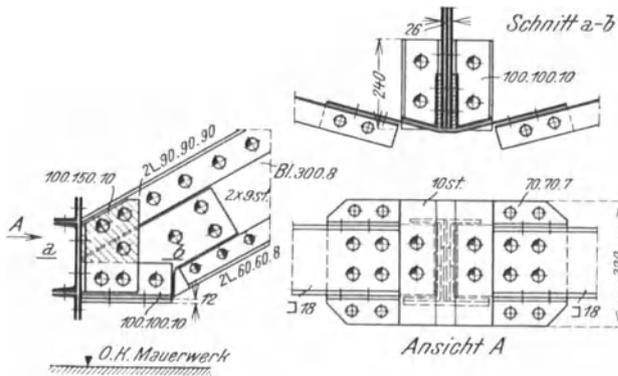


Abb. 903

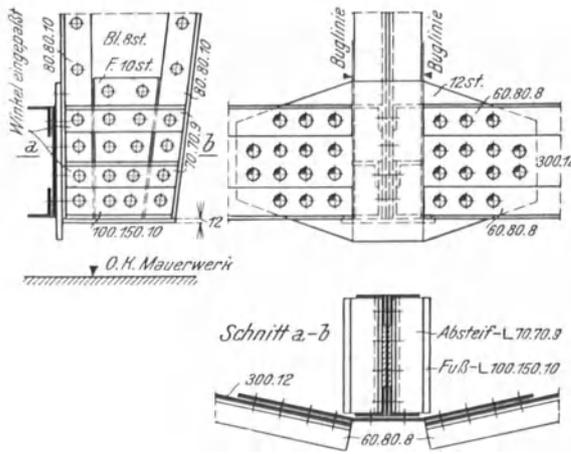


Abb. 904

der Knotenausbildung ist sonst im wesentlichen der gleiche wie in Abb. 901. Der Abb. 902 a) wurde die Annahme zugrunde gelegt, daß es sich um einen Knoten eines Gratsparren einer Scheibenkuppel über rechteckigem Grundriß handelt, weshalb die Ringstäbe unter nur wenig von  $45^\circ$  verschiedenem Winkel gegen den Sparren anlaufen. Bei allen solchen Knotenausbildungen ist darauf zu achten, daß der Knick in jedem der beiden Anschlußbleche durch nahe an den Knick herangeführte Winkel tunlichst ausgesteift wird, um ein Geradestrecken oder ein Einfalten zu verhindern. In Abb. 902 a) wurden aus diesem Grunde die Streben 55 . 55 . 6 bis knapp an die Buglinie fortgesetzt.

Ein ganz ähnlicher Gratknoten ist in Abb. 902 b) dargestellt. Hier ist der Sparren aber stetig gekrümmt angenommen und die Ringstäbe, da sie Zwischensparren zu tragen haben, als biegesteife I-Träger ausgebildet. Die beiden anfallenden Ringstäbe sind am Steg und an den Gurten mittels abgebogener Anschlußwinkel an den Gratsparren befestigt. Die von dem gleichen Punkt ausgehenden Streben sitzen an Anschlußblechen, die ihrerseits an den Stegen des Sparrens bzw. der Ringstäbe befestigt sind.

**Der Sparrenfuß.** Der Sparrenfuß unterscheidet sich von dem üblichen Träger- oder Binderfuß durch den fast in allen Fällen vorhandenen Fußring, der die unteren Enden der

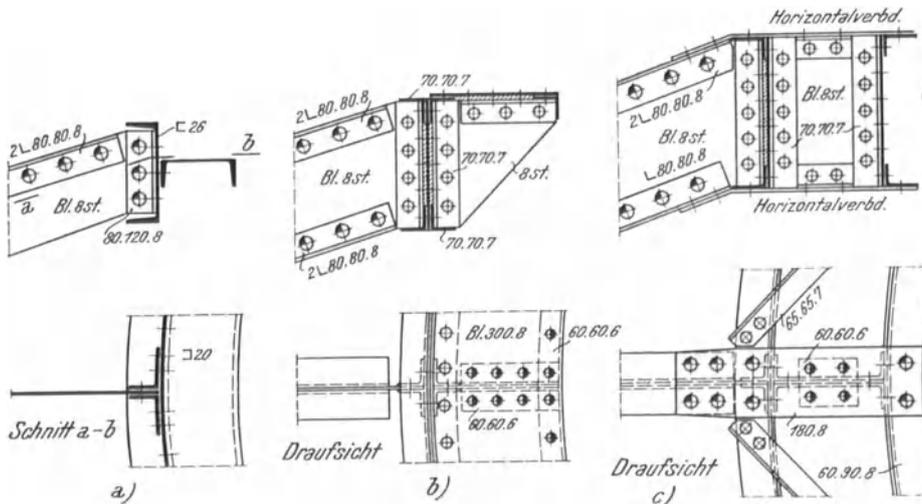


Abb. 905

Sparren miteinander verbindet. Der Fußring wird fast immer an der Außenseite befestigt. In Abb. 903 besteht der Fußring aus einem  $\square 18$ , das an ein zweimal geknicktes Blech, das an der Außenkante des Sparrenfußes angenietet ist, angeschlossen ist. Ganz ähnlich ist die Anordnung bei steil aufsitzendem Sparrenfuß. Siehe Abb. 904. Bei dieser Ausführungsweise ist darauf zu achten, daß die Abtriebskräfte an den Knickstellen des Fußringes aufgenommen werden. Zu diesem Zwecke wurden in Abb. 904 strenge eingepaßte Absteifwinkel  $70 \cdot 70 \cdot 9$  vorgesehen.

**Anschluß der Sparren an den Laternenring.** Der Laternenring hat im Einzelfalle noch besondere Aufgaben zu erfüllen, weshalb er in der Regel sowohl in lotrechter als auch in wagrechter Richtung biegesteif ausgeführt wird. Die in Betracht kommenden Querschnittsformen dieses Ringes sind in Abb. 905 veranschaulicht, die auch den üblichen steifen Anschluß des Sparrens an den Ring erkennen läßt.

**c) Die Lagerung der Raumbachwerke**

**1. Flächenlager.** Lager, die eine Verschiebung des gelagerten Punktes in beliebiger wagrechter Richtung gestatten, bezeichnen wir als Flächenlager. Die einfachste Ausführung ist in Abb. 906 dargestellt.

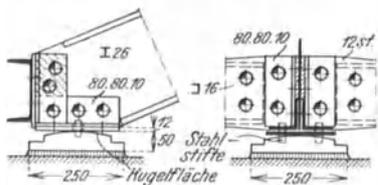


Abb. 906

Eine oben kugelförmige Platte gestattet beliebige, kleine Bewegungen in wagrechter Ebene. Zwei Stahlstifte, die in der Lagerplatte eingeschraubt sind und in entsprechend größere Löcher des Sparrenfußes greifen, be-

grenzen die Verschiebungen. Derartige Platten können bis etwa 20 t Auflagerdruck verwendet werden. Bei größeren Drücken empfiehlt es sich, die Lager nach Abb. 907 mit Ober- und Unterteil auszuführen. Sollen Stahlgußteile vermieden werden, so ist die Anordnung nach Abb. 908 mit Walzträgerstuhl zu wählen. Bei beiden eben besprochenen Anordnungen ist damit zu rechnen, daß infolge der gleitenden Reibung immerhin noch nennenswerte Kräfte auf das Lagermauerwerk in radialer Richtung ausgeübt werden. Will man solche Belastungen vermeiden, dann sind die Lager zumindest bei größeren Auflagerdrücken gemäß Abb. 909 auszubilden. Zwei Rollenpaare, deren Achsen senkrecht aufeinanderstehen, ermöglichen Bewegungen nach beliebigen Richtungen in der wagrechten Ebene.

**2. Linienlager.** Lagervorrichtungen, die zur Übertragung einer lotrechten und wagrechten Auflagerkraft, letztere aber nur in einer bestimmten Richtung, geeignet sind, haben wir als Linienlager bezeichnet. Die bei der Lagerung von Bindern üb-

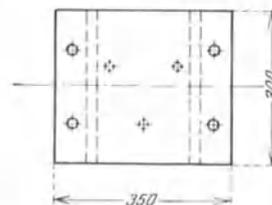
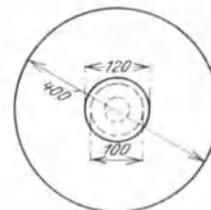
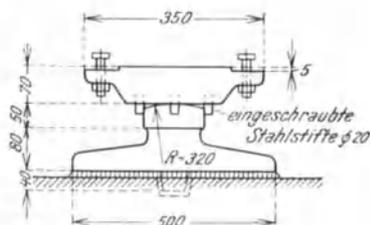


Abb. 907

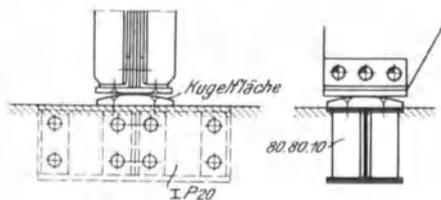


Abb. 908

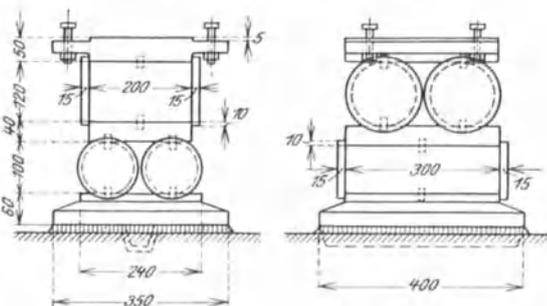


Abb. 909

lichen Gleit- und Rollenlager gehören hierher, und sei deswegen auf S. 630, Abb. 619, verwiesen. Es ist bei der Ausführung derartiger Lager für Kuppelkonstruktionen nur darauf zu achten, daß für die Aufnahme bedeutender wagrechter Kräfte senkrecht zur Bewegungs-

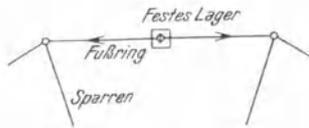


Abb. 910

richtung Sorge zu tragen ist. Der Lagerunterteil ist deshalb entsprechend kräftig in das Mauerwerk zu verankern. Der Lagerstuhl ist mit seiner Längsrichtung senkrecht zur Gleitrichtung anzuordnen.

Bei gewissen Kuppeltragwerken werden alle Lager als Flächenlager ausgebildet, dafür aber einzelne oder alle Fußringfelder in der Mitte an je einen festen Punkt gelenkig angeschlossen. Das feste Lager, siehe Abb. 910, darf nur Kräfte in der Richtung des Fußringstabes, also in der Längsrichtung des Mauerwerks übertragen. Dieses Ziel kann auf verschiedene Weise erreicht werden. In Abb. 911 ist ein in das Mauerwerk eingreifender

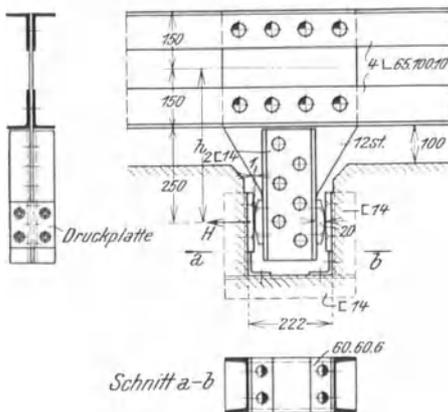


Abb. 911

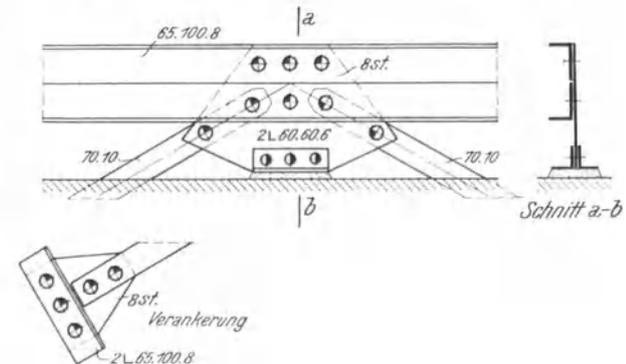


Abb. 912

gegen das Mauerwerk stützt. Der Fußring hat dann neben der ihm zukommenden größten Längskraft noch das Moment  $Hh$  aufzunehmen. Eine zweite Lösung ist in Abb. 912 dargestellt. Die Mitte des Fußringstabes ist mit Flachstäben in der Längsrichtung des Mauerwerks verankert. Diese schlaffen Streben gestatten nur die Übertragung der Längskräfte in der Längsrichtung des Mauerwerkes.

## § 27. Ausführungsbeispiele zum zehnten Abschnitt

### 102. Schwedlerkuppel von 76 m Spannweite<sup>1)</sup>

Die im Jahre 1903 erbaute Schwedlerkuppel hat 36 gerade Sparren und 7 Geschosse. Die Sparren tragen unmittelbar die aus Holzpfetten und Schalung samt Dachpappe bestehende Dachhaut, sie sind daher biegesteif ausgebildet. Bei 38 m Kuppelradius liegt der ideale Scheitel der Sparren 15,90 m über Achse Fußring. Im Gegensatz zu ähnlichen Ausführungen ist bei dem in Abb. 913 in der Übersicht und in den Einzelheiten dargestellten Raumtragwerk besonderes Gewicht auf mittige Verbindung von Sparren, Ringen und Streben gelegt. Auch die Lagerung ist einwandfrei durchgeführt, indem die Sparren auf Lagerplatten (Flächenlager) aufsitzen, der Fußring aber jeweils in der Mitte zwischen zwei Lagern in Richtung der Tangente an dem Mauerring festgehalten ist.

Die Sparren bestehen aus I-Trägern von 380 bzw. 381 mm Höhe, die Zwischenringe durch-

<sup>1)</sup> Kuppel über dem Gasbehälter I in Berlin-Tempelhof. Entwurf und Ausführung M. A. N. Gustavsburg.



wegs aus zwei mit Bindeblechen vereinigten  $\square$ -Eisen in 116—121 mm Abstand voneinander. Der unterste Zwischenring weist  $\square$ -Eisen von 235 mm Steghöhe, der oberste Zwischenring  $\square$  10 auf. Auch sämtliche Streben, die als gekreuzte Streben, also nur für Zug, berechnet wurden, bestehen in den untersten zwei Geschossen aus zwei  $\square$ -Eisen, die durch Bindebleche miteinander verbunden sind, in den übrigen Geschossen aus je einem hochkantig gestellten  $\square$ -Eisen.

Der Fußring ist ein Differdinger Träger von 500 mm Höhe, der über jedem Lager gestoßen ist. Der Laternenring hat  $\square$ -Form, wobei der lotrechte Steg aus 2 Winkeln  $90 \cdot 225 \cdot 11$  besteht, während der wagrechte Steg aus einem  $\square$  30 gebildet wird.

Die Tangentiallagerung des Fußringes besteht aus zwei den Fußring umfassenden  $\square$  20, die in eine Ausnehmung des Mauerringes greifen und sich mittels gewölbter Druckplatten gegen einen im Mauerwerk satt eingebetteten gußeisernen Kasten stemmen, der die Tangentialdrücke auf das Mauerwerk überträgt.

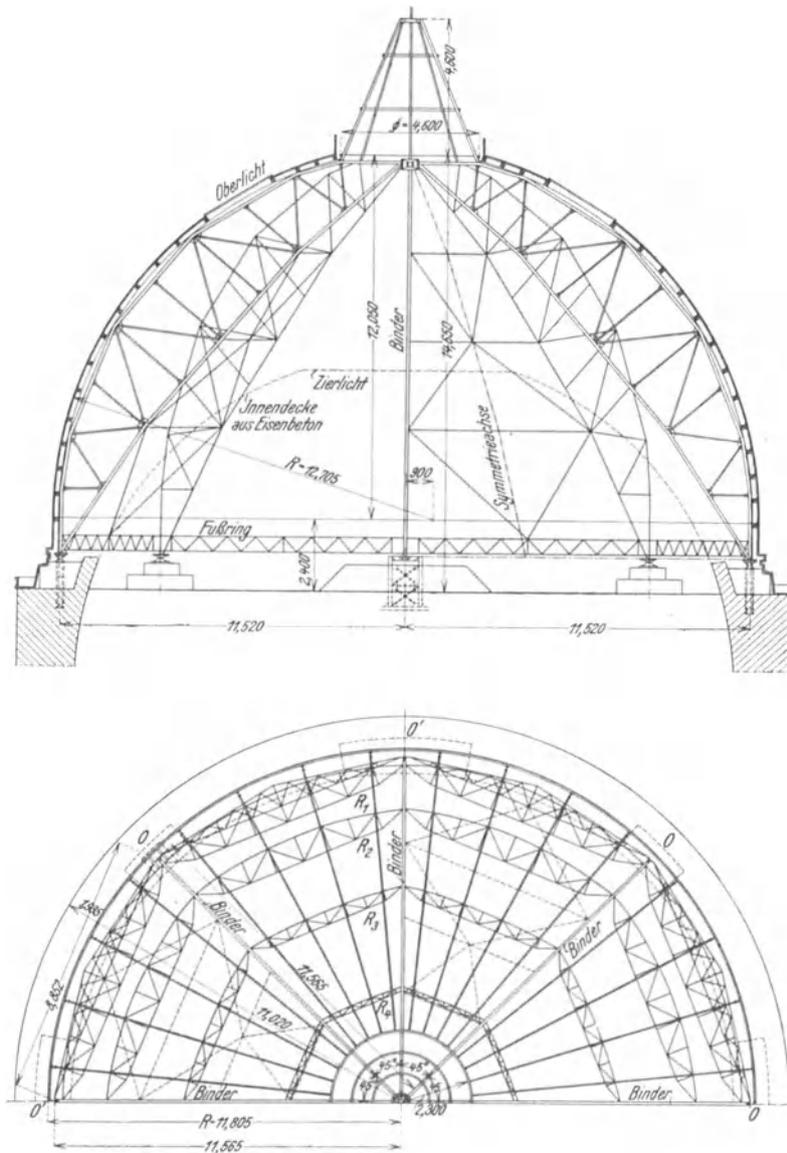


Abb. 914

### 103. Zeltdachkuppel von 23 m Durchmesser<sup>1)</sup>

Das im Aufriß und Grundriß in Abb. 914 veranschaulichte Tragwerk ist eine achteckige Sparrenkuppel, die in allen acht Sparrenpunkten durch Flächenlager, die nur senkrechte Drücke übertragen, gestützt ist und daneben in jedem zweiten Eckpunkte noch wagrecht durch Linienlager geführt ist. Das Raumsystem ist, wie die Auszählung lehrt, siehe Abb. 920 auf S. 861, einfach statisch unbestimmt. Das Tragwerk ist mit Kupferblech auf Holzschalung, die von wagrecht verlaufenden Holzpfetten in rd. 1 m Abstand getragen wird, abgedeckt. Die Holzpfetten sind durch I-Trägersparren gestützt, von denen je vier in einem Kuppelfelde liegen. Die I-Sparren endlich werden von Fachwerkpfetten getragen, die in durch den Krümmungsmittelpunkt der Erzeugenden gehenden Hauptebenen liegen. Die Zwischensparren, die mit ihrem unteren Ende unmittelbar auf dem stützenden Mauerwerk aufrufen, sind daher in den Zwischenpunkten durch die Pfetten radial gestützt. In jedem zweiten Felde ist ein Querverband, der die Untergurte der Fachwerkhauptsparren gegen seitliches Ausweichen sichert und die Aufstellung erleichtern sollte, vorgesehen.

#### Auszug aus der statischen Berechnung

##### A. Belastungsannahmen

Gewicht der Dachhaut: Kupferblech, Schalung, Holzpfetten.....	45 kg/m <sup>2</sup> Dachfläche
Zwischensparren .....	9 „ „
Pfettenringe .....	6 „ „
Hauptsparren der Kuppel einschl. Verbände je lfd. m Obergurt .....	100 kg
Schneelast .....	75 kg/m <sup>2</sup> Grundrißfläche
Winddruck, wagrecht wirkend .....	200 „

##### B. Zwischensparren

Die Belastungsflächen eines Sparrens sind in Abb. 915 eingeschrieben. Damit ergeben sich folgende Flächenbelastungen bzw. Knotenlasten; (Wegen der Knotenbezeichnung siehe Abb. 916).

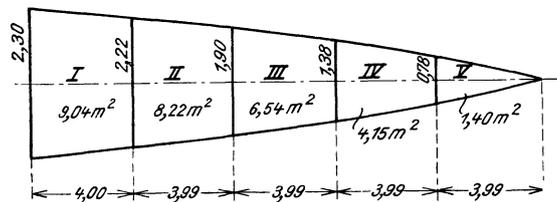


Abb. 915

a) Bleibende Last:  $g = 45 + 9 + 6 = 60 \text{ kg/m}^2$

Fläche	Flächenlast	Knotenpunkt	Knotenlast
I	$9,04 \cdot 60 = 542 \text{ kg}$	1	$\frac{542 + 493}{2} = 520 \text{ kg}$
II	$8,22 \cdot 60 = 493 \text{ „}$	2	$\frac{493 + 392}{2} = 440 \text{ „}$
III	$6,54 \cdot 60 = 392 \text{ „}$	3	$\frac{392 + 249}{2} = 320 \text{ „}$
IV	$4,15 \cdot 60 = 249 \text{ „}$	4	$\frac{249 + 84}{2} = 170 \text{ „}$
V	$1,40 \cdot 60 = 84 \text{ „}$	5	$\frac{84}{2} = 40 \text{ „}$

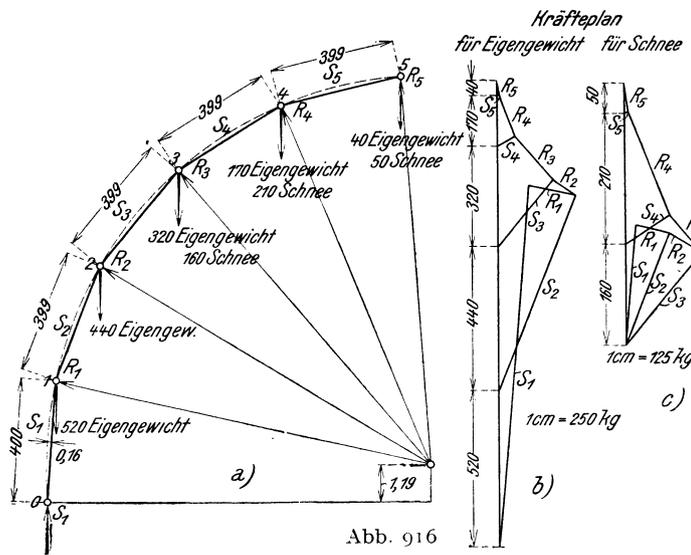
<sup>1)</sup> Kuppel über der Kirche auf dem Zentralfriedhof in Wien. Entwurf des Verfassers. Ausführung Waagner-Biro-A. G., Wien.

β) Schneebelastung. Schneebelastung wird nur in den beiden obersten Feldern angenommen  $p_s = 75 \text{ kg/m}^2$ .

Fläche	Flächenlast	Knotenpunkt	Knotenlast
IV	$4,15 \cdot 75 = 312 \text{ kg}$	3	$\frac{312}{2} = 160 \text{ kg}$
V	$1,40 \cdot 75 = 105 \text{ ,,}$	4	$\frac{312 + 105}{2} = 210 \text{ ,,}$
		5	$\frac{105}{2} = 50 \text{ ,,}$

γ) Windbelastung.  $w = 200 \sin \alpha$ <sup>1)</sup>

Fläche	Flächenlast	Knotenpunkt	Knotenlast radial
I	$9,04 \cdot 200 = 1808 \text{ kg}$	1	$\frac{1808 + 1520}{2} = 1660 \text{ kg}$
II	$8,22 \cdot 185 = 1520 \text{ ,,}$	2	$\frac{1520 + 1007}{2} = 1260 \text{ ,,}$
III	$6,54 \cdot 154 = 1007 \text{ ,,}$	3	$\frac{1007 + 440}{2} = 720 \text{ ,,}$
IV	$4,15 \cdot 106 = 440 \text{ ,,}$	4	$\frac{440 + 63}{2} = 250 \text{ ,,}$
V	$1,40 \cdot 45 = 63 \text{ ,,}$	5	$\frac{63}{2} = 30 \text{ ,,}$



In der Abb. 916a) ist der Sparren mit den unter a) und β) berechneten Knotenlasten dargestellt. In den danebenstehenden beiden Abb. b) und c) ist die Zerlegung in die Stabkräfte S des Sparrenbogens und in die an die Pfetten abgegebenen Auflagerkräfte R durchgeführt. Die radial gerichtete Windbelastung erzeugt nur Auflagerdrücke R, während alle Stabkräfte  $S = 0$  sind. Damit ergeben sich folgende Stabkräfte S und Auflagerkräfte R.

Zusammenstellung 1

	Stabkräfte in den Sparrenteilen, kg				Radiale Auflagerdrücke, kg				
	Eigengew.	Schnee	Wind	Summe	Eigengew.	Schnee	Wind	Summe	
$S_1$	1190	190	0	1380	$R_1$	- 170	- 50	+ 1660	+ 1440
$S_2$	670	190	0	860	$R_2$	+ 90	- 60	+ 1260	+ 1290
$S_3$	280	190	0	470	$R_3$	+ 180	+ 80	+ 720	+ 980
$S_4$	70	80	0	150	$R_4$	+ 150	+ 180	+ 250	+ 580
$S_5$	0	0	0	0	$R_5$	+ 40	+ 50	+ 30	+ 120

<sup>1)</sup> Nach älterer Vorschrift, die Kuppel wurde 1909 erbaut, wurde mit  $w \sin \alpha$  und nicht mit  $w \sin^2 \alpha$  gerechnet.

Am ungünstigsten ist der unterste Sparrenteil beansprucht, bei 400 cm Feldlänge ist das Biegemoment von der Windbelastung

$$M_w = \frac{1}{10} \cdot 1,808 \cdot 400 = 72,32 \text{ cmt.}$$

Die Pfeilhöhe beträgt 16 cm, daher das Biegemoment im Felde infolge der Stabkrümmung

$$M' = -\frac{1}{3} S f = -\frac{1}{3} \cdot 1,380 \cdot 16 = 7,36 \text{ cmt.}^1)$$

Gesamtmoment daher

$$M = 72,33 - 7,36 = 64,96 \text{ cmt}$$

ausgeführter Querschnitt  $\text{I } 12.2)$

**C. Pfettenringe**

Die als ebene Fachwerkträger ausgeführten, nur in ihrer Ebene belasteten Pfettenringe werden unter der vereinfachten Annahme berechnet, daß die am Außengurt angreifenden Sparrenlasten untereinander parallel sind. Abb. 917 zeigt die Abmessungen der Ringe 1 bis 4 mit den vier gleich großen Knotenlasten P. In der folgenden Zusammenstellung 2 sind die größten Gurtkräfte und die größten Strebenkräfte berechnet.

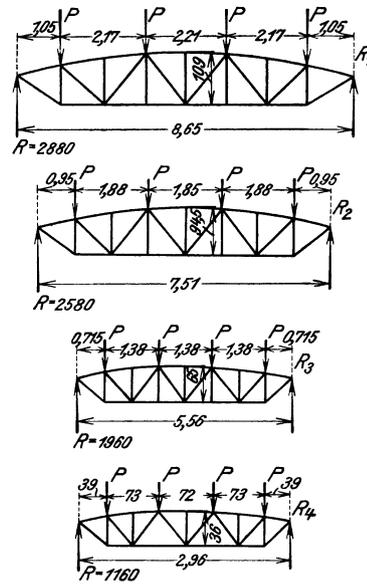


Abb. 917

Zusammenstellung 2

Ring	1	2	3	4
P in t	1,44	1,29	0,98	0,58
R in t	2,88	2,58	1,96	1,16
max M in cmt	$2,88 \cdot 322 - 1,44 \cdot 217 = 614,9$	$2,58 \cdot 283 - 1,29 \cdot 188 = 487,6$	$1,96 \cdot 209,5 - 0,98 \cdot 138 = 275,4$	$1,16 \cdot 112 - 0,58 \cdot 73 = 87,6$
Größte Gurtkraft in t	$\frac{614,9}{109} = \pm 5,64$	$\frac{487,6}{94,5} = \pm 5,17$	$\frac{275,4}{65} = \pm 4,24$	$\frac{87,6}{36} = \pm 2,43$
Größte Strebenkraft in t	$\frac{1,44 \cdot 108}{62} = + 2,51$	$\frac{1,29 \cdot 100}{59} = + 2,19$	$\frac{0,98 \cdot 85}{45} = + 1,85$	—

Gewählt wurden für die Gurte 2  $\text{L } 55 \cdot 55 \cdot 6$  bis 2  $\text{L } 40 \cdot 40 \cdot 5$ , für die Streben  $\text{L } 40 \cdot 40 \cdot 4$ .

**D. Das Kuppeltragwerk**

a) **Die Hauptsparren der Kuppel.** Die Hauptsparren werden zunächst als ebene Scheiben (Balken) unter dem Einfluß der von den Ringpfetten in den Knotenpunkten in radialer Richtung übertragenen Kräfte berechnet. Hierbei wurde der Scheitel als festes Lager, der Fußpunkt als bewegliches Lager mit lotrechter Auflagerkraft angenommen.<sup>3)</sup>

Zusammenstellung der Knotenlasten:

a) Knotenlasten vom Eigengewicht des Hauptsparrens. Wegen der Knotenbezeichnung siehe Abb. 916.

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 4,0 \cdot 100 = 400 \text{ kg.}$$

β) Knotenlasten von der bleibenden Last (siehe Zusammenstellung 1):

$$P_1 = 4 \cdot 170 = 680 \text{ kg, } P_2 = 4 \cdot 90 = 360 \text{ kg, } P_3 = 4 \cdot 180 = 720 \text{ kg,}$$

$$P_4 = 4 \cdot 150 = 600 \text{ kg, } P_5 = 4 \cdot 40 = 160 \text{ kg.}$$

Zwischen Knoten 4 und 5 wurde noch eine vom Kreuzaufsatz herrührende lotrechte Einzelast von 1250 kg in Rechnung gestellt.

<sup>1)</sup> Siehe S. 847.

<sup>2)</sup> Hier und im folgenden wird der Nachweis der Beanspruchungen als für die Darstellung unwesentlich unterdrückt.

<sup>3)</sup> Siehe die Erläuterungen auf S. 834.

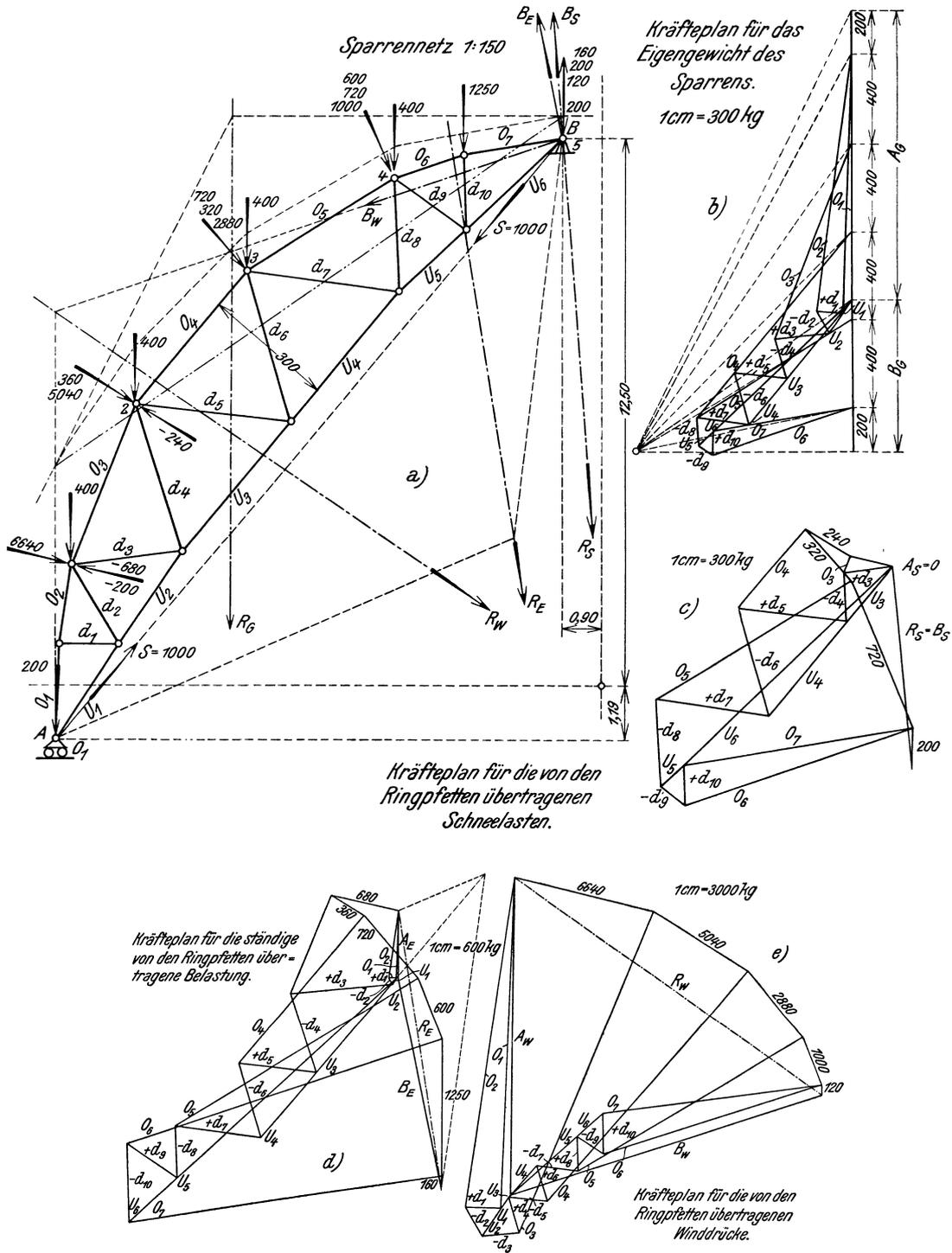


Abb. 918

γ) Knotenlasten vom Schnee:

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 4 \cdot 50 = -200 \text{ kg}, & P_2 &= 4 \cdot 60 = -240 \text{ kg}, & P_3 &= 4 \cdot 80 = 320 \text{ kg}, \\
 P_4 &= 4 \cdot 180 = 720 \text{ kg}, & P_5 &= 4 \cdot 50 = 200 \text{ kg}.
 \end{aligned}$$

δ) Knotenlasten vom Wind:

$$P_1 = 4 \cdot 1660 = 6640 \text{ kg}, \quad P_2 = 4 \cdot 1260 = 5040 \text{ kg}, \quad P_3 = 4 \cdot 720 = 2880 \text{ kg},$$

$$P_4 = 4 \cdot 250 = 1000 \text{ kg}, \quad P_5 = 4 \cdot 30 = 120 \text{ kg}.$$

Mit diesen Lasten wurden die in Abb. 918 dargestellten Kräftepläne gezeichnet. Außerdem wurden noch die Kräfte im Sparren für die in der Verbindungsgeraden der Auflagerpunkte wirkenden Lasten  $S = 1000 \text{ kg}$  in Abb. 919 ermittelt.

b) Die Spannkraft im Raumtragwerk. Sparren und Fußring bilden bei der oben angegebenen Lagerung ein einfach statisch unbestimmtes System, das in Abb. 920 veranschaulicht ist. Im Scheitel und in den Fußpunkten wird dieses Tragwerk durch die Stützenkräfte der ebenen Fachwerksparren belastet. Die lotrechten Stützenkräfte am Fuß werden unmittelbar in das Grundmauerwerk geleitet, so daß nur mehr der Einfluß einer Belastung am Scheitel durch eine beliebig gerichtete Einzellast, der Mittelkraft aller am Scheitel angreifenden Reaktionen der Sparren, zu untersuchen bleibt. Wie man leicht erkennen kann, verhält sich das vorliegende System für diesen Lastangriff wie ein statisch

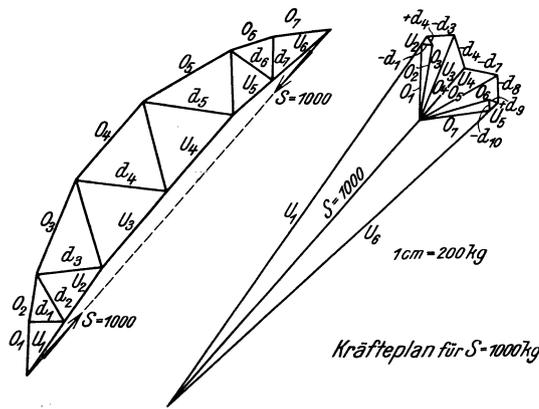


Abb. 919

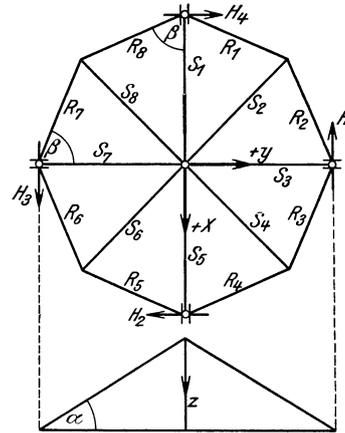


Abb. 920

bestimmtes Tragwerk. Wir denken uns die Scheitellast in drei Teilkräfte nach den Richtungen  $x$ ,  $y$  und  $z$  zerlegt und erkennen sofort folgendes: Eine lotrechte Last  $P_z = 1$  erzeugt nur lotrechte Auflagerkräfte, so daß  $H_1 = H_2 = H_3 = H_4 = 0$ .

Es ist dann für jeden Sparren

$$S = -\frac{1}{8 \sin \alpha}$$

und für jeden Fußringstab

$$R = \frac{1}{16 \operatorname{tg} \alpha \cos \beta}$$

Eine wagrechte Last  $P_x = 1$  in der Richtung  $x$  ruft nur zwei wagrechte Auflagerkräfte  $H_1 = \frac{1}{2}$ ,  $H_3 = -\frac{1}{2}$  hervor, während  $H_2 = H_4 = 0$  sind. Zur Bestimmung der Stabkräfte  $S$  und  $R$  gehen wir hier so vor: Wir nehmen die Ringkräfte  $R_1, R_3, R_5$  als gegeben an und drücken alle anderen Stabkräfte durch diese drei Größen aus. Aus den Gleichgewichtsbeziehungen für den Scheitelpunkt

$$\Sigma X = 1, \quad \Sigma Y = 0, \quad \Sigma Z = 0 \dots\dots\dots a)$$

erhält man nach Einführung der Stabkräfte in diese Gleichungen drei Beziehungen für die Unbekannten  $R_1, R_3, R_5$ , womit auch alle anderen Stabkräfte gegeben sind. Der besseren Übersicht wegen werden die Stabkräfte  $R_1, R_3, R_5$  in den folgenden Rechnungen durch Querstriche hervorgehoben.

Aus Abb. 920 folgt unmittelbar, wenn  $\mu = \frac{\cos \beta}{\cos \alpha}$  gesetzt wird,

$$\left. \begin{array}{lll} R_2 = \bar{R}_1 & S_1 = -2 \bar{R}_1 \mu & S_5 = -(\bar{R}_3 + \bar{R}_5) \mu \\ R_4 = \bar{R}_3 & S_2 = -2 \bar{R}_1 \mu & S_6 = -2 \bar{R}_5 \mu \\ R_6 = \bar{R}_5 & S_3 = -(\bar{R}_1 + \bar{R}_3) \mu & S_7 = -(\bar{R}_1 + \bar{R}_5) \mu \\ R_7 = \bar{R}_1 & S_4 = -2 \bar{R}_3 \mu & S_8 = -2 \bar{R}_1 \mu \\ R_8 = \bar{R}_1 & & \end{array} \right\} \dots\dots\dots b)$$

Die Einführung in die Bedingungen a) liefert zunächst

$$\begin{aligned}\Sigma X = 1: & \quad \left[ S_5 - S_1 + (S_6 + S_4) \frac{\sqrt{2}}{2} - (S_8 + S_2) \frac{\sqrt{2}}{2} \right] \cos \alpha = 1 \\ \Sigma Y = 0: & \quad \left[ S_3 - S_7 + (S_4 + S_2) \frac{\sqrt{2}}{2} - (S_6 + S_8) \frac{\sqrt{2}}{2} \right] \cos \alpha = 0 \\ \Sigma Z = 0: & \quad \sum_1^8 S \sin \alpha = 0\end{aligned}$$

und nach Einsetzen der Ausdrücke aus b)

$$\begin{aligned}2 \bar{R}_1 - \bar{R}_3 - R_5 &= -\frac{1}{\cos \beta (1 + \sqrt{2})}, \\ \bar{R}_5 - \bar{R}_3 &= 0, \\ 8 \bar{R}_1 + 4 \bar{R}_3 + 4 \bar{R}_5 &= 0,\end{aligned}$$

woraus

$$\bar{R}_1 = -\frac{1}{4 \cos \beta (1 + \sqrt{2})} = -\frac{1}{4 \sin \beta}, \quad \bar{R}_3 = \bar{R}_5 = \frac{1}{4 \sin \beta}.$$

Somit gelten für die Stabkräfte im Raumfachwerk die Formeln

$$\left. \begin{aligned}R_1 = R_2 = R_7 = R_8 &= -\frac{1}{4 \sin \beta}, & R_3 = R_4 = R_5 = R_6 &= \frac{1}{4 \sin \beta}, \\ S_1 = S_2 = S_8 &= \frac{1}{2} \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}, & S_3 = S_7 &= 0, & S_4 = S_5 = S_6 &= -\frac{1}{2} \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}\end{aligned} \right\} \dots (d)$$

Durch zyklische Vertauschung erhält man aus den Formeln d) die Gleichungen für den Belastungsfall  $P_y = 1$ .

$$\left. \begin{aligned}R_1 = R_2 = R_3 = R_4 &= \frac{1}{4 \sin \beta}, & R_5 = R_6 = R_7 = R_8 &= -\frac{1}{4 \sin \beta}, \\ S_1 = S_5 &= 0, & S_2 = S_3 = S_4 &= -\frac{1}{2} \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}, & S_6 = S_7 = S_8 &= \frac{1}{2} \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}\end{aligned} \right\} \dots (e)$$

Als Scheitellasten kommen die Stützenkräfte  $B$  des Kuppelsparrens in Betracht. Diese sind nachstehend den Kräfteplänen entnommen und je in die lotrechte und wagrechte Teilkraft zerlegt, angegeben.

1. Vom Eigengewicht des Sparrens

$$B_h = 0, \quad B_v = 0,69 \text{ t.}$$

2. Von der von den Pfetten übertragenen bleibenden Last

$$B_h = 0,40 \text{ t}, \quad B_v = 1,98 \text{ t.}$$

3. Von der Schneelast (voll)

$$B_h = 0,08 \text{ t}, \quad B_v = 0,92 \text{ t.}$$

4. Vom Winddruck

$$B_h = 14,32 \text{ t}, \quad B_v = -4,88 \text{ t.}$$

Die gesamte Scheitellast beträgt daher:

$$\begin{aligned}\text{von 1. und 2.} & \quad P_h = 0,1) & P_v &= 8 (0,69 + 1,98) = 21,36 \text{ t,} \\ \text{von 3.} & \quad P_h = 0,1) & P_v &= 8 \cdot 0,92 = 7,36 \text{ t.}\end{aligned}$$

Mit den Winkelgrößen

$$\begin{aligned}a &= 49^\circ 44', & \sin a &= 0,763, & \cos a &= 0,646, & \operatorname{tg} a &= 1,180, \\ \beta &= 67^\circ 30', & \sin \beta &= 0,924, & \cos \beta &= 0,382, & \operatorname{cotg} \beta &= 0,414\end{aligned}$$

ergeben sich die tatsächlichen Stabkräfte im Raumsystem:

Bleibende Last:

$$\text{Sparrenkraft} \quad S = -\frac{P_v}{8 \sin \alpha} = -\frac{21,36}{8 \cdot 0,763} = -3,50 \text{ t,}$$

$$\text{Ringspannkraft} \quad R = \frac{P_v}{16 \operatorname{tg} \alpha \cos \beta} = \frac{21,36}{16 \cdot 1,180 \cdot 0,383} = 2,97 \text{ t.}$$

Schneebelastung (voll):

$$\text{Sparrenkraft} \quad S = \frac{7,36}{8 \cdot 0,763} = -1,21 \text{ t,}$$

$$\text{Ringspannkraft} \quad R = \frac{7,36}{16 \cdot 1,180 \cdot 0,383} = 1,02 \text{ t.}$$

<sup>1)</sup> Die wagrechten Kräfte  $B_h$  heben sich gegenseitig auf.

Windbelastung:

Hier sind zwei Laststellungen zu berücksichtigen: a) Windrichtung in Richtung eines Sparren mit Linienlagern an den Fußpunkten, Abb. 921 b);  $\beta$ ) Windrichtung in Richtung eines Sparren mit Flächenlagern, Abb. 921 a).

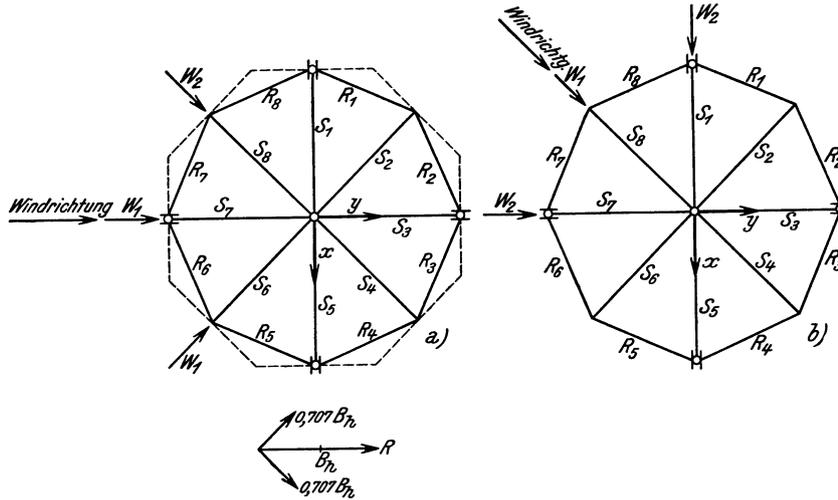


Abb. 921

Bei Laststellung a) ergibt sich:

lotrechte Scheitellast:  $P_v = -4,88 (1 + 2 \cdot 0,707) = -11,78 \text{ t}$  (nach aufwärts gerichtet),  
 wagrechte Scheitellast:  $P_h = 14,32 (1 + 2 \cdot 0,707^2) = 28,64 \text{ t}$  (in Richtung  $y$ ).

Hieraus folgen die Stabkräfte:

Sparrenkräfte:

von  $P_v$ :  $S = \frac{P_v}{8 \sin \alpha} = \frac{-11,78}{8 \cdot 0,763} = +1,93 \text{ t}$ ,  
 von  $P_h$ :  $\begin{cases} \text{Windseite } S = \frac{P_h \cotg \beta}{2 \cos \alpha} = \frac{28,64 \cdot 0,414}{2 \cdot 0,646} = +9,18 \text{ t}, \\ \text{Leeseite } S = -\frac{P_h \cotg \beta}{2 \cos \alpha} = -9,18 \text{ t}, \end{cases}$   
 $\Sigma S = +1,93 \pm 9,18 = \begin{cases} +11,11 \text{ t Windseite} \\ -7,25 \text{ t Leeseite} \end{cases}$

Ringkräfte:

von  $P_v$ :  $R = \frac{P_v}{16 \tg \alpha \cos \beta} = \frac{-11,78}{16 \cdot 1,180 \cdot 0,383} = -1,63 \text{ t}$ ,  
 von  $P_h$ :  $\begin{cases} \text{Windseite } R = -\frac{P_h}{4 \sin \beta} = -\frac{28,64}{4 \cdot 0,924} = -7,75 \text{ t} \\ \text{Leeseite } R = \frac{P_h}{4 \sin \beta} = +7,75 \text{ t} \end{cases}$   
 $\Sigma R = -1,63 \mp 7,75 = \begin{cases} -9,38 \text{ t Windseite} \\ +6,12 \text{ t Leeseite} \end{cases}$

Bei Laststellung  $\beta$ ) findet man:

$P_v$  und  $P_h$  sind ebenso groß wie vor; nur muß jetzt  $P_h$  in zwei Teilkräfte  $P_{hx}$  und  $P_{hy}$  in Richtung  $x$  und  $y$  zerlegt werden.

$$P_{hx} = P_{hy} = 0,707 P_h.$$

Infolge  $P_{hx}$  treten die Stabkräfte auf:

$$S_1 = S_2 = S_8 = \frac{P_{hx} \cotg \beta}{2 \cos \alpha}, \quad S_4 = S_5 = S_6 = -\frac{P_{hx} \cotg \beta}{2 \cos \alpha}, \quad S_3 = S_7 = 0$$

und infolge  $P_{hy}$ :

$$S_1 = S_5 = 0, \quad S_2 = S_3 = S_4 = -\frac{P_{hy} \cotg \beta}{2 \cos \alpha}, \quad S_6 = S_7 = S_8 = \frac{P_{hy} \cotg \beta}{2 \cos \alpha}.$$

Aus beiden Belastungen folgen daher

$$S_1 = S_7 = \frac{0,707 P_h \cotg \beta}{2 \cos \alpha}, \quad S_2 = S_6 = 0,$$

$$S_3 = S_5 = -\frac{0,707 P_h \cotg \beta}{2 \cos \alpha}, \quad S_4 = -0,707 P_h \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}, \quad S_8 = 0,707 P_h \frac{\cotg \beta}{\cos \alpha}.$$

Somit sind die größten Spannkraften auf der Windseite

$$S = 0,707 \cdot 28,64 \frac{0,414}{0,646} = 12,98 \text{ t}$$

und auf der Leeseite

$$S = -0,707 \cdot 28,64 \frac{0,414}{0,646} = -12,98 \text{ t}.$$

In gleicher Weise berechnet man die Ringspannkraften zu

$$R = -10,95 \text{ t auf der Windseite,}$$

$$R = +10,95 \text{ t auf der Leeseite.}$$

Da die Stabkräfte infolge  $P_v$  die gleichen sind wie unter  $a$ ), so ergeben sich die Gesamtwirkungen zu:

$$\text{Sparrenkraft: } S = \pm 12,98 + 1,93 = \begin{cases} + 14,91 \text{ Windseite} \\ - 11,05 \text{ Leeseite} \end{cases}$$

$$\text{Ringkraft: } R = \mp 10,95 - 1,63 = \begin{cases} - 12,58 \text{ Windseite} \\ + 9,32 \text{ Leeseite.} \end{cases}$$

Es ist sonach die Windstellung  $\beta$ ) die gefährlichere und wird diese der weiteren Berechnung zugrunde gelegt.

Mit Hilfe des in Abb. 919 gezeichneten Kräfteplanes für  $S = 1 \text{ t}$  ist man in der Lage, aus der Größe der voranstehend gefundenen S-Kräfte im Raumsystem alle Stabkräfte im Sparrenfachwerk zu bestimmen und mit den aus der Betrachtung als ebenes System gewonnenen Stabkräften zu den endgültigen Stabkräften zu vereinigen. Auf diese Weise sind die in der Zusammenstellung 3 angeführten Werte gewonnen.

Zusammenstellung 3

Stab	Von der bleibenden Last			Vom Schnee				Vom Wind auf der Windseite				Wind auf der Leeseite im räuml. System	Ungünstigste Gesamtstabkraft	
	im ebenen Fachwerk	im räumlichen System	zusammen	im ebenen Fachwerk	im räumlichen System	zusammen	im ebenen Fachwerk	im räumlichen System	zusammen	max.	min.			
$O_1$	-1,78	+0,71	-1,07	0	+0,25	+0,25	-15,18	-3,04	-18,22	+2,25	+1,43	-19,29		
$O_2$	-1,80	+0,70	-1,10	0	+0,24	+0,24	-15,30	-2,98	-18,28	+2,21	+1,35	-19,38		
$O_3$	-1,95	+0,86	-1,09	-0,09	+0,30	+0,21	-15,90	-3,66	-19,56	+2,71	+1,83	-20,65		
$O_4$	-2,63	+0,58	-2,05	-0,48	+0,22	-0,26	-14,10	-2,76	-16,86	+2,04	0	-19,17		
$O_5$	-3,53	+0,86	-2,67	-1,04	+0,30	-0,74	-12,12	-3,66	-15,78	+2,71	-0,04	-19,19		
$O_6$	-3,75	+0,70	-3,05	-1,10	+0,24	-0,86	-10,65	-2,98	-13,63	+2,21	-0,84	-17,54		
$O_7$	-3,56	+0,71	-2,85	-1,07	+0,25	-0,82	-10,26	-3,04	-13,30	+2,25	-0,60	-16,91		
$U_1$	+0,10	-4,09	-3,99	0	-1,42	-1,42	+0,60	+17,46	+18,06	-12,93	+14,07	-18,34		
$U_2$	+0,26	-4,17	-3,91	0	-1,44	-1,44	+2,25	+17,75	+20,00	-13,15	+16,09	-18,50		
$U_3$	+1,63	-4,14	-2,51	+0,32	-1,43	-1,11	+0,95	+17,67	+17,82	-13,10	+15,31	-16,72		
$U_4$	+2,70	-4,14	-1,44	+0,80	-1,43	-0,63	-1,85	+17,67	+15,82	-13,10	+14,38	-15,17		
$U_5$	+3,66	-4,17	-0,51	+1,46	-1,44	+0,02	-4,12	+17,75	+13,63	-13,15	+13,14	-13,66		
$U_6$	+4,24	-4,09	+0,15	+1,32	-1,42	-0,10	-5,70	+17,46	+11,76	+12,93	+11,91	-12,88		
$d_1$	+0,19	-0,07	+0,12	0	-0,02	-0,02	+1,64	+0,33	+1,97	-0,24	+2,09	-0,14		
$d_2$	-0,18	+0,07	-0,11	0	+0,02	+0,02	-1,50	-0,30	-1,80	+0,22	+0,13	-1,91		
$d_3$	+1,20	-0,26	+0,94	+0,23	-0,09	+0,14	-1,72	+1,12	-0,60	-0,83	+1,08	+0,11		
$d_4$	-0,95	-0,32	-1,27	-0,22	-0,11	-0,33	+1,75	+1,34	+2,09	-1,00	+0,82	-2,60		
$d_5$	+0,96	0	+0,96	+0,51	0	+0,51	-1,80	0	-1,80	0	+1,47	-0,84		
$d_6$	-0,96	0	-0,96	-0,51	0	-0,51	+1,80	0	+1,80	0	+0,84	-1,47		
$d_7$	+1,03	-0,32	+0,71	+0,52	-0,11	+0,41	-1,94	+1,34	-0,60	-1,00	+1,12	+0,29		
$d_8$	-0,63	-0,26	-0,89	-0,40	-0,09	-0,49	+1,68	+1,12	+2,80	-0,83	+1,91	-2,21		
$d_9$	+0,49	-0,07	+0,42	-0,13	-0,02	-0,15	-1,45	+0,30	-1,15	-0,22	+0,42	+0,88		
$d_{10}$	-0,64	-0,07	-0,71	+0,18	-0,02	+0,16	+1,90	+0,33	+2,23	-0,24	+1,68	-0,95		
$R$	—	+2,95	+2,95	—	+1,02	+1,02	—	-12,58	-12,58	+9,32	+13,29	-9,63		

Bei der Querschnittsbemessung wurde für den Ober- und Untergurt der Hauptsparren unveränderlicher Querschnitt  $2 \angle 80 \cdot 120 \cdot 10$  bzw.  $2 \angle 80 \cdot 120 \cdot 12$  gewählt, während für die Füllstäbe  $2 \angle 45 \cdot 45 \cdot 5$  bis  $65 \cdot 65 \cdot 7$  benutzt wurden. Der Fußring wurde aus zwei übereinanderliegenden Winkeln  $70 \cdot 70 \cdot 8$  gebildet.

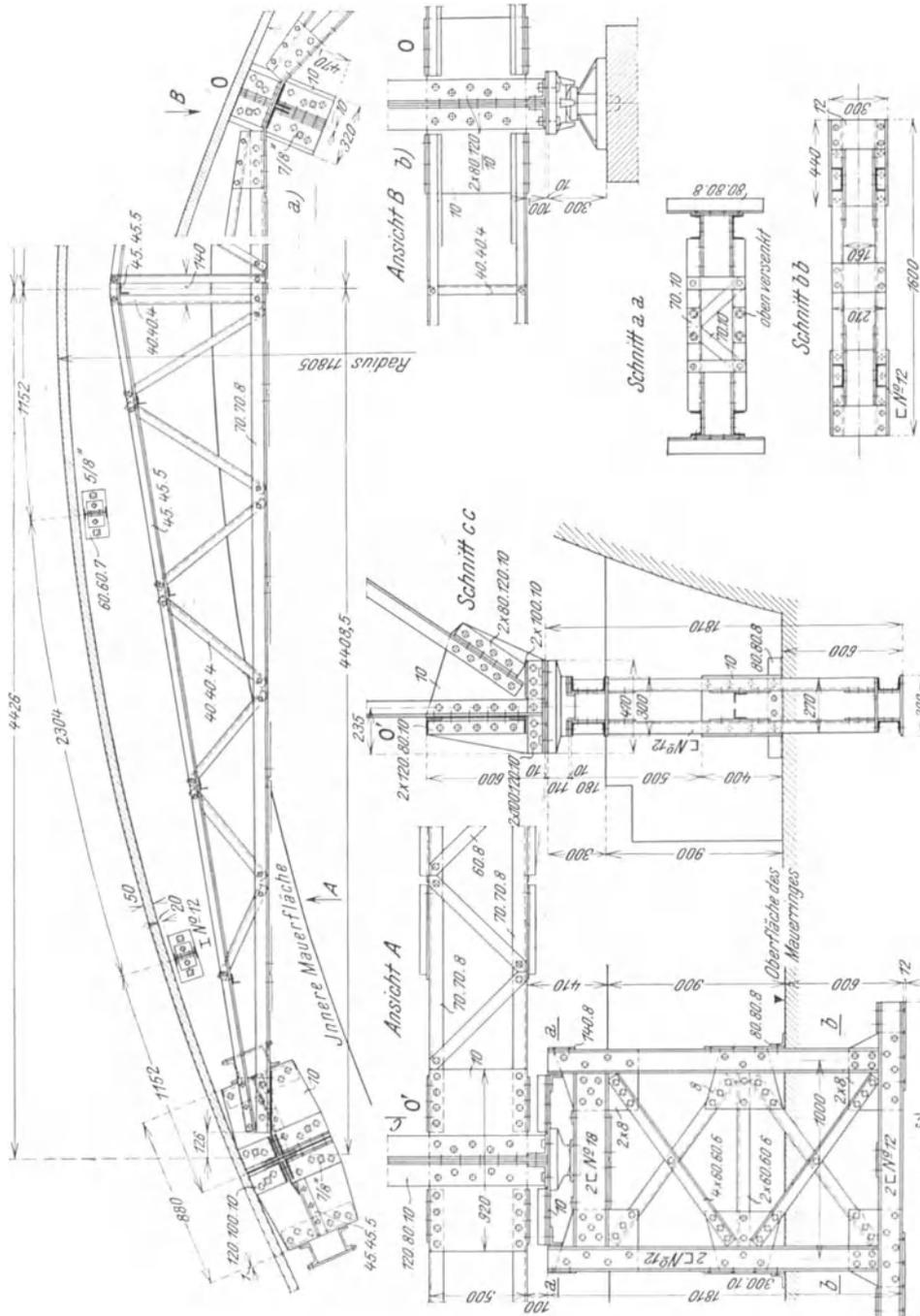


Abb. 922

**Bauliche Einzelheiten**

Die Ausbildung des Kuppelfußes, d. i. Fußring und Lagerung, geht aus Abb. 922 ausführlich hervor. Die rd. 9 m langen Fußringstäbe, die sowohl Zug- als auch Druckkräfte aufzunehmen haben, sind der Knicksicherheit wegen seitlich durch zwei weitere schwache

Gurte versteift. Die vier Flächenlager sind als Kugellager in Stahlguß ausgebildet. Die vier Linienlager bestehen aus einem auf der Unterseite zylindrisch geformten Stahlgußkörper, der auf einem kräftig gebauten und tief ins

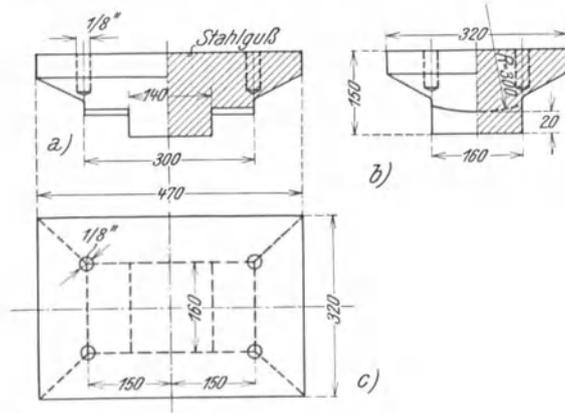


Abb. 923

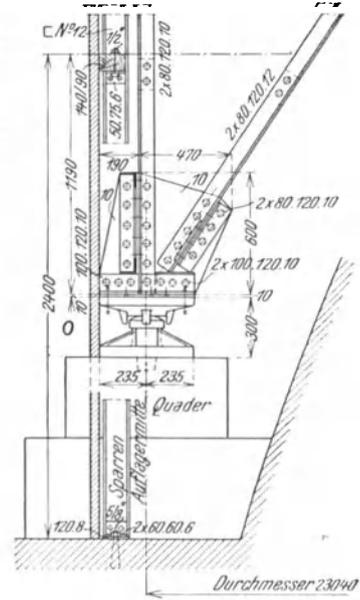


Abb. 924

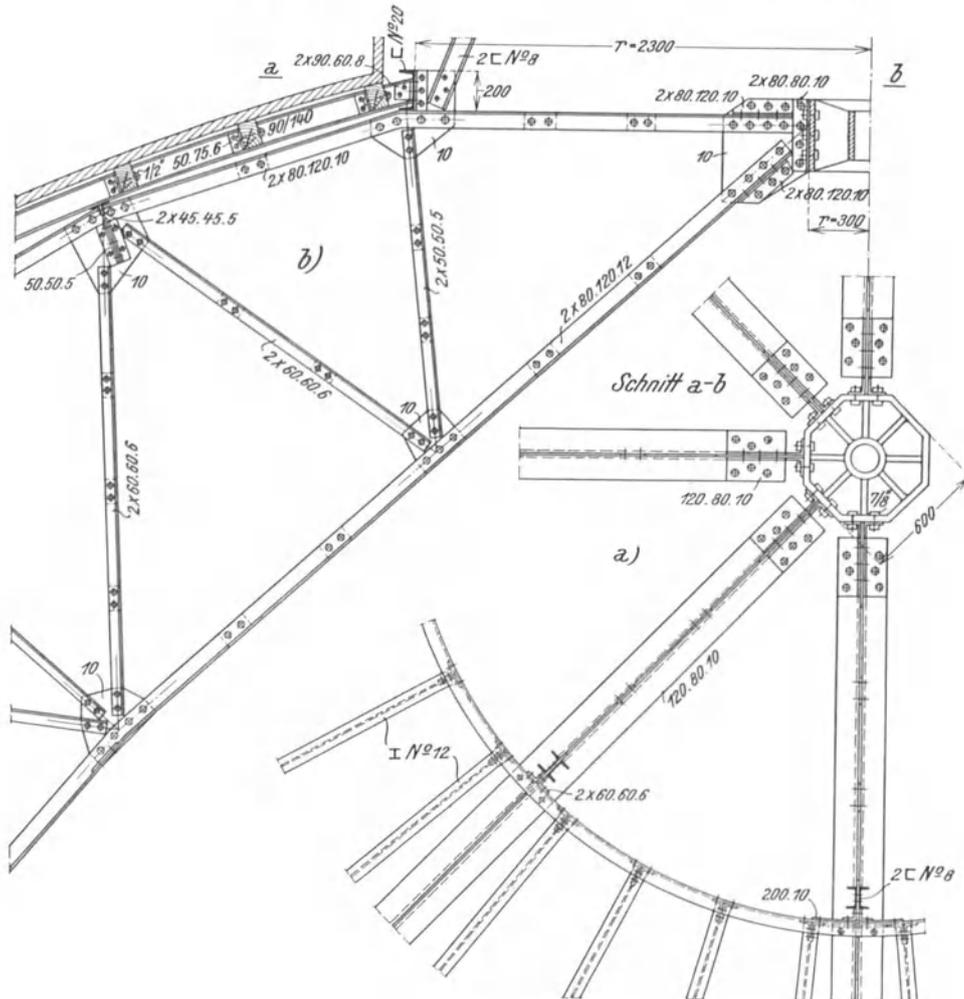


Abb. 925

Mauerwerk eingreifenden Lagerblock gleitet, derart, daß die bedeutenden mauerlängsgerichteten Kräfte durch ein sich rechts oder links anlehndes Querstück in den Lagerbock ein-

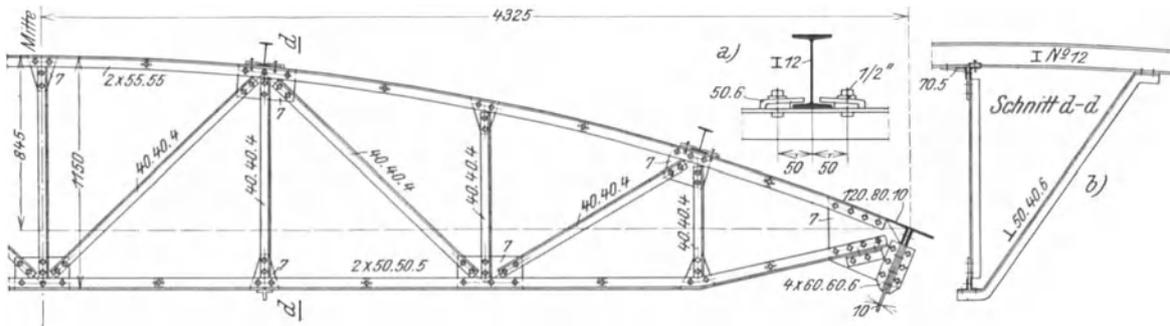


Abb. 926

geleitet werden, während in Richtung senkrecht dazu eine Bewegung des Lagerkörpers gegenüber dem Lagerbock möglich ist. Der Lagerkörper ist in Abb. 923 im größeren Maßstabe darge-

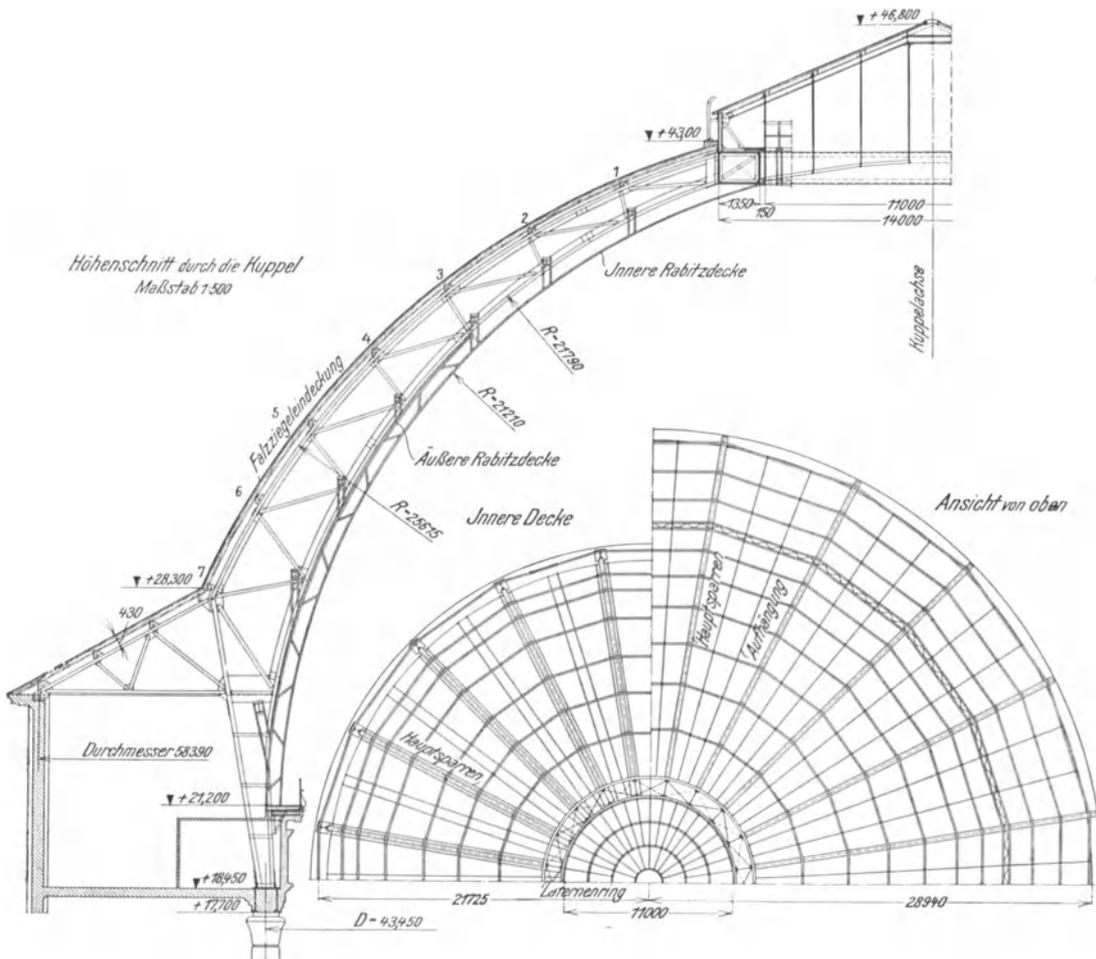


Abb. 927

stellt. Der Sparrenfuß ist in Abb. 924 ersichtlich gemacht. Diese Abbildung läßt auch den unteren Teil der Zwischensparren und die Anbringung der Holzpfetten und der Schalung erkennen.

Die acht Hauptsparren sind in einer Spitze zusammengeführt. Die Vereinigung erfolgt

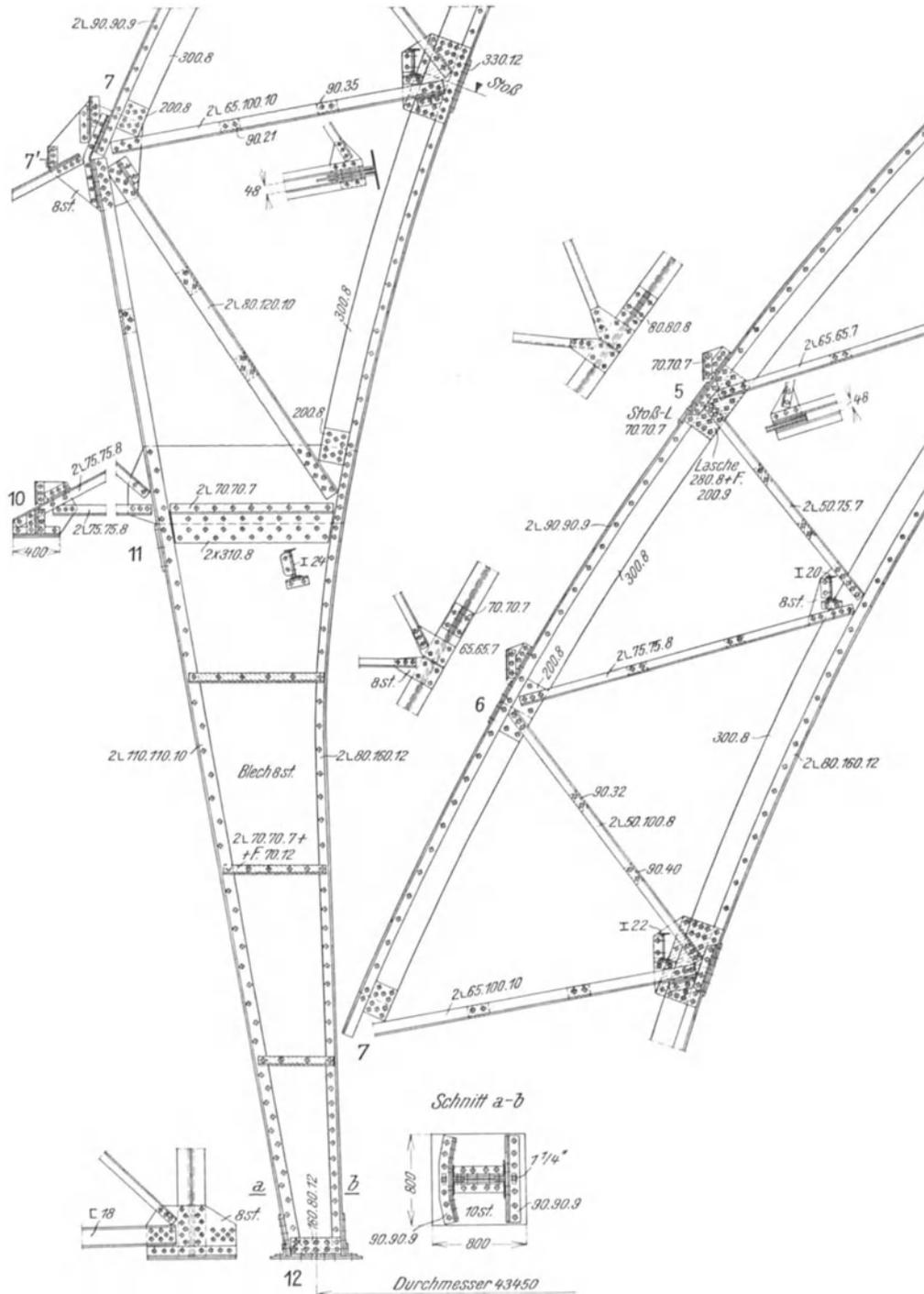


Abb. 928

durch einen achtseitigen Stahlgußring. Siehe Abb. 925. Die Zwischensparren  $\text{I } 12$  sind am Scheitel durch einen  $\text{C}$ -Eisenring von 4,60 m Durchmesser abgefangen, welcher Ring einen pyramidenförmigen Aufsatz für die Lagerung des Kreuzes trägt. Siehe auch die Übersicht Abb. 914.

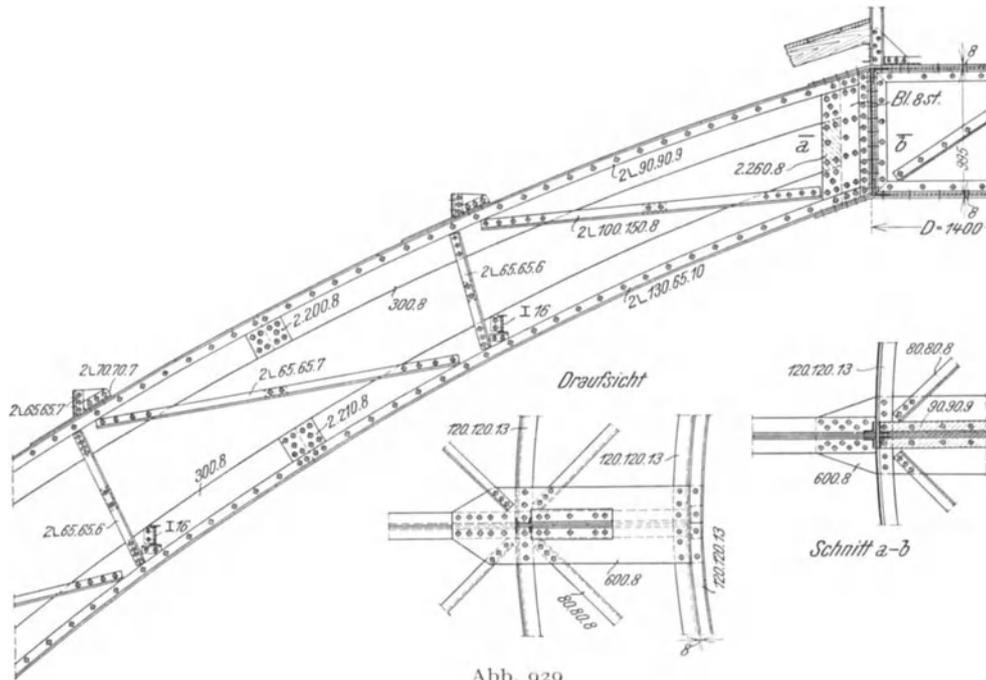


Abb. 929

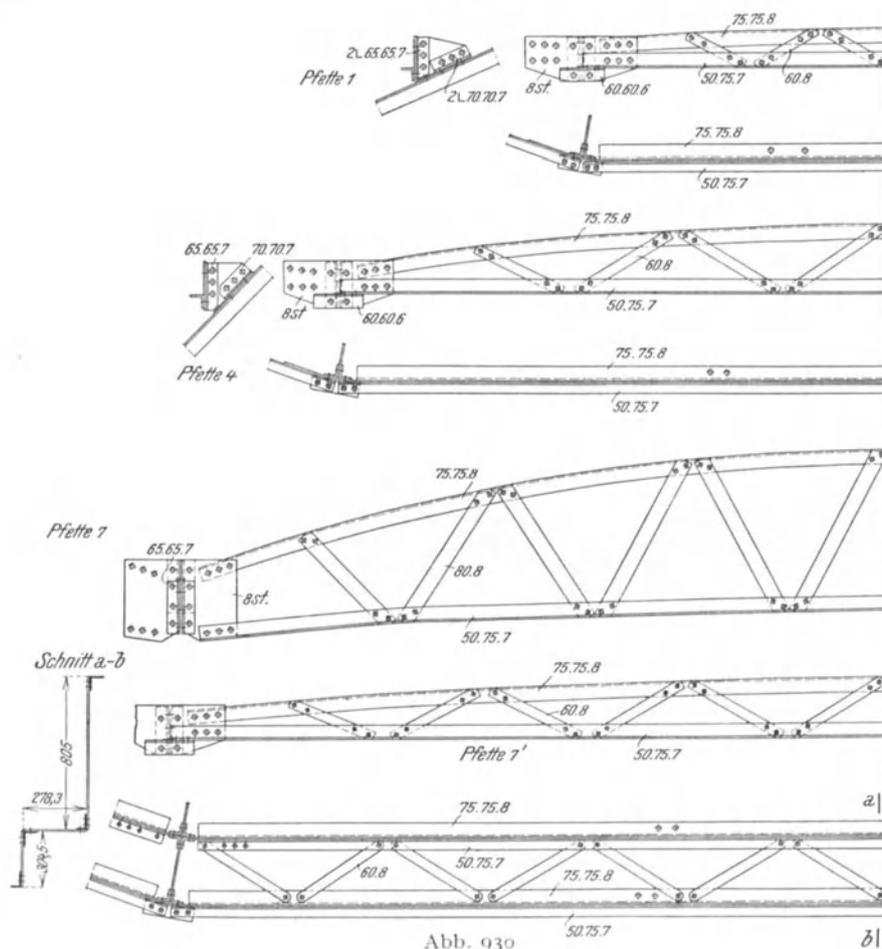


Abb. 930

Als Beispiel für die Pfettenringe ist Ring 1 in Abb. 926 dargestellt. Um ein Durchhängen des hohen, seitlich schlaffen Fachwerks zu verhindern, sind diese Pfetten in zwei Zwischenpunkten an den dort gleitend befestigten Sparren aufgehängt, bzw. abgestützt.

### 104. Sparrenkuppel von 43,45 m Spannweite<sup>1)</sup>

Die Gesamtanlage der 43,45 m weit gespannten beiläufig halbkugelförmigen Kuppel ist in Abb. 927 im Grundriß und Höhenschnitt dargestellt. Die äußere Dachhaut besteht aus Falzziegeleindeckung auf Holzsparren. Die Scheitellaterne hat 14 m Durchmesser und ist mit Glas eingedeckt. Auf der Innenseite der Kuppel ist eine Rabitzdecke an der Tragkonstruktion angehängt. Die Laterne selbst ist durch ein inneres Zierlicht geschlossen.

Das Tragwerk besteht aus 20 Hauptsparren, die als Fachwerkträger durchgebildet sind, am unteren Ende überall fest aufsitzen und oben in einem sowohl im lotrechten als auch im wagrechten Sinne biegungssteifen Laternenring enden. Die Fußenden der Rippen sind durch einen Zugring aus  $\square$  18 untereinander verbunden. Die Einzelheiten gehen aus Abb. 928 und 929 hervor. Die Pfettenringe der äußeren Haut, die die Holzsparren tragen, sind Fachwerkträger mit lotrechter Tragebene, deren Obergurte entsprechend den Schnittlinien mit der Kuppelfläche gekrümmt sind, während die Untergurte geradlinig sind. Siehe die Abb. 930.

Die die Rabitzdecke tragenden Innenringe bestehen aus Walzträgern, an denen die Winkeleisenrippen der Innendecke mit jeweils zwei lotrechten Winkeleisen aufgehängt sind.

#### Literarnachweis zum zehnten Abschnitt

- Föppl, A.: Das Fachwerk im Raume, Leipzig 1892.  
 Derselbe: Zeichnerische Behandlung der Netzwerkkuppel, Schweizer Bauzeitung 1888.  
 Derselbe: Kuppeln mit Netzwerkfüllung, Schweizer Bauzeitung 1891.  
 Müller-Breslau, Heinrich F. B.: Beitrag zur Theorie des räumlichen Fachwerkes, Berlin 1892.  
 Derselbe: Beitrag zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer, Z. d. V. D. I. 1898.  
 Derselbe: Die neuen Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, Leipzig 1904.  
 Dr. Zimmermann: Über Raumfachwerke, neue Formen und Berechnungsweisen für Kuppeln und sonstige Hochbauten, Berlin 1901.  
 Müller-Breslau, H. F.: Über räumliche Fachwerke, Zentralblatt der Bauverw. 1902.  
 Sachs, Dr. Ing. L.: Zur Berechnung räumlicher Fachwerke: Allgemeine Formeln für statisch bestimmte und insbesondere statisch unbestimmte Kuppel-, Zelt- und Turmdächer, Berlin 1905.  
 Hasch, A.: Zur Theorie des räumlichen Fachwerkes, Zeitschrift für Mathematik und Physik 1903.  
 Schlink, W.: Über Stabilitätsuntersuchungen der Raumfachwerke, Zeitschrift der Deutsch-mathematischen Vereinigung 1907.  
 Derselbe: Statik der Raumfachwerke, Leipzig 1907.  
 Mann, L.: Über zyklische Symmetrie in der Statik mit Anwendungen auf das räumliche Fachwerk, Eisenbau 1911.  
 Marcus, H.: Beitrag zur Theorie der Rippenkuppel, Eisenbau 1912.  
 Derselbe: Die Berechnung räumlicher Steifrahmen, Eisenbau 1916.  
 Pichl: Zur Theorie unversteifter Rippenkuppeln, Bauing. 1920.  
 Reisinger, E.: Berechnung eines Kühlturmunterbaues als räumliches Stabwerk, Bauing. 1926.  
 Höber, E.: Rippenkuppeln aus Stahl, Stahlbau 1928.

<sup>1)</sup> Kuppel über der Stadthalle in Hannover. Entwurf und Ausführung: Maschinenfabrik Humboldt in Köln-Kalk.

## Elfter Abschnitt

# Leitungsmaste und Funktürme

## § 28. Leitungsmaste

### 105. Berechnung der Leitungsmaste

Die außerordentliche Entwicklung der Elektrizitätsversorgung sowie die immer weitergehende Elektrifizierung der Bahnen haben in den letzten 10 bis 12 Jahren dem Stahlbau ein sehr umfangreiches Anwendungsgebiet eröffnet. Im Wettbewerb mit Holz und Eisenbeton stehen Stahlbauten bei der Ausrüstung der Hochspannungs- und Verteilungsleitungen für elektrischen Strom derzeit an erster Stelle.

Die Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie sind entweder Hochspannungsleitungen, die den hochgespannten Strom von der Erzeugungsstelle zu den mehr oder weniger weit entfernt liegenden Verbrauchsgebieten führen, oder Verteilungsleitungen, die, wie der Name bereits besagt, die herangeführte Energie im Stromnetz des Verbrauchsbereiches verteilen. Die letztgenannten Leitungen führen elektrischen Strom geringerer Spannung, das Leitungsgestänge ist meist normalisiert, da es sich um einfachste Mastausführungen handelt, weshalb Gegenstand dieses Paragraphen in erster Linie Berechnung und bauliche Gestaltung der Hochspannungsleitungen sein werden.

Die Leitungen selbst bestehen aus Kupfer, Bronze, Aluminium oder Stahlaluminium,<sup>1)</sup> für das sogenannte Erdseil wird meistens Stahl verwendet. Die Höhe der Stromspannung, das gewählte Leitungsmaterial und der Querschnitt der Leitungen bedingen von Fall zu Fall Höhe und Entfernung der Maste. Die wirtschaftlichen Mastentfernungen nehmen mit zunehmendem Leiterquerschnitt und mit der Festigkeit des Leitermaterials zu. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist man bestrebt, die Entfernung der Leitungsstützpunkte möglichst groß zu machen. Andererseits wird aber der Vergrößerung des Spannungsfeldes dadurch eine Grenze gesetzt, daß mit wachsender Stützenentfernung der Leitungsdurchhang im Quadrat der Entfernung zunimmt, und damit die Masthöhe unwirtschaftlich wird. Die Erfahrung der letzten Jahre hat gezeigt, daß Hochspannungsleitungen bei Verwendung von Kupferdrähten Stützenentfernungen von 160 bis 240 m verlangen, wobei die untere Grenze für kleinere Querschnitte und niedrigere Spannungen (etwa 50000 Volt), die obere Grenze für größere Leitungsquerschnitte und höhere Spannungen (etwa 110000 Volt) gilt. Bei Verwendung von Material besonderer Festigkeit werden aber auch Stützenentfernungen bis 400 m und selbst darüber erzielt und erweisen sich noch als wirtschaftlich. Diese Gesichtspunkte seien hier nur kurz berührt, da Linienführung und Festlegung der Stützpunkte Sache des Elektroingenieurs sind, der hier über die notwendige Erfahrung verfügen muß.

Die Masten haben je nach ihrer Stellung in der Leitungslinie verschiedene Aufgaben zu erfüllen und sind demgemäß verschiedenen Belastungen und Belastungsweisen ausgesetzt. Neben der lotrechten Belastung durch Leitungs-, Isolatoren- und Mastgewicht, kommen noch in Frage: der Winddruck auf den Mast, auf die Ausleger und auf die Leitung, die einseitigen Leitungszüge bei ungleichen Spannweiten oder ungleich hohen Aufhängepunkten, die seitlichen Abtriebskräfte der Leitungszüge bei Bruch- oder Winkelpunkten

<sup>1)</sup> Eine Verbindung von Stahldrähten mit Aluminiumdrähten.

in der Leitung, endlich die Verdrehungsbelastungen, wenn einzelne Leitungen reißen oder Isolatoren zu Bruch gehen.

Je nach der Funktion des Masttragwerkes in der Leitung unterscheidet man folgende Arten von Masten:

1. **Tragmaste.** Das sind solche Stützen, die in der geraden Strecke liegen und bei intakter Leitung außer lotrechter Belastung wagrechte Belastung nur in Richtung senkrecht zur Leitung durch den Winddruck erfahren.

2. Aus Gründen der Sicherheit werden bei langen geraden Strecken die Tragmaste durch **Abspannmaste** unterbrochen, die beim Reißen eines Teiles der Leitung im Stande sind, entsprechend großen einseitigen Leitungszug aufzunehmen. Sie stellen gewissermaßen die Standpfeiler vor und wird durch sie bei Bruch mehrerer Leiter die Überlastung der Tragwerke auf den betreffenden Abschnitt eingeschränkt. Abspannmaste werden in Abständen der 10- bis 12fachen Tragmastentfernung, d. i. 2,5 bis 3 km vorgesehen.

3. In den Brechungspunkten der Leiterlinie werden sogenannte **Winkel-** oder **Eckmaste** angeordnet. Diese Maste haben die Mittelkraft aus den Leitungszügen der beiden angrenzenden Strecken zu übernehmen. Gleichzeitig werden sie häufig auch als Festpunkte, also als Abspannmaste ausgebildet. Sie heißen dann **Abspannmaste in Winkelpunkten.**

4. **Endmaste** sind schließlich solche Tragwerke, die bei Aus- und Einführungen der Leitung bei Kraftwerken oder Unterstationen zur Anwendung gelangen und imstande sind, einseitig den vollen Leitungszug aufzunehmen.

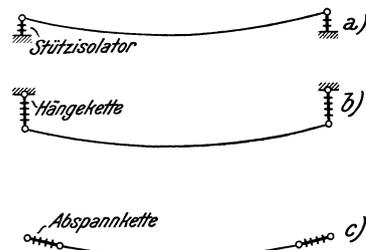


Abb. 931

Die Aufhängung der Leitungen erfolgt bei den Tragmasten mittels Stützenisolatoren oder hängenden Kettenisolatoren, Abb. 931 a) und b), bei Abspann- und Winkelmasten mittels Abspannketten, Abb. 931 c).

Für die Formgebung des Mastes ist außer der Höhe desselben, die eine Funktion des Leitungsdurchhanges und der Bodengestaltung ist, noch die Anordnung der Leitungstützpunkte am Mast maßgebend. Der tiefste Punkt der Leitung soll nicht weniger als 6 m über dem Boden liegen. Die einzelnen über- und nebeneinander laufenden Leitungen müssen in bestimmten Mindestabständen angebracht

werden, wenn Betriebssicherheit erzielt werden soll. Je größer der Durchhang, um so größer kann der seitliche Ausschlag der durch Windstöße oder -wirbel in Schwingung geratenen Leitung sein. Derartige seitliche Ausschläge können zu Berührungen der Leitungen untereinander oder mit den Eisenteilen des Mastes führen und Kurzschluß veranlassen. Ebenso kann durch plötzliche Entlastungen in einem Spannungsfeld infolge Abfallens von Schnee, Raureif usw. ein Zurückschnellen des Seiles in lotrechter Ebene eintreten, das zu Berührungen übereinanderliegender Leitungen führen kann. Diese Gefahr tritt ganz besonders bei Tragmasten mit hängenden Kettenisolatoren ein. Zu all diesen die Entfernung der Einzelleitungen voneinander bestimmenden Faktoren treten noch Rücksichten auf Energieverluste infolge von Induktionswirkungen, die einen bestimmten Mindestabstand in Abhängigkeit von der Spannung verlangen.

Ist  $f$  der Durchhang in  $m$ ,  $U$  die Leitungsspannung in  $kV$ , so gilt für den Mindestabstand  $a$  der Leitungen die Regel

$$a = 0,75 \sqrt{f} + \frac{U}{150}. \quad \dots \dots \dots (1)$$

Von der großen Mannigfaltigkeit der möglichen Mastformen soll Abb. 932 nur einen beiläufigen Begriff geben. Die dort angeführten Beispiele ließen sich natürlich noch stark vermehren. Abb. a) bis e) zeigen Maste von der am häufigsten vorkommenden Höhe zwischen 12 und 20 m. Es sind durchwegs Maste mit quadratischem Querschnitt und ist ihre Formgebung jeweils durch die Zahl und Anordnung der aufgehängten Leitungen bestimmt. Der Mastfuß steckt in einem einheitlichen Fundamentkörper. Beispiele für höhere

Tragwerke bei größeren Leitungsspannweiten sind in den Abb. 932 f) bis h) vorgeführt. Das Kennzeichnende dieser Ausführungen liegt in der Auflösung des Mastfußes in vier Stützpunkte. Abb. f) und g) sind mit quadratischem Querschnitt gedacht, während

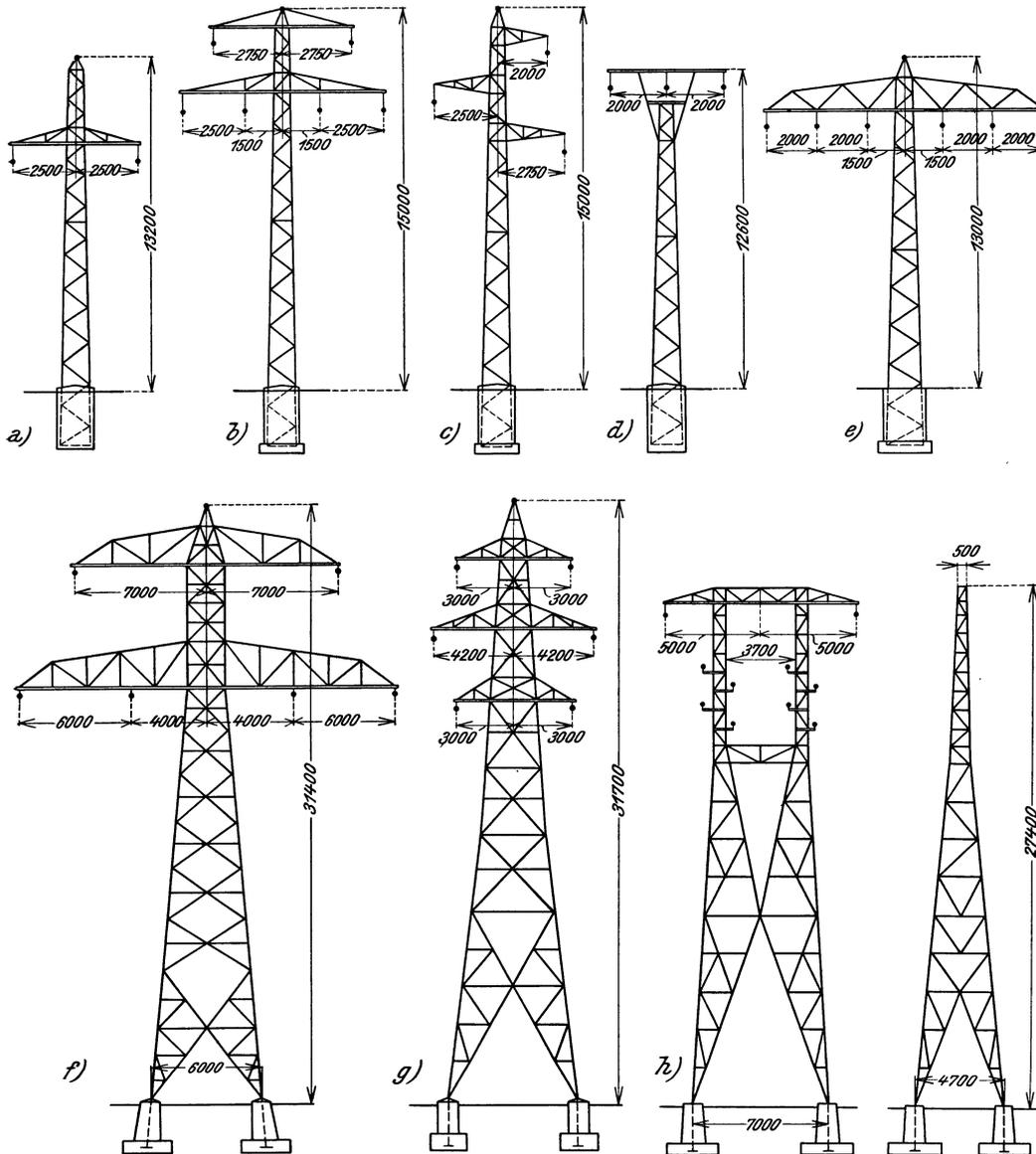


Abb. 932

Abb. h) quer zur Leitungsrichtung eine breitspurige Anordnung aufweist, die durch die Gabelung in zwei Maste im oberen Teil bedingt ist.

**Die Belastungsannahmen.** Das Streben nach größter Wirtschaftlichkeit einerseits, nach weitgehender Betriebsicherheit andererseits bringen es mit sich, daß je nach Einschätzung dieser beiden Faktoren Belastungen und Beanspruchungen mit mehr oder weniger Vorsicht angenommen werden. Aus diesem Grunde finden sich in den bezüglichen Vorschriften der einzelnen Länder derzeit noch große Verschiedenheiten, sie sind eigentlich noch in der Entwicklung begriffen.

Grundsätzlich werden mindestens zwei Lastfälle in Betracht gezogen. 1. Der eigentliche Betriebszustand (Normalbelastung) und 2. der Fall des Leitungsbruches. Im Erstfalle kommen als Belastung in Betracht: Eigengewichte von Leitung und Mast. Zusätzliche Lasten von Rauhreif- oder Eisbehang. Winddruck auf Leitung und Mast, sowie Leitungszüge bei Winkel- und Endmasten. Im zweiten Falle sind jene ungünstigen Wirkungen in Rechnung zu stellen, die bei Leitungsbruch eintreten. Die Tatsache, daß der unter 2 erwähnte außerordentliche Belastungsfall nur in Ausnahmefällen eintritt, führt dazu, in neueren Vorschriften aus Gründen der Wirtschaftlichkeit im letzteren Falle zulässige Beanspruchungen zu gestatten, die in der Nähe der Elastizitätsgrenze liegen. So gestatten z. B. die deutschen Vorschriften bei St. 37  $\sigma_{zul} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ , die österr. Vorschriften  $1800 \text{ kg/cm}^2$ .

Die in Frage kommenden Leitungszüge, die in der statischen Berechnung der Stahltragwerke von Fall zu Fall zu berücksichtigen sind, werden in der Regel als Höchstspannungen aus der Dauerzugfestigkeit des Leitungsmaterials abgeleitet, weshalb in den einschlägigen Bestimmungen jeweils diese Höchstzugspannungen angegeben sind. Die Höchstzugspannungen treten bei niedrigster Temperatur und bei Größtbelastungen der Leitungen infolge Eisbehang oder Winddruck ein. Hierbei ist zu beachten, daß Eisbehang und größter Winddruck bei unseren klimatischen Verhältnissen kaum je zusammentreffen. Ebenso schließen sich sehr tiefe Lufttemperaturen einerseits und Eisbehang andererseits gegenseitig aus. Es ist daher üblich, die Leiterspannung für tiefste Temperatur, Leitergewicht und Winddruck einerseits oder für Temperatur in der Nähe des Schmelzpunktes und Eisbehang in Rechnung zu stellen.

Für das Gewicht des Eisbehanges, das als vom Durchmesser der Leitung abhängig betrachtet wird, setzt man

$$p_s = 0,18 \sqrt{d} \dots \dots \dots (2)$$

$p_s$  ist das Gewicht je lfd. m Leitung in kg,  $d$  der Leitungsdurchmesser in mm. In Einzelfällen, z. B. in Österreich, wird auch noch mit einer von  $d$  unabhängigen Höchstlast von  $2,5 \text{ kg/m}$  gerechnet.

Bei der Berechnung des Winddruckes ist die rückwärtige Fachwerkfläche der Masten nur mit der Hälfte der vorderen Fläche in Rechnung zu setzen. Der Winddruck auf die zylindrischen Leiter wird in der Weise ermittelt, daß die Projektionsfläche des Leiters mit dem Faktor 0,5 multipliziert wird. Demnach ergibt sich bei einer Windpressung von  $125 \text{ kg/m}^2$  ein Winddruck je lfd. m Seil zu  $0,0625 d$  in kg, wobei  $d$  in mm einzuführen ist.

**Statische Berechnung der Leitungsmaste.** Die Berechnung der Leitungsmaste bietet im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Sie stellen, soweit es sich um einfache quadratische oder rechteckige Formen handelt, vierseitige Flechtwerke vor, die einseitig eingespannt

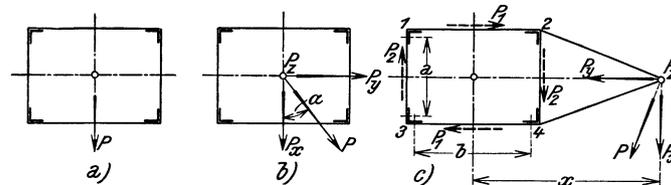


Abb. 933

sind. Durch das Hinzutreten von Horizontalverbänden in den Ebenen der Ausleger und auch an anderen Stellen, wird das Raumsystem für beliebigen Lastangriff statisch unbestimmt. Im wesentlichen sind drei Lastangriffe zu besprechen: 1. Belastung durch eine Last  $P$ , die durch die Mastachse geht und parallel zu einer Wandrichtung ist, im übrigen gegen die Lotrechte geneigt ist, (Abb. 933a); 2. Belastung durch eine durch die Achse gehende Last, die den Winkel  $\alpha$  mit der einen Wandrichtung einschließt und gegen die

Lotrechte beliebig geneigt ist, Abb. 933b), und 3. Belastung durch eine Last  $P$ , die Verbiegung und Verdrehung des Mastes hervorruft, Abb. 933c).

Lastfall 1. Abb. 933a). Gleichgültig, ob der Mast Querverbände besitzt oder nicht, entfällt auf jede der beiden zur Lastebene parallelen Wände die Last  $\frac{P}{2}$ , die dann ebene Fachwerkwände mit Belastung in ihrer Ebene darstellen.

Lastfall 2. Abb. 933b). Dieser Lastangriff erfordert die Anordnung einer steifen Scheibe, in der Höhe des Angriffspunktes der Last  $P$ . Die lotrechte Komponente  $P_z$  von  $P$  verteilt sich gleichmäßig auf alle vier Stiele des Mastes. Die wagrechte Teilkraft denke man sich in zwei Komponenten  $P_x$  und  $P_y$ , parallel zu den beiden Wandrichtungen zerlegt, womit dieser Fall auf Fall 1 zurückgeführt erscheint. In den einzelnen Gurtungen sind jeweils die aus der Berechnung als ebene Fachwerke entspringenden Gurtkräfte algebraisch zu addieren. Diese Berechnungsweise ist, da es sich um ein statisch unbestimmtes System handelt, genau genommen nur dann streng richtig, wenn die versteifende Querscheibe als unendlich steif angesehen werden kann. Da aber bei den schlanken Masten die Formänderungen der Wandscheiben groß gegen die Formänderungen des versteifenden Verbandes sind, so ist diese Voraussetzung praktisch nahezu erfüllt.

Lastfall 3. Abb. 933c). Die lotrechte Teilkraft  $P_z$  von  $P$  ruft ein Moment  $M = P_z x$  hervor, das sich auf die zwei Wände 1—2 und 3—4 zu gleichen Teilen verteilt. Ebenso erhält jeder Maststiel  $\frac{P_z}{4}$ . Die wagrechte Teilkraft von  $P$  andererseits liefert eine Komponente  $P_y$ , die nach Fall 1 zu verfolgen ist und eine Komponente  $P_x$ . Wir denken uns  $P_x$  durch eine in der Mastachse angreifende Kraft und durch das Verdrehungsmoment  $M_d = P_x x$  ersetzt. Die Kraft  $P_x$  wird gemäß Fall 1) von den beiden Wandscheiben 1—3 und 2—4 zu gleichen Teilen aufgenommen. Unter Voraussetzung eines unendlich steifen Querverbandes in der Höhe des Angriffspunktes von  $P$  verteilt sich auch das Moment  $M_d$  zu gleichen Teilen auf das Scheibenpaar 1—2, 3—4 und auf das Paar 1—3, 2—4, so daß hiervon auf jede der Scheiben des erstgenannten Paares eine wagrechte Belastung

$$P_1 = \frac{M_d}{2a} \dots \dots \dots (3)$$

und auf jede der Scheiben des zweiten Paares eine Belastung

$$P_2 = \frac{M_d}{2b} \dots \dots \dots (3')$$

entfällt.

Bei der Berechnung der Stabkräfte sucht man die Arbeit tunlichst zu vereinfachen. Man vermeidet das Aufzeichnen von Kräfteplänen bei den vielstäbigen Netzen, bestimmt vielmehr die Gurtkräfte nach der Formel  $S = \frac{M}{h}$ , wobei  $M$  das Moment, bezogen auf dem untersten Knoten des betreffenden Schusses,  $h$  der Abstand der Schwerlinien der beiden Mastschäfte ist. Bei den Streben geht man ähnlich vor, indem man nur die Stabkraft in der obersten und untersten Strebe eines jeden Mastschusses errechnet. Man bedient sich hierbei am zweckmäßigsten der Ritterschen Momentenmethode. Um die Hebelarme  $r$  der fraglichen Streben, siehe Abb. 934, rasch zu bestimmen, benütze man die aus der Abbildung leicht abzuleitende Beziehung

$$r = \frac{ab}{d} \dots \dots \dots (4)$$

Sind die Momente der oberhalb der fraglichen Strebe angreifenden Kräfte, bezogen auf den R. M. P., gleich  $M$ , so ist die Strebenspannung durch

$$D = \frac{M}{r} \dots \dots \dots (5)$$

festgelegt.

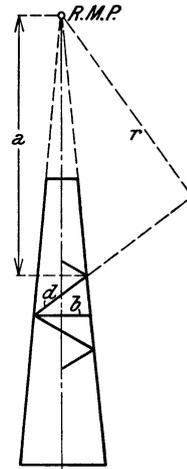


Abb. 934

## Die Berechnung der Leitungen

Um das Verhalten des Seiles bei den wechselnden Belastungen und Temperaturen feststellen zu können, seien im nachstehenden die grundlegenden Beziehungen zwischen den Belastungen, Temperaturen und Seilspannungen abgeleitet.

Ist  $s$  die Sehnlänge des in Abb. 935 dargestellten Seiles,  $f$  der lotrecht gemessene Pfeil,  $p$  die Belastung für die Längeneinheit des Seiles,  $S = F\sigma$  die Seilspannung, so gilt,

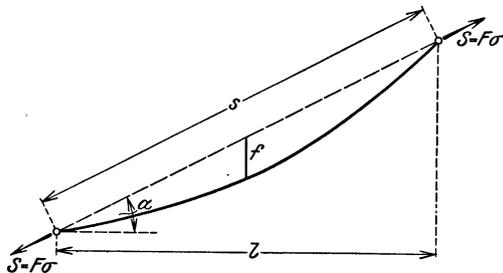


Abb. 935

wenn man die Seillinie genau genug als Parabel zweiter Ordnung auffaßt, die bekannte Beziehung

$$f = \frac{p s^2}{8 S} = \frac{\gamma s^2}{8 \sigma}, \quad \dots \dots (6)$$

wobei  $p = \gamma F$  und  $\gamma$  die Belastung für die Raumeinheit (spezifische Belastung) bedeutet.

Die Bogenlänge  $b$  der Parabel mit dem Pfeil  $f$  ist bekanntlich

$$b = s \left( 1 + \frac{8}{3} \frac{f^2 \cos^2 \alpha}{s^2} \right),$$

daher beträgt die Verkürzung der Sehne infolge des Durchhanges  $f$  bei unveränderter Seillänge und bei Vernachlässigung der Größen höherer Kleinheitsordnung

$$\overline{\Delta s_f} = -\frac{8}{3} \frac{f^2 \cos^2 \alpha}{s} = -\frac{1}{24} \frac{\gamma^2 s^3 \cos^2 \alpha}{\sigma^2}.$$

Fügt man noch die elastische Dehnung des Seiles infolge der Zugspannung  $\sigma$  und infolge der Temperaturerhöhung um  $t^0$  gegenüber der Aufstellungstemperatur  $t_a$  hinzu, so ergibt sich die gesamte Längenänderung der Sehne mit den Zustandsgrößen  $\gamma$ ,  $\sigma$  und  $t$  zu

$$\overline{\Delta s} = -\frac{1}{24} \frac{\gamma^2 s^3 \cos^2 \alpha}{\sigma^2} + \frac{\sigma s}{E} + \varepsilon (t - t_a) s,$$

wo  $E$  das Elastizitätsmaß des Seiles und  $\varepsilon$  der Temperatúrausdehnungskoeffizient sind.

Sind die Zustandsgrößen  $\gamma_o$ ,  $\sigma_o$  und  $t_o$ , so gilt gleicherweise

$$\overline{\Delta s_o} = -\frac{1}{24} \frac{\gamma_o^2 s^3 \cos^2 \alpha}{\sigma_o^2} + \frac{\sigma_o s}{E} + \varepsilon (t_o - t_a) s.$$

Daher ist die Längenänderung  $\Delta s$ , wenn man vom Zustand  $\gamma_o$ ,  $\sigma_o$ ,  $t_o$  zum Zustand  $\gamma$ ,  $\sigma$ ,  $t$  übergeht,

$$\Delta s = \overline{\Delta s} - \overline{\Delta s_o} = -\frac{s^3 \cos^2 \alpha}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{\gamma_o}{\sigma_o} \right)^2 \right] + \frac{s}{E} (\sigma - \sigma_o) + \varepsilon s (t - t_o). \quad \dots (7)$$

Da aber die Aufhängepunkte während dieser Zustandsänderungen unverändert bleiben, so ist  $\Delta s = 0$  und man gewinnt daher die folgende Verknüpfung zwischen den 6 Zustandsgrößen  $\sigma_o$ ,  $\gamma_o$ ,  $t_o$  und  $\sigma$ ,  $\gamma$ ,  $t$ :

$$\frac{s^2 \cos^2 \alpha}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{\gamma_o}{\sigma_o} \right)^2 \right] + \frac{1}{E} (\sigma - \sigma_o) + \varepsilon (t - t_o) = 0, \quad \dots \dots (8)$$

wobei wir voraussetzen, daß  $\sigma_o$ ,  $\gamma_o$ ,  $t_o$  einem bekannten Anfangszustand entsprechen, der durch den bei der Aufhängung des Seiles eingestellten Durchhang gegeben ist. Sind zwei der übrigen Größen  $\sigma$ ,  $\gamma$ ,  $t$  bekannt, so kann die dritte aus Gl. (8) berechnet werden.

Im Einzelfalle wird der Leitungsdurchhang so geregelt, daß in den folgenden zwei Fällen die Höchstzugbeanspruchung nicht überschritten wird. 1. Belastung des Seiles durch Eigengewicht und Zusatzlast (Eisbehang), Temperatur  $-5^0$  oder 2. Belastung nur durch Eigengewicht bei tiefster Temperatur  $-20^0$ . Mit einer dieser beiden Annahmen sind die Konstanten  $\sigma_o$ ,  $\gamma_o$ ,  $t_o$  in Gl. (8) im Einzelfalle festgelegt. Es zeigt sich hierbei, daß es immer eine Grenzspannweite  $l_{gr}$  gibt, bei deren Überschreitung die Größtbeanspruchung bei  $-5^0$  und Zusatzlast (Fall 1) eintritt. Zur Berechnung der Grenzlänge dient uns Gl. (8). Setzt man für  $\sigma_o$ ,  $\gamma_o$ ,  $t_o$  die Größen für den Belastungszustand Fall 1 ein, und zwar

$$\begin{aligned} \gamma_o &= \gamma_{g+z} \text{ (spezif. Belastung bei Eigengewicht und Zusatzlast),} \\ t &= t_1 = -5^0, \\ \sigma &= \sigma_{\text{h\u00f6chst}} \text{ (H\u00f6chstzugbeanspruchung)} \end{aligned}$$

und f\u00fcr

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_g \text{ (spezif. Belastung bei Eigengewicht allein),} \\ t &= t_2 = -20^0, \\ \sigma &= \sigma_{\text{h\u00f6chst}} \text{ (H\u00f6chstzugbeanspruchung),} \end{aligned}$$

so gewinnt man eine Gleichung, in der nur die L\u00e4nge  $s$  unbekannt ist, n\u00e4mlich

$$\frac{s^2 \cos^2 \alpha}{24} \frac{\gamma_g^2 - \gamma_{g+z}^2}{\sigma_{\text{h\u00f6chst}}} + \varepsilon (t_1 - t_2) = 0,$$

aus der die Grenzl\u00e4nge

$$l_{\text{gr}} = s_{\text{gr}} \cos \alpha = \sigma_{\text{h\u00f6chst}} \sqrt{\frac{24 \varepsilon (t_1 - t_2)}{\gamma_{g+z}^2 - \gamma_g^2}} \dots \dots \dots (9)$$

hervorgeht. Leitungen, deren Spannweite  $l > l_{\text{gr}}$  sind f\u00fcr den Fall  $t_1 = -5^0$  und Zusatzlast, Leitungen mit  $l < l_{\text{gr}}$  f\u00fcr den Fall  $t_2 = -20^0$  ohne Zusatzlast zu bemessen.

Die Feststellung des Seildurchhanges f\u00fcr einen beliebigen Belastungsfall  $\gamma$ ,  $t$  erfolgt nun in der Weise, da\u00df man in Gl. (8) f\u00fcr  $\sigma_o$ ,  $\gamma_o$ ,  $t_o$  als Konstanten die Werte f\u00fcr jenen der beiden Grenzzust\u00e4nde Fall 1) oder 2) einf\u00fchrt, f\u00fcr den die H\u00f6chstzugspannung  $\sigma_{\text{h\u00f6chst}}$  eintritt, dann f\u00fcr  $\gamma$  und  $t$  die dem neuen Belastungszustand entsprechenden Werte einsetzt und schlie\u00dflich aus dieser Gleichung die Spannung  $\sigma$ , die hinsichtlich dieser Unbekannten vom dritten Grad ist, berechnet. Ist  $\sigma$  bekannt, so liefert Gl. (6) mit dem zugeh\u00f6renden  $\gamma$  den Durchhang  $f$ .

Diese Rechnung ist durchzuf\u00fchren: 1. Zur Feststellung des Seildurchhanges bei der Aufstellung, die bei der Temperatur  $t'$  erfolgen m\u00f6ge. In diesem Falle ist  $\gamma = \gamma_g$  und  $t = t'$  einzusetzen. 2. Zur Feststellung des gr\u00f6\u00dften Durchhanges zur Ermittlung der Masth\u00f6he. Hier ist au\u00df\u00e4r dem Fall  $\sigma_{\text{h\u00f6chst}}$  (d. s. die beiden oben erw\u00e4hnten Belastungsf\u00e4lle 1) oder 2) noch der Fall der H\u00f6chsttemperatur  $t = 40^0$  in Betracht zu ziehen. Im erstgenannten Fall ist  $\sigma = \sigma_{\text{h\u00f6chst}}$  bereits bekannt und Formel (6) liefert mit dem zugeh\u00f6renden  $\gamma$  (nach Fall 1 oder 2) unmittelbar den Durchhang  $f$ . Im letzteren Falle ist vorher aus Gl. (8)  $\sigma_{t=40}$  zu bestimmen, wobei  $\gamma = \gamma_g$  und  $t = +40^0$  einzusetzen ist.

**Beispiel.**  $l = 220$  m,  $\alpha = 0$ . Kupferseil  $95 \text{ mm}^2$  (Istwert  $93 \text{ mm}^2$ ) mit  $d = 12,5$  mm.  $\sigma_{\text{h\u00f6chst}} = 1900 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E = 1,3 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Es sind der Durchhang f\u00fcr die Seilaufh\u00e4ngung bei  $t' = 10^0$  sowie der Gr\u00f6\u00dftdurchhang zur Bestimmung der Masth\u00f6he zu berechnen.

Das spezifische Gewicht des Seiles betr\u00e4gt

$$\gamma_g = 0,0089 \text{ kg/cm}^3.$$

Die Eislast je lfd. m Seil

$$p_s = 0,18 \sqrt{d} = 0,18 \sqrt{12,5} = 0,636 \text{ kg/m},$$

daher

$$\gamma_{g+z} = 0,0089 + \frac{0,636}{100 \cdot 0,93} = 0,01574 \text{ kg/cm}^3.$$

Die Grenzl\u00e4nge gem\u00e4\u00df Gl. (9) berechnet sich mit  $t_1 = -5^0$ ,  $t_2 = -20^0$ ,  $\varepsilon = 1,7 \cdot 10^{-5}$  zu

$$l_{\text{gr}} = 1900 \sqrt{\frac{24 \cdot 1,7 \cdot 10^{-5} \cdot 15}{0,01574^2 - 0,0089^2}} = 11510 \text{ cm}.$$

Da  $l > 11510$  cm, so tritt  $\sigma_{\text{h\u00f6chst}}$  f\u00fcr  $t = -5^0$  mit  $\gamma = \gamma_{g+z}$  ein.

Wir setzen sonach die Konstanten in Gl. (8) wie folgt ein:

$$\sigma_o = 1900 \text{ kg/cm}^2, \quad \gamma_o = 0,01574 \text{ kg/cm}^3, \quad t_o = -5^0,$$

womit Gl. (8) die Form

$$\frac{22000^2}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{0,01574}{1900} \right)^2 \right] + \frac{1900 - \sigma}{1,3 \cdot 10^6} + 1,7 \cdot 10^{-5} (-5 - t) = 0$$

annimmt. Wir teilen zun\u00e4chst durch  $1,7 \cdot 10^{-5}$  und erhalten

$$\frac{22^2 \cdot 10^{11}}{24 \cdot 1,7} \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \frac{0,01574^2 \cdot 22^2 \cdot 10^{11}}{1900^2 \cdot 1,7 \cdot 24} + \frac{1900 - \sigma}{1,3 \cdot 1,7 \cdot 10} - 5 - t = 0$$

oder nach Ausrechnung

$$11,86 \cdot 11^{11} \frac{\gamma^2}{\sigma^2} - 0,04525 \sigma - 0,43, - t = 0 \dots \dots \dots (a)$$

a) Durchhang bei der Aufstellungstemperatur  $t' = + 10^0$ .

Die Einführung von  $\gamma = \gamma_g = 0,0089$  und  $t = t' = + 10^0$  in die Gl. (a) ergibt

$$93900000 \frac{1}{\sigma^2} - 0,0452 \sigma - 10,43 = 0.$$

Die Auflösung liefert

$$\sigma_1 = 1203 \text{ kg/cm}^2$$

und damit die Durchbiegung:

$$f_1 = \frac{\gamma l^2}{8 \sigma} = \frac{0,0089 \cdot 22000^2}{8 \cdot 1203} = 449 \text{ cm.}$$

b) Durchhang bei  $-5^0$  und Zusatzlast  $\gamma_{g+z}$ .

In diesem Falle ist  $\sigma = 1900 \text{ kg/cm}^2$  und  $\gamma = 0,01574$ , daher

$$f_2 = \frac{0,01574 \cdot 22000^2}{8 \cdot 1900} = 501 \text{ cm.}$$

c) Durchhang bei  $+40^0$  und Eigengewicht  $\gamma_g$ .

Die Gleichung (a) zur Bestimmung von  $\sigma$  lautet jetzt mit  $t = + 40^0$  und  $\gamma = 0,0089$ .

$$93900000 \frac{1}{\sigma^2} - 0,04525 \sigma - 40,43 = 0,$$

woraus

$$\sigma = 1037 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$f_3 = \frac{0,0089 \cdot 22000^2}{8 \cdot 1037} = 519 \text{ cm}$$

folgen. Der größte Durchhang tritt demnach bei  $+ 40^0$  ein.

#### Berechnung der Mastfundamente

Bei der Feststellung der Abmessungen der Fundamente im Stahlbau geht man gewöhnlich so vor, daß man den Fundamentblock als freistehenden nur in seiner Grundfläche unterstützten Körper betrachtet. Man sieht bewußt von der oft sehr nennenswerten entlastenden Wirkung des Gegendruckes des umschließenden Erdreiches ab, da diese Gegenwirkung ihrer Größe nach derzeit noch nicht mit aller Sicherheit erfaßt werden kann, und nimmt gerne eine erhöhte tatsächliche Sicherheit gegenüber der rechnermäßig bestimmten in Kauf, um so mehr, als Gewicht darauf gelegt wird, die unvermeidlichen Verschiebungen und Setzungen in den Bauwerksfundamenten auf ein Kleinstmaß zu bringen. Ganz anders ist die Sachlage bei Leitungsmasten. Hier spielen Bewegungen in den Fundamenten, die zu kleinen Neigungen des Mastes führen, keine Rolle, da hierdurch der Bestand der Leitungen nicht gefährdet ist. Da umgekehrt die große Zahl von Fundamenten bei einer Leitung äußerste Wirtschaftlichkeit bei der Feststellung der Abmessungen gebietet, so liegt es nahe, bei der Bemessung der Mastfundamente auf die Stützung Rücksicht zu nehmen, die der Fundamentkörper an seinen Seitenflächen im Erdreich erfährt.

Die bei der Berechnung der Leitungsfundamente benützten Formeln stützen sich im wesentlichen auf Annahmen über die Verteilung der seitlichen Pressungen, wie sie bei der Berechnung von Bohlwerken üblich sind. Ein im Erdreich steckender Stab, der an seinem oberen Ende durch eine Horizontalkraft  $H$  belastet ist, übt infolge seiner Verformung mit seinen beiden Seitenflächen auf das anliegende Erdreich Pressungen aus, die sich etwa nach Abb. 936 a) verteilen. Mohr nahm an, daß die beiden Äste der Druckverteilungslinien eine zusammenhängende quadratische Parabel bilden und leitete für die notwendige Eingrabungstiefe die Formel

$$t^2 = \frac{H \left( 6 + 12 \frac{h}{t} \right)}{\mu b}$$

ab, wobei  $\mu$  ein aus Versuchen bestimmter Festwert ist, der vom spez. Gewicht und von dem Reibungswinkel des Erdreiches abhängt. Unter Benützung des Mohrschen Grundgedankens und gestützt auf durchgeführte Versuche mit Mastfundamenten hat Fröhlich Formeln für die Bemessung von solchen Fundamenten entwickelt, denen bei Berücksichtigung des Eigengewichtes  $G$  des Blockes die in Abb. 936 b) dargestellte Druckverteilung auf Seitenflächen und Sohle zugrunde liegen. Da diese Formeln im wesentlichen als Erfahrungsregeln anzusprechen sind, so beschränken wir uns hier auf die Wiedergabe der-

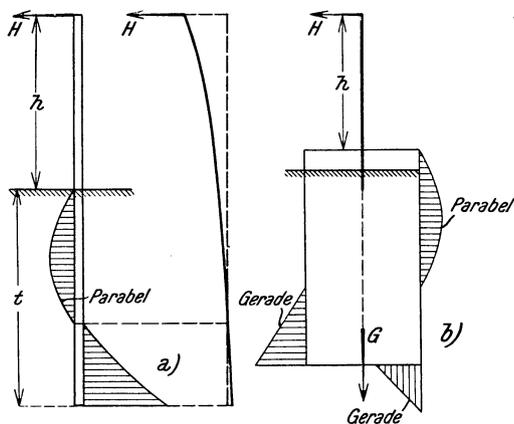


Abb. 936

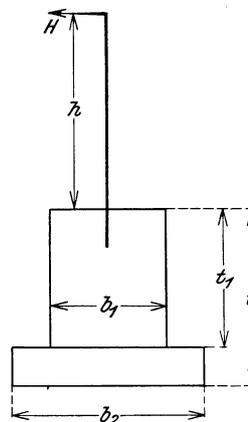


Abb. 937

selben, ohne auf ihre Ableitung einzugehen, die in der unten genannten Quelle nachgelesen werden kann.<sup>1)</sup>

Für das in Abb. 937 dargestellte Fundament mit quadratischem Grundriß gilt die Gleichung dritten Grades

$$b_2^3 - 1,88 \frac{t + b_1}{t + 0,94} b_2^2 + 1,88 \frac{t + \frac{b_1}{2}}{t + 0,94} b_1 b_2 = \frac{H(t + 2h)}{1190 t(t + 0,94)}, \quad \dots \quad (10)$$

aus der die Sohlenbreite  $b_2$  nach Annahme von  $b_1$  und  $t$  berechnet werden kann. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Ausladung des Fundamentabsatzes gleich der Höhe  $t - t_1$  der unteren Platte ist, daß also

$$t - t_1 = \frac{b_2 - b_1}{2}.$$

Anwendungsbeispiele siehe S. 891 und 894.

Nachstehend ist ein Auszug aus den deutschen Vorschriften für den Bau von Starkstromleitungen wiedergegeben.

## Auszug aus den Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen

V. S. F., gültig ab 1. Januar 1930

### II. Begriffserklärungen

#### § 3

f) Dauerzugfestigkeit der Leitungen im Sinne dieser Vorschriften ist die größte statische Zugspannung, die eindrähtige Leitungen oder zu Seilen verwendete Drähte 1 Jahr lang aushalten müssen, ehe sie zerreißen.

g) Höchstzugspannung im Sinne dieser Vorschriften ist die Zugspannung im tiefsten Punkt der Leitungen, die nach dem bei der Verlegung gewählten Durchhang weder bei  $-5^0$  mit der der Berechnung zugrunde gelegten Zusatzlast noch bei  $-20^0$  ohne Zusatzlast überschritten wird.

<sup>1)</sup> Fröhlich, Dr. Ing. H.: Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten, 2. Aufl., Berlin, 1921.

h) Höchstzug einer Leitung im Sinne dieser Vorschriften ist das Produkt aus Nennquerschnitt und Höchstzugspannung.

i) Durchhang der Leitung ist der Abstand der Mitte der Verbindungslinie ihrer beiden Aufhängepunkte von dem senkrecht darunter liegenden Punkt der Leitung.

k) Istquerschnitt einer Leitung ist ihr tatsächlicher Querschnitt, Nennquerschnitt der zur normmäßigen Bezeichnung der Leitung dienende abgerundete Istquerschnitt.

l) Spannweite ist die wagrecht gemessene Entfernung zweier benachbarter Stützpunkte.

m) Abspannabschnitt ist der zwischen zwei Festpunkten liegende Teil der Freileitung.

### III. Freileitungen für Betriebsspannungen von 1 kV und darüber

#### A. Leitungen

##### § 7

#### Zulässige Zugspannungen

a) In Gegenden, in denen im allgemeinen keine größere als die normale Zusatzlast (siehe § 8b) zu erwarten ist, sind folgende Höchstzugspannungen zulässig:

bei eindrähtigen Kupferleitungen .....	12 kg/mm
bei Kupferseilen .....	19 „
bei Aluminiumseilen .....	8 „
bei Stahlaluminiumseilen, die den Bedingungen nach 5 und 6a entsprechen, auf den Gesamtquerschnitt bezogen .....	11 „
bei Seilen aus Bronze Bz II .....	30 „
bei eindrähtigen Leitungen aus anderen Werkstoffen .....	35%
bei Seilen aus anderen Werkstoffen .....	50%

der Dauerzugfestigkeit.

b) Da bei großen Spannweiten die Zugspannung in den Aufhängepunkten der Leitungen nicht mehr vernachlässigt werden darf — bei normalen Spannweiten ist der Zuwachs der Zugspannung gegenüber der Spannung im tiefsten Punkt so gering, daß er vernachlässigt werden kann —, darf bei einfacher normaler Zusatzlast die Zugspannung an diesen Aufhängepunkten der Leitungsseile die Höchstzugspannung nach a) um höchstens 5% überschreiten.

Da die Sicherheit der Leitungen bei auftretenden Zusatzlasten mit wachsender Spannweite abnimmt, ist der Nachweis zu erbringen, daß bei Leitungsseilen die zweifache normale Zusatzlast den Werkstoff an den Aufhängepunkten höchstens bis zur Dauerzugfestigkeit beansprucht.

c) Die vorstehenden Anforderungen gelten für Leitungsseile als erfüllt, ein besonderer Nachweis erübrigt sich also, wenn bei den unter a) festgelegten Höchstzugspannungen die in der nachstehenden Tafel I angegebenen Grenzspannweiten nicht überschritten werden.

Tafel I

Nennquerschnitt <sup>1)</sup> mm <sup>2</sup>	Grenzspannweite in m									
	Kupfer	Bronze			Aluminium	Stahlaluminium	Stahl <sup>2)</sup> mit Prüffestigkeit in kg/mm <sup>2</sup>			
		Bz I <sup>2)</sup>	Bz II	Bz III <sup>2)</sup>			40	70	120	150
10	260		420		—	—				
16	350		550		—	—				
25	430		690		60	—				
35	510		810		80	160				
50	590		950		110	210				
70	670		1080		140	280				
95	760		1220		190	370				
120	810		1310		230	470				
150	870		1400		290	630				
185	920		1480		360	860				

d) In Gegenden, in denen nachweislich größere Zusatzlasten als die normale (siehe § 8b) regelmäßig aufzutreten pflegen, sind Höchstzugspannung und Spannweite so zu wählen, daß

<sup>1)</sup> Für Stahlaluminiumseile geben die Zahlen die entsprechenden Seilnummern an.

<sup>2)</sup> Grenzspannweiten für Seile aus Bronze Bz I und Bz III sowie für Stahlseile werden nachgetragen, sobald die eingeleiteten Versuche zur Bestimmung der Dauerzugfestigkeit abgeschlossen sind.

bei eindräftigen Leitungen das 4fache,  
bei Seilen das 2fache  
der größeren Zusatzlast den Werkstoff höchstens bis zur Dauerzugfestigkeit beansprucht.

Die Höchstzugspannung darf bei der regelmäßig zu erwartenden größeren Zusatzlast nicht größer sein als unter a).

Aus wirtschaftlichen Gründen kann auch die Verwendung eines Werkstoffes höherer Festigkeit zweckmäßig sein.

## § 8

## Durchhang

a) Der Durchhang der Leitungen ist so zu bemessen, daß die nach § 7 zulässige Höchstzugspannung nicht überschritten wird.

Tafel II

Werkstoff	Eigengewicht je kg/cm <sup>3</sup>	Wärme- dehnungszahl $\epsilon_t$ für 1°	Elastische Dehnungs- zahl $\alpha$ in cm <sup>2</sup> /kg	Dauerzug- festigkeit in kg/mm <sup>2</sup>	Prüffestig- keit in kg/mm <sup>2</sup>
Kupfer .....	$8,9 \cdot 10^{-3}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	34	40
Bronze Bz I nach DIN VDE 8300.	$8,9 \cdot 10^{-3}$	$1,7 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	1)	52
Bronze Bz II nach DIN VDE 8300	$8,65 \cdot 10^{-3}$	$1,66 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	52	64
Bronze Bz III nach DIN VDE 8300	$8,65 \cdot 10^{-3}$	$1,66 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,3 \cdot 10^6}$	1)	70
Aluminium .....	$2,70 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{0,56 \cdot 10^6}$	12	18
Stahlaluminium DIN VDE 8202 und DIN VDE 8200 .....	$3,45 \cdot 10^{-3}$	$1,918 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{0,745 \cdot 10^6}$	37	—
Stahl mit 40 kg/mm <sup>2</sup> verzinkt ....	$7,8 \cdot 10^{-3}$	$1,23 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,92 \cdot 10^6}$	1)	40
Stahl mit 70 kg/mm <sup>2</sup> verzinkt ....	$7,8 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{1,96 \cdot 10^6}$	1)	70
Stahl mit 120 kg/mm <sup>2</sup> verzinkt ...	$8,0 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{2,0 \cdot 10^6}$	1)	120
Stahl mit 150 kg/mm <sup>2</sup> verzinkt ...	$8,0 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-5}$	$\frac{1}{2,0 \cdot 10^6}$	1)	150

b) Bei der Berechnung des Durchhanges kommt zum Gewicht der Leitung die Belastung durch Eisbehang, Rauhreif, Schnee und mäßigen Wind. Für normale Fälle ist diese Zusatzlast mit dem Wert  $180 \sqrt{d}$  in g für 1 m Leitungslänge — in Richtung der Schwerkraft wirkend — anzunehmen. Hierin ist  $d$  der Nennwert des Leitungsdurchmessers in Millimetern. Bei Tragketten ist der Durchhang für die senkrechte Stellung der Ketten zu ermitteln.

c) Als größter Durchhang gilt der größere der Werte, die sich für  $-5^\circ$  mit Zusatzlast oder für  $+40^\circ$  ohne Zusatzlast ergeben.

d) Werden Leitungen verschiedenen Querschnittes oder Werkstoffes an einem Gestänge verlegt, so ist bei der Wahl des Durchhanges auf die größere Gefahr des Zusammenschlagens der Leitungen Rücksicht zu nehmen.

e) Für die Durchhangsberechnung gelten die in Tafel II enthaltenen Festwerte der Leitungswerkstoffe.

1) Dauerzugfestigkeit für Bronze Bz I und Bz III sowie für Stahl wird nachgetragen, sobald die eingeleiteten Versuche abgeschlossen sind.

Bis zur Bekanntgabe dieser Werte sind diese Werkstoffe mindestens mit 2,5facher Sicherheit, bezogen auf die Prüffestigkeit, zu spannen.

### C. Gestänge

#### 1. Allgemeines

##### § 15

#### Äußere Kräfte

a) Maste, Mastfundierungen und Querträger sind nach ihrem Verwendungszweck für die höchsten gleichzeitig zu erwartenden äußeren Kräfte zu bemessen. Als solche kommen in Betracht:

1. Eigengewicht der Maste und Querträger, der Leitungen einschließlich Eisbehang sowie der Isolatoren u. dgl. Bei Isolatorenketten ist eine Eislast von 2,5 kg für 1 m Kettenlänge anzunehmen.

2. Winddruck auf die vorgenannten Bauteile.

a) Der Winddruck auf die Leitungen und auf Maste bis 40 m Höhe ist mit 125 kg/m<sup>2</sup> senkrecht getroffener Fläche ohne Eisbehang anzusetzen. Bei Masten von mehr als 40 m Höhe über Erde ist der Winddruck auf Maste mit Querträgern und Isolatoren mit nachstehenden Werten anzunehmen:

	für die oberhalb von	40 m	liegenden Teile	150 kg/m <sup>2</sup>
„	„	„	„	100 „
„	„	„	„	150 „
„	„	„	„	200 „
„	„	„	„	250 „

Bei Bauteilen mit Kreisquerschnitt ist die Fläche mit 50% der senkrechten Projektion der wirklich getroffenen Fläche anzusetzen. Doppelmaste, bei denen der Zwischenraum kleiner als der mittlere Durchmesser eines Mastes ist, sind mit 80% zu rechnen, wenn der Wind senkrecht zu der Ebene wirkt, die durch die Längsachse beider Maste geht.

Werden ebene Flächen unter einem Winkel vom Wind getroffen, so ergibt sich die Windlast aus dem Produkt des Winddruckes und dem sin<sup>2</sup> des Einfallwinkels. Bei Leitungen ist mit dem sin zu rechnen.

Beim Fachwerk sind die im Windschatten liegenden Teile mit 50% der Vorderfläche in Rechnung zu setzen. Dieses gilt auch für fachwerkartige Querträger.

b) In besonders windgefährdeten Gegenden — namentlich an der Küste und im Gebirge — ist mit einem den örtlichen Verhältnissen entsprechenden höheren Winddruck auf Maste und Leitungen zu rechnen.

3. Höchstzug der Leitungen.

4. Widerstand der Fundierung (siehe 6, S. 887).

b) bei Masten, die vorläufig nur teilweise belegt werden, muß dieses bei der Berechnung berücksichtigt werden.

##### § 16

#### Einteilung der Maste nach dem Verwendungszweck

a) Nach dem Verwendungszweck sind zu unterscheiden:

1. Tragmaste, die lediglich zum Tragen der Leitungen dienen und nur in gerader Strecke verwendet werden dürfen;

2. Winkelmaste, die bestimmt sind, die Leitungszüge in Winkelpunkten aufzunehmen;

3. Abspannmaste, die Festpunkte in der Freileitung schaffen sollen;

4. Endmaste, die zur Aufnahme des gesamten einseitigen Leitungszuges dienen;

5. Kreuzungsmaste, die bei bruchsicherer Kreuzung von Fernmeldeleitungen der Deutschen Reichspost, von Eisenbahnen des allgemeinen Verkehrs oder von Reichswasserstraßen aufzustellen sind;

6. Abzweig- und Verteilungsmaste, die zum Abzweigen oder zum Verteilen der Leitungen nach verschiedenen Richtungen dienen.

b) Für einen bestimmten Verwendungszweck berechnete Maste dürfen für andere Zwecke nur verwendet werden, wenn sie auch den hierfür geltenden Anforderungen genügen.

Bei Masten, die den Unterschied ungleicher Züge in entgegengesetzter Richtung aufnehmen sollen, ist dieser Belastung Rechnung zu tragen.

##### § 17

#### Belastungsannahmen

a) Soweit nicht außergewöhnliche Verhältnisse eine besondere Ermittlung erfordern, sind für Winddruck und Leitungszug die nachstehend aufgeführten äußeren Kräfte als wirksam anzunehmen. Als Leitungszug gilt der Höchstzug der Leitungen.

b) Normalbelastung. Hierfür gelten die in Spalte 2 der Tafel III angeführten Berechnungsgrundlagen  $\alpha$  bis  $\gamma$ . Diese sind jedoch nicht gleichzeitig anzunehmen, sondern es sind die Fälle auszuwählen, bei denen in den einzelnen Bauteilen die größten Spannungen auftreten.

Bei Masten, die dauernd einer Verdrehungsbelastung unterworfen sind, ist gleichzeitig das Drehmoment zu berücksichtigen.

c) **Belastung bei Leitungsbruch.** Stahlgittermaste, Stahlrohrmaste, ... mit Kettenisolatoren sind ferner unter der Annahme zu berechnen, daß durch den Bruch einer Leitung ein Drehmoment hervorgerufen wird. Dabei ist bei Tragmasten der halbe, bei allen anderen Masten der volle einseitige Höchstzug der Leitung anzusetzen, für die sich in den einzelnen Bauteilen die größten Spannungen ergeben. Bei Tragmasten in Gegenden, in denen nachweislich größere Zusatzlasten als die normale (siehe § 8b) regelmäßig aufzutreten pflegen, ist mit dem vollen Höchstzug der Leitung zu rechnen. Winddruck kann vernachlässigt werden. Der Bruch von Erdseilen, die so beschaffen und verlegt sind, daß sie einer größeren Zusatzlast als die Spannung führenden Leitungen standhalten, kann unberücksichtigt bleiben.

Bei dieser Berechnung gelten für Stahlgittermaste die in Tafel IV, Spalte 3, für nahtlose Stahlrohrmaste die in § 24h angegebenen zulässigen Spannungen und erforderlichen Sicherheiten.

Über die Berechnungsgrundlagen siehe Spalte 3 in Tafel III.

Wird durch besondere Maßnahmen (Entlastungsklemmen, bewegliche Ausleger, Spannseile o. dgl.) die Verdrehungsbelastung bei Seilbruch vermindert, so kann dieses bei der Berechnung in dem Maße berücksichtigt werden, als die Verminderung nachgewiesen wird.

d) Berechnungsgrundlagen

Tafel III

Mastart	Normalbelastung nach b)	Belastung nach c)
I	2	3
<b>1. Tragmaste</b>	<p><math>\alpha</math>) Winddruck senkrecht zur Leitungsrichtung auf den Mast mit Kopfausrüstung und gleichzeitig auf die halbe Länge der Leitungen der beiden Spannfelder.</p> <p><math>\beta</math>) Winddruck in der Leitungsrichtung auf den Mast mit Kopfausrüstung (Leitungsträger, Isolatoren).</p> <p><math>\gamma</math>) Kräfte, die in der Höhe und in der Richtung der Leitungen angenommen werden und gleich einem Viertel des senkrechten Winddruckes auf die halbe Länge der Leitungen der beiden Spannfelder zu setzen sind. Diese Kräfte brauchen nur bei Masten von mehr als 10 m Länge berücksichtigt zu werden.</p>	<p>Die Normalbelastungen <math>\alpha</math>), <math>\beta</math>) und <math>\gamma</math>) bleiben unberücksichtigt, nur die Belastung nach c) kommt in Betracht.</p>
<b>2. Winkelmaste</b>	<p><math>\alpha</math>) Die Mittelkräfte der Leitungszüge und gleichzeitig der Winddruck auf Mast- und Kopfausrüstung für Wind in Richtung der Gesamtmittelkraft.</p> <p><math>\beta</math>) Die Mittelkräfte der Leitungszüge bei einer Windrichtung senkrecht zu dem größten Leitungszug und gleichzeitig der Winddruck auf Mast und Kopfausrüstung für diese Windrichtung. Diese Bestimmung gilt nur für Maste, die senkrecht zur Mittelkraft ein geringeres Widerstandsmoment als in Richtung dieser Kraft haben.</p>	<p>Die Normalbelastungen <math>\alpha</math>) bzw. <math>\beta</math>) und die Belastung nach c) sind gleichzeitig anzunehmen.</p> <p>Bei der Berechnung der Normalbelastungen brauchen der Winddruck und die als gerissen gedachte Leitung nicht berücksichtigt zu werden.</p>
<b>3. Abspannmaste in gerader Strecke</b>	<p><math>\alpha</math>) Wie 1 <math>\alpha</math>).</p> <p><math>\beta</math>) Zwei Drittel der einseitigen Leitungszüge und gleichzeitig Winddruck auf Mast und Kopfausrüstung senkrecht zur Leitungsrichtung.</p>	<p>Die Normalbelastungen <math>\alpha</math>) bzw. <math>\beta</math>) bleiben unberücksichtigt. Nur die Belastung nach c) kommt in Betracht.</p>

Mastart	Normalbelastung nach b)	Belastung nach c)
I	2	3
<b>4. Abspannmaste in Winkelpunkten</b>	a) Wie 2 a). β) Wie 2 β). γ) Zwei Drittel der einseitigen Leitungszüge und gleichzeitig Winddruck auf Mast und Kopfausrüstung für eine Windrichtung parallel den größten Leitungszügen.	Die Normalbelastungen α) bzw. β) sind gleichzeitig, die Normalbelastung γ) ist nicht gleichzeitig mit der Belastung nach c) anzunehmen. Bei der Berechnung der Normalbelastungen brauchen der Winddruck und die als gerissen gedachte Leitung nicht berücksichtigt zu werden.
<b>5. Endmaste</b>	Der gesamte einseitige Leitungszug und gleichzeitig der senkrecht zur Leitungsrichtung wirkende Winddruck auf Mast mit Kopfausrüstung.	Normalbelastung und Belastung nach c) sind gleichzeitig anzunehmen. Bei Berechnung der Normalbelastung brauchen der Winddruck und die als gerissen gedachte Leitung nicht berücksichtigt zu werden.
<b>6. Kreuzungsmaste</b>	Für Kreuzungsmaste sind besondere	Vorschriften maßgebend (siehe § 32 e).
<b>7. Abzweig- und Verteilungsmaste</b>	a) Wie 2 a). β) Die größte Mittelkraft der Leitungszüge bei Fortfall eines oder mehrerer Abzweige.	Die Normalbelastungen α) und β) sind gleichzeitig mit der Belastung nach c) anzunehmen.
<b>8. Als Stützpunkte benützte Bauwerke</b>	Die Bauwerke müssen die durch den Leitungszug hervorgerufenen Spannungen aufnehmen können.	

e) Die Querträger für Abspannmaste müssen den einseitigen Höchstzug der Leitungen, die Querträger für Tragmaste die senkrechten Belastungen aufnehmen können. Querträger für die nach c) berechneten Tragmaste sind außerdem unter Zugrundelegung der nach Tafel IV, Spalte 3, zulässigen Spannungen für den halben bzw. vollen einseitigen Höchstzug einer Leitung zu berechnen.

#### § 18

##### Besondere Bestimmungen für Abspannmaste

a) Mindestens alle 3 km muß ein Abspannmast gesetzt werden. An diesem sind die Leitungen so zu befestigen, daß ein Durchrutschen ausgeschlossen ist. Winkel- oder Kreuzungsmaste dürfen auch als Abspannmaste verwendet werden, wenn sie diesem Zwecke genügen. In Gegenden, in denen außergewöhnlich große Zusatzlasten zu erwarten sind, muß mindestens jeder zehnte Mast ein Abspannmast sein, falls nicht schon durch Verkürzung der Spannweiten oder andere Maßnahmen den zu erwartenden Belastungen Rechnung getragen ist.

#### § 19

##### Vogelschutz

a) Die Leitungsträger, Stützen usw. sind möglichst so auszubilden, daß den Vögeln eine Sitzgelegenheit in gefahrbringender Nähe der Leitungen nicht gegeben wird. Diese Bedingung kann als erfüllt gelten, wenn der wagrechte Abstand zwischen einer Spannung führenden Leitung und geerdeten Stahlteilen mindestens 0,3 m beträgt.

### 3. Stahlmaste

#### § 23

##### Allgemeines

a) Stahlmaste müssen zuverlässig gegen Rost geschützt sein. Dieser Schutz kann bei Teilen, die über der Erde liegen, u. a. erreicht werden durch Aufbringen eines metallenen oder nichtmetallenen

Anstrichmittels oder durch metallene Überzüge. Wird ein Zinküberzug gewählt, so ist, soweit es die Formgebung zuläßt, die Feuerverzinkung anzuwenden. Das für die Zinkbäder verwendete Zink darf nur chemisch reines Hüttenzink sein. Auf andere Art verzinkte Gegenstände müssen nach der Verzinkung noch mit einem die Schutzwirkung erhöhenden Überzug (z. B. Firnis, Farbe) versehen werden. Eine Nachbearbeitung der Gewinde von feuerverzinkten Schrauben und Muttern ist nicht zulässig.

In der Erde liegende Eisen- und Stahlteile sind mit heißem säurefreiem Teer oder einem gleichwertigen kalten oder heißen säurefreien Schutzmittel zu streichen. Von Beton umgebene Eisen- und Stahlteile gelten als gegen Rost geschützt.

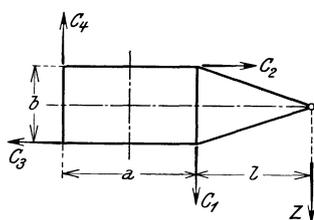
b) Vor dem Aufbringen des Rostschutzes sind Stahlmaste sorgfältig zu entrostern.

Eine ausführliche Anleitung für die Reinigung und den Anstrich von Bauteilen aus Stahl ist zu finden in den „Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken“ (siehe DIN 1000, 9, S. 12/3).

c) Ist bei quadratischen Gittermasten die Mittelkraft aus Leitungszügen und Winddruck einer Mastseite nicht parallel, so muß sie in zwei zu den Mastseiten parallele Kräfte zerlegt werden. Die Eckstäbe sind für die arithmetische Summe dieser beiden Teilkräfte, die Streben für die Teilkräfte zu berechnen.

d) Bei Gittermasten mit rechteckigen Querschnitten ist die Berechnung für die Belastung in Richtung der längeren und der kürzeren Seite je für sich auszuführen. Eine schräg zu den Mastseiten liegende Mittelkraft ist in zwei zu den Mastseiten parallele Teilkräfte zu zerlegen. Für jede der beiden Teilkräfte ist die in den Eckstäben hervorgerufene Stabkraft zu bestimmen. Die arithmetische Summe dieser Stabkräfte ergibt die Kraft, für die die Eckstäbe zu berechnen sind. Die Streben sind für die Teilkraft zu berechnen, die der betreffenden Mastseite parallel läuft.

e) Für die Berechnung von Gittermasten nach § 17c) sind folgende Formeln anzuwenden:



$$M_d = Z \left( l + \frac{a}{2} \right),$$

$$C_1 = \frac{M_d}{2a} + \frac{Z}{2},$$

$$C_2 = C_3 = \frac{M_d}{2b},$$

$$C_4 = \frac{M_d}{2a} - \frac{Z}{2}.$$

Diese Berechnungsart setzt voraus, daß das Verhältnis  $a : b$  nicht größer als 2,0 ist und daß wagrechte Aussteifungen in den Querträgerebenen angeordnet sind.

f) Die Abstände für die Anschlußniete der Streben an den Knotenpunkten sind so klein wie möglich zu bemessen.

g) Für sämtliche Bauteile sind Anschlußniete unter 13 mm Durchmesser des geschlagenen Nietes und Stahldicken unter 4 mm, außerdem Schenkelbreiten unter 35 mm und Flachstahl unter 30 mm Breite unzulässig, sofern sie durch einen Niet geschwächt sind.

h) Die größtzulässigen Durchmesser der geschlagenen Niete und die größtzulässigen Gewindestärken mechanisch beanspruchter Schrauben sind durch die Schenkelbreiten bestimmt und der folgenden Aufstellung zu entnehmen:

Mindestschenkelbreiten in mm . . . . .	35	40	45	50	60	70	75	80
Nietdurchmesser in mm . . . . .	13	14	16	17	20	23	26	29
Zulässige Gewindedurchmesser . . . . .	1/2''	1/2''	5/8''	5/8''	3/4''	7/8''	1''	1 1/8''

Kleinere Gewindedurchmesser als 1/2'' sind für mechanisch beanspruchte Schrauben unzulässig. Schraubenmutter müssen gegen Lockern gesichert werden, z. B. durch Körner- oder Meißelschlag.

i) Geschweißte Maste sind zulässig, wenn die Schweißung so ausgeführt wird, daß mindestens die gleiche Sicherheit des Anschlusses wie bei der Nietung gewährleistet ist. Für geschweißte Maste gelten die Bestimmungen für genietete Maste sinngemäß.

## § 24

### Zulässige Spannungen

a) Die zulässigen Spannungen für die Bauteile aus Stahl ergeben sich aus der folgenden Zusammenstellung:

Tafel IV

Flußstahl St. 37 . 12 Normalgüte	Normalbelastung (Sp. 2 in Tafel III) kg/cm <sup>2</sup>	Belastung bei Leistungsbruch (Sp. 3 in Tafel III) kg/cm <sup>2</sup>
I	2	3
Zug, Druck und Biegung $\sigma_{zul}$ .....	1600	2000
Zugspannung von gedrehten Schraubenbolzen .....	1200	1500
Zugspannung von gewöhnlichen (rohen) Schraubenbolzen .....	900	1100
Scherspannung der Niete und der eingepaßten Schraubenbolzen.	1280	1600
Scherspannung der rohen Schraubenbolzen .....	1000	1280
Lochleibungsdruck der Niete und der eingepaßten Schrauben- bolzen .....	4000	5000
Lochleibungsdruck der rohen Schraubenbolzen .....	2500	3100

Bei gedrehten und bei rohen Schrauben ist für die Zugspannung der Kernquerschnitt maßgebend. Bei Baugliedern, die auf Zug oder Biegung beansprucht werden, ist die Schwächung des Querschnittes durch Bohrung zu berücksichtigen. Bei Ermittlung der Zugspannung von ausgeklinkten Streben aus Winkeleisen ist nur der Querschnitt des genieteten Schenkels nach Abzug der Schwächung durch Bohrung in Rechnung zu setzen. Für die Scherspannung und den Lochleibungsdruck gilt bei Nieten und eingepaßten Schraubenbolzen der Bohrungsdurchmesser, bei rohen Schrauben der Schaftdurchmesser.

Für Armaturen, Isolatorstützen u. dgl. aus St. 48 oder St. Si sind folgende Spannungen zulässig:

Tafel V

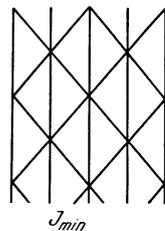
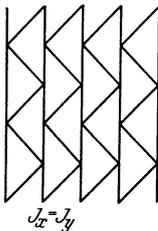
	Bei St. 48 kg/cm <sup>2</sup>	Bei St. Si kg/cm <sup>2</sup>
I	2	3
Zug, Druck und Biegung $\sigma_{zul}$ .....	2080	2400
Zugspannung von gedrehten Schraubenbolzen .....	1560	1800
Zugspannung von gewöhnlichen (rohen) Schraubenbolzen .....	1170	1350
Scherspannung der eingepaßten Schraubenbolzen .....	1660	1920
Scherspannung der rohen Schraubenbolzen .....	1300	1500
Lochleibungsdruck der eingepaßten Schraubenbolzen .....	5200	6000
Lochleibungsdruck der rohen Schraubenbolzen .....	3250	3750

b) Bei der Berechnung von Druckstäben gilt als freie Knicklänge  $s_K$  im allgemeinen die Länge der Netzlinie des Stabes. Bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck und der andere Zug erhält, ist der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und senkrecht dazu festliegender Punkt anzunehmen, falls die sich kreuzenden Stäbe in ihm ordnungsgemäß miteinander verbunden sind. Die Enden der freien Knicklänge sind als gelenkig geführt anzusehen.

c) Die Stabkraft  $S$  eines Druckstabes ist mit der Knickzahl  $\omega$  zu multiplizieren; im übrigen ist der Stab hinsichtlich der zulässigen Spannung wie ein Zugstab, jedoch ohne Nietabzug zu berechnen. Daher muß sein:

$$\frac{\omega S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

d) Ist die Ausknickung eines Stabes durch Anschlüsse innerhalb der Knicklänge an eine bestimmte Richtung gebunden, so ist das Trägheitsmoment auf die zu dieser Richtung senkrecht stehende Achse zu beziehen.



Sind bei einem Gittermast aus einfachen Winkeleisen die in der Abwicklung der Mastseiten in gleicher Höhe liegenden Streben parallel gerichtet, so kann bei der Berechnung der Eckstäbe das Trägheitsmoment auf die zu einem Winkelschenkel parallele Achse bezogen werden ( $J_x$  oder  $J_y$ , siehe DIN 1028). Bei nicht parallel gerichteten Streben ist das kleinste Trägheitsmoment  $J_\eta$  einzusetzen.

e) Bei Stäben, die nicht unerheblich außermittig durch eine

Kraft  $S$  oder die neben einer mittigen Kraft  $S$  von einem Biegemoment  $M$  beansprucht werden, darf die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega S}{F} + \frac{M}{W_n}$$

errechnete (gedachte Randspannung die für Zug und Biegung nach Tafel IV zulässige Spannung  $\sigma_{zul}$  nicht überschreiten. Die Momente  $M$  bei außermittigem Kraftangriff und das Widerstandsmoment  $W_n$  sind dabei auf die Achse des ungeschwächten Querschnittes zu beziehen. Bei Gittermasten gelten die Streben, die einseitig an den Eckstäben angeschlossen sind, nicht als erheblich außermittig beansprucht.

f) Bei der Berechnung von Druckstäben können auch die Gebrauchsformeln angewendet werden.

Sind die Querschnitte mit diesen Gebrauchsformeln ermittelt, so ist stets noch eine Untersuchung nach dem  $\omega$ -Verfahren anzustellen.

g) Bei mehrteiligen Druckstäben ist der Abstand der Einzelstäbe so zu wählen, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die werkstofffreie Achse um mindestens 10% größer als das in bezug auf die Werkstoffachse ist, falls nicht für das Ausknicken um die Werkstoffachse mit einer wesentlich größeren Knicklänge zu rechnen ist. Der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe darf nicht größer als der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes und im allgemeinen nicht größer als 30 sein. Wird der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe größer als 30 gewählt oder ist, abgesehen von der oben erwähnten Ausnahme, das Trägheitsmoment bezüglich der werkstofffreien Achse nicht um mindestens 10% größer als das bezüglich der Werkstoffachse, so ist die Tragfähigkeit des Stabes rechnerisch nachzuweisen. Als freie Knicklänge der Einzelstäbe kann sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen der Abstand der inneren Anschlußniete gewählt werden. Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen oder Bindebleche sind für eine Querkraft zu berechnen, die gleich 2% der größten Druckkraft des Gesamtstabes (ohne Multiplikation mit der Knickzahl  $\omega$ ) anzunehmen ist, falls die Querkraft nicht rechnerisch ermittelt wird. Bei der Berechnung der Vergitterungen und Bindebleche und ihrer Anschlüsse nach der vorstehenden Näherungsrechnung darf die für Zug und Biegung nach Tafel IV zulässige Spannung  $\sigma_{zul}$  nicht überschritten werden. Sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen sind an beiden Stabenden besonders kräftige Bindebleche vorzusehen, die nach Möglichkeit innerhalb der Knotenbleche anzuordnen sind.

h) Bei nahtlosen Stahlrohrmasten mit einer Werkstofffestigkeit von mindestens 5500 kg/cm<sup>2</sup> darf die Spannung (Zug, Druck und Biegung) in allen Rohrteilen im ungünstigsten Falle 2200 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten.

## 6. Fundierung der Maste

### § 27

#### Allgemeines

a) Die Maste sind derart im Boden zu befestigen, daß bei den in Betracht kommenden Bodenverhältnissen eine ausreichende Standsicherheit vorhanden ist und unzulässige Bewegungen des Mastes vermieden werden. Diese Bestimmung gilt als erfüllt, wenn die Bodenbefestigung den folgenden Forderungen entspricht:

b) Einfach- und Doppelmaste müssen, soweit sie nicht eine Fundierung durch Druckplatten oder Erdfüße erhalten, bei Boden mittlerer Beschaffenheit mindestens auf  $\frac{1}{6}$  ihrer Gesamtlänge, jedoch nicht weniger als 1,6 m in dem Boden eingegraben und gut verrammt werden.

c) Gittermaste müssen Betonfundamente, Platten-, Schwellenfüße oder Druckplatten erhalten, die so groß zu bemessen sind, daß die Bodenpressung den jeweils zulässigen Wert nicht überschreitet.

d) Für Fundamente, die hart an oder in Böschungen, in Überschwemmungsgebieten stehen oder dem Einfluß des Grundwassers unterliegen, sind Maßnahmen zu treffen, die eine genügende Standsicherheit gewährleisten.

e) Bei Verwendung von Platten-, Schwellen- oder sonstigen Fundamenten, bei denen der untere Mastteil nicht vollständig mit Beton umgeben ist, sind die in der Erde liegenden Stahlteile gemäß § 23 a) und b) gegen Zerstörung zu schützen. Holzschwellen sind gegen Fäulnis wirksam zu schützen.

f) Mastanker sind nicht zulässig, weil sie zu Betriebsstörungen und Unfällen Anlaß geben können.

### § 28

#### Berechnung der Fundierung

a) Fundamente sind nach Fröhlich „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten“, 2. Auflage (Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin), zu berechnen. Außerdem sind die inneren Spannungen zu berücksichtigen bei außergewöhnlich großen Fundamenten, bei Fundamenten für Rohr- und Betonmaste sowie bei Fundamenten mit Fußplatten, bei denen die Auskragungen der Fußplatte größer als ihre Stärke sind. Die Berechnung nach Fröhlich setzt voraus, daß die Fundamente allseitig von gutem Boden umgeben sind. Wenn dieses nicht der Fall ist, sind die Abmessungen nach einem anderen geeigneten Verfahren zu ermitteln, z. B. nach Mohr, Sulzberger (Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins 1924, Hefte 5 und 7; 1925, Heft 10), Kleinlogel („Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“ 1928, Heft 295).

b) Bei der Berechnung darf das Gewicht des Betons mit höchstens 2000 kg/m<sup>2</sup>, das des bewehrten Betons mit höchstens 2200 kg/m<sup>2</sup> eingesetzt werden. Das Gewicht des auflastenden Erdreiches ist im Mittel mit 1600 kg/m<sup>2</sup> anzunehmen, wenn nicht örtliche Ermittlungen einen anderen Wert ergeben haben.

**Allgemeines über die Tragwerkgestaltung der Maste**

Die Breitenabmessung der in der Regel quadratischen Maste für Hochspannungsleitungen sind eine Funktion der Höhe und der Belastung. Man macht die Maste am Kopf, d. i. in der Höhe des letzten Querträgers oder Auslegers so breit, daß die durch Verdrehungswirkung hervorgerufenen Strebenspannungen in den Mastwänden nicht über 7 t hinausgehen um ungünstigsten Falls den Anschluß mit 2 Nieten  $d = 17$  bewerkstelligen zu können ( $\tau_{Nzul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$ ). Der Anzug der Mastschäfte wird dann so gewählt, daß die Zunahme der Mastbreite nach unten je lfd. m Masthöhe 30 bis 50 mm beträgt. Die untere Grenze gilt für Tragmaste mit kleinen Seitenkräften, die obere Grenze für Abspann- und Winkelmaste mit größeren seitlichen Belastungen. Bei diesem Anzug nehmen die Strebenkräfte in der Regel unterhalb des untersten Querträgers ab, so daß im unteren Mastteil der Anschluß meist mit einem Niet vollzogen werden kann. Bei sehr hohen Masten mit bedeutenden Seitenkräften wird der Anzug stärker gemacht. Zunahme der Mastbreite etwa 100 bis 150 mm je m Masthöhe.

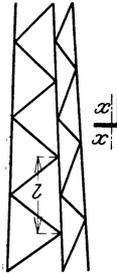


Abb. 938

Die Ausfachung der Maste erfolgt gewöhnlich in der Weise, daß die Schäfte Knicklängen von 1- bis 1,5facher Mastbreite erhalten. Bei nicht zu breiten Masten genügt dazu eine einfache Verstrebung, wobei die Eckwinkel abwechselnd in jeder der beiden Schenkelebenen gehalten werden, Abb. 938. Derartige festgehaltene Gurte berechnet man üblicherweise mit der Knicklänge  $l$  und mit dem Trägheitshalbmesser  $i_x$  auf Knickung, wobei diese Rechnung etwas zu knappe Querschnitte liefert. In Band I, S. 188, haben wir für einen derartig gestützten L-Stab für die Knickkraft die Formel

$$S_k = \frac{\pi^2 T J_{\min}}{(1,54 \bar{l})^2} \dots \dots \dots (11)$$

gefunden. Hierin bedeutet  $\bar{l} = \frac{l}{2}$ . Führt man  $J_x = 2,4 J_{\min}$  ein, und setzt  $\bar{l} = \frac{l}{2}$ , so erhält man

$$S_k = \frac{4 \pi^2 T J_x}{2,4 \cdot 1,54^2 \cdot l^2} = \frac{\pi^2 T J_x}{(1,19 l)^2} \dots \dots \dots (12)$$

Die Knickkraft ist im elastischen Bereich, also bei schlanken Stäben um rd. 40% kleiner als sie nach der üblichen oben erwähnten Regel angenommen wird. Der Unterschied wird für gedrungene Stäbe bedeutend geringer und beträgt für Schlankheiten unter 60 höchstens 10%. Da für die Mastschäfte kaum größere Schlankheiten in Frage kommen, so kann die Bemessung nach der oben erwähnten Regel zur Not noch verantwortet werden.

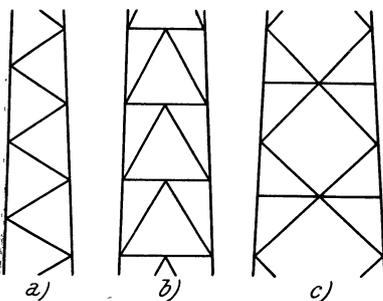


Abb. 939

Bei Masthöhen bis etwa 20 m kann mit dem einfachen oben besprochenen Strebenzug, siehe Abb. 939 a), das Auslangen gefunden werden. Bei größeren Masthöhen, die größere Mastbreiten erfordern, empfiehlt sich das K-Fachwerk, Abb. 939 b), und schließlich bei sehr hohen Masten das Fachwerk mit gekreuzten drucksteifen Streben und Zwischenriegeln, Abb. 939 c).

Die Füllungsstäbe werden durchwegs aus einfachen gleichschenkligen Winkeleisen hergestellt, wobei aber der Einfluß des einseitigen Anschlusses bei der Bemessung nicht berücksichtigt wird. Die Fachwerkteilung läßt man in dem Maße abnehmen als sich die Mastbreite verjüngt. Bei Masten bis etwa 30 m Höhe ist die Verjüngung in der Mastbreite gleichmäßig, Abb. 940 a), bei höheren Masten ist es wirtschaft-

licher, die Verjüngung nach einem quadratischen Gesetz vorzunehmen, da für die Bemessung der Winddruck auf den Mast bereits stark ins Gewicht fällt (Abb. 940 b).

Wir schließen diesen Absatz mit der Vorführung von zwei Berechnungsbeispielen.

**1. Beispiel.** Tragmast von 16,20 m Höhe für eine 50000 KV Leitung. Mastentfernung 220 m. An Leitungen sind vorhanden: 1 Schutzseil aus Stahl, 50 mm<sup>2</sup> Querschnitt mit 22 kg/cm<sup>2</sup> Höchstbeanspruchung, 6 Leitungsseile aus Kupfer, 95 mm<sup>2</sup> Querschnitt mit 19 kg/cm<sup>2</sup> Höchstbeanspruchung. Die Anordnung des Mastes und der Leitungen ist aus Abb. 941 zu entnehmen. Die statische Berechnung erfolgt nach „Vorschriften für den Bau von Starkstromleitungen“ V. S. F. 1930.

**Belastung:**

- Eigengewicht und Eisbehang:
- Schutzseil 50 mm<sup>2</sup>, d = 9 mm,
  - Eigengewicht 220 · 0,395 = 87 kg
  - Eisbehang 220 · 0,180 √9 = 119 „
- Kupferseile 95 mm<sup>2</sup> d = 12,5 mm,
  - Eigengewicht 220 · 0,845 = 186 „
  - Eisbehang 220 · 0,180 √12,5 = 140 „
- Isolatoren, Gewicht je Kette = 15 „
- Mastgewicht, oberer Schuß samt Querträger = 1200 „
- Mastgewicht, unterer Schuß = 600 „

daher: Lotrechte Gesamtbelastung im Schnitt 1—1:

$$P_1 = 87 + 119 + 6(186 + 140) + 6 \cdot 15 + 1200 = 3452 \text{ kg}$$

und lotrechte Gesamtbelastung im Schnitt 2—2:

$$P_2 = 3452 + 600 = 4052 \text{ kg}$$

Windbelastung in Richtung senkrecht zur Leitung:

- Schutzseil 125 · 0,5 · 0,009 · 220 = 124 kg
- Leitungen + Isol. 2 · 125 · 0,5 · 0,0125 · 220 + 2 · 15 = 374 „
- Leitungen + Isol. 4 · 125 · 0,5 · 0,0125 · 220 + 4 · 15 = 748 „
- Oberer Mastschuß 125 · 1,5 · 8,48 (2 · 0,06 + 1,4 · 0,05) + 50 = 352 „
- Unterer Mastteil 125 · 1,5 · 7,72 (2 · 0,075 + 1,4 · 0,06) = 339 „

**Bemessung der Gurte:**

Moment im Schnitt 1—1: (Siehe Abb. 942):

$$M_1 = 0,124 \cdot 8,48 + 0,374 \cdot 7,78 + 0,748 \cdot 5,28 + 0,352 \cdot 4,24 = 9,403 \text{ mt.}$$

Moment im Schnitt 2—2:

$$M_2 = 9,403 + (0,124 + 0,374 + 0,748 + 0,352) \cdot 7,72 + 0,339 \cdot 3,86 = 23,041 \text{ mt.}$$

Gurtbeanspruchung im Querschnitt 1—1:

Schwerpunktabstand in 1—1: (Siehe Abb. 943 c)

$$e_1 = 54 + 4,5 \cdot 7,78 - 2 \cdot 1,7 = 85,6 \text{ cm;}$$

$$\text{Größte Gurtkraft } S = - \frac{9,403}{2 \cdot 85,6} - \frac{3,452}{4} = - 6,35 \text{ t.}$$

$$\text{Querschnitt } L \text{ } 60 \cdot 60 \cdot 6, \quad F = 6,91 \text{ cm}^2, \quad i_x = 1,82 \text{ cm,}$$

$$\text{Knicklänge } l = 118 \text{ cm,} \quad \frac{l}{i_x} = 65, \quad \omega = 1,325.$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,325 \frac{6,35}{6,91} = 1,22 \text{ t/cm}^2 \quad (\sigma_{zul} = 1,60 \text{ t/cm}^2).$$

Gurtbeanspruchung im Querschnitt 2—2.

Schwerpunktabstand in 2—2: (Siehe Abb. 943 c)  $e_2 = 125,1 - 2 \cdot 2,0 = 121,1 \text{ cm;}$

$$\text{Größte Gurtkraft } S = - \frac{23,041}{2 \cdot 1,21} - \frac{4,052}{4} = - 10,53 \text{ t.}$$

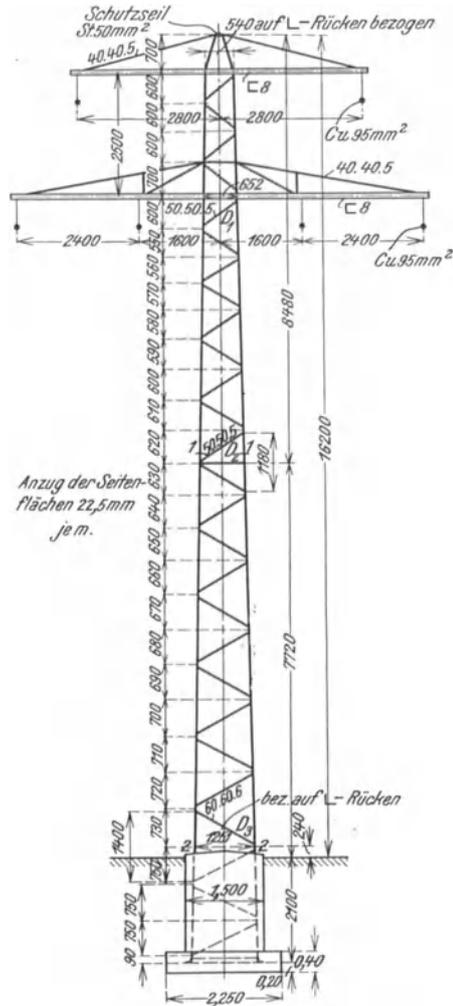


Abb. 941

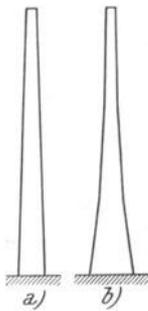


Abb. 940

Querschnitt  $\perp 75 \cdot 75 \cdot 7$ ,  $F = 10,1 \text{ cm}^2$ ,  $i_x = 2,28 \text{ cm}$ ,  
 Knicklänge  $l = 140 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i_x} = 61$ ,  $\omega = 1,273$ .  
 Beanspruchung  $\sigma = 1,273 \frac{10,53}{10,10} = 1,33 \text{ t/cm}^2$ .

**Bemessung der Streben.** Siehe Abb. 943.

Für die Streben ist der Belastungsfall II (Leitungsbruch) maßgebend. Größte in Rechnung zu stellende Zuglast einer Leitung (Halber Leitungszug)

$$P = \frac{1}{2} 95 \cdot 19 = 903 \text{ kg.}$$

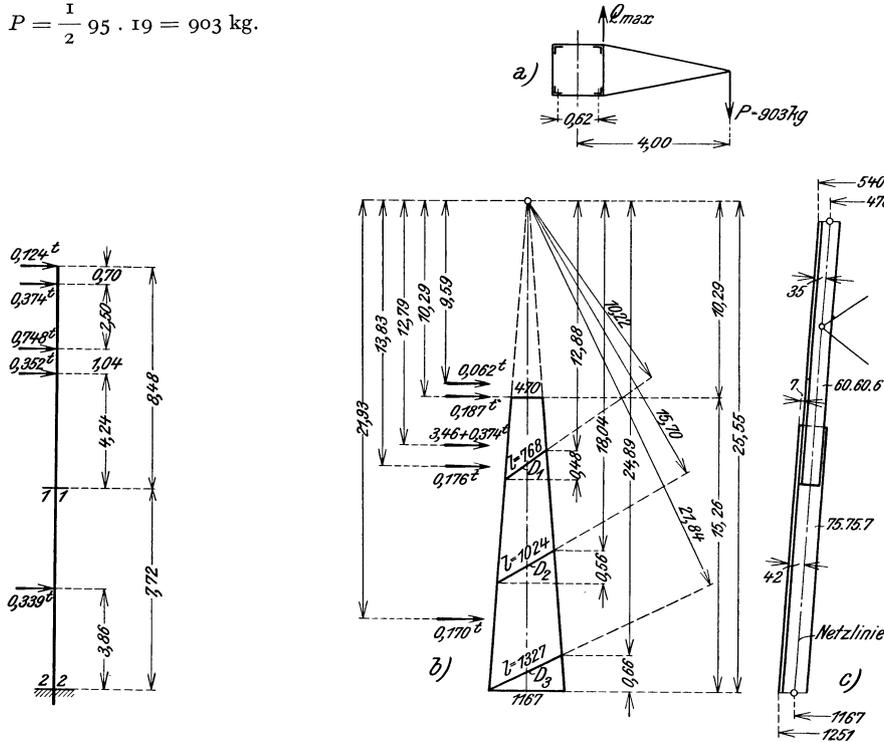


Abb. 942

Abb. 943

Größte Querträgerausladung 4,00 m, daher größte Querkraft  $max Q$  infolge  $P$  in der einen Mastwand (Abb. 943 a)

$$max Q = \frac{0,903 \cdot 4,00}{2 \cdot 0,62} + \frac{0,903}{2} = 3,46 \text{ t.}$$

Strebenkräfte infolge  $max Q$  und Windbelastung:<sup>1)</sup>

In Abb. 943 b) ist die Last  $max Q$  sowie die aus Abb. 942 entnommenen Windlasten, auf eine Mastwand umgerechnet, eingetragen und von allen Lasten der Abstand vom Ritterschen Momentenpunkt der Wandstreben angegeben.

$$\text{Strebe } D_1 = \pm \frac{1}{10,22} [0,062 \cdot 9,59 + 0,187 \cdot 10,29 + (3,46 + 0,374) \cdot 12,79] = \pm 5,05 \text{ t,}$$

$$\text{Strebe } D_2 = \pm \frac{1}{15,70} [0,062 \cdot 9,59 + 0,187 \cdot 10,29 + (3,46 + 0,374) \cdot 12,79 + 0,176 \cdot 13,83] = \pm 3,44 \text{ t,}$$

$$\text{Strebe } D_3 = \pm \frac{1}{21,84} [0,062 \cdot 9,59 + 0,187 \cdot 10,29 + (3,46 + 0,374) \cdot 12,79 + 0,176 \cdot 13,83 + 0,170 \cdot 21,93] = \pm 2,64 \text{ t.}$$

Sämtliche Streben des oberen Mastteiles sind  $\perp 50 \cdot 50 \cdot 5$ , die des unteren Teiles  $\perp 60 \cdot 60 \cdot 6$ .

Strebe  $D_1$ : Querschnitt  $\perp 50 \cdot 50 \cdot 5$ ,  $F = 4,80 \text{ cm}^2$ ,  $i_{min} = 0,98 \text{ cm}$ ,

$$\text{Knicklänge } l = 77 \text{ cm}, \quad \frac{l}{i} = 79, \quad \omega = 1,570;$$

<sup>1)</sup> Im Gegensatz zu den oben angeführten Vorschriften wurde bei der Bemessung der Streben auch bei Leitungsbruch der Winddruck berücksichtigt.

Beanspruchung  $\sigma = 1,570 \cdot \frac{5,05}{4,80} = 1,65 \text{ t/cm}^2$ . (zul  $2,00 \text{ t/cm}^2$ ).

Strebe  $D_2$ : Querschnitt wie vor

Knicklänge  $l = 102 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i} = 104$ ,  $\omega = 2,56$ ,

Beanspruchung  $\sigma = 2,56 \frac{3,44}{4,80} = 1,84 \text{ t/cm}^2$ .

Strebe  $D_3$ : Querschnitt  $\square 60 \cdot 60 \cdot 6$ ,  $F = 6,91 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 1,17 \text{ cm}$ ,

Knicklänge  $l = 133 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i} = 113,5$ ,  $\omega = 3,05$ .

Beanspruchung  $\sigma = 3,05 \frac{2,64}{6,91} = 1,17 \text{ t/cm}^2$ .

**Oberer Querträger. Abb. 944.**

Eigengewicht und Eislast der Leitung  $186 + 140 = 326 \text{ kg}$   
 Querträgerereigewicht  $64 \text{ ,,}$   
 $P = 390 \text{ kg}$

Obergurtkraft  $O = \frac{0,39}{2} \cdot \frac{2,80}{0,68} = 0,81 \text{ t}$ ;

Untergurtkraft  $U = \frac{0,39}{2} \cdot \frac{2,80}{0,70} + \frac{0,37}{2} \text{ (Winddruck)} = 0,96 \text{ t}$ ;

Obergurt  $\square 40 \cdot 40 \cdot 5$ ,  $F_n = (3,79 - 0,5 \cdot 11) = 3,24 \text{ cm}^2$ .

Beanspruchung  $\sigma = \frac{0,81}{3,24} = 0,25 \text{ t/cm}^2$ .

Untergurt  $\square 8$ ,  $F = 11 \text{ cm}^2$ ,  $i_x = 3,10 \text{ cm}$ ,  $i_y = 1,33 \text{ cm}$ ,

Knicklänge  $l_x = 280 \text{ cm}$ ,  $l_y = 85 \text{ cm}$ ,

$\frac{l_x}{i_x} = 90$ ,  $\frac{l_y}{i_y} = 64$ ,  $\omega = 1,88$ ;

Beanspruchung  $\sigma = 1,88 \frac{0,96}{11} = 0,16 \text{ t/cm}^2$ .

Beanspruchung des Untergurtes im Lastfall II (Leitungsriß):

Voller Leitungszug  $P = 95 \cdot 19 = 1805 \text{ kg}$ ,

Gurtkraft  $S = \pm 1,805 \frac{2,80}{0,60} + 0,96 = -9,39 \text{ t}$ ,

Beanspruchung  $\sigma = 1,88 \cdot \frac{9,39}{11} = 1,60 \text{ t/cm}^2$ .

Strebenkraft  $D = 1,414 \cdot 1,805 = 2,56 \text{ t}$ ,

Querschnitt  $\square 40 \cdot 40 \cdot 5$ ,  $F = 3,79 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 0,77$ , Knicklänge  $l = 70 \text{ cm}$ ,

$\frac{l}{i_{\min}} = 91$ ,  $\omega = 1,928$ .

Beanspruchung  $\sigma = 1,928 \frac{2,56}{3,79} = 1,30 \text{ t/cm}^2$ .

In der gleichen Weise wird der untere Querträger berechnet.

**Bemessung des Fundamentes:**

Wagrechte Gesamtbelastung des Mastes:

$H = 0,124 + 0,374 + 0,748 + 0,352 + 0,339 = 1,937 \text{ t}$ .

Moment an der Einspannstelle (Querschnitt 2 — 2)  $\max M = 23,041 \text{ mt}$ ,

daher Angriffspunkt  $h = \frac{\max M}{H} = \frac{23,041}{1,937} = 11,89 \text{ m}$ .

Fundamentbreite  $b = 1,50 \text{ m}$ , Tiefe  $t = 2,30 \text{ m}$ , Abb. 945.

Die Sohlenbreite  $B$  ergibt sich nach Fröhlich aus der Gleichung dritten Grades. Siehe S. 879.

$$B^3 - 1,88 \frac{t+b}{t+0,94} B^2 + 1,88 \frac{t+\frac{b}{2}}{t+0,94} b B = \frac{H}{1190} \frac{t+2h}{t(t+0,94)};$$

also

$$B^3 - 1,88 \frac{2,30+1,50}{2,30+0,94} B^2 + 1,88 \frac{2,30+0,75}{2,30+0,94} 1,50 B = \frac{1937}{1190} \frac{2,30+2 \cdot 11,89}{2,30(2,30+0,94)}$$

oder  $B^3 - 2,21 B^2 + 2,66 B = 5,70$ .

Die Auflösung liefert  $B = 2,20 \text{ m}$ . Ausgeführt  $B = 2,25 \text{ m}$ .

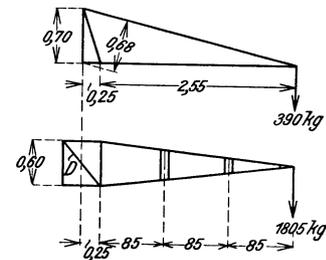


Abb. 944

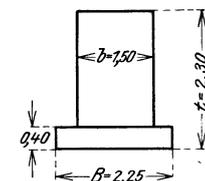


Abb. 945

**2. Beispiel.** Der Mast habe die gleichen Netzabmessungen und trage dieselben Leitungen wie in Beispiel 1, sei aber als Abspannmast ausgebildet.

Der Abspannmast wird berechnet für  $\frac{2}{3}$  der Höchstleitungszüge: Diese Züge betragen

für das Schutzseil  $P_L^1 = \frac{2}{3} 50 \cdot 22 = 730 \text{ kg}$

für eine Leitung  $P_L^2 = \frac{2}{3} 95 \cdot 19 = 1200 \text{ kg}$ .

Eigengewicht und Eisbehang siehe S. 889.

Schutzseil  $87 + 119 = 206 \text{ kg}$

Kupferseil  $186 + 140 = 326 \text{ ,,}$

Abspannketten  $80 \text{ ,,}$

Mastgewicht, oberer Schuß s. Querträger  $2000 \text{ ,,}$

Mastgewicht, unterer Schuß s. Querträger  $1200 \text{ ,,}$

Lotrechte Gesamtbelastung in Schnitt 1 — 1 bei einseitig gerissenen Leitungen

$$P_1 = \frac{1}{2} (206 + 6 \cdot 326 + 6 \cdot 80) + 2000 = 3320 \text{ kg.}$$

Lotrechte Gesamtbelastung im Schnitt 2 — 2 bei einseitig gerissenen Leitungen

$$P_2 = 3320 + 1200 = 4520 \text{ kg.}$$

Windbelastung auf den Mast in Richtung senkrecht zur Leitung

Oberer Mastteil  $125 \cdot 1,5 \cdot 8,48 (2 \cdot 0,10 + 1,4 \cdot 0,06) + 50 = 500 \text{ kg}$

Unterer Mastteil  $125 \cdot 1,5 \cdot 7,72 (2 \cdot 0,12 + 1,4 \cdot 0,06) = 470 \text{ ,,}$

### Bemessung der Gurte

Momente vom Leitungszug: Abb. 946 a)

im Schnitt 1 — 1:

$$M_{L1} = 0,730 \cdot 8,48 + 2,40 \cdot 7,78 + 4,800 \cdot 5,28 = 50,20 \text{ mt;}$$

im Schnitt 2 — 2:

$$M_{L2} = 50,20 + (0,73 + 2,40 + 4,80) \cdot 7,72 = 111,42 \text{ mt.}$$

Momente infolge Wind senkrecht zur Leitung, Abb. 946 b)

im Schnitt 1 — 1:

$$M_1 = 0,500 \cdot 4,24 = 2,12 \text{ mt;}$$

im Schnitt 2 — 2:

$$M_2 = 0,50 \cdot 11,96 + 0,47 \cdot 3,86 = 7,79 \text{ mt.}$$

Gurtbeanspruchung im Querschnitt 1 — 1:

Schwerpunktabstand in 1 — 1, Abb. 946 c),

$$e_1 = 58 + 4,5 \cdot 7,78 - 2 \cdot 2,9 = 87,2 \text{ cm;}$$

Größte Gurtkraft

$$S = \frac{50,20 + 2,12}{2 \cdot 0,872} - \frac{3,32}{4} = 30,83 \text{ t.}$$

Querschnitt  $\text{L } 100 \cdot 100 \cdot 12, \quad F = 22,7 \text{ cm}^2,$

$$i_x = 3,04 \text{ cm,}$$

Knicklänge  $l = 118 \text{ cm,} \quad \frac{l}{i_x} = 39, \quad \omega = 1,096,$

Beanspruchung  $\sigma = 1,096 \frac{30,83}{22,7} = 1,49 \text{ t/cm}^2.$

Gurtbeanspruchung im Querschnitt 2 — 2:

Schwerpunktabstand in 2 — 2:

$$e_2 = 130,7 - 2 \cdot 3,5 = 123,7 \text{ cm.}$$

Größte Gurtkraft

$$S = \frac{111,42 + 7,79}{2 \cdot 123,7} - \frac{4,52}{4} = 49,31 \text{ t.}$$

Querschnitt  $\text{L } 120 \cdot 120 \cdot 15, \quad F = 33,9 \text{ cm}^2, \quad i_x = 3,63 \text{ cm,}$

Knicklänge  $l = 140 \text{ cm,} \quad \frac{l}{i_x} = 39, \quad \omega = 1,096,$

Beanspruchung  $\sigma = 1,096 \frac{49,31}{33,9} = 1,59 \text{ t/cm}^2.$

### Bemessung der Streben

Belastungsfall I.

Strebenkräfte infolge Belastung nach Abb. 946 a)

$$D_1 = \pm \frac{1}{10,22} [0,365 \cdot 9,59 + 1,20 \cdot 10,29 + 2,40 \cdot 12,79] = \pm \frac{46,55}{10,22} = \pm 4,55 \text{ t,}$$

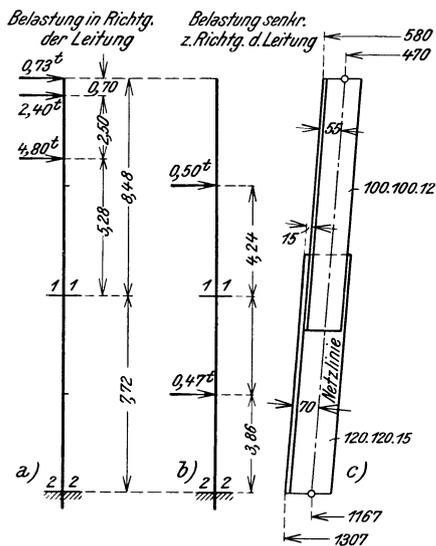


Abb. 946

$$D_2 = \pm \frac{46,55}{15,70} = \pm 2,97 \text{ t,}$$

$$D_3 = \pm \frac{46,55}{21,84} = \pm 2,13 \text{ t.}$$

Die Hebelarme wurden der Abb. 947 b) entnommen.

Belastungsfall II.

Größte in Rechnung zu stellende Zuglast bei Leitungsriß

$$P = 95 \cdot 19 = 1805 \text{ kg.}$$

Größte Querträgerausladung 4,00 m, daher größte Querkraft in einer Mastwand (siehe Abb. 947 a)

$$\max Q = \frac{1805 \cdot 4,00}{2 \cdot 0,63} + \frac{1,805}{2} = 6,63 \text{ t.}$$

Strebenkräfte:

$$D_1 = \pm \frac{6,63 \cdot 12,79}{10,22} = \pm 8,29 \text{ t,}$$

$$D_2 = \pm \frac{6,63 \cdot 12,79}{15,70} = \pm 5,40 \text{ t,}$$

$$D_3 = \pm \frac{6,63 \cdot 12,79}{21,84} = \pm 3,88 \text{ t.}$$

Für die Bemessung ist Lastfall II maßgebend. Sämtliche Streben bestehen aus  $\perp 60 \cdot 60 \cdot 6$ .

Strebe  $D_1 = -8,29 \text{ t}$ ; Querschnitt  $\perp 60 \cdot 60 \cdot 6$ ,  
 $F = 6,91 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 1,17 \text{ cm}$ ,

$$\text{Knicklänge } l = 77 \text{ cm, } \frac{l}{i_{\min}} = 66, \quad \omega = 1,338,$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,338 \frac{8,29}{6,91} = 1,61 \text{ t/cm}^2.$$

Strebe  $D_2 = -5,40 \text{ t}$ ; Querschnitt wie vor:

$$\text{Knicklänge } l = 102 \text{ cm, } \frac{l}{i_{\min}} = 87, \quad \omega = 1,793,$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 1,793 \frac{5,40}{6,91} = 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

Strebe  $D_3 = -3,88 \text{ t}$ ; Querschnitt wie vor:

$$\text{Knicklänge } l = 133 \text{ cm, } \frac{l}{i_{\min}} = 114, \quad \omega = 3,080,$$

$$\text{Beanspruchung } \sigma = 3,080 \frac{3,88}{6,91} = 1,73 \text{ t/cm}^2 \text{ (zul } 2,00 \text{ t/cm}^2\text{).}$$

**Unterer Querträger, Abb. 948.**

Die Querträger werden am ungünstigsten beansprucht, wenn beide Leitungen auf einer Mastseite reißen.

Größtzug einer Leitung  $P = 95 \cdot 19 = 1805 \text{ kg}$ .  
 Eigengewicht und Eisbelastung für ein

halbes Spannungsfeld je Leitung:  $\frac{1}{2} 326 + 80 = 243 \text{ kg}$

Knotenlast vom Querträgergewicht  $57 \text{ ,,}$   
 $300 \text{ kg}$

Gurtspannung von der lotrechten Last:

$$S = \pm \frac{0,30}{2 \cdot 0,70} (1,30 + 3,70) = 1,07 \text{ t;}$$

Gurtspannung vom vollen einseitigen Leitungszug:

$$S_L = \pm \frac{1,805}{0,72} (1,30 + 3,70) = \pm 12,56 \text{ t.}$$

Gesamte Stabkraft: Obergurt  $S = +1,07 \text{ t}$ ,

Untergurt  $S = -1,07 - 12,56 = -13,63 \text{ t}$ .

Obergurt  $\perp 40 \cdot 40 \cdot 5$ ,  $F_n = (3,79 - 0,5 \cdot 11) = 3,24 \text{ cm}^2$ ,

$$\text{Beanspruchung } \sigma = \frac{1,07}{3,24} = 0,33 \text{ t/cm}^2.$$

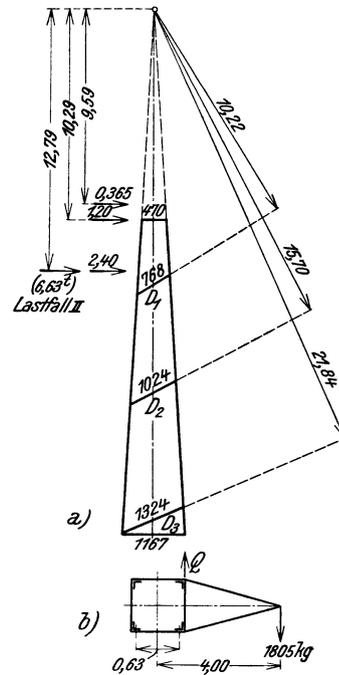


Abb. 947

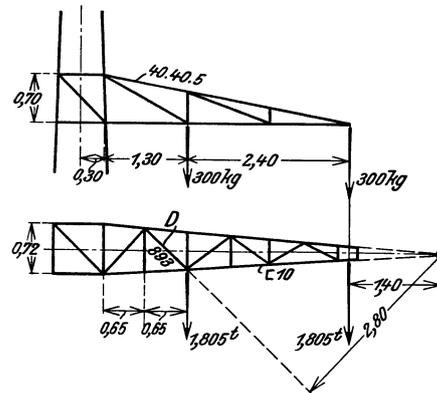


Abb. 948

Untergurt  $\square 10$ ,  $F = 13,50 \text{ cm}^2$ ,  $t_x = 3,91 \text{ cm}$ ,  $i_y = 1,47 \text{ cm}$ ,  
 Knicklänge  $l_x = 130 \text{ cm}$ ,  $l_y = 65 \text{ cm}$ ,  $\frac{l_x}{i_x} = 33$ ,  $\frac{l_y}{i_y} = 44$ ,  $\omega = 1,128$ ,

Beanspruchung  $\sigma = 1,128 \frac{13,63}{13,5} = 1,14 \text{ t/cm}^2$ .

Größte Strebekraft:

$D = \pm \frac{1,805}{2,80} (1,40 + 3,80) = \pm 3,35 \text{ t}$ .

Querschnitt  $\square 40 \cdot 45 \cdot 5$ ,  $F = 4,30 \text{ cm}^2$ ,  $i_{\min} = 0,87 \text{ cm}$ ,

Knicklänge  $l = 80 \text{ cm}$ ,  $\frac{l}{i} = 92$ ,  $\omega = 1,976$ ,

Beanspruchung  $\sigma = 1,976 \frac{3,35}{4,30} = 1,54 \text{ t/cm}^2$ .

Der obere Querträger wird bei geringerer Belastung und Ausladung mit den gleichen Querschnitten ausgeführt.

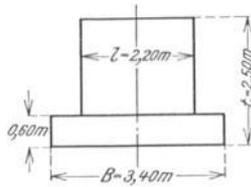


Abb. 949

**Bemessung der Fundamente.** Abb. 949,

Wagrechte Gesamtbelastung des Mastes, siehe Abb. 946 a)

$H = 0,73 + 2,40 + 4,80 = 7,93 \text{ t}$ ,

Moment an der Einspannstelle (Querschnitt 2 — 2)

$M = 111,42 \text{ mt}$ ,

daher Angriffspunkt  $h = \frac{\max M}{H} = \frac{111,42}{7,93} = 14,05 \text{ m}$ .

Fundamentbreite  $b = 2,20 \text{ m}$ , Tiefe  $t = 2,50 \text{ m}$ .

Die Sohlenbreite  $B$  der quadratischen Fundamente ergibt sich nach Fröhlich aus der Gleichung dritten Grades

$$B^3 - 1,88 \frac{t+b}{t+0,94} B^2 + 1,88 \frac{t+\frac{b}{2}}{t+0,94} b B = \frac{H}{1190} \frac{t+2h}{t(t+0,94)}$$

Nach Einführung der Zahlenwerte:

$$B^3 - 1,88 \frac{4,70}{3,44} B^2 + 1,88 \frac{3,60 \cdot 2,20}{3,44} B = \frac{7930}{1190} \frac{30,60}{2,50 \cdot 3,44}$$

$$B^3 - 2,57 B^2 + 4,33 B = 23,70$$

$B = 3,36 \text{ m}$ . Ausgeführt  $B = 3,40 \text{ m}$ ,

Höhe des Fundamentabsatzes  $h' = \frac{3,40 - 2,20}{2} = 0,60 \text{ m}$ .

**106. Die bauliche Gestaltung der Leitungsmaste**

**Stabquerschnitte.** Die Mastschäfte werden bei der Überzahl der Maste aus einem einzigen Winkel hergestellt. Nur bei hohen und stark belasteten Masten, wo mit einem Winkel — man vermeidet oft die ganz großen Winkelprofile, etwa über 150 mm Schenkelbreite — nicht mehr das Auslangen gefunden werden kann, werden für jeden Schaft zwei Winkel, nebeneinander,  $\_11$  und ohne Zwischenraum oder über Kreuz gestellt,  $\_1$  verwendet. Die Verstrebung wird, mit seltenen Ausnahmen, fast immer mit einfachen Winkelisen ausgeführt.

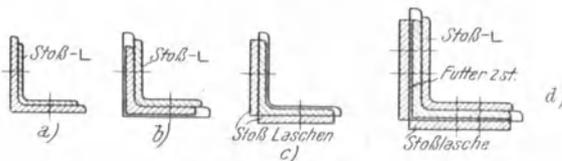
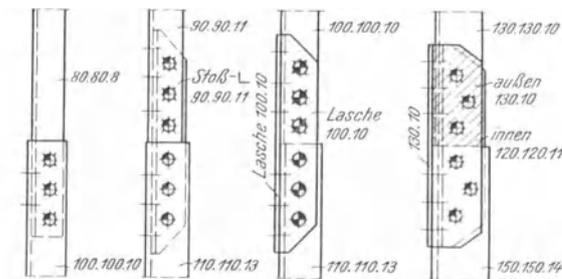


Abb. 950

**Gurtstöße.** Die einfachste und billigste Art des Schaftstoßes bei einfachen Schaftwinkeln besteht in der unmittelbaren Verbindung der beiden Winkelteile, derart, daß der obere Schaftwinkel an der Innenseite des un-

teren Schaftwinkels angelegt und mit Nieten oder Schrauben verbunden wird. Abb. 950 a). Die Ecke des Innenwinkels ist des genauen Anpassens wegen auszurunden. Im übrigen wird noch häufig die übliche Stoßausbildung mit Stoßwinkel oder Stoßlaschen nach Abb. 950 b) bzw. c) verwendet. Bei sehr kräftigen Winkeln empfiehlt es sich, um Stoßlänge zu sparen, die beiderseitige Stoßdeckung nach Abb. 950 d) anzuwenden. Der Schaftstoß wird selten in den Knoten, in der Regel zwischen den Knoten, meist aber in unmittelbarer Nähe des Netzpunktes gelegt. Siehe z. B. die Abb. 951 a).

**Strebenanschlüsse.** Man trachtet darnach, die Streben wenn möglich nur mit einem Niet anzuschließen, um Knotenbleche zu vermeiden. Des besseren Aussehens wegen, vor allem aber um ein Verbiegen der schwachen abstehenden Winkelschenkel bei der Beförderung der Maste zu vermeiden, legt man

Streben und Riegel an die Innenseite der Schaftwinkel. Die vielfach übliche Ausführung ist in Abb. 951 a) dargestellt. Im Knoten tritt ein Exzentrizitätsmoment  $M = \Delta S \cdot e$  auf. Die zusätzlichen Biegungsspannungen sind ziemlich bedeutend. Da aber die Größtbelastung der Streben nur in seltenen Fällen, d. i. bei Leiterriß, eintritt, so nimmt man diese Zusatzspannungen, ohne bei der Bemessung darauf Rücksicht zu nehmen, mit in Kauf. Immerhin trachte man darnach, den Nietabstand  $a$  so klein als möglich zu machen. Ist der Schaftwinkel so klein, daß der abstehende Strebenschenkel dem Anschluß im Wege steht, so schneidet man diesen Schenkel ab und führt den Anschluß nach Abb. 951 b) bzw. c) aus.

Sind zum Strebenanschluß zwei Niete notwendig, dann ist in der Regel ein Knotenblech erforderlich, da nur bei größeren Schenkelbreiten wie in Abb. 952 a) zwei Niete in einem Schenkel nebeneinander untergebracht werden können. Die Knotenausbildung geschieht bei sparsamster Bemessung etwa nach Abb. 952 b). Sind es nur wenige Stäbe, die doppelniетigen Anschluß benötigen, so hilft man sich auch gerne mit einem Beiwinkel nach Abb. 952 c). Diese Befestigungsart ist aber nicht zu empfehlen.

Die übliche Ausführung bei gekreuzten Streben (Rautenfachwerk) geht aus Abb. 953 hervor. Die Streben sind abwechselnd auf der Innen- bzw. Außenseite der Schaftwinkel angeschlossen. Bestehen bei großen und schweren Masten die Mastgurte aus zwei nebeneinanderliegenden oder über Kreuz gestellten Winkeln, dann geschieht der Anschluß der Streben immer unter Zuhilfenahme von Knotenblechen unter Einhaltung der üblichen Regeln für die Ausführung der Fachwerke.

**Querverbände.** In jenen Mastquerschnitten, in denen Leitungszüge übertragen werden, sind Querverbände anzuordnen, um den Voraussetzungen der Rechnung genüge zu leisten. Außerdem wird empfohlen, auch in den an die Schaftstöße angrenzenden

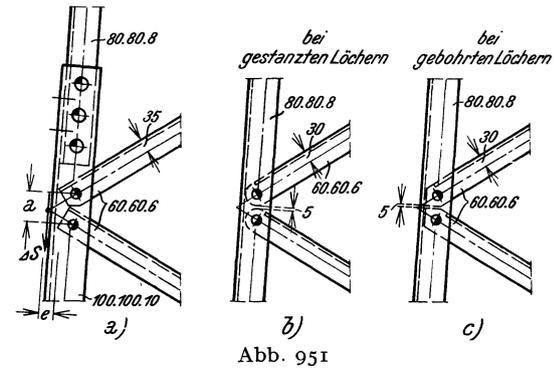


Abb. 951

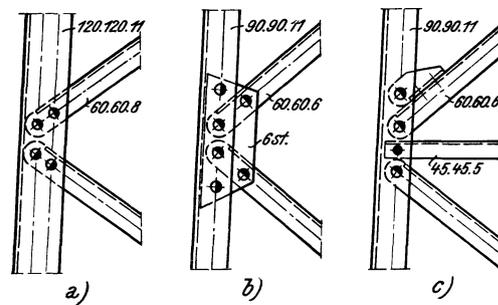


Abb. 952

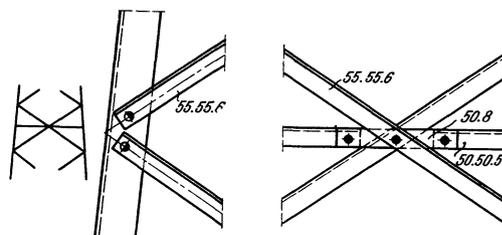


Abb. 953

Querschnitten solche Querverbände vorzusehen. Die Ausführung erfolgt bei diesen Verbänden in einfachster Weise mit einem einfachen oder zwei gekreuzten Winkeln nach Abb. 954 a).

Bei breiteren Masten sind die Streben des Querverbandes sorgfältiger anzuschließen. Dies geschieht am besten mittels Anschlußblechen gemäß Abb. 954 b).

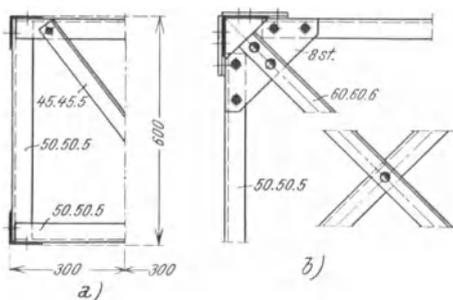


Abb. 954

**Die Leitungsquerträger.** Form und Abmessungen des Leitungsquerträgers sind in erster Linie abhängig von der Größe und Zahl der daran befestigten Leitungen. In der Regel bestehen diese Querträger aus zwei im Grundriß auf Mastbreite gespreizten  $\square$ -Eisen und den Aufhängungen aus einfachen Winkeleisen. Die einfachste Form für eine Leitung auf jeder Mastseite ist in Abb. 955 dargestellt. Eine Verstrebung der beiden  $\square$ -Eisen zur Aufnahme des Leitungszuges ist in der Regel nicht notwendig, da wegen der Zusammenführung der Gurte an den Enden

die Querkräfte zum größten Teil von den Gurten übernommen werden. Es genügt eine Verbindung mit Bindeblechen, um den geringen Querkraftrest aufzunehmen und die  $\square$ -Eisen gegen seitliches Ausknicken zu sichern. Die übliche Art der Aufhängung der Hängketten in einem Bügel aus 17 mm Rundstahl ist in Abb. 955 ersichtlich gemacht.

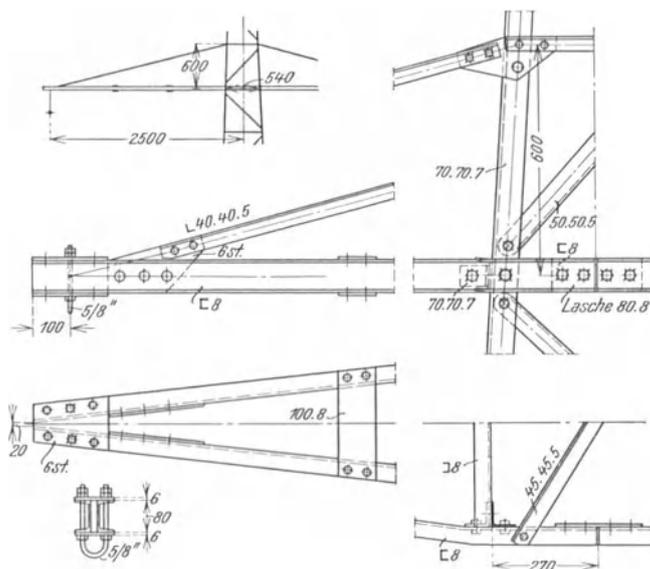


Abb. 955

Bei größerer Ausladung der Querträger, insbesondere dann, wenn mehrere Leitungen an einem Querträger hängen, werden die Untergurt- $\square$ -Eisen der Querträger mit Winkeleisen verstrebt. Ein Beispiel für diese Ausführung ist in Abb. 956 veranschaulicht. Die Querträger sind in allen Fällen so zu entwerfen, daß sie in zwei Teilen von rechts und links auf den Mast geschoben werden können, an dem sie dann angeschraubt werden.

**Die Mastspitze.** In der Regel sind die Maste an der Spitze durch ein sogenanntes Blitzschutzseil, das in größeren Abständen, etwa 1 km, geerdet ist, verbunden. Das Schutzseil hat neben dem Blitzschutz auch noch die Aufgabe, die Standfestigkeit der Anlage bei Leiterbruch zu sichern. Die Ausbildung der Mastspitze erfolgt bei Tragmasten etwa nach Abb. 957 a). Zwei schräg gestellte  $\square$ -Eisen tragen das in einer Klemme sitzende



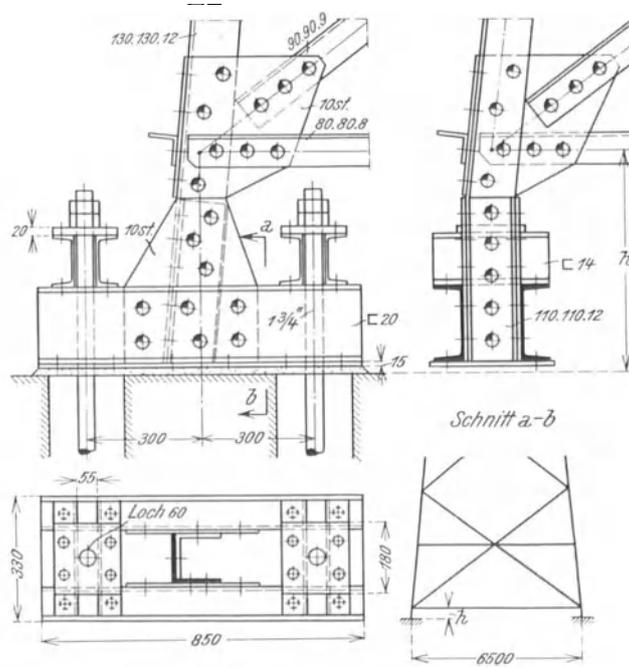


Abb. 958

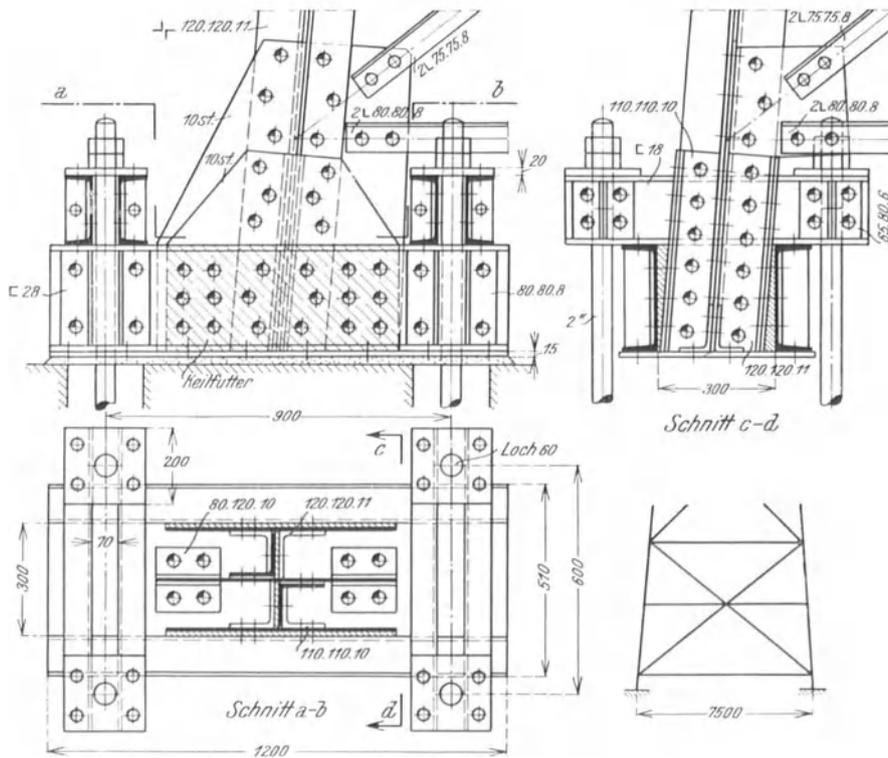


Abb. 959

der Größe der Ankerkräfte beeinflusst wird. Zwei Fußanordnungen für einen mittelschweren und für einen sehr schweren Leitungsmast sind in den Abb. 958 und 959 vorgeführt. Abb. 958 zeigt, wie bei einfachen Eckwinkeln, die in einer Ebene abgebogen werden mit Hilfe von kurzen Beiwinkeln, der Anschluß der Fuß-Eisen erfolgen kann. Soll das Abbiegen vermieden werden, so kann der Anschluß der Schaftwinkel mit Hilfwinkeln unter Beilage passender Keilfutter, wie dies aus Abb. 559 hervorgeht, erfolgen.

## § 29. Funktürme.

### 107. Berechnung der Funktürme und Funkmaste

Die außerordentliche Entwicklung des Funkverkehrs hat in den Jahren nach dem Weltkriege dem Stahlbau im Funkturmbau ein neues und von anderen Bauweisen nur vorübergehend bestrittenes Anwendungsgebiet erschlossen. Die Aufgaben, die der Bau der Funkmaste dem Statiker und Konstrukteur stellt, sind keineswegs so einfacher Natur als es im ersten Augenblick den Anschein hat, worauf einige Mißerfolge beim Bau derartiger Funktürme hinweisen.

**Die äußeren Kräfte.** Als wichtigste und für die Abmessungen ausschlaggebende Belastung ist die Windbelastung anzusehen, neben der die lotrechte Belastung durch Eigen- gewicht, Aufbauten, Antennengewichte einerseits und der wagrechte Spitzenzug fallweise vorhandener wagrecht gespannter Drähte (Antennen) andererseits an Bedeutung stark zurücktreten. Hier taucht somit die Schwierigkeit des Winddruckproblems in ihrem ganzen Umfange auf. Die Frage, in welcher Weise der Winddruck mit zunehmender Entfernung vom Boden zunimmt, ist bisher keineswegs ausreichend beantwortet, wir sind hier auf ziemlich willkürliche Annahmen angewiesen. Die Größe des Winddruckes auf weitmaschig gegliederte Fachwerke, insbesondere dann, wenn zwei oder mehr Wände hintereinander stehen, kann ebenfalls als offenes Problem bezeichnet werden. Dazu kommt, daß Vergrößerungen der Windangriffsfläche durch Ansetzen von Schnee und Eis in Rechnung zu stellen sind und man auch hier nur auf Schätzungen angewiesen ist. Sicher ist es, daß ganz engmaschig gegliederte Teile, wie z. B. gegliederte Stäbe, wegen der Möglichkeit gänzlichen Verschließens der offenen Maschenflächen mit ihrer Umrißfläche einzuführen sind. Während aber bei den meisten Stahlbauten Fehler in der Einschätzung der Winddruckfläche und der Winddruckgröße nur selten zu einer wirklichen Gefährdung der Stand- sicherheit des Bauwerkes führen, kann ein zu knapper Ansatz der Windbelastung bei Funkmasten, wo diese Belastung für die Spannungen im Tragwerk ausschlaggebend ist, an einem Versagen des Turmbauwerkes schuldtragend werden. Es erscheint daher geboten, bei der Aufstellung der in Frage kommenden Turmbelastungen die Windkräfte reichlich einzuschätzen, um vor Überraschungen bewahrt zu werden. Bei der Weitmaschigkeit der hintereinanderstehenden Tragwände darf mit einer auch nur teilweisen Deckung der rückwärtigen Wand durch die vordere Wand nicht gerechnet werden.

Es darf bei diesen Überlegungen nicht übersehen werden, daß vom wirtschaftlichen Gesichtspunkt aus betrachtet, die Sachlage hier eine etwas andere ist, als bei Leitungsmasten. Der Aufwand für die Funktürme bildet bei den Kosten einer Sendeanlage nur einen geringen Bruchteil derselben, so daß eine schwerere Ausführung der Türme von verhältnismäßig geringem Einfluß auf die Kosten der Gesamtanlage sind. Bei Leitungsmasten liegt die Sache eher umgekehrt; hier übt der Aufwand für das Leitungstragwerk einen ganz erheblichen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage aus, wozu noch kommt, daß es bei Leitungen nicht die Windbelastung allein ist, die die Abmessungen der Tragwerke bestimmt. Es ist daher begreiflich, daß man bei Leitungsmasten aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sich eher an die untere Grenze der Windlastschätzung halten wird, während man bei Funktürmen die obere Grenze als Maßstab wählen wird.

Auch der Eisbelastung der Seile, sowie dem Einfluß von Temperaturänderungen bei

abgespannten Funkmasten ist das Augenmerk zu schenken, obwohl diese Einflüsse, wenn man von außerordentlichem Eisbehang, der gelegentlich beobachtet wurde, absieht, in normalen Fällen nur geringere Bedeutung für die Bemessung haben, um so mehr als größte Windbelastung bei gleichzeitigem Eisbehang der Seile, i. d. R. wenigstens, nicht in Rechnung zu stellen ist.

Alle sonstigen angreifenden Lasten sind, von dem rechnerisch genau festzustellenden wagrechten Antennenzug abgesehen<sup>1)</sup>, lotrechte Kräfte, die vom Eigengewicht des Turmes und dessen Ausrüstung mit Bühnen, Aufbauten, Treppen- oder Leiteranlagen herrühren.

Besondere Vorschriften für die Berechnung von Funktürmen oder -masten bestehen nicht. Es gelten daher zunächst die in Betracht kommenden Hochbauvorschriften, nur mit der Abänderung, daß die Belastungsannahmen hauptsächlich hinsichtlich des Winddruckes der Eigenart des Bauwerkes anzupassen sind. Nach deutscher Vorschrift kommt für die Maste Winddruck von  $150 \text{ kg/m}^2$  senkrecht getroffener Fläche in Betracht. Das ist aber bei der außerordentlichen Höhe der hier in Frage kommenden Bauwerke zu wenig.

Es werden daher folgende Belastungsannahmen empfohlen:  
Winddruck senkrecht zur getroffenen Fläche

$$\begin{array}{ll} \text{von } h = 0 \text{ bis } 100 \text{ m Höhe} & w = 150 + h \text{ kg/m}^2 \\ \text{über } 100 \text{ m} & 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

Als Winddruckfläche ist bei quadratischen (vierwandigen) Masten die doppelte Ansichtsfläche einer Fachwerkwand, bei dreiseitigen Masten die 1,5fache Ansichtsfläche einer Fachwerkwand sowie in beiden Fällen die Ansichtsflächen aller Ein- und Aufbauten in Rechnung zu stellen. Der Unterschied zwischen den gesamten Windangriffsflächen bei drei- und vierseitigen Masten wurde deshalb gemacht, weil bei dreiseitigen Masten ein starkes Abgleiten des Windes an den rückwärtigen unter  $30^\circ$  gegen die Windrichtung geneigten Flächen statthat, das allerdings zum Teil durch abstehende Stabteile verhindert wird.

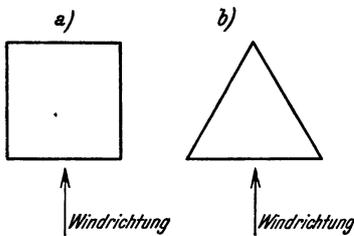


Abb. 960

Bei diesen strengen Annahmen genügt es, einen einzigen Windangriffsfall zu untersuchen. In Abb. 960 ist dieser Angriffsfall für den quadratischen und dreieckigen Turm oder Mast angedeutet.

Es ist üblich, den Eisbehang der Seile bei abgespannten Masten nach der auf S. 874 angegebenen Formel zu bemessen, wobei aber, wie bereits oben erwähnt, Eisbehang und größter Windangriff nicht gleichzeitig in Frage kommen.

**Zulässige Beanspruchungen.** Die Beanspruchungen der Tragwerksteile der Türme und Maste haben den in Betracht kommenden Hochbauvorschriften zu entsprechen. Die Stahlseile der abgespannten Maste bemesse man mit dreifacher Sicherheit gegen Bruch, so daß man bei den meist üblichen Seilfestigkeiten von 120 bis 130  $\text{kg/mm}^2$  mit etwa  $4,0 \text{ t/cm}^2$  zul. Zugbeanspruchung der Seile rechnen kann. Von Fall zu Fall ist der Elastizitätsmodul der Seile durch Versuche festzustellen, da er stark schwankt. Bei gewöhnlichen Drahtseilen kann er zunächst mit  $1500000 \text{ kg/cm}^2$ , bei patentverschlossenen Seilen zu  $1800000 \text{ kg/cm}^2$  angenommen werden. Diese Zahlen setzen aber voraus, daß das aus der Fabrik kommende Seil vor seiner Verwendung mit etwa der  $1\frac{1}{2}$ fachen Nutzlast an Ort und Stelle vorgereckt werde.

**Mastformen.** Im wesentlichen kommen für Funkmaste zwei Grundformen in Frage. 1. Der unten eingespannte Mast, meist vierseitig ausgeführt, Abb. 961 a), und 2. der abgespannte Mast, Abb. 961 b) und c), mit dreieckigem oder viereckigem Querschnitt. Die

<sup>1)</sup> Der übrigens auch ganz fehlen kann.

Abstützung durch die Seile (auch Pardunen genannt) kann der Höhe nach in einem oder mehreren Punkten des Mastes erfolgen.

Der unten eingespannte Mast, gewöhnlich Funkturm genannt, besitzt den Vorteil klarer statischer Wirkungsweise. Die Berechnung ist einfach, da sie sich genau genug auf die Spannungsermittlung in ebenen Fachwerkscheiben zurückführen läßt. Seine Seitensteifigkeit ist aber weitaus geringer als die abgespannter Masten, was unter Umständen von Bedeutung werden kann, wenn man auch Schwingungserscheinungen bei Masten in den Kreis der Betrachtungen zieht. Nach Beobachtungen deutscher Eisenbaufirmen wiederholen sich Windböen in Abständen von etwa 6 Sekunden;<sup>1)</sup> Funktürme (Maste ohne Abspannungen) zeigen Grundschwingungen mit einer ähnlichen Schwingungsdauer. Es sind

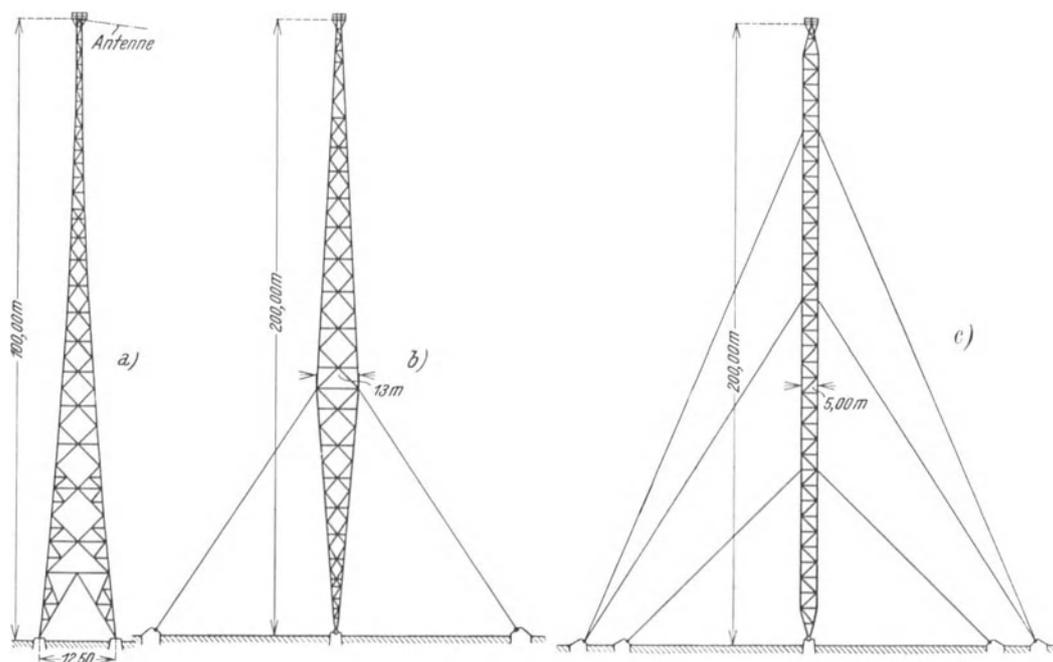


Abb. 961

daher Resonanzwirkungen nicht ausgeschlossen. Dort, wo starker Luftverkehr in Frage kommt, wie z. B. in der Nähe eines Flughafens, wird man dem unten eingespannten Funkturm, der gut sichtbar gemacht werden kann, den Vorzug gegenüber abgespannten Masten geben, deren Seile unter Umständen eine Gefahr für den Flugverkehr bilden können.

Der mehrfach abgespannte Mast stellt ein vielfach statisch unbestimmtes System dar, dessen Berechnung mit Rücksicht auf den Umstand, daß zwischen den Verschiebungen der durch die Seile festgehaltenen Punkte und den dort auftretenden Stützkraften im allgemeinen keine Proportionalität mehr besteht, einige Schwierigkeiten bereitet. Da bei den in Frage kommenden zur Mastachse symmetrischen Lastangriffen der Mast sich wie ein ebener Träger auf mehreren elastischen Stützen verhält, so zeigt die Berechnung dieses Systems eben jene mehr oder weniger großen Unsicherheiten, die allen Berechnungen durchlaufender Balken auf elastisch beweglichen Stützen anhaften. Da sich aber die Nachgiebigkeit der Seile innerhalb gewisser Grenzen ziemlich gut erfassen läßt, so ist damit zu rechnen, daß die Ergebnisse der statischen Berechnung praktisch ausreichend mit dem tatsächlichen Verhalten des Tragwerkes unter der Belastung übereinstimmen. Man wird auf alle Fälle darnach trachten müssen, die Zahl der Zwischenstützpunkte auf ein Kleinstmaß zu bringen. Von diesem Standpunkt aus stellt der in Abb. 961 b) dargestellte Mast mit nur

<sup>1)</sup> Kirchner, Standsicherheit von Funktürmen. Bauing., 1926, S. 711.

einer Abspannung die beste Lösung dar. Der Mast ist wohl elastisch, aber statisch bestimmt gelagert, das Kräftepiel im Mast selbst ist eindeutig feststellbar.

Die Frequenz der Eigenschwingungen der abgespannten Maste ist wegen ihrer größeren Steifigkeit bei entsprechender Vorspannung der Seile bedeutend größer als die der Funktürme, so daß gefährliche Resonanzerscheinungen bei stoßweise erfolgendem Windangriff kaum in Frage kommen können. Auch in wirtschaftlicher Hinsicht dürften die abgespannten Maste gegenüber den eingespannten Türmen Vorteile bieten.

**a) Berechnung der Funktürme.**

Wie bereits aus den vorangehenden Erörterungen hervorgeht, bietet die Berechnung der unten eingespannten vierseitigen Funktürme keine wesentlichen Schwierigkeiten. Das Tragwerk stellt ein geschlossenes Flechtwerk vor, wenn man von der Mitwirkung der Querverbände, die in größeren Abständen angeordnet werden, absieht. Für den wichtigsten in Frage kommenden symmetrischen Lastangriff, Wind senkrecht zu einer Seitenfläche und Antennenzug an der Spitze, der ebenfalls senkrecht zu einer Seitenfläche erfolgt, kann die Berechnung wie folgt vereinfacht werden: Man betrachtet die beiden Seitenflächen, die durch die Windbelastung in Spannung versetzt werden, als ebene Scheiben, deren Fachwerknetz durch die Projektion des Raumbachwerkes auf eine lotrechte Ebene gegeben ist. Die Gurtkräfte bestimmt man aus den Momenten, bezogen auf die zu den einzelnen Gurtstäben gehörenden Ritterschen Momentenpunkte, bei gekreuzten Streben (Rautenfachwerk)

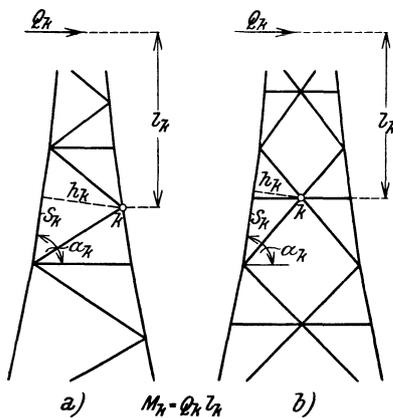


Abb. 962

auf den Schnittpunkt der Streben, wobei der Einfluß der Neigung des betreffenden Fachwerkfeldes gegen die lotrechte Ebene durch Multiplikation mit cosec  $\alpha$  berücksichtigt wird. Es ergeben sich daher mit Bezug auf Abb. 962 a) die Gurtstabkräfte bei einfachem Streben-system nach der Formel

$$S_k = \frac{M_k}{h_k} \operatorname{cosec} \alpha_k \dots \dots \dots (1)$$

und bei Rautenfachwerk gemäß Abb. 962 b)

$$S_k = \frac{M_k}{2 h_k} \operatorname{cosec} \alpha_k \dots \dots \dots (2)$$

Die Strebenkräfte ermittelt man am besten mittels Kräfteplan, wobei man die errechneten Gurtspannungen (ohne den Faktor cosec  $\alpha$ ) bei der Zeichnung des Kräfteplanes zur Kontrolle benützt. Der Einfluß der Neigung

der Fachwerkebenen auf die Strebenkräfte wird vernachlässigt.

Bei dreiseitigen Türmen kann die Rechnung in der gleichen Weise durchgeführt werden, wobei nur zu beachten ist, daß auf jede der beiden belasteten Scheiben bei dem in Abb. 960 b) dargestellten Lastangriff, wenn  $P$  die Belastung bedeutet, der Anteil

$$P' = \frac{P}{2} \sec 30^\circ = 0,57 P$$

entfällt.

**b) Berechnung der abgespannten Maste**

Die abgespannten Maste bestehen aus dem biegeungssteifen Mast, der entweder als dreiseitiges oder als vierseitiges Flechtwerk ausgeführt wird, das am unteren Ende in einem festen Lager sitzt und in einzelnen Querschnitten durch je 3 bzw. 4 Seile gehalten wird. Da es sich hier im allgemeinen um statisch unbestimmte Systeme handelt, so wird die Berechnung i. d. R. in zwei Teile zerfallen, in eine Vorberechnung, die den Zweck hat, auf einfachstem Wege die vorläufigen Abmessungen der Tragwerksteile zu bestimmen und in eine endgültige genauere Berechnung des so vormessenen Systems. Da die Formänderungen der Abspannseile von der Größe des Durchhanges abhängen, so ist von Haus

aus nicht einmal das Elastizitätsgesetz für wichtige Glieder des zu untersuchenden Systems bekannt, weshalb schon aus diesem Grunde eine Vorberechnung notwendig erscheint.

Wir behandeln zunächst folgende Grundaufgabe. Auf das in Abb. 963 dargestellte ebene Tragsystem, das aus einem lotrechten Druckstab und zwei schlaffen Seilen mit dem Querschnitt  $F_s$  besteht, wirke eine Last  $W$  in wagrechter Richtung ein. Wie groß sind die Spannungen  $S_1 = \sigma_1 F_s$  bzw.  $S_2 = \sigma_2 F_s$  in den beiden Seilen, wenn die Vorspannung der Seile im unbelasteten Zustand  $S_0 = \sigma_0 F_s$  beträgt. Sieht man von dem ganz unerheblichen Einfluß der Verkürzung des Druckstabes ab, dessen Querschnittsfläche ein Vielfaches von  $F_s$  beträgt, so besteht zwischen der wagrechten Verschiebung  $\Delta w$  und der Seilverlängerung  $\Delta s$  bei der Seilneigung  $\alpha$  gegen die Horizontale die Beziehung

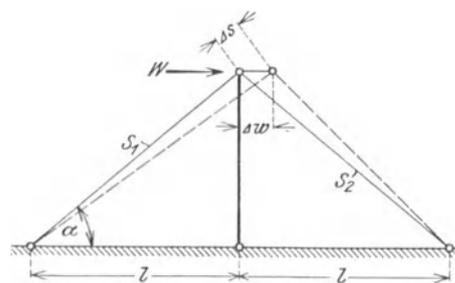


Abb. 963

$$\Delta w = \frac{\Delta s}{\cos \alpha}.$$

Für  $\Delta s$  haben wir in Absatz 105, S. 876, folgende Formel [Gl. (7)] gefunden:

$$\Delta s = -\frac{s^3 \cos^2 \alpha}{24} \left[ \left( \frac{\gamma}{\sigma} \right)^2 - \left( \frac{\gamma_0}{\sigma_0} \right)^2 \right] + \frac{s}{E} (\sigma - \sigma_0) + \varepsilon s (t - t_0) \dots \dots (3)$$

Diese Gleichung gibt die Längenänderung  $\Delta s$  der Seilsehne von der Länge  $s$  an, wenn sich der Anfangszustand, der durch die Seilspannung  $\sigma_0$ , durch die spez. Seilbelastung  $\gamma_0$  und die Temperatur  $t_0$  definiert ist, in irgend einer Weise, sei es infolge Belastung mit  $W$  oder durch Änderung der spez. Seilbelastung von  $\gamma_0$  in  $\gamma$  oder durch Temperaturerhöhung bzw. -erniedrigung, ändert.

Wir nehmen zunächst an, daß sich weder  $\gamma_0$  noch  $t_0$  ändere, daß also allein durch die Belastung mit  $W$  in jedem der beiden Seile die Seilspannung von  $\sigma_0$  in  $\sigma_1$  bzw.  $\sigma_2$  geändert wird. Es gilt demnach für das windseits gelegene Seil

$$\left. \begin{aligned} \Delta w_1 = \frac{\Delta s_1}{\cos \alpha} &= -\frac{s^3 \cos \alpha \cdot \gamma_0^2}{24} \left( \frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_0^2} \right) + \frac{s}{E \cos \alpha} (\sigma_1 - \sigma_0) \\ \text{und für das leeseits gelegene Seil} & \\ \Delta w_2 = \frac{\Delta s_2}{\cos \alpha} &= -\frac{s^3 \cos \alpha \cdot \gamma_0^2}{24} \left( \frac{1}{\sigma_2^2} - \frac{1}{\sigma_0^2} \right) + \frac{s}{E \cos \alpha} (\sigma_2 - \sigma_0) \end{aligned} \right\} \dots \dots (4)$$

Aus der Formänderungsbedingung

$$\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0 \dots \dots \dots (5)$$

und aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{W}{F_s \cos \alpha} \dots \dots \dots (6)$$

ergeben sich die beiden Unbekannten  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ , womit auch die Seilkräfte  $S_1$  und  $S_2$  bekannt werden.

Behufs zeichnerischer Auflösung der beiden Gleichungen (5) und (6) formen wir die Gl. (4) zunächst um. Es ist, wenn die Zeiger 1 und 2 weggelassen werden,

$$\Delta w = -\frac{s^3 \cos \alpha \cdot \gamma_0^2}{24} \frac{1}{\sigma^2} + \frac{s}{E \cos \alpha} \sigma - K, \quad \text{mit } K = -\frac{s^3 \cos \alpha \cdot \gamma_0^2}{24} \frac{1}{\sigma_0^2} + \frac{s}{E \cos \alpha} \sigma_0, (7)$$

wo  $K$  eine vom Anfangszustand abhängige Konstante bedeutet. Trägt man Gl. (7) zunächst mit  $K = 0$  in einem rechtwinkligen Achsenkreuz, wo  $\sigma$  die Abszissen,  $\Delta w$  die Ordinaten sind, ein, so erhält man die in Abb. 964 dargestellte Linie, die auf einen Blick erkennen läßt, daß von einem linearen Zusammenhang zwischen Spannungen und Verschiebungen im

allgemeinen nicht gesprochen werden kann. Für  $\sigma = 0$  wird  $\Delta w = -\infty$ . Die Linie verläuft asymptotisch zur Ordinatenachse. Ist nun  $K$  von Null verschieden, so wird hierdurch der Verlauf der  $\Delta w$ -Linie nicht geändert, die Abszissenachse rückt einfach höher oder tiefer. Ihre Lage ist dadurch festgelegt, daß für  $\sigma = \sigma_0$ ,  $\Delta w = 0$  sein muß. Die Abszissenachse geht demnach durch jenen Punkt der  $\Delta w$ -Linie, der der Vorspannung  $\sigma_0$  entspricht. Siehe die in Abb. 964 durch  $O'$  gehende Abszissenachse.

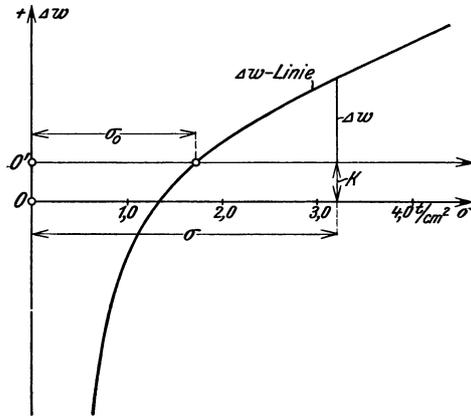


Abb. 964

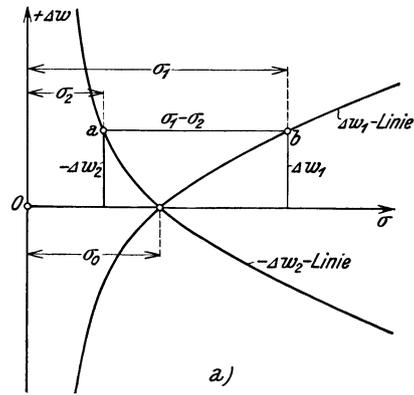


Abb. 965

Um nun die Bedingung  $\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0$  zu erfüllen, trägt man zunächst die  $\Delta w_1$ -Linie von der durch  $\sigma_0$  bestimmten Abszissenachse auf und spiegelt diese Linie an der  $\sigma$ -Achse, Abb. 965. Die gespiegelte Linie sei die  $-\Delta w_2$ -Linie. Schneidet man durch eine Parallele zur  $\sigma$ -Achse zwei Punkte  $a$  und  $b$  in beiden Linien an, denen die Verschiebungen  $\Delta w_1 = -\Delta w_2$  und die Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  entsprechen, so erfüllen diese beiden Punkte die Bedingungen

$$\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0 \quad \text{und} \quad \sigma_1 - \sigma_2 = \frac{W}{F_s \cos \alpha},$$

wenn man die Punkte  $a$  und  $b$  so wählt, daß die Strecke  $a-b$  gerade gleich  $\frac{W}{F_s \cos \alpha}$  wird. Damit sind aber jene zusammengehörenden Werte von  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\Delta w$  gefunden, die die Bedingungen (5) und (6) erfüllen.

Für die Anwendung erfordert die hier gelöste Grundaufgabe noch eine kleine Abänderung, die dadurch notwendig wird, daß in Wirklichkeit nicht zwei Seile, sondern drei oder vier Seile die Last  $W$  zu übernehmen haben.

Stehen die Seile wie bei einem vierseitigen Mast im Grundriß im rechten Winkel zueinander und halbiert die Ebene von  $W$  den Winkel zwischen zwei Seilen, dann ist gemäß Abb. 966 a) und unter der Voraussetzung, daß alle vier Seile die gleichen Längen und Querschnitte haben, für die windseits gelegenen Seile

$$\left. \begin{aligned} \overline{\Delta w}_1 &= \frac{\sqrt{2} \Delta s}{\cos \alpha} = \sqrt{2} \Delta w, \\ \overline{\Delta w}_2 &= \frac{\sqrt{2} \Delta s}{\cos \alpha} = \sqrt{2} \Delta w, \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

wobei  $\Delta w$  wieder nach Gl. (7) zu berechnen ist und  $\overline{\Delta w}_1$  bzw.  $\overline{\Delta w}_2$  die Verschiebungen in der Richtung der Last  $W$  bedeuten. Die Gleichgewichtsbedingung hat jetzt die Form

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{W}{\sqrt{2} F_s \cos \alpha} \dots \dots \dots (9)$$

Die Formänderungsbedingung lautet nun  $\overline{\Delta w_1} + \overline{\Delta w_2} = 0$ . Man hat daher, so wie dies in Abb. 965 geschehen, die beiden spiegelgleichen  $\overline{\Delta w}$ -Linien aufzutragen, nur verlangt die Bedingung (9), daß die Strecke  $a-b$  in Abb. 965 a) gleich  $\frac{W}{\sqrt{2} F_s \cos \alpha}$  gemacht wird.

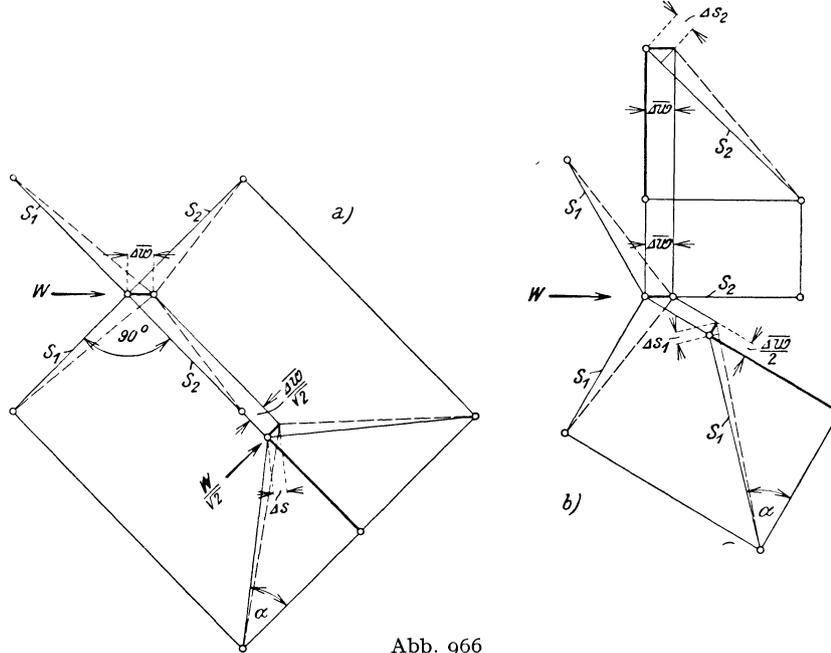


Abb. 966

Bei drei Seilen, die im Grundriß um je 120° voneinander abstehen, Abb. 966 b), gilt, wieder gleich lange Seile mit gleichen Querschnitten vorausgesetzt, für die beiden windseits gelegenen Seile:

$$\left. \begin{aligned} \overline{\Delta w_1} &= \frac{2 \Delta s_1}{\cos \alpha} = 2 \Delta w \\ \text{und für das leeseits gelegene Seil} & \\ \overline{\Delta w_2} &= \frac{\Delta s_2}{\cos \alpha} = \Delta w, \end{aligned} \right\} \dots (10)$$

Für  $\Delta w$  gilt wieder Gl. (7). Die Gleichgewichtsbedingung hat die Form

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{W}{F_s \cos \alpha}, \dots (11)$$

Da  $\overline{\Delta w_1} + \overline{\Delta w_2} = 0$  sein soll, so hat man bei der zeichnerischen Lösung als  $\overline{\Delta w_1}$ -Linie die verdoppelte  $\Delta w$ -Linie und als  $\overline{\Delta w_2}$ -Linie die  $-\Delta w$ -Linie aufzutragen, Abb. 967, und die Gerade  $a-b$  so einzulegen, daß Gl. (11) erfüllt wird. Die Strecke  $a-b$  muß also gleich  $\frac{W}{F_s \cos \alpha}$  sein.

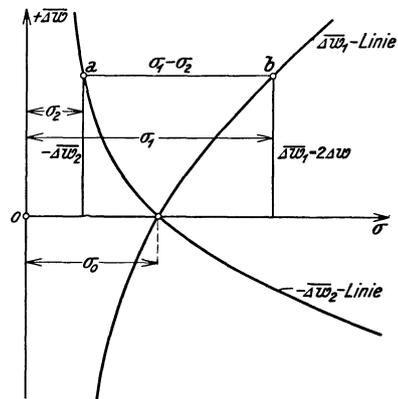


Abb. 967

Bei Windangriff von der Gegenseite ist  $\overline{\Delta w_1}$  mit  $\overline{\Delta w_2}$  zu vertauschen. Man hat dann für das windseits gelegene Seil

$$\left. \begin{aligned} \overline{\Delta w_1} &= \frac{\Delta s_1}{\cos \alpha} = \Delta w. \\ \text{Für die beiden leeseits gelegenen Seile} & \\ \overline{\Delta w_2} &= \frac{2 \Delta s_2}{\cos \alpha} = 2 \Delta w. \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

Die Gleichgewichtsbedingung ist dieselbe wie vor [Gl. (11)].

Bevor wir die Anwendung der Lösung der Grundaufgabe auf die Bestimmung der Seilkräfte und auf die Vorbemessung mehrfach abgestützter Maste in Einzelfällen zeigen, möge noch im Zusammenhang mit dem durch Gl. (7) dargestellten Elastizitätsgesetz eine grundlegende Betrachtung durchgeführt werden, die die Möglichkeit bieten soll, die endgültige Berechnung mehrfach abgespannter Maste nach den üblichen Methoden der Bau- statik durchzuführen.

Wie die Gl. (9) und (11) zeigen, ist die Belastung  $W$  immer proportional der Spannungsdifferenz  $\sigma_1 - \sigma_2$ . Trägt man nun aus der Abb. 965 und ebenso aus Abb. 967 die zusammengehörenden Werte  $\overline{\Delta w}$  und  $\sigma_1 - \sigma_2$

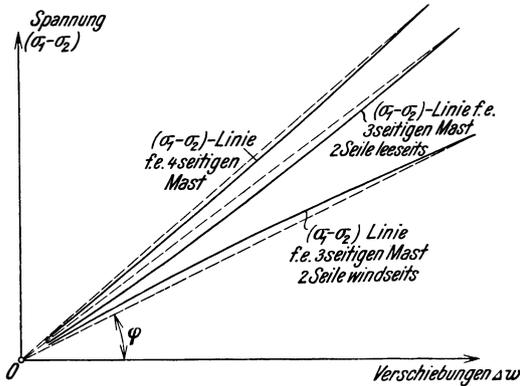


Abb. 968

in ein rechtwinkeliges Achsenkreuz ein, so gewinnt man für die beiden Fälle des vierseitigen und dreiseitigen Mastes die drei in Abb. 968 dargestellten Linien, die den Zusammenhang zwischen der Belastung  $W$  und den Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  erkennen lassen. Die Linien weichen nur wenig von der Geraden ab und man kann daher nach Auftragen der in Betracht kommenden Linie in jedem Einzelfalle eine lineare Näherungsbeziehung von der Form

$$(\sigma_1 - \sigma_2) = \mathbf{B} \overline{\Delta w} \dots (13)$$

festlegen, die als Elastizitätsgesetz der Berechnung der Auflagerkräfte des Mastes zugrunde gelegt werden kann. Die Kennzahl  $\mathbf{B}$ , die eine Art Bettungsziffer darstellt, die die Nachgiebigkeit der Auflagerung an der Laststelle kennzeichnet, ist natürlich weitaus kleiner als der Elastizitätsmodul  $E$  des Seiles.

$\mathbf{B}$  hat in jedem Einzelfall einen anderen Wert. Es ist abhängig von Länge und Querschnitt des Seiles, von seiner Belastung und vor allem von seiner Vorspannung und damit auch von der Temperatur. Bei der Festlegung von  $\mathbf{B}$  wird man die gerade Linie, die das lineare Elastizitätsgesetz veranschaulicht, so wählen, daß sie beiläufig einem mittleren Wert des tatsächlich veränderlichen  $\mathbf{B}$  entspricht. Es empfiehlt sich, die Sehne der  $(\sigma_1 - \sigma_2)$ -Linie in dem in Frage kommenden Spannungsbereich zwischen Null und der oberen Grenze, siehe die gestrichelten Linien in Abb. 968, als Elastizitätsgesetz für  $\mathbf{B}$  zu betrachten. Ist  $\varphi$  ihre Neigung, so gilt

$$\mathbf{B} = \text{tg } \varphi.$$

Bei dreiseitigen Masten kommen jeweils zwei  $\mathbf{B}$ -Werte in Betracht, da der Zusammenhang zwischen Belastung und Verschiebung  $\overline{\Delta w}$  ein anderer ist, je nachdem der Wind bei sonst symmetrischem Kraftangriff von der einen oder von der anderen Seite einwirkt. Siehe die Beziehungen (10) und (12).

Wir schließen die vorstehenden Erörterungen mit der Bemerkung, daß es sich empfiehlt, die Vorspannung  $\sigma_0$  der Pardunen mit etwa  $0,35 - 0,50 \sigma_{zul}$  anzunehmen, wenn  $\sigma_{zul}$  die zulässige Höchstbeanspruchung der Seile bedeutet. Je größer  $\sigma_0$  ist, um so geringer sind die Durchbiegungen des Mastes.

#### Die Vorberechnung mehrfach abgespannter Maste

Wir benützen die vorangehenden Überlegungen, um ein sehr einfaches Berechnungsverfahren für mit Pardunen abgespannte Maste zu entwickeln, das im allgemeinen als Vorbemessungsverfahren, beim vierseitigen Mast aber auch für die endgültige Berechnung verwendet werden kann.

**Der vierseitige Mast.** Wir betrachten einen lotrechten steifen Stab, der in mehreren Zwischenpunkten durch je 4 Seile abgestützt ist. Die an den Stützstellen von den Seilen

geäußerten Auflagerkräfte seien  $W_a, W_b, W_c \dots$ . Abb. 969. Wir nehmen nun an, daß sich der mehrfach gestützte Mast unter der Einwirkung der vorgeschriebenen Windbelastung und unter dem Einfluß der elastischen Stützung durch die Seile so verforme, daß die Stützpunkte  $a, b, c \dots$  auf einer geraden Linie liegen. Die Biegemomente des Mastes bestimmen sich dann so, als ob der Mast ein durchlaufender Balken auf festen Stützen wäre, denn die Drehwinkel der einzelnen Stabfelder haben sich bei der Belastung der Voraussetzung gemäß nicht geändert. Durch diese Annahme sind aber die Auflagerkräfte  $W_A, W_a, W_b \dots$  bei gegebener Windbelastung festgelegt, aber auch das Verhältnis der wagrechten Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  der Festpunkte untereinander. Man geht nun folgendermaßen vor:

Ist  $\sigma_{zul}$  die Höchstbeanspruchung des Seiles z. B.  $4 \text{ t/cm}^2$ , so wähle man zunächst  $\sigma_1 - \sigma_2$ , das ist die Differenz der Spannungen in den windseits und leeseits gelegenen Pardunen mit etwa  $0,75 \sigma_{zul}$ , d. i. rd.  $3,0 \text{ t/cm}^2$ . Mit dieser Annahme bestimmt man nun nach Gl. (9) den notwendigen Seilquerschnitt  $F_s$  für die oberste Seilgruppe (in Abb. 969 z. B. für die in  $c$  angeschlossenen Seile), wobei man für  $W$  den unter Annahme fester Stützung berechneten Wert der Auflagerkraft (z. B.  $W_c$ ) einsetzt. Nun kann für das gewählte Seil die spez. Belastung  $\gamma_0$  berechnet werden. Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht des Seiles und dem Gewicht der Isolatoren. Wie  $\gamma_0$  berechnet wird, werden wir weiter unten zeigen. Man ermittelt nun nach Gl. (7) die Ordinaten der  $\Delta w$ -Linie, wobei  $K = 0$  angenommen wird, trägt die beiden  $\overline{\Delta w}$ -Linien, d. s. die  $\sqrt{2}$ -fachen  $\Delta w$ -Linien, gemäß Abb. 965, S. 904, auf, wobei der Schnittpunkt beider Linien durch die angenommene Vorspannung  $\sigma_0$  von  $1,5$  bis  $2,0 \text{ t/cm}^2$ , festgelegt ist. Schließlich legt man die Linie  $a-b$  so ein, daß zwischen den beiden Kurven genau der Wert  $\sigma_1 - \sigma_2$  abgeschnitten wird. Damit wird die Beanspruchung  $\sigma_1$  im windseits gelegenen Seil, die Beanspruchung  $\sigma_2$  im leeseits gelegenen Seil und die Verschiebung  $\overline{\Delta w_c}$  bekannt. Wenn alles klappt, muß  $\sigma_1$  unter  $\sigma_{zul}$  liegen, wobei noch auf eine kleine Reserve von etwa  $0,1 \text{ t/cm}^2$  für Temperaturspannungen zu achten ist. Ist  $\sigma_{zul}$  nennenswert überschritten, dann vergrößere man den Querschnitt  $F_s$  und führe die Rechnung nochmals durch. Bei geringer Überschreitung aber genügt oft eine Verringerung der Vorspannung  $\sigma_0$ , um unterhalb  $\sigma_{zul}$  zu gelangen, was nur eine Verschiebung des Schnittpunktes der beiden  $\overline{\Delta w}$ -Linien bedeutet.

Da  $\overline{\Delta w_c}$  jetzt bekannt ist, so sind auch, da die Punkte  $A, a, b \dots$  auf einer geraden Linie liegen sollen, die Verschiebungen  $\overline{\Delta w_b}$  und  $\overline{\Delta w_a}$  festgelegt. Nun geht man zum nächsten Punkt, d. i. Punkt  $b$ , über: Hier ist sowohl die Verschiebung  $\overline{\Delta w_b}$  als auch die Belastung  $W_b$  gegeben und es liegt jetzt die Aufgabe vor, den Seilquerschnitt  $F_s$  und die Vorspannung  $\sigma_0$  so zu bestimmen, daß der Belastung  $W_b$  gerade die Verschiebung  $\overline{\Delta w_b}$  entspricht, wobei außerdem  $\sigma_1 < \sigma_{zul}$  sein muß, wobei wieder auf die oben erwähnte Reserve zu achten ist. Man bestimmt nun genau wie vor aus  $W$  den Querschnitt  $F_s$  unter Annahme von  $\sigma_1 - \sigma_2 \approx 3 \text{ t/cm}^2$ , ermittelt die  $\Delta w$ -Linie nach Gl. (7), indem man zunächst  $\sigma_0 = 0$  ( $K = 0$ ) setzt. Nun trägt man die  $\overline{\Delta w_1}$ -Linie auf dem Zeichenpapier, die dazu spiegel-symmetrische  $\overline{\Delta w_2}$ -Linie aber auf Pauspapier auf. Man kann nun durch Probieren beide Linien bei steter Deckung der Ordinatenachsen so gegeneinander einstellen, daß im vorgegebenen Abstand  $\overline{\Delta w_b}$  vom Schnittpunkt beider Linien der Unterschied  $\sigma_1 - \sigma_2$  gerade den vorgeschriebenen Wert hat. Der Schnittpunkt gibt dann den notwendigen Betrag von  $\sigma_0$ . Wird hierbei  $\sigma_1 > \sigma_{zul}$  gefunden, oder weicht  $\sigma_0$  allzustark von dem erwünschten Wert ab, so muß der Seilquerschnitt entsprechend geändert werden. In der gleichen Weise geht man bei Punkt  $a$  vor. Auf diesem Wege werden schrittweise die Pardunenquerschnitte und ihre Spannungen  $\sigma_1$  bzw.  $\sigma_2$  sowie die notwendigen Vorspannungen  $\sigma_0$  bekannt. Unabhängig hiervon kann der Mast selbst als durchlaufender Balken mit festen Stützen unter Windbelastung berechnet werden. Diese Rechnung kann nach einem der in Absatz 44 angegebenen Verfahren erfolgen. Zu den so ermittelten Stabkräften sind noch die Stab-

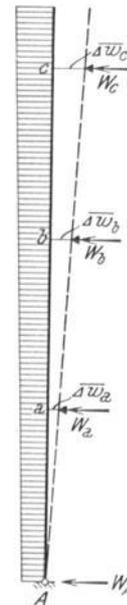


Abb. 969

kräfte hinzuzufügen, die von den lotrechten Seilkraftkomponenten im Mast hervorgerufen werden.

Wir haben oben erwähnt, daß man bei der Auswahl der Seilquerschnitte eine bescheidene Beanspruchungsreserve für Zusatzspannungen im Seil infolge Änderungen der Lufttemperatur gegenüber dem Aufstellungszustand vorzusehen habe. Über die obere Grenze der hier in Betracht kommenden Zusatzspannungen gibt die folgende Überlegung Auskunft: Bei gleichmäßiger Erwärmung von Mast und Pardunen ergibt sich unter der Annahme, daß die

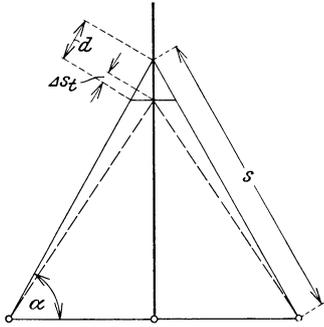


Abb. 970

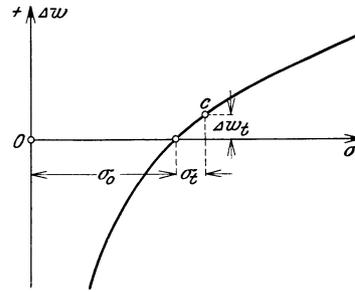


Abb. 971

Längenänderung des Mastes infolge der Wärmespannungen gegenüber den Längenänderungen des Seiles vernachlässigt werden kann, unter Hinweis auf Abb. 970

$$\Delta s_t = d - d \sin^2 \alpha = d \cos^2 \alpha$$

und mit  $d = \epsilon s (t - t_0)$

$$\Delta s_t = \epsilon s (t - t_0) \cos^2 \alpha.$$

Führt man diesen Wert in Gl. (3) statt des Gliedes  $\epsilon s (t - t_0)$  ein und berechnet jetzt genau wie auf S. 903  $\Delta w$ , so erhält man die durch das Temperaturglied vervollständigte Gl. (7)

$$\Delta w = -\frac{s^3 \cos \alpha \cdot \gamma_0^2}{24} \frac{1}{\sigma^2} + \frac{s}{E \cos \alpha} \sigma + \epsilon s (t - t_0) \cos \alpha - K. \dots (14)$$

Trägt man von der durch die Vorspannung  $\sigma_0$  (Konstante  $K$ ) bestimmten Abszissenachse die Verschiebung  $\Delta w_t = \epsilon s (t - t_0) \cos \alpha$  ab, so schneidet sie in der  $\Delta w$ -Linie den Punkt  $c$ , wodurch die Spannungsänderung  $\sigma_t$  der Seile infolge der Wärmeänderung um  $(t - t_0)^0$  im unbelasteten Mast sofort gefunden wird. In der Abb. 971 ist dies für eine negative Temperaturdifferenz (Abkühlung), die eine Vergrößerung der Seilspannungen zur Folge hat, durchgeführt. Bei der Anwendung auf dem vierseitigen Mast ist wieder  $\overline{\Delta w}_t = \sqrt{2} \Delta w_t$ .

Die Größtspannungen der Seile ergeben sich dann aus der Beziehung  $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_t$  für jedes Seil. Diese Beziehung gilt nur angenähert, sie liefert einen zu großen Wert für die Gesamtspannung, da das Superpositionsgesetz ausgeschaltet ist. Doch ist das Ergebnis mit Rücksicht darauf, das  $\sigma_t$  klein gegen  $\sigma_1$  ist, für die Vorberechnung ausreichend.

**Der dreiseitige Mast.** Da beim dreiseitigen Mast zwei Belastungsmöglichkeiten in Frage kommen, die zu verschiedenen Seilspannungen führen, so ist der Vorbemessung jener Lastangriff zugrunde zu legen, der die größeren Seilabmessungen liefert. Dies ist, wie man sich durch die Betrachtung eines Sonderfalles leicht überzeugt, jene Belastung, bei der auf der Windseite nur ein Seil zur Wirkung kommt, Gl. (12) auf S. 905. Im übrigen ist der Berechnungsgang genau der gleiche wie vor, nur ist als  $\overline{\Delta w}_2$ -Linie eine Linie mit den Ordinaten  $-2 \Delta w$  aufzutragen. Die beiden  $\overline{\Delta w}$ -Linien sind daher nicht mehr spiegelgleich wie beim vierseitigen Mast. (Siehe Abb. 967.) Im übrigen sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß der dreiseitige Mast hinsichtlich des Werkstoffverbrauches einschließlich der Seile keinerlei Vorteil gegenüber dem vierseitigen Mast aufweist, während die Anarbeitungskosten beim dreiseitigen Mast entschieden höhere sind. Als Hauptnachteil

des dreiseitigen Mastes muß aber hervorgehoben werden, daß seine wagrechten Durchbiegungen nennenswert größer sind als die des vierseitigen Mastes, wobei in beiden Fällen gleicher Baustoffaufwand für die Maste und gleiche Seillängen vorausgesetzt werden.

Das vorgeschilderte zeichnerische Bemessungsverfahren ist außerordentlich bequem und übersichtlich und läßt in einfachster Weise den Einfluß gewählter Abmessungen und Vorspannungen auf die Größtspannungen und unter einem auch auf die Durchbiegungen erkennen, so daß noch während der Arbeit zweckdienliche Abänderungen vorgenommen werden können. Das auf den ersten Blick scheinbar undurchsichtige Kräftespiel in einem abgespannten Mast wird bei der vorgetragenen zeichnerischen Behandlung in allen Einzelheiten und Auswirkungen deutlich erkennbar. Das Verfahren ermöglicht es auch, wenigstens beim vierseitigen Mast, wo nur eine ungünstige Belastung in Frage kommt, statt an eine Momentenverteilung im Mast, die einer festen Stützung entspricht, anzuknüpfen, wie dies oben geschehen ist, von einer anderen auszugehen, bei der z. B. die Stützenmomente und Feldmomente einander angeglichen sind. Die Seilanschlußpunkte liegen dann nicht mehr auf einer geraden Linie, doch bestehen auch in diesem Falle feste Beziehungen zwischen den Verschiebungen  $\Delta w$  des obersten Seilanschlußpunktes und den Verschiebungen der übrigen Anschlußpunkte. Man hat nur die zur Erzielung der angenommenen Momentenverteilung notwendigen gegenseitigen Stützpunktverschiebungen des Mastes vorher zu berechnen.

**Seilbelastung durch Isolatoren.** Die Isolatoren stellen Einzellasten des Seiles vor, die aber ausreichend genau durch eine über die Seillänge verteilte Belastung ersetzt werden können. Da die nahe den Seilenden liegenden Isolatoren viel schwerer als die in der Mitte befindlichen sind, so würde die Aufteilung des Gewichtes dieser Einzellasten auf die Seillänge einen zu ungünstigen Wert für die Seilbelastung liefern. Man geht daher besser so vor, daß man das Größtmoment  $M_{max}$  der Einzellasten  $P_1, P_2, P_3 \dots$  bestimmt, Abb. 972, und daraus einen Belastungsgleichwert  $q_i$  in kg/m

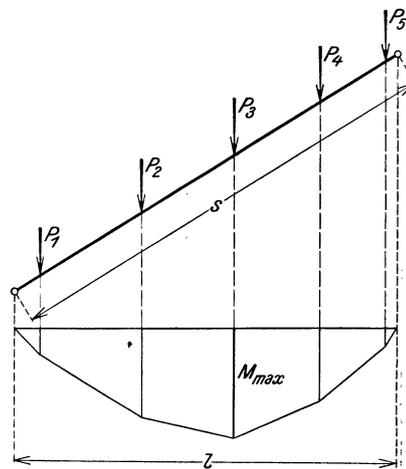


Abb. 972

$$q_i = \frac{8 M_{max}}{l^2} \dots \dots \dots (15)$$

ermittelt. Aus  $q_i$  ergibt sich die Seilbelastung  $p$  in kg je m Seil, wenn  $p_g$  das Eigengewicht des Seiles ist, zu

$$p = p_g + q_i \cos \alpha,$$

woraus

$$\gamma_0 = \frac{p_g + q_i \cos \alpha}{100 F_s} \text{ in kg/cm}^3 \dots \dots \dots (16)$$

Das verhältnismäßig einfache Bemessungsverfahren möge nun an zwei Beispielen erläutert werden.

**1. Beispiel.** Der im folgenden Absatz beschriebene einfach abgespannte vierseitige Mast von 130 m Höhe ist in einer Höhe von 60,8 m durch vier in den Diagonalebene des Mastes liegende Seile gehalten. Wie groß sind die Seilkräfte bei Windangriff. Siehe Abb. 973. Die Seile haben  $d = 42$  mm Durchmesser bei einem tragenden Querschnitt von  $F_s = 11,81 \text{ cm}^2$ . Die verglichene Seilbelastung (Eigengewicht + Isolatoren) beträgt  $p = 20,3 \text{ kg/m}$  Seil. Die Reaktion des einen Balken mit Kragarm darstellenden Mastes im Seilanschlußpunkt ist bei Windbelastung  $W = 37,45 \text{ t}$ . Die Vorspannung der Seile wurde mit 20 t angenommen.

Wir berechnen zunächst die  $\Delta w$ -Linie nach Gl. (7), wobei man zunächst  $K = 0$  setzt.

$$\text{Es ist: } \gamma_0 = \frac{20,3}{11,81 \cdot 100} = 0,0172 \text{ kg/cm}^3 = 0,000172 \text{ t/cm}^3;$$

$$\cos \alpha = \cos 47^\circ 21' = 0,6775, \quad s = 8565 \text{ cm}, \quad E = 1800 \text{ t/cm}^2,$$

und damit

$$\Delta w = -\frac{8565^3 \cdot 0,6775}{24} \cdot 0,000172^2 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{8565}{1800 \cdot 0,6775} \sigma = 5,25 \frac{1}{\sigma^2} + 7,02 \sigma.$$

In der folgenden kleinen Tafel sind die Werte  $\Delta w$  nach dieser Gleichung errechnet

$\sigma =$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0 t/cm <sup>2</sup>
$\Delta w =$	-30,0	-10,4	-2,5	+1,8	-4,8	+8,2	+12,7	+16,7	+20,5	+24,1	+27,8 cm.

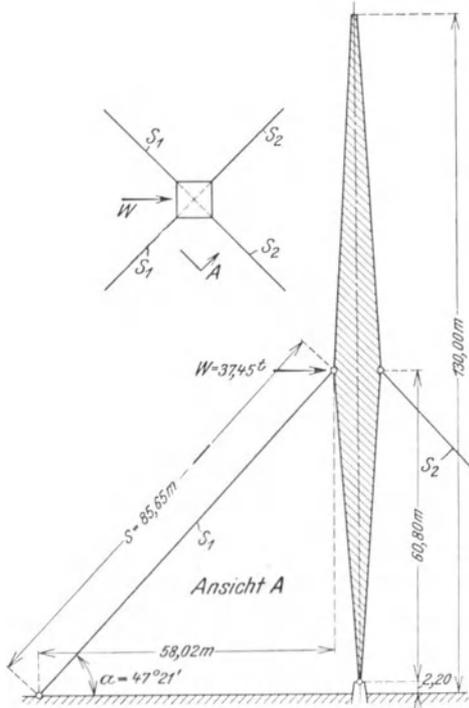


Abb. 973

In Abb. 974 ist die  $\Delta w$ -Linie als  $\Delta w_1$ -Linie von der Achse  $O-\sigma$  aufgetragen.<sup>1)</sup> Aus  $S_0 = 20$  t Vorspannung des Seiles folgt

$$\sigma_0 = \frac{20,00}{11,81} = 1,69 \text{ t/cm}^2.$$

Die Senkrechte durch den Punkt  $\sigma_0$  schneidet auf der  $\Delta w_1$ -Linie den Punkt  $m$  ab, durch den die neue durch die Vorspannung  $\sigma_0$  bedingte Abszissenachse  $O'-\sigma$  hindurchgeht. Man trägt jetzt die  $-\Delta w_2$ -Linie als Spiegelbild der  $\Delta w_1$ -Linie (mit der  $O'-\sigma$ -Linie als Spieglungsachse) auf und berechnet nun aus der angreifenden Last  $W = 37,45$  t die Differenz der Seilspannungen  $\sigma_1 - \sigma_2$  nach Formel (9)

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{W}{\sqrt{2} F_s \cos \alpha} = \frac{37,45}{1,414 \cdot 11,81 \cdot 0,6775} = 3,31 \text{ t/cm}^2.$$

Diese Strecke schneidet auf beiden  $\Delta w$ -Linien der Abb. 974 die Punkte  $a$  und  $b$  ab, wodurch die Spannungen  $\sigma_1 = 3,98$  t/cm<sup>2</sup> der windseits gelegenen Seile  $\sigma_2 = 0,67$  „ der leeseits gelegenen Seile gefunden sind.

Die Seilkräfte sind demnach:

$$S_1 = 3,98 \cdot 11,81 = 47,0 \text{ t und } S_2 = 0,67 \cdot 11,81 = 7,9 \text{ t.}$$

Um auch die einer Temperaturverminderung um 33° C entsprechende Zusatzspannung im Seil zu finden,<sup>2)</sup> ermittelt man gemäß Gl. (14) den Ausdruck

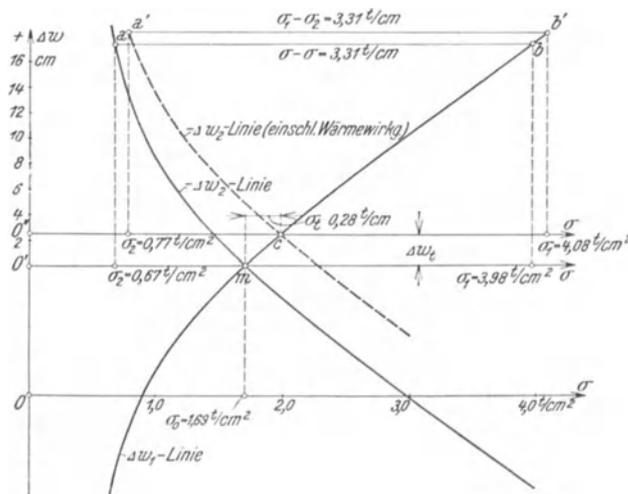


Abb. 974

$$\Delta w_t = \epsilon s (t - t_0) \cos \alpha = \frac{8565 \cdot 33}{80000} \cdot 0,6775 = 2,40 \text{ cm}$$

und bestimmt mit diesem Abstand den Punkt  $c$  der Abb. 974. Damit ist

$$\sigma_t = 0,28 \text{ t/cm}^2$$

gefunden. Da dieser Wert ziemlich groß ist, so fügen wir ihn nicht einfach zu den vorher gefundenen Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  hinzu, da die Gesamtspannung sonst zu groß erhalten wird. Wir zeichnen eine zweite  $\Delta w_2$ -Linie durch den Punkt  $c$  (gestrichelte Linie), gehen also von einer Vorspannung

$$\sigma_0 + \sigma_t = 1,69 + 0,28 = 1,97 \text{ t/cm}^2$$

aus und bestimmen neuerdings mit

1) Da sowohl  $\overline{\Delta w_1} = \sqrt{2} \Delta w$  als auch  $\overline{\Delta w_2} = \sqrt{2} \Delta w$  den Faktor  $\sqrt{2}$  aufweisen, so ersetzt man der Einfachheit halber die Bedingung  $\overline{\Delta w_1} + \overline{\Delta w_2} = 0$  durch die Bedingung  $\Delta w_1 + \Delta w_2 = 0$ . In Abb. 974 sind daher statt der  $\overline{\Delta w}$ -Linien die  $\Delta w$ -Linien eingetragen.

2) Der Mast wurde für eine Aufstellungstemperatur von + 8° C berechnet. Als untere Temperaturgrenze wurde - 25 angenommen.

$\sigma_1 - \sigma_2 = 3,31 \text{ t/cm}^2$  zwei neue Punkte  $a'$  und  $b'$ , die die von Belastung und Temperaturänderung her-  
 rührenden Spannungen  $\sigma_1 = 4,08 \text{ t/cm}^2$ ,  $\sigma_2 = 0,77 \text{ t/cm}^2$

auf den  $\Delta w$ -Linien abschneiden. Der tatsächliche Zuwachs infolge der Temperaturänderungen beträgt  
 daher nur  $0,10 \text{ t/cm}^2$ .

Die Größtseilkräfte sind somit

$$S_1 = 4,08 \cdot 11,81 = 48,2 \text{ t}, \quad S_2 = 0,77 \cdot 11,81 = 9,1 \text{ t}.$$

Die Durchbiegung  $\Delta w$  unter Wirkung von  $W$  allein beträgt, wie man aus Abb. 974 abmisst,

$$\Delta w = 17,3 \text{ cm},$$

daher die Verschiebung parallel zu den Mastseiten  $\overline{\Delta w} = \sqrt{2} \cdot 17,3 = 24,5 \text{ cm}$ .

**2. Beispiel.** Der in Abb. 975 dargestellte vier-  
 seitige und dreifach abgespannte Mast ist für eine  
 gleichmäßige Windbelastung von  $250 \text{ kg/m}^2$  getroffene  
 Fläche zu berechnen. Die Masthöhe beträgt  $200 \text{ m}$ , die  
 dem Winde ausgesetzte Fläche einer Mastwand  $1 \text{ m}^2$   
 für  $1 \text{ m}$  Mastlänge. Die Belastung ist demnach gleich-  
 mäßig verteilt und wird, wenn man die Flächen beider  
 vom Winde getroffener Fachwerkscheiben voll in Rech-  
 nung stellt, (siehe S. 900<sup>1)</sup>)  $w = 0,5 \text{ t/m}$ .

Die Untersuchung hat mit der Berechnung des  
 Mastes zu beginnen, der einen Durchlaufbalken mit den  
 festen Stützen  $A, a, b, c$ , darstellt, und der gleichmäßig  
 mit  $w$  belastet ist. Für die Vorberechnung (meist auch  
 für die genauere Berechnung) genügt es, das Mast-  
 fachwerk als Träger unveränderlichen Querschnittes  
 aufzufassen. Dies geschieht auch hier, doch beschränken  
 wir uns in dieser Darstellung auf die Ermittlung der  
 Auflagerkräfte  $W_A, W_a, W_b, W_c$ , die für den vorliegen-  
 den Fall gleichmäßig verteilter Belastung mit Hilfe  
 der Tafeln 49 und 50 rasch gefunden werden.<sup>2)</sup>

$$\begin{aligned} W_A &= (0,40 \cdot 60 - 0,0111 \cdot 20) \cdot 0,5 = 11,89 \text{ t}, \\ W_a &= (1,1 \cdot 60 + 0,0667 \cdot 20) \cdot 0,5 = 33,67 \text{ t}, \\ W_b &= (1,1 \cdot 60 - 0,2667 \cdot 20) \cdot 0,5 = 30,33 \text{ t}, \\ W_c &= (0,40 \cdot 60 + 1,211 \cdot 20) \cdot 0,5 = 24,11 \text{ t}. \end{aligned}$$

**1. Bemessung der Seile  $S_c$ .**

Die zulässige Beanspruchung der Stahlseile werde  
 mit  $4,0 \text{ t/cm}^2$  angenommen. Schätzt man die Diffe-  
 renz der Seilbeanspruchungen  $\sigma_1 - \sigma_2$  zu  $3 \text{ t/cm}^2$ , so  
 ist der notwendige Querschnitt nach Gl. (9)

$$\begin{aligned} F_{\text{notw}} &= \frac{W_c}{\sqrt{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cos \alpha} = \\ &= \frac{24,11}{1,414 \cdot 3,0 \cdot 0,486} = 11,7 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Wir wählen ein patentverschlossene Seil,  $d = 44 \text{ mm}$ , mit  $12,9 \text{ cm}^2$  tragender Querschnittsfläche und  
 $g = 11,2 \text{ kg/m}$  Gewicht. Das Gewicht der Isolatoren betrage, auf gleichförmige Belastung umgerechnet,  
 $p_i = 15 \text{ kg/m}$  Seil. Die spez. Belastung des Seiles ist daher für ein  $\text{cm}^3$ :

$$\gamma_0 = \frac{11,2 + 15}{12,9 \cdot 100} = 0,0203 \text{ kg/cm}^3 = 0,000203 \text{ t/cm}^3.$$

Setzt man in Formel (7):

$$s_c = 20590 \text{ cm}, \quad \cos \alpha_c = 0,486, \quad E = 1800 \text{ t/cm}^2,$$

so erhält man

$$\Delta w_c = - \frac{20590^3 \cdot 0,486}{24} \cdot 0,000203^3 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{20590}{1800 \cdot 0,486} \sigma$$

<sup>1)</sup> Die Belastungsannahmen wurden der Kürze der Darstellung wegen tunlichst vereinfacht.  
<sup>2)</sup> Die Auflagerkräfte wurden einfachheitshalber mit den in Abb. 975 angegebenen Stützweiten  
 berechnet. Die richtigen ideellen Auflagerpunkte liegen aber in den Schnittpunkten der Seilsehnen  
 mit der Mastachse.

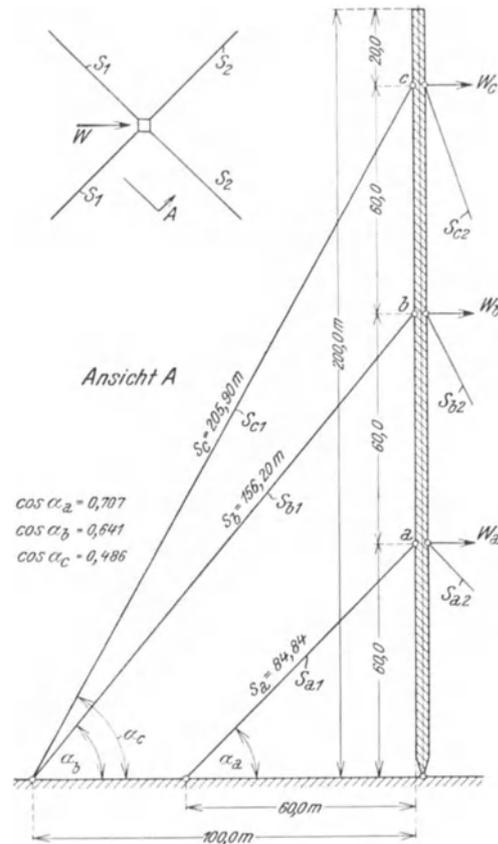


Abb. 975

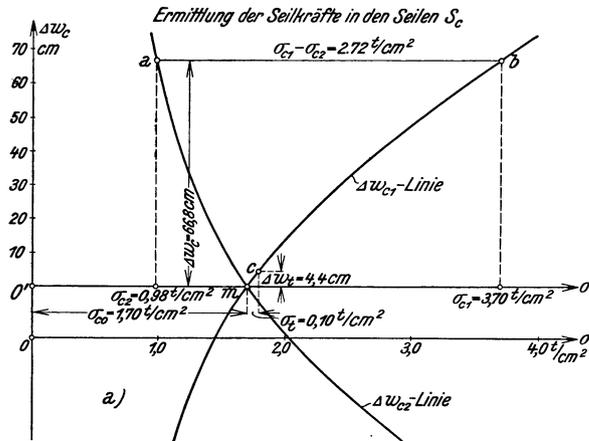
oder

$$\Delta w_c = -72,82 \frac{1}{\sigma^2} + 23,54 \sigma.$$

In Abb. 976 a) ist die  $\Delta w_c$ -Linie, deren Ordinaten in der nachfolgenden Tafel auch ziffernmäßig angegeben sind, als  $\Delta w_{c1}$ -Linie von der Achse  $O - \sigma$  aufgetragen.<sup>1)</sup>

Ordinaten der  $\Delta w_c$ -Linie

$\sigma =$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0 t/cm <sup>2</sup>
$\Delta w_c =$	-188	-95,0	-49,3	-22,2	+3,0	+25,9	+47,2	+62,5	+76,5	+89,6 cm



Wir wählen als Seilanspannung  $\sigma_0 = 1,70 \text{ t/cm}^2$ , womit der Punkt  $m$  der  $\Delta w_{c1}$ -Linie festgelegt wird. Man trägt nun die  $\Delta w_{c2}$ -Linie als Spiegelbild zur  $\Delta w_{c1}$ -Linie auf, wobei die durch  $m$  gehende Abszissenachse  $O' - \sigma$  Spiegelungsachse ist. Da die Last  $W_c = 24,11 \text{ t}$  eine Spannungsdifferenz in den Seilen  $S_c$

$$\sigma_{c1} - \sigma_{c2} = \frac{24,11}{1,414 \cdot 12,9 \cdot 0,486} = 2,72 \text{ t/cm}^2$$

erzeugt, so trägt man diese Strecke  $\sigma_1 - \sigma_2$  so zwischen den beiden Kurven ab, daß die Parallele  $a - b$  zur Abszissenachse gerade der Spannungsdifferenz  $2,72 \text{ t/cm}^2$  entspricht. Damit sind die Spannungen

$$\sigma_{c1} = 3,70 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_{c2} = 0,98 \text{ t/cm}^2$$

sowie die Verschiebung

$$\Delta w_c = 66,8 \text{ cm}$$

ermittelt. Durch  $\Delta w_c$  sind auch die Verschiebungen  $\Delta w_b$  und  $\Delta w_a$  festgelegt, da die Berechnung auf der Annahme beruht, daß die Punkte  $a, b, c$  unter der angenommenen Windbelastung auf einer Geraden liegen.

Eine Temperaturniedrigung um  $\Delta t = 35$  ergibt das Zusatzglied

$$\Delta w_t = \epsilon s_c \Delta t \cos \alpha_c = \frac{20 \cdot 590 \cdot 35}{80000} \cdot 0,486 = 4,4 \text{ cm},$$

mit welcher Verschiebung aus der  $\Delta w_{c1}$ -Linie eine zugehörige Spannung von  $\sigma_t = 0,10 \text{ t/cm}^2$  ermittelt wurde (siehe Punkt  $c$  in Abb. 796 a).

Die Größtbeanspruchungen der Seile betragen demnach

$$\begin{aligned} \max \sigma_{c1} &= 3,70 + 0,10 = 3,80 \text{ t/cm}^2, \\ \max \sigma_{c2} &= 0,98 + 0,10 = 1,08 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Das Seil ist bei der Montage mit einer Vorspannung von

$$S_{c0} = 12,9 \cdot 1,70 = 21,9 \text{ t}$$

einzuziehen.

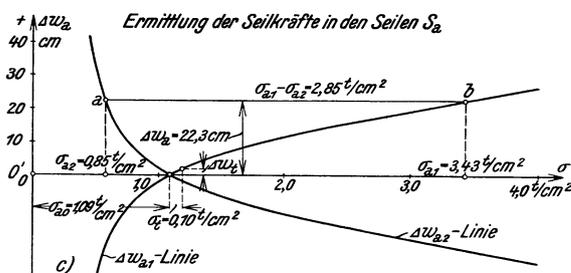
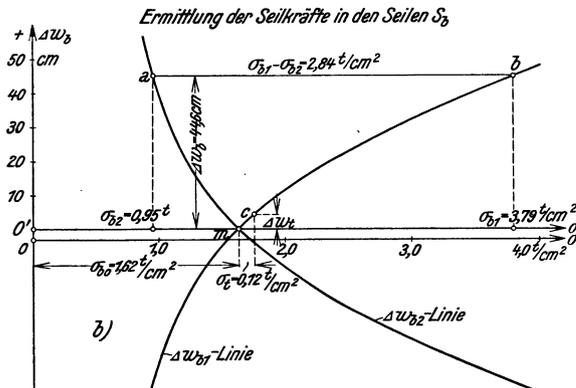


Abb. 976

2. Bemessung der Seile  $S_b$ .

Der notwendige Seilquerschnitt ergibt sich zunächst schätzungsweise zu

$$F_{\text{notw}} = \frac{30,33}{1,414 \cdot 3,0 \cdot 0,641} = 11,15 \text{ cm}^2.$$

<sup>1)</sup> Aus den gleichen Gründen wie im vorangehenden Beispiel wurden statt der  $\Delta w$ -Linien unmittelbar die  $\Delta w$ -Linien benützt. Siehe die Fußnote <sup>1)</sup> auf S. 910.

Gewählt wird ein Seil mit  $d = 42$  mm, tragender Querschnitt  $F_s = 11,8$  cm<sup>2</sup>, Gewicht  $g = 10,2$  kg/m. Das Isolatorengewicht, gleichförmig verteilt gerechnet, beträgt  $p_i = 16$  kg/m. Daher

$$\gamma_0 = \frac{10,2 + 16}{11,8 \cdot 100} = 0,0222 \text{ kg/cm}^3 = 0,000222 \text{ t/cm}^3.$$

Die  $\Delta w_b$ -Linie ist mit

$$s_b = 156,2 \text{ m}, \quad \cos \alpha_b = 0,641, \quad E = 1800 \text{ t/cm}^2$$

gegeben durch

$$\Delta w_b = - \frac{15620^3 \cdot 0,641}{24} \cdot 0,000222^2 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{15620}{1800 \cdot 0,641} \sigma$$

oder

$$\Delta w_b = - 50,12 \frac{1}{\sigma^2} + 13,53 \sigma.$$

Nach dieser Formel ist nachfolgende Tafel berechnet.

Ordinaten der  $\Delta w_b$ -Linie

$\sigma =$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0 t/cm <sup>2</sup>
$\Delta w_b =$	- 131	- 67,8	- 36,6	- 18,6	- 2,0	+ 14,5	+ 25,8	+ 35,0	+ 43,3	+ 51,0 cm

Bekannt sind: die Seilspannungsdifferenz

$$\sigma_{b1} - \sigma_{b2} = \frac{30,33}{1,414 \cdot 11,8 \cdot 0,641} = 2,84 \text{ t/cm}^2$$

sowie die Verschiebung

$$\Delta w_b = \frac{2}{3} \Delta w_c = \frac{2}{3} 66,8 = 44,6 \text{ cm}.$$

Gesucht ist die notwendige Vorspannung  $\sigma_{b0}$  des Seiles.

In Abb. 976 b) ist die  $\Delta w_b$ -Linie als  $\Delta w_{b1}$ -Linie von der Achse  $O - \sigma$  aufgetragen. Man zeichnet nun das Spiegelbild der  $\Delta w_{b1}$ -Linie als  $\Delta w_{b2}$ -Linie auf Pauspapier mit der durch  $O$  gehenden Ordinatenachse auf und stellt die  $\Delta w_{b2}$ -Linie durch Versuchen bei steter Deckung der Ordinatenachsen so ein, daß zwischen den beiden Linien  $\Delta w_{b1}$  und  $\Delta w_{b2}$  der Abschnitt  $a - b$  gerade gleich  $2,84$  t/cm<sup>2</sup> und die Entfernung der Geraden  $ab$ , vom Schnittpunkt  $m$  der beiden Kurven  $\Delta w_b = 44,6$  cm beträgt. Ist dies erreicht, so gibt die Abszisse des Schnittpunktes  $m$  die gesuchte Vorspannung  $\sigma_{b0}$ . Sie wurde aus Abb. 976 b) zu

$$\sigma_{b0} = 1,62 \text{ t/cm}^2$$

bestimmt. Die Punkte  $a$  und  $b$  selbst geben die Seilspannungen

$$\sigma_{b1} = 3,79 \text{ t/cm}^2 \quad \text{und} \quad \sigma_{b2} = 0,95 \text{ t/cm}^2.$$

Die Spannungen infolge Wärmeänderungen bestimmt man so wie vor, indem man mit dem Abschnitt

$$\Delta w_t = \frac{15620 \cdot 35}{80000} \cdot 0,641 = 4,4 \text{ cm}$$

den Punkt  $c$  und damit  $\sigma_t = 0,12$  t/cm<sup>2</sup> ermittelt.

Die Größtbeanspruchungen der Seile betragen daher

$$\max \sigma_{b1} = 3,79 + 0,12 = 3,91 \text{ t/cm}^2, \quad \max \sigma_{b2} = 0,95 + 0,12 = 1,07 \text{ t/cm}^2.$$

Das Seil ist bei der Montage mit einer Vorspannung von

$$S_{b0} = 11,8 \cdot 1,62 = 19,1 \text{ t}$$

einziehen.

3. Bemessung der Seile  $S_a$ .

Der Berechnungsvorgang ist der gleiche wie bei den Seilen  $S_b$ . Wir fassen uns daher etwas kürzer.

$$F_{\text{notw}} = \frac{33,67}{1,414 \cdot 3,0 \cdot 0,707} = 11,2 \text{ cm}^2.$$

Gewählt wird das gleiche Seil  $d = 42$  mm wie für  $S_b$ . Da auch gleiches Isolatorengewicht vorhanden ist, so ist die spez. Seilbelastung wie vor

$$\gamma_0 = 0,000222 \text{ t/cm}^3.$$

Mit  $s_a = 84,84$  m,  $\cos \alpha_a = 0,707$ ,  $E = 1800$  t/cm<sup>2</sup> ergibt sich

$$\Delta w_a = - \frac{8484^3 \cdot 0,707}{24} \cdot 0,000222^2 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{8484}{1800 \cdot 0,707} \sigma = - 8,86 \frac{1}{\sigma^2} + 6,67 \sigma.$$

und damit die folgende Tafel

Ordinaten der  $\Delta w_a$ -Linie

$\sigma =$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0 t/cm <sup>2</sup>
$\Delta w_a =$	-20,6	-8,5	-2,2	+1,8	+6,1	+11,1	+15,3	+19,0	+22,6	+26,1 cm

Hierzu berechnen wir noch die Seilspannungsdifferenz

$$\sigma_{a1} - \sigma_{a2} = \frac{33,67}{1,414 \cdot 11,8 \cdot 0,707} = 2,85 \text{ t/cm}^2,$$

sowie die vorgegebene Verschiebung

$$\Delta w_a = \frac{1}{3} 66,8 = 22,3 \text{ cm}$$

und gehen genau so vor, wie es für das Seil  $S_b$  oben beschrieben wurde. Siehe Abb. 976 c).<sup>1)</sup>

Wir finden:

$$\sigma_{a0} = 1,09 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{a1} = 3,43 \text{ t/cm}^2 \quad \text{und} \quad \sigma_{a2} = 0,58 \text{ t/cm}^2.$$

Schließlich die Zusatzspannungen infolge Wärmeänderung, mit

$$\Delta w_t = \frac{8484 \cdot 35}{80000} 0,707 = 2,6 \text{ cm}$$

zu  $\sigma_t = 0,10 \text{ t/cm}^2$ ,

so daß sich in den Seilen größte Gesamtspannungen von

$$\max \sigma_{a1} = 3,43 + 0,10 = 3,53 \text{ t/cm}^2, \quad \sigma_{a2} = 0,58 + 0,10 = 0,68 \text{ t/cm}^2$$

ergeben. Die notwendige Vorspannung in den Seilen beträgt

$$S_{a0} = 1,09 \cdot 11,8 = 12,9 \text{ t.}$$

#### Die genauere Berechnung abgespannter Maste

**Der vierseitige Mast.** Die vorangeführte Berechnung eines vierseitigen abgespannten Mastes ist, soweit der allgemeine Einfluß der Belastung durch Wind in Frage kommt, vollkommen streng und es ist nur Sache des Maßstabes, in dem die  $\Delta w$ -Linien aufgetragen werden, um jeden gewünschten Grad der Genauigkeit zu erreichen. Nur die Spannungen  $\sigma_t$  sind rohe Näherungswerte, die aber immer über den richtigen Werten liegen, so daß der Zweck der oben angeführten Berechnung, als Vorberechnung zwecks Festlegung der Seilabmessungen zu dienen, erreicht wurde.

Nun läßt sich, nachdem alle Abmessungen und Vorspannungen festgelegt sind, die genauere Berechnung für den Belastungszustand: Wind und gleichzeitig Verringerung der Temperatur des Tragwerkes, also jener Zustand, der die Größtwerte der Seilspannungen liefert, sehr rasch mit Hilfe der bei der Vorberechnung verwendeten  $\Delta w_b$ -Linien durchführen. Zu diesem Ende hat man die  $\Delta w_b$ -Linien in der Abb. 976 a), b) c) in Richtung der  $\Delta w$ -Achse derart zu verschieben, daß sie durch den durch die Verschiebung  $\Delta w_t$  gegebenen Punkt  $c$  hindurchgehen. Man berechnet damit jedes der drei Seile neuerlich, aber mit der bereits festgelegten Vorspannung  $\sigma_0 + \sigma_t$ , bestimmt also durch Einlegen einer neuen Linie  $a'-b'$  genau wie dies im ersten Beispiel geschehen ist, die durch Windbelastung und Temperaturänderung bedingten Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ .

Diese genauere Berechnung ist aber nicht in ganzer Strenge richtig, da sie von der Voraussetzung ausgeht, daß durch die Temperaturänderung keine Änderung in den Stützkraften  $W_a, W_b, W_c \dots$  eingetreten ist. Dies ist in Wirklichkeit aber der Fall, da bei dem hier in Betracht gezogenen Belastungsfall die Annahme, daß alle drei Stützpunkte in einer Geraden liegen, nicht mehr streng zutrifft. Die Abweichungen sind aber so geringfügig, daß die Fehler, die hierdurch entstehen, noch weit innerhalb jener Genauigkeitsgrenzen liegen, die bei der Abwägung der Vorspannungen in den Seilen bei der Aufstellung der Maste eingehalten werden können.

**Der dreiseitige Mast.** Eine zweite Methode, die endgültige Berechnung durchzuführen und die in erster Linie für den dreiseitigen Mast in Frage kommt, der nach dem oben angegebenen Verfahren nur vorberechnet werden kann, beruht darauf, auf Grund

<sup>1)</sup> In Abb. 976 c) fällt die  $O-\sigma$ -Achse nur zufällig mit der  $O'-\sigma$ -Achse zusammen.

der durchgeführten Vorbemessung der Seile für jeden Stützpunkt die auf S. 906 dargelegte Bettungsziffer  $\mathbf{B}$  zu ermitteln und den Mast als einen im Punkt  $A$  festgestützten, in den Seilanschlußpunkten in wagrechter Richtung elastisch verschieblichen durchlaufenden Balken zu berechnen. Die Berechnung ist beim dreiseitigen Mast zweimal durchzuführen, da je nach der Windrichtung verschiedene Bettungsziffern  $\mathbf{B}$  in Frage kommen.

Der Rechnungsvorgang gestaltet sich beim dreiseitigen Mast jetzt wie folgt: Man berechnet auf Grund der bereits bekannten Abmessungen und Vorspannungen der Pardunen für jede Seilgruppe die Verschiebungen  $\Delta w$  nach Formel (7) und trägt damit für jede Gruppe die beiden Kurvenpaare, für Windbelastung von rechts bzw. von links, wie dies

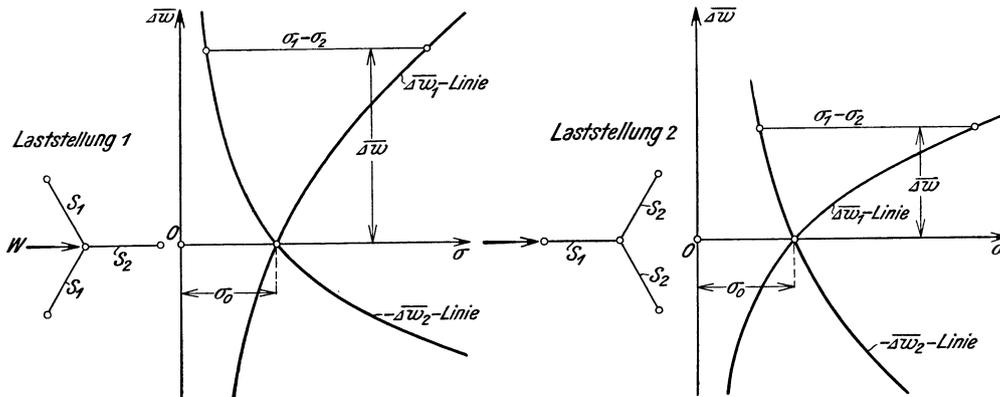


Abb. 977

in Abb. 977 dargestellt ist, auf, oder benützt die aus der vorangegangenen Vorberechnung bekannten  $\overline{\Delta w}$ -Linien. In jedes dieser Kurvenpaare wird nun die aus der Vorberechnung bekannte Differenz  $\sigma_1 - \sigma_2$  eingetragen und der zugehörige Wert der Verschiebung  $\overline{\Delta w}$  bestimmt. Der Quotient

$$\mathbf{B} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\overline{\Delta w}}$$

liefert die auf S. 906 definierte mittlere Bettungsziffer mit der wir zu rechnen haben. Bei  $n$  Abspannpunkten erhält man  $2n$  verschiedene Werte von  $\mathbf{B}$ . Damit ist das vorgelegte System in seinem elastischen Verhalten klargestellt, da zwischen den Auflagerreaktionen  $W_a, W_b, \dots$  und den zugehörigen Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  in Richtung dieser Kräfte die Proportionalitätsbeziehungen

$$W_a = F_{sa} \mathbf{B}_a \overline{\Delta w}_a \cos \alpha_a, \quad W_b = F_{sb} \mathbf{B}_b \overline{\Delta w}_b \cos \alpha_b \text{ usw.}$$

bestehen.  $F_{sa}, F_{sb}, \dots$  sind die Querschnitte der in den Stützpunkten  $a, b, \dots$  angreifenden Seile. Damit ist das vorliegende Problem auf die Berechnung eines durchlaufenden Balkens mit einem festen Endlager und im übrigen elastischen Stützen, deren Nachgiebigkeit einem linearen Gesetz folgt, zurückgeführt. Faßt man die Produkte  $F_{sa} \mathbf{B}_a \cos \alpha_a, F_{sb} \mathbf{B}_b \cos \alpha_b, \dots$  je in eine Bettungsziffer  $T_a, T_b, \dots$  zusammen, so gelten die grundlegenden Verknüpfungen

$$W_a = T_a \overline{\Delta w}_a, \quad W_b = T_b \overline{\Delta w}_b, \dots$$

Der vorstehend dargelegte Berechnungsgang kommt auch dann in Frage, wenn es sich um die Nachrechnung eines dreiseitigen oder vierseitigen Mastes handelt, der nach anderen Gesichtspunkten entworfen und bemessen wurde, als jene sind, von denen wir bei dem oben vorgeschlagenen Vorbemessungsverfahren ausgegangen sind. Da die Spannungsdifferenzen  $\sigma_1 - \sigma_2$  aber in solchen Fällen zunächst nicht bekannt sind, so sind sie einzuschätzen und mit dem geschätzten Wert, so wie oben beschrieben, die zugehörigen Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  zu bestimmen.

Da sich  $B$  mit  $\sigma_1 - \sigma_2$  nur sehr wenig ändert, so ist der Fehler in  $B$ , wenn die Einschätzung nicht allzu falsch war, verhältnismäßig geringfügig und ist i. d. R. kleiner als die wahrscheinliche Abweichung des bei der Berechnung der  $\Delta w$  benützten Elastizitätsmodul  $E$  der Seile von seinem wahren Wert. Wenn notwendig, ist die Rechnung zu wiederholen.

**Beispiel.** Zur Erläuterung der vorangehenden Darlegungen möge die Berechnung eines dreiseitigen Mastes bei gegebenen Abmessungen in den Hauptzügen gezeigt werden. Der Mast habe 130 m Höhe, und sei in zwei Zwischenpunkten, die 55 m bzw. 110 m über dem Fußlager liegen, durch je drei Pardunen abgespannt. Länge und Neigung der Seile gehen aus der Abb. 978 hervor. Alle Seile haben gleichen Querschnitt  $d = 40$  mm mit  $F_s = 10,7$  cm<sup>2</sup>. Der Fachwerkmast hat ein auf seine Querschnittsachse, die parallel zu einer Seite läuft, bezogenes mittleres Trägheitsmoment  $J = 3 \cdot 10^6$  cm<sup>4</sup>. Der Seildurchhang ist so bemessen, daß bei Aufstellungstemperatur eine Anfangsspannung von 15 t in allen Seilen angenommen werden kann. Als Belastung sei der einfacheren Darstellung wegen, gleichmäßig verteilte Windlast  $w = 0,4$  t/m Mast angenommen.

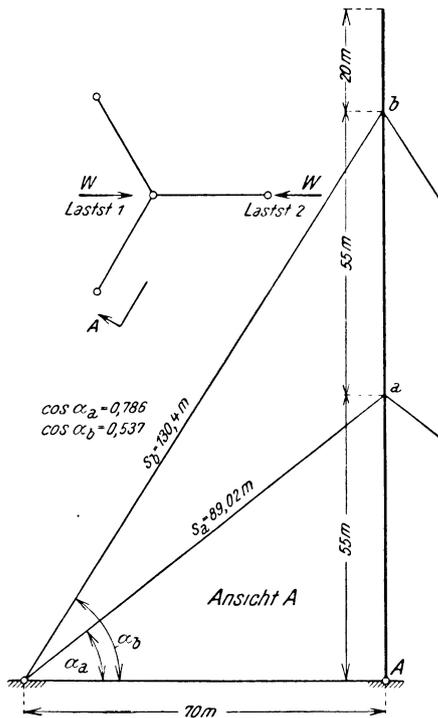


Abb. 978

Um zunächst die sogenannte Bettungsziffer  $T$  zu bestimmen, ist man genötigt, eine Annahme über die Auflagerkräfte  $W$  in den beiden Anschlußpunkten  $a$  und  $b$  zu machen. Wir nehmen zu diesem Ende an, daß in  $a$  ein Gelenk vorhanden wäre und finden dann die Balkenreaktionen

$$W_a = 0,4 \cdot 55 = 22 \text{ t}$$

$$\text{und } W_b = 0,4 \left( \frac{55}{2} + \frac{20 \cdot 65}{55} \right) = 20,4 \text{ t.}$$

Damit ergeben sich die Spannungsdifferenzen für das untere Seil:

$$\sigma_{a1} - \sigma_{a2} = \frac{22}{10,7 \cdot 0,786} = 2,62 \text{ t/cm}^2,$$

für das obere Seil:

$$\sigma_{b1} - \sigma_{b2} = \frac{20,4}{10,7 \cdot 0,537} = 3,55 \text{ t/cm}^2.$$

Die Vorspannung  $\sigma_0$  beträgt in beiden Fällen

$$\sigma_0 = \frac{15}{10,7} = 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

Beim dreiseitigen Mast sind die in Abb. 977 dargestellten zwei Belastungsfälle zu untersuchen. Dementsprechend haben wir für beide Fälle die  $\overline{\Delta w}$ -Linien aufzutragen, um die Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  für jeden der beiden Lastfälle bestimmen zu können.

$$\text{Für Laststellung 1 gilt: } \overline{\Delta w}_1 = 2 \Delta w, \quad \overline{\Delta w}_2 = \Delta w,$$

$$\text{für Laststellung 2 gilt: } \overline{\Delta w}_1 = \Delta w, \quad \overline{\Delta w}_2 = 2 \Delta w.$$

Trägt man für den Fall 1 die vollständigen  $\overline{\Delta w}_1$ - und  $\overline{\Delta w}_2$ -Linien auf, so gilt die obere Hälfte, die über der  $\sigma$ -Achse liegt, für Belastungsfall 1, die untere Hälfte für Belastungsfall 2.

Nachfolgend sind die Ordinaten der  $\Delta w$ -Linien für beide Seile berechnet:

$$\text{Unteres Seil: } s = 89,02 \text{ m, } \cos \alpha = 0,786, \quad E = 1800 \text{ t/cm}^2.$$

Spez. Seilbelastung  $\gamma_0$  einschl. Isolatorenge wicht:

$$\gamma_0 = \frac{30,5}{10,7} = 0,0285 \text{ kg/cm.}$$

Somit

$$\Delta w_a = - \frac{8902^3 \cdot 0,786}{24} \cdot 0,0000285^2 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{8902}{1800 \cdot 0,786} \sigma = - 18,7 \frac{1}{\sigma^2} + 6,29 \sigma.$$

$$\begin{array}{cccccccccccc} \sigma = & 0,6 & 0,8 & 1,0 & 1,2 & 1,5 & 2,0 & 2,5 & 3,0 & 3,5 & 4,0 \text{ t/cm}^2, \\ \Delta w_a = & -48,1 & -24,2 & -12,4 & -5,5 & +1,1 & +7,9 & +12,7 & +16,8 & +20,5 & +24,0 \text{ cm.} \end{array}$$

$$\text{Oberes Seil: } s = 130,4 \text{ m, } \cos \alpha = 0,537, \quad E = 1800 \text{ t/cm}^2,$$

$$\gamma_0 \text{ so wie vor.}$$

$$\Delta w_b = - \frac{13040^3 \cdot 0,537}{24} 0,0000285^2 \frac{1}{\sigma^2} + \frac{13040}{1800 \cdot 0,537} \sigma = - 40,3 \frac{1}{\sigma^2} + 13,5 \sigma.$$

$$\sigma = \begin{matrix} 0,6 & 0,8 & 1,0 & 1,2 & 1,5 & 2,0 & 2,5 & 3,0 & 3,5 & 4,0 \text{ t/cm}^2, \\ \Delta w_b = - 104 & - 52,2 & - 26,8 & - 11,8 & + 2,4 & + 16,9 & + 27,4 & + 36,0 & + 44,0 & + 51,5 \text{ cm.} \end{matrix}$$

In Abb. 979 a) sind die  $\overline{\Delta w}_a$ -Linien für das untere Seil dargestellt. Zunächst wurde von einer beliebigen Abszissenachse (gestrichelte Achse  $O-\sigma$ ) in Abb. 979 a) die im oberen Ast mit  $\Delta w_{a1}$  bezeichnete Linie aufgetragen und zwar mit den Ordinaten  $\overline{\Delta w} = 2 \Delta w$ . Mit  $\sigma_0 = 1,40 \text{ t/cm}^2$  wurde der Schnittpunkt  $m$  bestimmt und hierdurch die endgültige Abszissenachse  $O'-\sigma$  festgelegt. Nun spiegelt man die eben aufgetragene Linie an der Achse  $O'-\sigma$  unter gleichzeitiger Halbierung der Ordinaten, womit die zweite im oberen Ast mit  $\overline{\Delta w}_{a2}$  bezeichnete Linie gefunden ist. Für Laststellung 1 (zwei Seile auf der Windseite) ergeben sich mit  $\sigma_1 - \sigma_2 = 2,62 \text{ t/cm}^2$  oberhalb der Abszissenachse die Punkte  $a, b$  und damit die gesuchte Durchbiegung:

Für Laststellung 1:  $\overline{\Delta w}_a = 39,0 \text{ cm.}$

Mit dem gleichen Wert von  $\sigma_1 - \sigma_2$  wurden unterhalb der Abszissenachse für die Laststellung 2 die Punkte  $a', b'$  angeschnitten und

für Laststellung 2:  $\overline{\Delta w}_a = 22,0 \text{ cm}$

gefunden.

In der ganz gleichen Weise wurden in Abb. 979 b) die  $\overline{\Delta w}_b$ -Linien für die oberen Seile aufgetragen und nach Bestimmung der Schnittpunkte  $a, b$  bzw.  $a', b'$  folgende Durchbiegungen festgestellt:

Für Laststellung 1:  $\overline{\Delta w}_b = 109,3 \text{ cm,}$

für Laststellung 2:  $\overline{\Delta w}_b = 60,3 \text{ cm.}$

Die Abb. 979 läßt auch deutlich erkennen, daß bei Laststellung 2 (ein Seil auf der Windseite) die obere Spannung  $\sigma_1$  größer wird als bei Laststellung 1.

Man bestimmt nun die vorläufigen Bettungszahlen:

Laststellung 1:

$$T_a = \frac{W_a}{\overline{\Delta w}_a} = \frac{22,0}{0,390} = 56 \text{ t/m,}$$

$$T_b = \frac{W_b}{\overline{\Delta w}_b} = \frac{20,4}{1,093} = 19 \text{ t/m.}$$

Laststellung 2:

$$T_a = \frac{W_a}{\overline{\Delta w}_a} = \frac{22,0}{0,220} = 100 \text{ t/m,}$$

$$T_b = \frac{W_b}{\overline{\Delta w}_b} = \frac{20,4}{0,603} = 34 \text{ t/m.}$$

Die Nachgiebigkeit des oberen Punktes  $b$  für beide Laststellungen ist etwa dreimal so groß als die des Punktes  $a$ .

Wir gehen nun dazu über, Momente und Auflagerkräfte des in den Punkten  $A, a, b$  gestützten Durchlaufbalkens zu berechnen, Abb. 980. Das System ist einfach statisch unbestimmt. Als Überzählige betrachten wir das Moment  $M_a$  im Punkte  $a$ .

Aus der Dreimomentengleichung

$$4 M_a + M_b - \frac{6 E J}{l^2} (2 \overline{\Delta w}_a - \overline{\Delta w}_b) = - \frac{w}{2} l^2$$

gewinnt man nach Einführung von  $M_b = - \frac{c^2 w}{2}$  zunächst

$$4 M_a - \frac{6 E J}{l^2} (2 \overline{\Delta w}_a - \overline{\Delta w}_b) = - \frac{w}{2} (l^2 - c^2). \dots \dots \dots (a)$$

Mit den Verknüpfungen:

$$\left. \begin{aligned} W_a &= wl + \frac{M_b - 2 M_a}{l} = \frac{w}{2 l} (2 l^2 - c^2) - \frac{2 M_a}{l} \\ W_b &= \frac{w (l + c)^2}{2 l} + \frac{M_a}{l} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (b)$$

und den Bettungsziffern  $T_a$  und  $T_b$  erhält man für die Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  die Beziehungen

$$\overline{\Delta w}_a = \frac{W_a}{T_a} = \frac{w}{2 l T_a} (2 l^2 - c^2) - \frac{2 M_a}{l T_a}$$

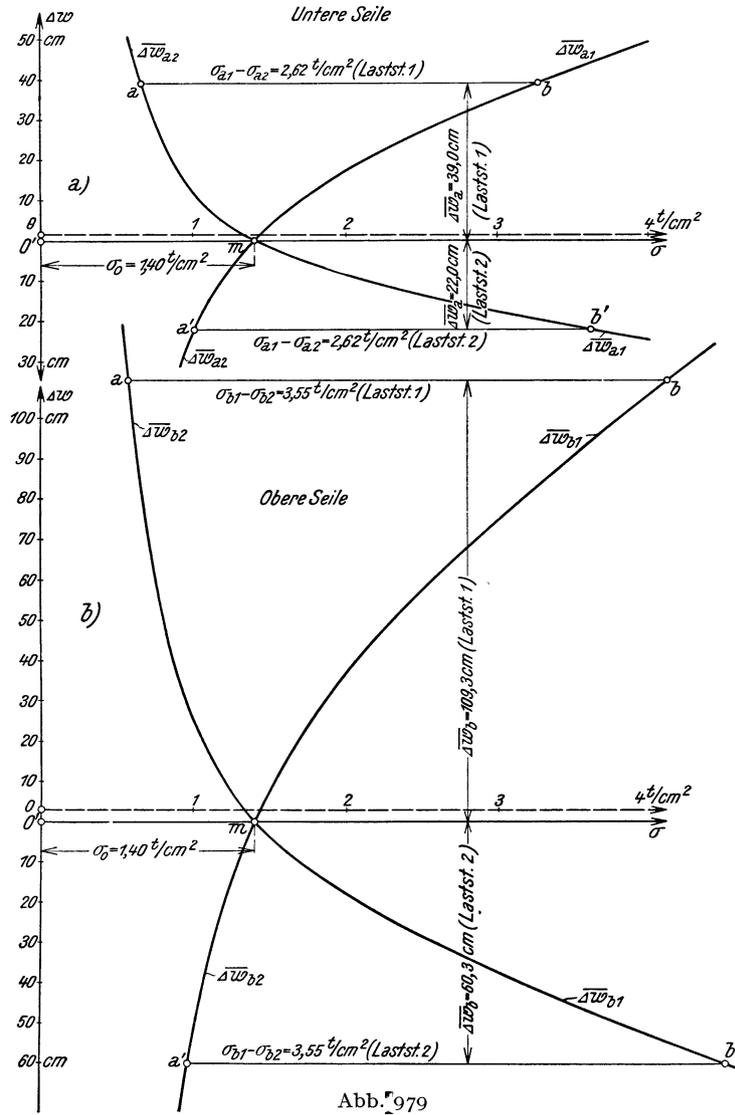


Abb. 979

$$\Delta w_b = \frac{W_b}{T_b} = \frac{w(l+c)^2}{2lT_b} + \frac{M_a}{lT_b}$$

und damit

$$2 \Delta w_a - \Delta w_b = -\frac{M_a}{l} \left( \frac{4}{T_a} + \frac{1}{T_b} \right) + \frac{w}{2l} \left[ \frac{2(2l^2 - c^2)}{T_a} - \frac{(l+c)^2}{T_b} \right] \dots (c)$$

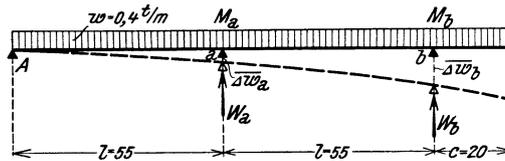


Abb. 980

Führt man diesen Ausdruck in Gl. (a) ein, so erhält man schließlich

$$4 M_a + \frac{6 E J}{l^2} \frac{M_a}{l} \left( \frac{4}{T_a} + \frac{1}{T_b} \right) = -\frac{w}{2} (l^2 - c^2) + \frac{6 E J}{l^2} \frac{w}{2l} \left[ \frac{2(2l^2 - c^2)}{T_a} - \frac{(l+c)^2}{T_b} \right]$$

oder

$$M_a = \frac{w}{2} \frac{-(l^2 - c^2) + \frac{6 E J}{l^3} \left[ \frac{2(2l^2 - c^2)}{T_a} - \frac{(l+c)^2}{T_b} \right]}{4 + \frac{6 E J}{l^3} \left( \frac{4}{T_a} + \frac{1}{T_b} \right)}$$

Die Einführung der oben angeführten und berechneten Zahlenwerte in m und t ergibt zunächst

$$\frac{6 E J}{l^3} = \frac{6 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0,03}{55^3} = 22,7 \text{ t/m.}$$

Weiters findet man für Laststellung 1:

$$M_a = \frac{0,4}{2} \frac{-(55^2 - 20^2) + 22,7 \left[ \frac{2(2 \cdot 55^2 - 20^2)}{56} - \frac{75^2}{19} \right]}{4 + 22,7 \left( \frac{4}{56} + \frac{1}{19} \right)} = -140,0 \text{ mt.}$$

Sonach sind, wenn wir die so erhaltenen ersten Näherungswerte der Auflagerkräfte mit  $W_a'$  und  $W_b'$  bezeichnen, gemäß Gl. (b)

$$W_a' = \frac{0,4}{110} (2 \cdot 55^2 - 20^2) + \frac{2 \cdot 140,0}{55} = 20,54 + 5,09 = 25,63 \text{ t,}$$

$$W_b' = \frac{0,4 \cdot 75^2}{110} - \frac{140,0}{55} = 20,45 - 2,55 = 17,90 \text{ t.}$$

Für die Laststellung 2:

$$M_a = \frac{0,4}{2} \frac{-(55^2 - 20^2) + 22,7 \left[ \frac{2(2 \cdot 55^2 - 20^2)}{100} - \frac{75^2}{34} \right]}{4 + 22,7 \left( \frac{4}{100} + \frac{1}{34} \right)} = -137,0 \text{ tm,}$$

$$W_a' = 20,54 + \frac{2 \cdot 137,0}{55} = 25,53 \text{ mt,}$$

$$W_b' = 20,45 - \frac{137,0}{55} = 17,96 \text{ mt.}$$

Benützt man diese ersten Näherungswerte, um mit Hilfe der  $\overline{\Delta w}$ -Linien der Abb. 979 auf gleichem Wege wie vor einen richtigeren Wert für die Verschiebungen  $\overline{\Delta w}$  und mit diesen einen besseren Wert für die Bettungsziffern  $T$  zu bestimmen, so erhält man (wir geben nur die Ergebnisse an) die folgenden Bettungsziffern:

$$\text{Für Laststellung 1: } T_a = 56,9 \text{ t/m, } T_b = 18,3 \text{ t/m,}$$

$$\text{für Laststellung 2: } T_a = 100,7 \text{ t/m, } T_b = 33,0 \text{ t/m.}$$

Berechnet man neuerdings  $M_a$  nach Gl. (c), so erhält man hierfür:

$$\text{Für Laststellung 1: } M_a = 149,0 \text{ mt,}$$

$$\text{für Laststellung 2: } M_a = 143,0 \text{ mt,}$$

sowie die Auflagerdrücke:

$$\text{Laststellung 1: } W_a = 25,96 \text{ t. } W_b = 17,83 \text{ t,}$$

$$\text{Laststellung 2: } W_a = 25,74 \text{ t. } W_b = 17,96 \text{ t.}$$

Die Unterschiede gegen die oben erhaltenen ersten Näherungswerte der  $W$  sind gering, so daß auch die zuletzt erhaltenen  $T$ -Werte und mit ihnen die zuletzt berechneten Momente  $M_a$  als genügend genau zu erachten sind.

## 108. Die bauliche Gestaltung der Funktürme

Grundsätzlich neue konstruktive Aufgaben treten dem Stahlbauer bei der Ausführung der Funktürme nur bei der Gestaltung der Fußlagerung, beim Seilanschluß und bei der Seilverankerung abgespannter Masten einerseits, sowie bei der Verankerung eingespannter Türme entgegen. Die Besonderheiten entstehen hauptsächlich durch die Forderung der Isolierung gegen elektrische Ströme. Im nachfolgenden werden als Beispiele die Ausführung eines eingespannten Turmes und eines abgespannten Mastes vorgeführt.



a) Eingespannter Funkturm von 85 m Höhe<sup>1)</sup>

Der vierseitige 85 m hohe Turm, der in der Übersicht und in den wichtigsten Einzelheiten in Abb. 981 veranschaulicht ist, hat eine Aufstandbreite von 12 m, d. i. rd.  $\frac{1}{7}$  der Höhe und eine obere Breite von 1,0 m. Die Verjüngung der Mastbreite erfolgte nach einer quadratischen Parabel, wobei die Knickpunkte der Gurtachsen in die Knotenpunkte verlegt wurden. Das Ausfachungssystem ist aus der Übersicht in Abb. 981 zu entnehmen. Eine Leiter, die durch zwei Zwischenpodeste unterbrochen ist, und bis zu dem an der Mastspitze angebrachten Umgang führt, ermöglicht die Besteigung des Mastes.

Die vier Gurte bestehen aus je zwei über Eck gestellten Winkelleisen 160.160.15 im untersten Schuß. Nach oben zu nehmen die Querschnitte bis auf 2 L 60.60.6 ab. Die Gurtstöße liegen immer knapp oberhalb des Gurtknickes. Das unterste Feld ist portalartig ausgefacht. Die Strebenkreuze zeigen in den untersten drei Feldern Stäbe aus zwei Winkeln  $\nabla$ , in den übrigen Feldern aus je einem Winkel. Der unterste Teil des Mastfachwerkes ist in Abb. 981 in den Einzelheiten dargestellt. Die Ebenen, in denen Horizontalverbände angeordnet wurden, gehen aus der Übersichtszeichnung hervor. Diese Verbände bestehen aus einem quadratischen Fachwerkrahmen, so daß in der lotrechten Mastachse ein quadratisches Feld offen bleibt, um die Seile, die zum Aufziehen und Herablassen der Antenne dienen und die von Winden bedient werden, die am Mastfuß angebracht sind, ungehindert durchzulassen. Siehe den Grundriß in Abb. 981.

Die Auflagerung und Verankerung der vier Turmschäfte ist in der Abb. 981 ausführlich dargestellt. Der lotrechte Druck wird durch Stahlgußlager mit kugelförmiger Kippfläche unter Zwischenschaltung eines Isolierkörpers J auf eine Stahlgußplatte übertragen, die ihrerseits auf einem aus zwei Trägern I 24 a (österr.) bestehenden Stuhl aufruft, der in dem Fundamentkörper eingelassen ist. Der lotrechte Zug wird durch

<sup>1)</sup> Antennenmaste in Aspern, N.-Ö. Entwurf und Ausführung Waagner-Biro-A. G., Wien.

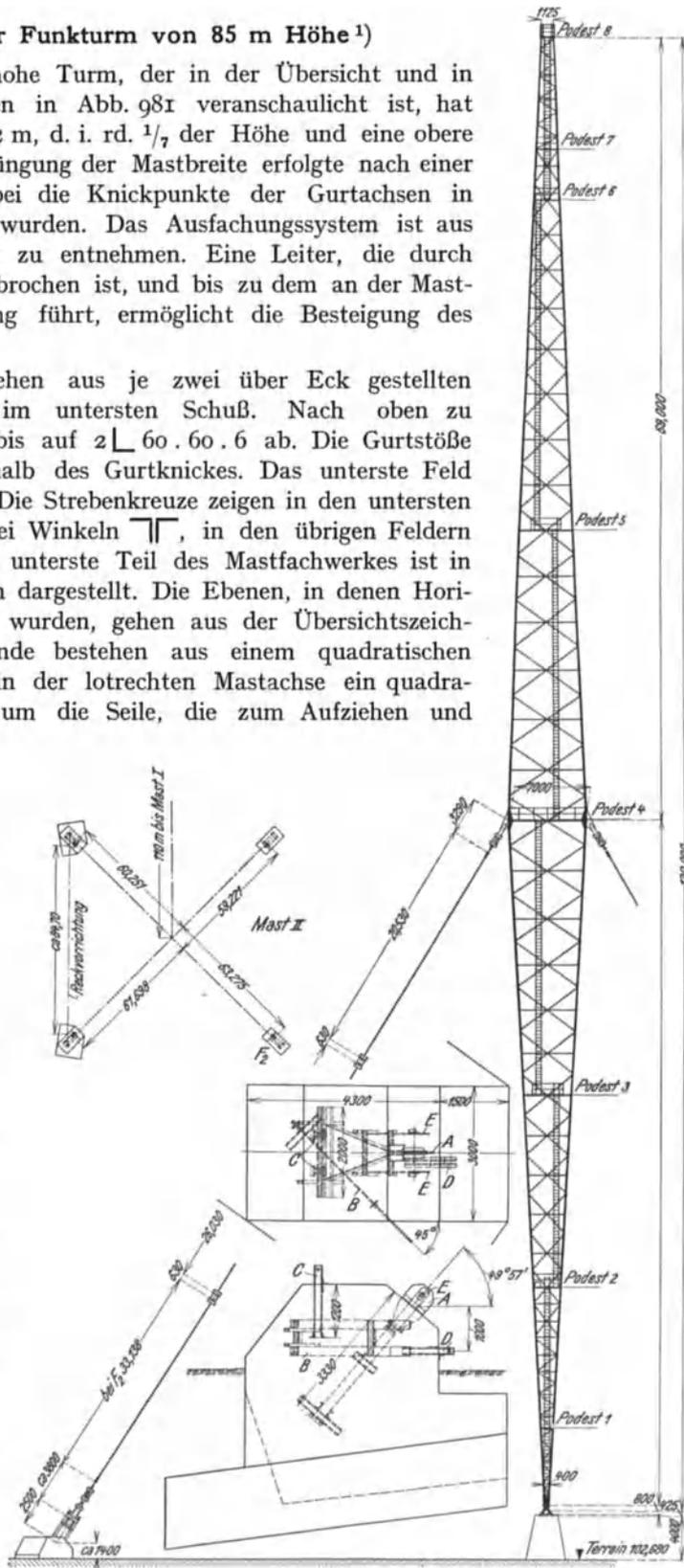


Abb. 982

je zwei Flachstahlanker 160.14 aufgenommen. Diese Anker besitzen am oberen Ende 50 mm breite Schlitzte, in die bei der Aufstellung passende Einsatzstücke mit Keilen eingepreßt wurden, um die Anker anspannen zu können. Nach Vernietung der Ankerflachstähle mit den auf dem Stielfuß aufsitzen den kleinen Querträgern aus  $\square \square$  18, wobei die notwendigen Nietlöcher am Bau gebohrt wurden, wurden die Keile und Einsatzstücke entfernt. Da weder das Drucklager noch die Anker nennenswerte Seitenkräfte aufnehmen können, sind im Fundamentkörper vier Stück Seitenstützen einbetoniert, gegen die sich der Stielfuß unter Zwischenschaltung von Isolierkörper J stützt. Das sichere Anliegen aller vier Stützpunkte wird durch Anziehen der vorgesehenen 2"-Stellschrauben bewirkt, deren Muttergewinde in einem 100 mm starken Einsatzstück eingeschnitten ist, das zwischen den beiden die wagrechte Stützung bildenden  $\square \square$  18 eingienietet ist.

**b) Abgespannter Mast von 130 m Höhe<sup>1)</sup>**

Eine neuartige Mastform ist in der Abb. 982 in der Übersicht dargestellt. Der 130 m

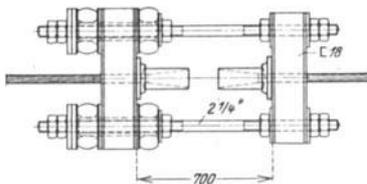


Abb. 983

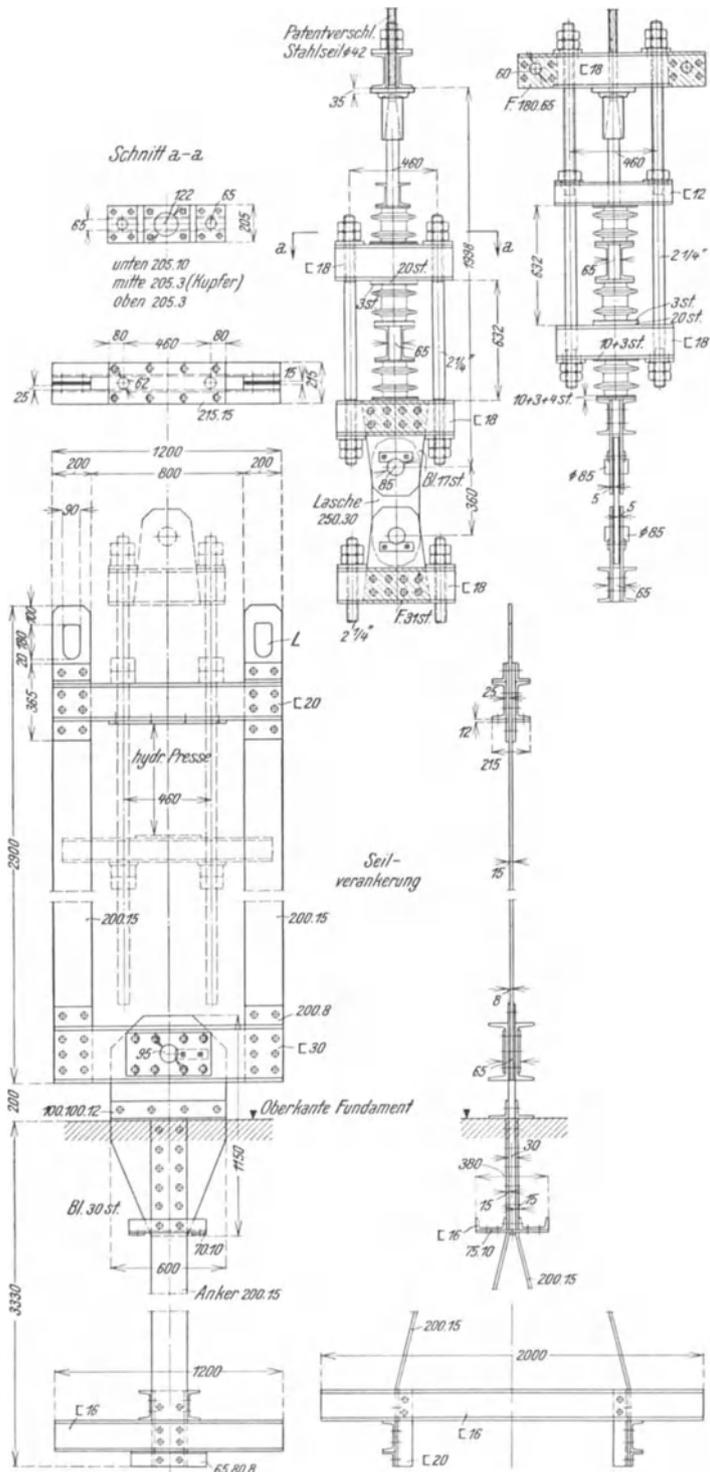


Abb. 984

hohe vierseitige Mast ist in einer Höhe von rd. 62 m über Fundamentoberkante durch vier in den Mastecken angreifende Pardunen abgespannt. Der Mast selbst stellt somit

<sup>1)</sup> Antennenmaste der österr. Radio-Verkehrs A. G. am Bisamberg bei Wien. Entwurf und Ausführung Ig. Gridl, Wien, und Waagner-Biro-A. G., Wien.

einen statisch bestimmt gelagerten Balken mit Kragarm vor. Die vier Wandfachwerke haben 0,40 m Breite am Fuß, 7,00 m Breite in der Höhe der Pardunenbefestigung und verzüngen sich gegen die Spitze wieder auf 0,70 m. Durch ein 15 m langes Mannesmannrohr mit einem 5 m hohen Fußstück kann der Mast bis 150 m Höhe verlängert werden. Die Art der Wandausfachung und die Anordnung von Treppen- und Podestanlagen ist aus der Übersichtszeichnung zu entnehmen. Der Berechnung wurde eine Windbelastung von  $270 \text{ kg/m}^2$  an der Spitze, linear bis auf  $160 \text{ kg/m}^2$  am Fuß abnehmend, zugrunde gelegt. Der Mast ist aus St. 44 hergestellt. Er wurde mit einer zulässigen Beanspruchung von  $1,68 \text{ t/cm}^2$  bemessen.

Die vier Mastschäfte bestehen je aus einem einzigen Winkleisen, dessen Querschnitt zwischen  $160 \cdot 160 \cdot 23$  und  $120 \cdot 120 \cdot 11$  schwankt. Die Streben bestehen durchwegs aus einfachen L-Stäben mit Querschnitten  $90 \cdot 90 \cdot 8$  bis  $55 \cdot 55 \cdot 6$ .

Die rd. 85 m langen Seile sind aus betriebstechnischen Gründen in mehrere durch Isolierrahmen getrennte Abschnitte geteilt. Eine solche Isolierstelle ist in Abb. 983 dargestellt. Sie besteht aus 2 Querriegeln aus je  $\text{C} 18$ , die durch zwei Schraubenspindeln von  $d = 2\frac{1}{4}''$  zusammengehalten sind. Durch Einschaltung von Steatit-Druckkörpern ober- und unterhalb des einen Querriegels ist der Stromübergang von Seilabschnitt zu Seilabschnitt unmöglich gemacht. Der größte Pardunenzug beträgt 48,8 t. Zur Verwendung gelangten patentverschlossene Stahldrahtseile von  $d = 42 \text{ mm}$  Durchmesser,  $F_s = 11,81 \text{ cm}^2$  Querschnitt mit  $\sigma_z = 13 \text{ kg/mm}^2$ .

Die Seilverankerung ist aus Abb. 984 ersichtlich. Zwei Flachstahlanker, die 3,30 m tief in den Grundkörper eingreifen, tragen ein aus dem Fundament herausragendes 30 mm starkes Knotenblech, in das mittels Bolzen  $d = 95 \text{ mm}$  ein aus  $\text{C} 18$ -Querriegeln und Flachstäben  $200 \cdot 15$  bestehender rechteckiger Rahmen eingehängt ist, der als Widerlager für eine hydraulische Pumpe dient, mit der das Seil, das unter Zwischenschaltung von zwei wie Kettenglieder ineinandergreifende Isolierrahmen an zwei langen Schraubenspindeln hängt, angespannt wird. Ist bei der Aufstellung der erforderliche Seildurchhang erzielt, so werden die auf den langen Schraubenspindeln unterhalb des oberen Querriegels des Ankerrahmens befindlichen Muttern festgestellt und die Pumpe entfernt.<sup>1)</sup> Die in dem vorerwähnten Ankerrahmen vorgesehenen großen Ausnehmungen  $L$  sollen zum Einhängen von zwei Hilfsseilen dienen, wenn eine Auswechslung des Seiles notwendig wird.

In Abb. 985 ist der Seilanschluß an den Mastschaft dargestellt. Die Verbindung erfolgt mittels zweier entsprechend abgebogener und zu einem Anschlußblech zusammengenieteter Bleche, an die mittels Bolzen  $d = 85 \text{ mm}$  eine Art kurzer Kettenstab anschließt, der am

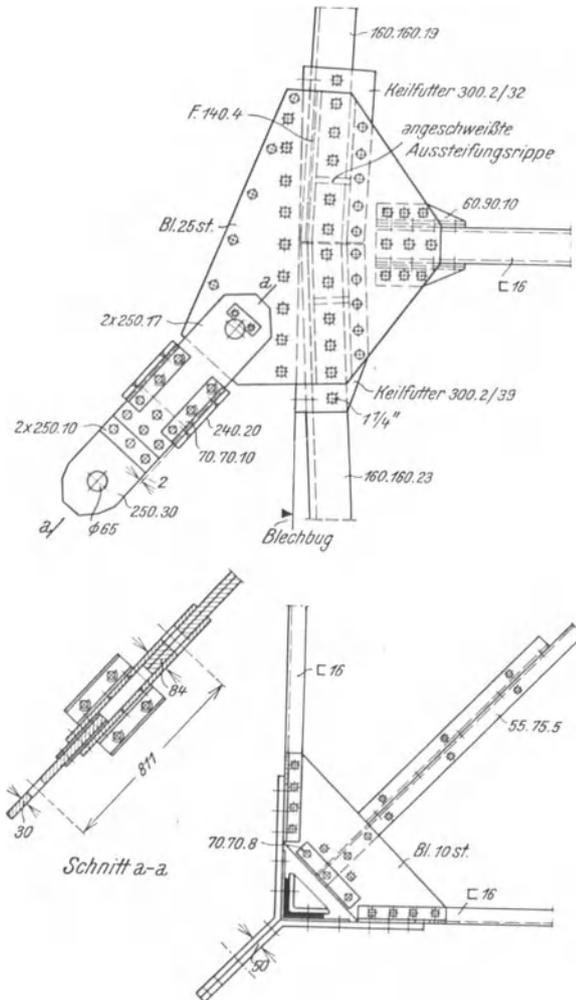


Abb. 985

<sup>1)</sup> In Abb. 984 sind diese Muttern versehentlich oberhalb des Riegels eingezeichnet.

anderen Ende in den Querriegel des obersten Isolierrahmens ebenfalls mittels Bolze befestigt ist. Die Schaftwinkel sind im Bereiche des Seilanschlusses durch angeschweißte dreieckige Schotten versteift.

Das aus Stahlguß bestehende Fußlager des Mastes veranschaulicht Abb. 986. Auf einer kräftigen Stahlgußplatte von 1200 mm Durchmesser erheben sich drei mit ihren Achsen gegen den eigentlichen Lagerpunkt gerichtete Steatit-Druckkörper, die unter Vermittlung von Kugelkalotten aus Stahlguß den Lagerunterteil tragen. Die Berührung zwischen Ober- und Unterteil erfolgt ebenfalls in Kugelflächen.

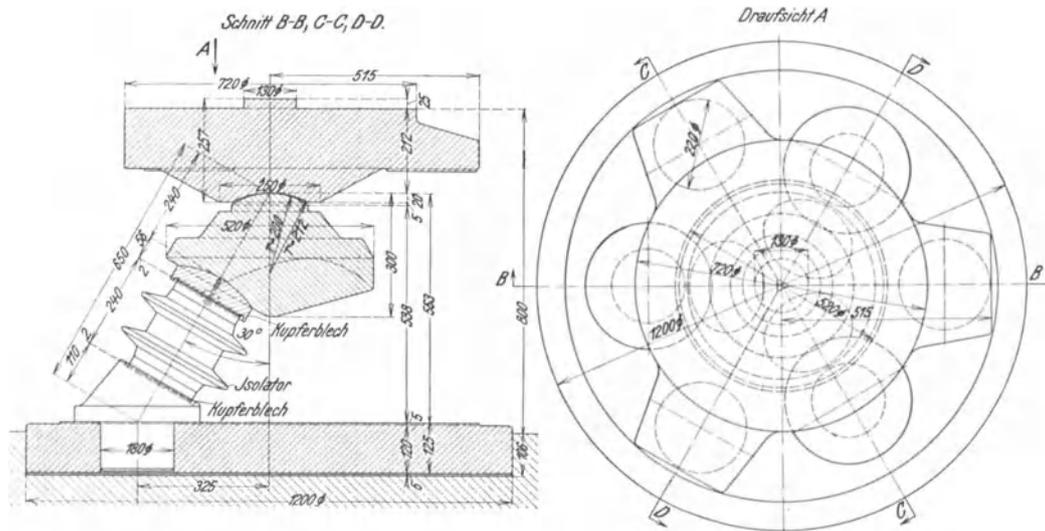


Abb. 986

Die Stahlseile wurden unmittelbar vor der Einbringung an Ort und Stelle mit der 1,35fachen Nutzlast gereckt, um bleibende Dehnungen im Bereiche der Nutzlast auszuschalten. Zu diesem Ende wurden in zwei von den vier Fundamenten wagrechte über Flur befindliche Ankerstäbe eingebaut, an die das mit allen End- und Zwischenrahmen versehene Seil angehängt und mittels einer hydraulischen Pumpe schrittweise angespannt wurde. Siehe Abb. 982. Dieser Vorgang wurde mehrfach wiederholt, bis sich keine bleibenden Dehnungen zeigten. Der Elastizitätsmodul der gereckten Seile wurde zu  $1,6 \text{ t/cm}^2$  festgestellt.

Die nach dem im ersten Band angegebenen Verfahren berechnete Eigenschwingungszahl des Mastes wurde ohne Berücksichtigung der Verlängerung des Mastes durch ein 15 m langes Rohr an der Spitze zu  $n = 36$  Schwingungen für 1 min festgestellt.

#### Literatur zum elften Abschnitt.

- Czech, F.: Der Funkturm in Berlin, Bauing. 1926.  
 Junge, A.: Studien über Konstruktion und Berechnung durch Windkabeln versteifter Funktürme, Bauing. 1926.  
 Seidemann, L.: Die Funktürme der Flughafenfunkstelle in Köln-Niehl, Bautechnik 1928.  
 Rohnstadt, E.: Stählerne Funkturmbauten der Firma I. Gollnow & Sohn zu Stettin, Stahlbau 1928.  
 Kammüller, Dr.-Ing.: Die Beanspruchung der Leitungsmasten bei Seilriß, Stahlbau 1928.  
 Stürzenegger, P.: Die Formgebung stählerner Tragwerke für Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie, Stahlbau 1928.  
 Derselbe: Maste und Türme in Stahl. Berlin 1929.  
 Herbst, Dr.-Ing. Die neuen Funktürme von Norddeich, Stahlbau 1929.  
 Schumde, H.: Stahlgittermaste für eine 60-KV-Leitung, Stahlbau 1930.  
 Schultz, E.: Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen, Stahlbau 1930.  
 Faure, K.: Berechnung abgespannter Funkmaste, Bautechnik 1931.  
 Taenzer, W.: Eiserne Gittermaste für Starkstromfreileitungen. Berlin 1930.

# Anhang

## Zum Stabilitätsproblem des I-förmigen Stabes

Das Problem der Stabilität des an beiden Enden durch ein Moment  $M$  belasteten Stabes, der gleichzeitig unter der Wirkung einer Längskraft  $N$  steht, wurde für den Stab mit einfachem Rechteckquerschnitt von Timoschenko behandelt.<sup>1)</sup> Im folgenden soll nun die gleiche Kippaufgabe für den im Stahlbau wichtigen Stab mit I-Querschnitt unter der Voraussetzung behandelt werden, daß der Stab nur eine durch den Steg gehende Symmetrieachse besitze, die Gurte also im allgemeinen verschiedenen Querschnitt haben. Obwohl eine unmittelbare Aufstellung der Differentialgleichung des Problems keineswegs schwierig ist, benützen wir hier der einfachen Darstellung wegen ein oft verwendetes Minimumprinzip, um zur gesuchten Differentialgleichung zu gelangen.

Ein I-förmiger Stab, dessen Querschnitt in Abb. 987 dargestellt ist, sei durch eine Längskraft  $N$  und durch die gleichgerichteten Endmomente  $M$  belastet, deren Ebene mit der Ebene des Steges zusammenfällt. Positive Momente erzeugen in Gurt 1 Druck. Seitlichen Verformungen, d. s. Verbiegungen in der Richtung der  $y$ -Achse, gegenüber, ver-

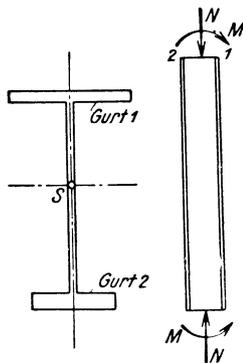


Abb. 987

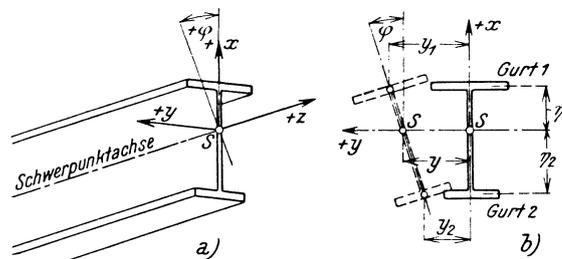


Abb. 988

hält sich der Stab wie ein an den Enden frei drehbar gelagerter Balken. Die Endquerschnitte sind gegen Verdrehung in ihrer Ebene gesichert. Bezeichnet  $A_a$  die Arbeit der äußeren Kräfte,  $A_i$  die der inneren Kräfte, so gilt für die Stabilitätsgrenze die Bedingung

$$\delta (A_a - A_i) = 0.$$

Wir benützen ein rechtwinkeliges, rechtshändiges Koordinatensystem, dessen  $z$ -Achse mit der Tangente an die verformte Stabschwerachse zusammenfällt. Die  $x$ -Achse liege in der Stegebene, die  $y$ -Achse stehe senkrecht dazu, (Abb. 988 a). Bei der Verformung im Augenblick des Auskippens verschiebt sich der Querschnittsschwerpunkt um  $y$ , wobei sich der ganze Querschnitt um den Winkel  $\varphi$  dreht.  $\varphi$  wird positiv gezählt, wenn die Drehung von der positiven  $x$ -Achse zur positiven  $y$ -Achse erfolgt. Der Gurt 1 verschiebt sich, wenn man Abb. 988 b) betrachtet, um

<sup>1)</sup> Timoschenko, S.: Sur la stabilité des Systèmes élastiques. Annales des Ponts et Chaussées, 1913.

der Gurt 2 um

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= y + \eta_1 \varphi, \\ y_2 &= y - \eta_2 \varphi. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

Ist  $B_1 = E_1 J_1$  die Seitensteifigkeit des Gurtes 1,  $B_2 = E_2 J_2$  die des Gurtes 2,  $D = G J_d$  die Drillungssteifigkeit des Gesamtquerschnittes, so gilt, wenn man die äußerst geringe seitliche Steifigkeit des Steges vernachlässigt, für die innere Arbeit  $A_i$  beim Kippvorgang der Ausdruck

$$A_i = \frac{1}{2} \int [B_1 y_1''^2 + B_2 y_2''^2 + D \varphi'^2] dz, \quad y'' = \frac{d^2 y}{dz^2}; \quad \varphi' = \frac{d\varphi}{dz}$$

und nach Einführung der Gl. (1)

$$A_i = \frac{1}{2} \int [(B_1 + B_2) y''^2 + 2 y'' \varphi'' (B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) + \varphi''^2 (B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2) + D \varphi'^2] dz \dots (2)$$

Die Momente  $M$  und Normalkräfte  $N$  denken wir uns in den Endquerschnitten des Stabes durch Schnittkräfte  $\sigma$  erzeugt, die über dem Querschnitt gemäß Abb. 989 verteilt sind. Der gleiche Spannungszustand herrscht dann auch in allen anderen Stabquerschnitten. Zwischen  $\sigma$ ,  $M$  und  $N$  besteht die Beziehung

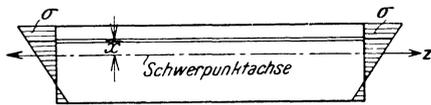


Abb. 989

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{J_y} x$$

wobei  $F$  die Fläche,  $J_y$  das Trägheitsmoment des Stabquerschnittes bezogen auf die Achse  $y-y$  bedeuten. Eine Längsfaser des Stabes, die den Abstand  $x$  von der Stabschwerachse hat, ändert im Augenblick des Auskippens, d. i. bei seitlichem Ausweichen um  $y$  und Verdrehen um  $\varphi$ , ihre Länge um

$$\Delta l = \frac{1}{2} \int (y' + x \varphi')^2 dz.$$

Die gesamte Arbeit der äußeren Kräfte ist daher

$$A_a = \int_F \sigma \Delta l dF = \frac{1}{2} \int_F \left( \frac{N}{F} + \frac{M}{J_y} x \right) (y' + x \varphi')^2 dF dz.$$

Führt man zunächst die Integration über  $F$  aus, so erhält man, wenn man beachtet, daß

$$\int dF = F, \quad \int x dF = 0, \quad \int x^2 dF = J_y$$

und mit den abkürzenden Bezeichnungen

$$\Delta_1 = \frac{J_y}{F}, \quad \Delta_2 = \frac{1}{J_y} \int x^3 dF$$

$$A_a = \frac{1}{2} \int [N (y'^2 + \Delta_1 \varphi'^2) + M (2 y' \varphi' + \Delta_2 \varphi'^2)] dz \dots (3)$$

Aus  $J = A_a - A_i$  gelangt man zur Stabilitätsbedingung

$$\delta J = 0$$

oder

$$\delta J = \delta \frac{1}{2} \int [(B_1 + B_2) y''^2 + 2 (B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) y'' \varphi'' + (B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2) \varphi''^2 + D \varphi'^2 - N (y'^2 + \Delta_1 \varphi'^2) - M (2 y' \varphi' + \Delta_2 \varphi'^2)] dz.$$

Die Durchführung der Variation liefert die beiden Differentialgleichungen vierter Ordnung

$$(B_1 + B_2) y^{IV} + (B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) \varphi^{IV} + N y'' + M \varphi'' = 0$$

$$(B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) y^{IV} + (B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2) \varphi^{IV} - D \varphi'' + N \Delta_1 \varphi'' + M (y' + \Delta_2 \varphi'') = 0.$$

Die Lösung dieser Gleichungen, die auch die Randbedingungen für freies Drehen um die  $x$ -Achse der Endquerschnitte erfüllt, lautet

$$y = C_1 \sin \frac{k \pi z}{l}, \quad \varphi = C_2 \sin \frac{k \pi z}{l}, \dots \dots \dots (4)$$

wobei  $k$  eine ganze Zahl ist. Führt man die Ansätze (4) in die beiden Differentialgleichungen ein, so erhält man für die Konstanten  $C_1$  und  $C_2$  die homogenen Gleichungen

$$C_1 \left[ (B_1 + B_2) \frac{k^2 \pi^2}{l^2} - N_1 \right] + C_2 \left[ (B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) \frac{k^2 \pi^2}{l^2} - M \right] = 0,$$

$$C_1 \left[ (B_1 \eta_1 - B_2 \eta_2) \frac{k^2 \pi^2}{l^2} - M \right] + C_2 \left[ (B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2) \frac{k^2 \pi^2}{l^2} + D - \Delta_1 N - \Delta_2 M \right] = 0,$$

deren Null gesetzte Determinante die Bedingung für das Eintreten des unsicheren Gleichgewichtes liefert. Der erste und maßgebende kritische Wert von  $M$  und  $N$  wird daraus erhalten, wenn man  $k = 1$  setzt. Man erhält so die Kippbedingung

$$\left( B_1 + B_2 - N \frac{l^2}{\pi^2} \right) \left[ (B_1 \eta_1^2 + B_2 \eta_2^2) + \frac{l^2}{\pi^2} (D - \Delta_1 N - \Delta_2 M) \right] - \left[ -B_1 \eta_1 + B_2 \eta_2 + M \frac{l^2}{\pi^2} \right]^2 = 0 \dots \dots \dots (5)$$

Mit Gl. (5) ist die gestellte Aufgabe für den Fall, daß in keinem der beiden Gurte vor Eintritt des unsicheren Gleichgewichtszustandes die Elastizitätsgrenze überschritten wird, streng gelöst. Da wir aber bei der Aufstellung der inneren Arbeit verschiedene Elastizitätszahlen in den beiden Gurten angenommen haben, so kann Gl. (5) auch als Annäherungslösung für jene Fälle benützt werden, wo in einem oder in beiden Gurten die Elastizitätsgrenze überschritten erscheint, wenn ein der Gurtspannung an der Stabilitätsgrenze entsprechender Elastizitätsmodul in die Rechnung eingeführt wird.<sup>1)</sup>

Die in der Klammer neben  $D$  stehenden Glieder  $\Delta_1 N$  und  $\Delta_2 M$  sind auf das Ergebnis im allgemeinen von geringem Einfluß und nimmt ihre Bedeutung noch mehr ab, wenn das Auskippen im unelastischen Bereich erfolgt. Um daher für die praktische Anwendung zu einer tunlichst einfachen Formel zu gelangen, empfiehlt es sich, diese beiden Glieder zu unterdrücken, so daß diese Gleichung die Form der Gl. (37) in Absatz 73 c) annimmt.  $\Delta_2 M$  wird Null, wenn der Stabquerschnitt auch gegenüber  $y - y$  symmetrisch ist. Eine für die praktische Anwendung zweckmäßige Umformung der vereinfachten Gl. (5) wurde bereits in Absatz 73 c) dargelegt.

Im Anschluß an die obigen Entwicklungen möge noch der Sonderfall erörtert werden, daß der eine Stabgurt entlang der ganzen Stablänge gegen seitliches Verschieben festgehalten ist, ohne aber an der Drehung verhindert zu sein. Diese Stützung des einen Gurtes ist annähernd auch dann verwirklicht, wenn nur einzelne Zwischenpunkte, die genügend dicht liegen, festgehalten sind. Dieser Fall kommt z. B. bei langen Binderriegeln, auf deren Obergurt Pfetten in genügend dichter Anordnung aufliegen, in Frage, wobei angenommen wird, daß der Untergurt des Riegels außer an den Endpunkten des in Betracht gezogenen Abschnittes gegen seitliches Ausweichen nicht gesichert ist.

Aus der Abb. 990 geht zunächst die einfache Beziehung

$$y = \eta_2 \varphi \dots \dots \dots (6)$$

hervor, die jetzt an Stelle der Gl. (1) auf S. 926 tritt. Man könnte nun unter Benützung der Gl. (6) ähnlich wie vor  $A_a$  und  $A_i$  aufstellen und die Variation  $\delta J$  berechnen. Wir schlagen aber unter Benützung des oben bereits dargestellten Integrals  $J = A_a - A_i$  einen etwas kürzeren Weg ein. Wir ermitteln

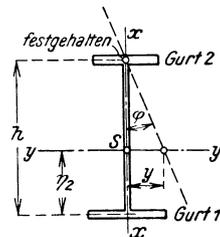


Abb. 990

<sup>1)</sup> Dieser Elastizitätsmodul ist, wie in Absatz 73 c) dargelegt, identisch mit dem Kármánschen Knickmodul.

die Kippbedingung aus dem Satz, daß das oben berechnete Integral  $J$  unter der Nebenbedingung (6) zu einem Extrem werden soll. Wir beseitigen daher aus dem Integral  $J$  durch die Beziehung  $y = \eta_2 \varphi$  die Variable  $\varphi$  und erhalten

$$J = \frac{1}{2} \int \left\{ \frac{B_1 h^2}{\eta_2^2} y''^2 + \left[ \frac{D}{\eta_2^2} - N \left( 1 + \frac{\Delta_1}{\eta_1^2} \right) - M \left( \frac{2}{\eta_2} + \frac{\Delta_2}{\eta_2^2} \right) \right] y'^2 \right\} dz$$

Die Variation nach  $y$  liefert schließlich die Differentialgleichung

$$B_1 h^2 y^{IV} + [N (\eta_2^2 + \Delta_1) + M (2 \eta_2 + \Delta_2) - D] y'' = 0 \dots \dots (7)$$

aus der nach Einführung der Lösung

$$y = C \sin \frac{k \pi x}{l}$$

mit  $k = 1$  die Kippbedingung

$$B_1 \frac{h^2 \pi^2}{l^2} + D - N (\eta_2^2 + \Delta_1) - M (2 \eta_2 + \Delta_2) = 0 \dots \dots (8)$$

hervorgeht.

Bei der Anwendung dieser Gleichung ist zu beachten, daß die Glieder  $\Delta_1$  und  $\Delta_2$  hier von größerem Einfluß sind als in Gl. (5), weshalb sie nicht vernachlässigt werden dürfen. Durch die Festhaltung des einen Gurtes wird, wie die Anwendung der Formel (8) auf praktische Fälle gezeigt hat, die Knicksicherheit des freien Gurtes gegen seitliches Ausweichen, nennenswert erhöht.

## Namen- und Sachverzeichnis

- Abgespannte Maste, Berechnung 902  
 Abspannmaste 872  
 Abspannseile, s. Pardunen  
 Anfallwinkel des Windes 24  
 Anker eingespannter Stützen 678  
 Ankerlänge 689  
 Anordnung der Niete 458  
 — der Fachwerkwände 728  
 Anschluß der Gurtplatten bei geschweißten Trägern 506  
 Anschlußniete zwischen Knotenblech und Gurt 613  
 Anschlußschrauben bei Trägerverbindungen 485  
 Arbeitsfestigkeit 46  
 Aufhängung der Walzträgerpfetten 598  
 Auflagerknotenpunkte von Balkenbindern 624  
 Auflagerpunkte von Fachwerkrahmenbindern 627  
 — von Rahmenbindern 665  
 Auflagerung auf Trägern 481  
 — von Trägern auf Stegplatten 488  
 — der Kranbahnen 720  
 — der Wandstiele 734  
 Aufhängungen der Kranbahnen 722  
 Ausbeulen der Platten 188  
 — der Stegbleche gebogener Träger 193  
 Ausführung der Pfetten 593  
 Auslegerlaufkrane 21  
 Ausmittig gedrückte Stäbe 146  
  
 Bach 79  
 Balken, einseitig eingespannter (Formeln) 209  
 — freiaufliegend (Formeln) 210  
 — mit Kragarmen (Formeln) 213  
 — mit Kragarmen (parabelförmig) 215  
 — einseitig eingespannt und Pendelstütze (Formeln) 216  
 — beiderseits eingespannter (Formeln) 217  
 — unterspannte 251  
  
 Balkenbinder, Auflagerknotenpunkte 624  
 Balkenträger über einer Öffnung 206  
 — (Durchbiegung) 207  
 Balkenträger 379  
 Bauliche Ausbildung der Kranbahnen 719  
 — Einzelheiten der Stützen 692  
 — Gestaltung der Fachwerke 599  
 — — der Raumtragwerke 848  
 — — der Leitungsmaste 894  
 — — Der Funktürme 914  
 Bauschinger 45, 46  
 Baustoffe, Eigengewichte 3  
 Bauteile, Eigengewichte 4  
 — gedrückte 66  
 — gezogene 66  
 Beanspruchung, zulässige 52  
 — infolge periodisch veränderlicher Belastung 436  
 Beiderseits eingespannter Balken (Formeln) 217  
 Belastung, wiederholte, bei begrenzter Formänderung 49  
 Belastungen, außerordentliche 53  
 — der Kranbahnen 698  
 — von Kuppel- und Turmdächer 843  
 — s. a. Krane, Schneebelastung, Winddruck, Leitungsmaste, Funktürme  
 Beleuchtungsverhältnis 560  
 Beltrami 62  
 Bemessung, elastisch-plastisches Verhalten des Baustahls 396  
 — genietet Träger 501  
 — der Zugstäbe bei Fachwerkbindern 616  
 — der Druckstäbe bei Fachwerkbindern 617  
 — des Stützenfußes und der Anker 678  
 — der Fußplatten eingespannter Stützen 682  
 Berechnung der Niet- und Schraubenverbindungen 453  
 — der Schweißverbindungen 466  
 — genietet Träger 501  
 — geschweißter Träger 505  
  
 Berechnung der Längsnähte bei geschweißten Trägern 506  
 — der Stützen in Stahlgeschossbauten 508  
 — der Streben in Wandfachwerken 532  
 — der Stielkräfte in Wandfachwerken 533  
 — der Stützen 668  
 — der Stützenfundamente 690  
 — der Kranbahnen 698, 706  
 — der Fachwerkwände 731  
 — Leitungsmaste 871, 874  
 — Mastfundamente 878  
 — der Funktürme 902  
 — abgespannter Maste 902  
 Berechnungsformeln von Tetmajer 133  
 Bestimmung des Erddruckes, zeichnerische 29  
 Biegung gerader Stäbe 71  
 — schlanker Stäbe 90  
 Biegemomente in den Gurten der Fachwerkträger 617, 714  
 Bimsbeton 7  
 Bimsbetonplatten 7  
 — Abmessungen und Bewehrung 575  
 Bindebleche, Bemessung 158  
 — bei Schweißverbindungen 475  
 Bindeblechentfernungen 166  
 Binder, Belastung 614  
 — s. Fachwerkbinder, Rahmenbinder  
 Binderecke 657  
 Bleich, F. 174, 178, 184, 298, 301, 328, 404, 605  
 Bleich, H. 644  
 Bleich-Melan 172, 174  
 Bodendruck in Silozellen 36  
 Böschungswinkel 33  
 Bogen mit Kämpfergelenken 260  
 — auskragender 384  
 Bogenbinder, Fußlager 631  
 Bollenrath 194  
 Bruchdehnung 44  
 Brunner 148  
 Bryan 189  
  
 Christiani 600  
 Chrom-Kupferstahl 44

- Chwalla 147  
 Clapeyron 60  
 Clebsch 60  
 Coulomb 61  
 Coulombsche Erddrucktheorie 28  
  
 Dacheindeckungen, Eigengewichte 9  
 Dachhaut 572  
 Dachpfetten 586  
 Dachtragwerke, räumliche 801  
 David 577  
 Decken, in Stahlgeschoßbauten 529  
 Deckenplatten in Stahlgeschoßbauten 529  
 Deckung des Stegbleches bei genieteten Trägern 504  
 Dehnung einer Nietverbindung 451  
 Demag-Züge 14  
 Differentialgleichung der Transversalschwingungen 413  
 Dreigelenkbogen 257  
 — mit oberem Zugband (Fachwerk) 391  
 Dreigelenkrahmen mit Zugband im Riegel 274  
 — symmetrischer, mit mittlerer Pendelstütze 303  
 Dreischiffige Hallen 567  
 Drillungswiderstand 101  
 Druck (Festigkeit) 42  
 Druckstäbe, Ausbeulen der Wände 192  
 — Bemessung 617  
 — s. a. Stäbe, Rahmenstäbe  
 Durchbiegung des einfachen Balkens 206  
 — der Gerberträger 223  
 — des durchlaufenden Balkens 228  
 Durchlaufender Balken mit Gelenken (Theorie) 219  
 — — ohne Gelenke (Theorie) 224  
 — — Stützenmomente 224  
 — — Feldmomente 228  
 — — Querkräfte 228  
 — — Stützendrücke 228  
 — — Durchbiegungen 228  
 — — mit Dreiecksbelastung 229  
 — — mit gleichmäßig verteilter Vollbelastung 229  
 — — mit gleichförmig verteilter Belastung 230  
 — — mit gleich. Feldweiten 232  
 — — mit Kragarmlasten 237  
 — — Einflußlinien 239  
 — — mit abwechselnden Feldweiten 242  
 — — mit veränderlichem Querschnitt 245  
  
 Durchlaufender Balken mit Kopfstreben 248  
 — — mit Gelenken, Kranbahnen 708  
 — — ohne Gelenke, Kranbahnen 711  
 Durchlaufende Fachwerkbalken 393  
 Durchlaufende Pfetten, Stoßdeckung 589, 596  
  
 Eckmaste 872  
 Eigenfrequenz 416  
 Eigenfunktionen 415  
 Eigengewichte der Baustoffe 3  
 — von Bauteilen 4  
 Eigengewichtsangaben, ergänzende 6  
 Eigenschwingungen 414  
 — ebener Tragwerke 421  
 — von Fachwerken 421  
 — von Rahmentragwerken 431  
 — in Rahmentragwerken, genaue Ermittlung 440  
 Eigenschwingungszahl 416  
 Eigenwerte 415  
 Einbrandtiefe 464  
 Einflußlinien d. Stützenmomente des durchlaufenden Balkens 226.  
 — für durchlaufende Balken 239  
 Einflußlinie H für unterspannte Träger 253  
 Eingepaßte Schrauben 455  
 Eingespannter Balken mit Pendelstütze (Formeln) 216  
 Eingespannte Rahmen mit einer Öffnung 277  
 Einheitsgewichte 33  
 Einhüftiger Rahmen, einerseits eingespannt, andererseits beweglich gelagert 278  
 — — einerseits fest eingespannt, andererseits gelenkig gelagert 279  
 Einseitig gedrückte Stäbe 146  
 Einspannung der Stabenden bei Knickung 132  
 Einschiffige Hallen 562  
 Einzelheiten der Fachwerkwände 734  
 Eisbelastung der Seile 874  
 Eisenbetonplatten auf Stahlpfetten 573  
 Elastische Linie 72  
 Elastisch-plastisches Verhalten des Baustahls, Bemessung 396  
 Elastizitätsbereich 43  
 Elastizitätsgrenze 42  
 Elastizitätsmodul 44  
 — der Schweißnähte 465  
 Elektrolaufkatzen 14  
  
 Emperger 151  
 Endmaste 872  
 Energiebedarf von Arbeitsmaschinen 40  
 Engesser 125  
 Engesserformeln 156  
 Engesser-Kármán-Formel 130  
 Erddruck 25  
 — zeichnerische Bestimmung 29  
 — rechnerische Ermittlung 30  
 — Verteilung 32  
 Erddrucktheorie 28  
 Ermittlung des Erddruckes, rechnerische 30  
 Ermüdung 46  
 Erzwungene Schwingungen biegesteifer Träger 417  
 — — in Fachwerken 437  
 — — in Rahmentragwerken 439  
 — — in Rahmentragwerken, genaue Ermittlung 440  
 Eternitwellplatten 578  
 Euler 125  
 Euler-Tetmajer-Formel 135  
 Exzentrizität des Kraftangriffes bei Knickung 133  
  
 Fachwerk einfachster Art 806  
 Fachwerkbalken, durchlaufende 393  
 Fachwerkbinder, Eisengewichte 2  
 — Berechnung und Bemessung 614  
 — Stabquerschnitte 615  
 — querbelastete Stäbe 617  
 — bauliche Einzelheiten 623  
 — genietete 623  
 — Lager und Gelenke 629  
 — geschweißte 634  
 Fachwerke mit parallelen wagrechten Gurten 389  
 — statisch unbestimmte 390  
 — bauliche Gestaltung 599  
 — stetig gekrümmte Stäbe 620  
 Fachwerkpfetten, Eisengewichte 2  
 — Berechnung 592  
 — Ausbildung 597  
 Fachwerkpolyeder 811  
 Fachwerkpyramide, offene 826  
 Fachwerkrahmenbinder, Auflagerpunkte 627  
 Fachwerkstäbe, örtliche Biegemomente 617  
 — in Fachwerkbindern 623  
 Fachwerkstützen 670  
 Fachwerkträger 387  
 Fachwerkwände 2, 728  
 — Anordnung 728  
 — Berechnung 731  
 — Einzelheiten 734

- Feldmomente des durchlaufen-  
 den Balkens 228  
 Fenster 739  
 Feste Lager 802  
 Festigkeit von Stumpfnähten 464  
 — von Flankenkehlnähten 465  
 — von Stirnkehlnähten 465  
 Füllunger 185  
 Findeisen 451  
 Firste der Binder 627  
 Flachstahlschiene 719  
 Flächenlager 802  
 Flankennähte 464  
 — Berechnung 466  
 Flechtwerk 802  
 — tonnenförmiges 802  
 — Schwedlerscher Bauart 806  
 — statisch bestimmtes 806  
 — Zimmermannscher Bauart 809  
 Flechtwerkpyramide, ge-  
 schlossene 828  
 Flechtwerktonne 812  
 — Formänderungen 815  
 — mit steifen Ringen 819  
 Fließfiguren 43  
 Fließgrenze 43  
 Föppl 103, 108  
 Formänderungen, bleibende 42  
 — elastische 42  
 — (Elastizitätstheorie) 59  
 Freiaufliegende Balken, Kran-  
 bahnen 706  
 Fritsche 400  
 Funktürme, bauliche Gestaltung  
 919  
 — Belastung 899  
 — zulässige Beanspruchung 900  
 — Berechnung 902  
 Fußbodenbeläge, Eigengewicht 9  
 Fußlager der Bogenbinder 631  
 Fußplatten eingespannter  
 Stützen, Bemessung 678, 682  
  
 Gebogener Stab, Normalspan-  
 nungen 71  
 Gedrückte Bauteile 66  
 Gegliederte Stäbe 151  
 Gehler 69, 644  
 Gelenkausführungen 632  
 Gelenkpfetten 587  
 — Durchbiegung 588  
 Gelochter Querschnitt, Vertei-  
 lung der Spannungen 66  
 Genietete Stützenfüße 516  
 — Träger, Bemessung 501  
 — Vollwandbinder 656  
 Gerade Stäbe, Biegung 71  
 — — Verdrehung 100  
 Geradelinienformel von Tetmajer  
 135  
 Gerbergelenkträger mit gleichen  
 Feldern 220  
 Gerberträger (Theorie) 219  
  
 Gerberträger Durchbiegung 223  
 Geschweißte Fachwerkbinder 634  
 — Stützen 526  
 — Träger, Berechnung 505  
 — — Anschluß der Gurtplatten  
 506  
 — — Berechnung der Längs-  
 nähte 506  
 — — Stegblechstoß 507  
 — — Stoß der Gurtplatten 507  
 Gestaltänderungsarbeit, Hypo-  
 these der konstanten 64  
 Gezogene Bauteile 66  
 Glaseindeckung 580  
 — mit Kittfalz 582  
 — kittlose 585  
 Glassprossen 581  
 Gleichgewichtszustand, insta-  
 biler 124  
 Gleitebene 59  
 Gleitlinie 29  
 Gleitmaß 45, 60  
 Gleitungsbruch 45  
 Gleitwiderstand einer Nietver-  
 bindung 451  
 Gliederung der Hallenbauten,  
 räumliche 561  
 Grashof 61  
 Grenzkurve, Mohrsche 63  
 Grenzzustände, gefährliche 57  
 Grüning 23, 152, 397  
 Grundschwingung 416  
 Gütezahl 44  
 Gurtplattenlänge in genieteten  
 Trägern 89  
  
 Hängeplatten 94  
 Haigh 67  
 Halbrundniete 457  
 Hallen, einschiffige 562  
 — zweischiffige 565  
 — dreischiffige 567  
 — vielschiffige 570  
 Hallenbauten 559  
 — Gliederung 561  
 Hallenstützen 668  
 Handlaufkrane 16  
 Hauptdehnungstheorie 61  
 Hauptebenen 57  
 Hauptschubspannungen 77  
 Hauptspannungen 57  
 Hauptspannungsdifferenz, Theo-  
 rie der größten 61  
 Hauptspannungstheorie 60  
 Hertwig 453  
 Höhn 464  
 Hookesches Gesetz 43, 59  
 Huber 62, 65, 117  
 Hydrodynamisches Gleichnis 102  
 Hypothese der konstanten Ge-  
 staltänderungsarbeit 64  
 Hysteresis, elastische 50  
 Hysteresisschleife 50  
  
 Kabe-Dachplatten 7, 578  
 Kaltreckung 49  
 Kármán 44, 129, 147  
 Kassettenplatten 576  
 Katzensgewichte von Handlauf-  
 kranen 17  
 — für elektrisch betriebene  
 Laufkrane 20  
 Kazinczy 404  
 Kehl Nähte 464  
 Kern 75  
 Kernpunktmomente 76  
 Kernweite 76  
 K-Fachwerk 389  
 Kiesbetondachplatten, Stahl-  
 bewehrung 574  
 Kipperscheinungen bei I-Trä-  
 gern 197, 925  
 Kirsch 66  
 Klemmlänge der Niete 458  
 Knickbedingung 173  
 Knickgleichungen 173  
 Knicklänge 139  
 Knickmodul 130  
 Knicksicherheit bei Rahmen-  
 bindern 652, 925  
 Knicksicherheitsgrad 124  
 Knickspannung 127  
 Knickspannungen  $\sigma_k$  nach Euler-  
 Tetmajer 137  
 Knickspannungslinie  $\sigma_k$  140  
 Knickung des geraden Stabes,  
 elastische 126  
 — des geraden Stabes, unelasti-  
 sche 128  
 — Einspannung der Stabenden  
 132  
 — Exzentrizität des Kraftan-  
 griffes 133  
 — s. a. Stäbe, Druckstäbe,  
 Rahmenstäbe, Verbindungen,  
 Stabnetze  
 Knickvorschriften, deutsche 140,  
 144, 158  
 Knickzahlen  $\omega$  nach Euler-Tet-  
 majer 137  
 —  $\omega$  nach deutschen Vorschrif-  
 ten 141  
 Knotenbleche, Formgebung 604  
 Knotenpunkte im Raumfach-  
 werk 850  
 Knotenpunktgleichungen  
 (Knickung) 174  
 Koenen 37  
 Kötter 27, 36  
 Kopfriegel 735  
 Kopfstreben bei Durchlaufbalken  
 248  
 Krabbe 600  
 Krane s. Laufkrane  
 Kranbahnen, Fachwerke 394  
 — Belastungen 698  
 — als Raumfachwerke 699

- Kranbahnen, Berechnung 394, 706  
 — freiaufliegende Balken 706  
 — Durchlaufbalken mit Gelenken 708  
 — Durchlaufträger ohne Gelenke 711  
 — Standsicherheit 715  
 — bauliche Ausbildung 719  
 — Auflagerung 720  
 — Aufhängungen 722  
 Kranbahnschiene 719  
 Kranbahnträger als Raumtragwerk 699  
 Kreisbogenträger 382, 383  
 Kreisringträger 380, 381  
 Kritische Schubspannung in den Stegblechen gebogener Träger 193  
 Krumme Stäbe, Längsspannungen in ebenen 640  
 — — quergerichtete Spannungen 644  
 Kuppel- und Turmdächer, Belastungsannahmen 843  
 — Zwischensparren u. Zwischenringe 845  
 — Bauliche Einzelheiten 848
- Längsspannungen in ebenen krummen Stäben 640  
 Lager und Gelenke bei Fachwerkbindern 629  
 Lagerstoffe, Gewichte 12  
 Lagerung der Träger auf Mauerwerk 495  
 — der Pfetten 593  
 Lagrange 125  
 Lamarle 125  
 Lamé 60  
 Lasten, ständige 1  
 — zufällige 10  
 Laternenaufbauten 629  
 Laufkatzen 13  
 Laufkrane 15  
 — elektrisch betriebene 17, 20  
 Launhardt-Weyrauchsche Formel 46  
 Leichtsteindeckung 577  
 Leitungsdurchhang 876  
 Leitungsmaste, Berechnung 871, 874  
 — Belastungsannahmen 873  
 — Tragwerkgestaltung 888  
 — bauliche Gestaltung 894  
 Leitungsquerträger 896  
 Lilly 189  
 Linienlager 802  
 Linsenkniete 457  
 Lochleibungsdruck 455  
 Loessl 24
- Maier-Leibnitz 479  
 Mastfundamente, Berechnung 878  
 Mehrfeldriger Rahmen mit gelenkig aufgesetzten Stützen 297  
 Mehrstielige Rahmen mit eingespannten Stützen 290  
 Mehrteilige Stäbe 151  
 Melan 189  
 Meyer 129  
 Michell 197  
 Mies 466  
 Mises 152, 172  
 Modul der gesamten Formänderungen 44  
 Mohr 59  
 Mohrsche Grenzkurve 63  
 Mohrscher Spannungskreis 58  
 Müller-Breslau 28, 34, 152
- Nadai 69  
 Näherungsformeln für symmetrische Zweigelenkbogen 263  
 Nebenspannungen 51  
 — in Fachwerkträgern 599  
 Netzwerkkuppeln 804  
 Nietabstände 458  
 Nietabzüge in gebogenen Trägern 85  
 Niete, Anordnung 458  
 — Klemmlänge 458  
 — und Schrauben, Sinnbilder 459  
 — — Zugbeanspruchung 456  
 Nietkräfte, Verteilung 452  
 Nietlöcher, Querschnittschwächung 67  
 — im Druckgurt 85  
 Nietschaftlänge 458  
 Nietteilung in den Gurten 87  
 Nietverbindung 450  
 — Beanspruchung durch Drehmomente 107.  
 — Dehnung 451  
 — Gleitwiderstand 451  
 — zulässige Beanspruchungen 454  
 Niet- und Schraubenverbindungen, Berechnung 453  
 Normalfunktionen 415  
 Normalspannungen im gebogenen Stab 71  
 Nulllinie (Biegung) 73  
 Nutzlasten der Stahlbauten 10
- Oberlicht 629  
 Oberlichtsprossen, Eisengewichte 1  
 Örtliche Biegemomente in Fachwerkstäben 617
- Parabelbogen mit Kämpfergelenken auf eingespannten Stützen 273  
 Pardunen 901  
 Pendelstützen 668  
 — Lagerung 693  
 Periodengleichung 415  
 Petermann 453  
 Pfetten mit Kopfstreben 591  
 — Ausführung 593  
 — Lagerung 593  
 — durchlaufende 596  
 — s. Dachpfetten, Gelenkpfetten, Fachwerkpfetten  
 Pfettenaufhängung 598  
 Pfettenbefestigung 594  
 Pfettengelenke 595  
 Pfosten im K-Fachwerk (Knickung) 180  
 Plastisches Arbeitsvermögen des Stahles 53  
 Plastizitätsbereich 43  
 Platten, Ausbeulen 188  
 Plattenförmige Körper, Stabilität 188  
 Poissonsche Konstante 60  
 Pollaczek-Geiringer 811  
 Poncelet 29, 61  
 Prandtl 69, 197  
 Prellböcke 726  
 Pressungen, örtliche 68  
 Preuß 66  
 Proportionalitätsgrenze 43
- Querbelastete Stäbe in Fachwerkbindern 617  
 Querkräfte des durchlaufenden Balkens 228  
 Querkraftmittelpunkt 79  
 Querschnittschwächung durch Nietlöcher 67  
 Quetschgrenze 44
- Räumliche Dachtragwerke 801  
 Rahmen mit Kämpfergelenken 260  
 — eingespannte 276  
 — geschlossene 276  
 — geschlossener rechteckiger 282  
 — mit eingespannten Stielen und gelenkig angeschlossenen Riegeln 284, 291  
 — mit steif angeschlossener Mittelstütze und äußeren Pendelstützen 305  
 — zweistieliger mit Kragarm und dritter Pendelstütze 306  
 — symmetrischer dreifeldriger mit äußeren Pendelstützen 308  
 — — — mit geneigtem Riegel 310  
 — mehrstieliger mit Eckstreben 312

- Rahmenbinder, geschweißte 652  
 — Knicksicherheit 652  
 — Auflagerpunkte 665  
 Rahmenecke in Stahlgeschoß-  
 bauten 544  
 — bei Bindern 639  
 Rahmenkuppel 805  
 Rahmenstäbe 155  
 Rahmenträger (Vierendeelträ-  
 ger) 322  
 — mit parallelen Gurten 326  
 — Näherungsverfahren 328  
 Randspannungen (Biegung) 73, 75  
 Ratzersdorfer 152  
 Raumfachwerke, Knotenpunkte  
 850  
 Raumtragwerke 801  
 Rebhannscher Satz 28  
 Regel-Nietabstände 458  
 Reißner 189  
 Ring, geschlossener 281  
 Ringträger 379  
 Rode 189  
 Roß 148  
 Roste, Druckverteilung 523  
  
 Schachenmeier 49  
 Schaim 479  
 Scheibenkuppeln 804, 830  
 Scherung (Festigkeit) 42  
 Schlanke Stäbe, Biegung 90  
 Schlankheitsgrad 127  
 Schleicher 62, 64  
 Schlink 811  
 Schlitznähte 464  
 Schneebelastung 20  
 Schneidenfestigkeit 69  
 Schrauben, s. Niete  
 Schraubenverbindungen 450  
 Schubbeanspruchung im Steg-  
 blech 86  
 Schubelastizitätsmodul 45, 60  
 Schubspannung 44  
 — kritische 193  
 Schubspannungen im gebogenen  
 Balken 76  
 Schwedlerkuppel 803, 830  
 Schweißnähte 464  
 Schweißverbindungen 463  
 — Berechnung 466  
 — bauliche Einzelheiten 474  
 — Anschluß eines Doppel-  
 winkels 474  
 — Trägeranschlüsse 476  
 — in den Stößen der I-Träger  
 498  
 Schwingungen des einfachen  
 Balkens 416  
 — beliebiger Tragwerke 421  
 Schwingungserscheinungen in  
 Stahltragwerken 412  
 Seilbelastung durch Isolatoren  
 909  
  
 Seile, Eisbelastung 874  
 Selbstspannungszustand 401  
 Senkniete 457  
 Sicherheitsgrad 52  
 — bei Druckstäben 136  
 — (Knickung) 143  
 Siliziumstahl 44  
 Silozellen, Bodendruck 36  
 — Wanddruck 36  
 Sinnbilder für Niete und Schrau-  
 ben 459  
 Spannung, reduzierte 61, 65  
 Spannungen in krummen Stä-  
 ben, querverstärkte 644  
 Spannungs-Dehnungslinie 42  
 Spannungsellipsoid 57  
 Spannungskreis 59  
 — Mohrscher 58  
 Spannungslinie des Fachwerkes  
 404  
 — des Stabwerkes 404  
 Spannungszustand 57  
 — dreiachsiger 57  
 — ebener 57  
 — linearer 58  
 Sparrenkuppel 805  
 St. Vénant 61, 100  
 Stabilisierung von Dachbauten,  
 räumliche 562  
 Stabilität elastischer Systeme  
 123  
 — von Stabnetzen 172  
 — von Stäben bei räumlicher  
 Stützung 184  
 — plattenförmiger Körper 188  
 — des I-förmigen Stabes 197,  
 925  
 Stabkräfte in Fachwerken 388  
 Stabnetze, Stabilität 172  
 Stabquerschnitte für Fachwerk-  
 binder 615  
 Stäbe mit Diagonalverstrebung  
 153  
 — mit Bindeblechen 155  
 — mit veränderlichem Quer-  
 schnitt (Knickung) 167  
 — bei räumlicher Stützung, Sta-  
 bilität 184  
 Ständerfachwerk 388  
 Stärke der Kehlnaht 464  
 Stahlbewehrung von Kiesbeton-  
 dachplatten 574  
 Stahlgeschoßbauten 529  
 — Ausführungsbeispiele 548  
 Stammfunktionen (Durchlauf-  
 balken) 226  
 Standsicherheit der Kranbahnen  
 715  
 Starkstromfreileitungen, Vor-  
 schriften 879  
 Stauchgrenze 44  
  
 Steganschlüsse von Trägern  
 mittels Schweißverbindung  
 490  
 — — mit Überleitung der Gurt-  
 kräfte 491  
 Stegbleche, Ausbeulen 193  
 Stegblechstoß bei geschweißten  
 Trägern 507  
 Stegkassettenplatten 576  
 Stegwinkelanschlüsse der I-  
 Träger 486, 487  
 Stegzementdielen 7, 575  
 Steifrahmen, bauliche Gestal-  
 tung 542  
 Stellungslinie 29  
 Stetig gekrümmte Stäbe in Fach-  
 werken 620  
 Stirnnähte 464  
 — Berechnung 466  
 Stockwerkrahmen, zwei-stielige  
 330  
 — Näherungsberechnung für  
 lotrechte symmetrische Rie-  
 gelbelastung 338  
 — — für lotrechte unsymmetri-  
 sche Belastung 342  
 — mehrstielige, wagrechte Be-  
 lastung 344  
 — — lotrechte Belastung 354  
 — mit steifem Anschluß der  
 Riegel an den Endstielen und  
 mit Pendel-Mittelstützen,  
 mehrstielige, wagrechte Be-  
 lastung 360  
 — mit steifem Anschluß der  
 Riegel an den Endstielen und  
 mit Pendel-Mittelstützen,  
 mehrstielige, lotrechte Be-  
 lastung 368  
 — (Stahlgeschoßbauten) 533  
 — mit mittleren Pendelstielen  
 539  
 Stoß der Gurtplatten bei ge-  
 nieteten Trägern 503  
 — der Gurtplatten bei ge-  
 schweißten Trägern 507  
 Stoßverbindungen 458  
 — der I-Träger, genietete 496  
 — der I-Träger, geschweißte  
 498  
 — biegefesten von I-Trägern 499  
 — durchgehender IP-Stützen  
 513  
 — durchgehender IC-Stützen  
 514  
 — durchgehender III-Stützen  
 515  
 Streckgrenze 43  
 Strebenfachwerk 388  
 Stützen, eingespannte (Knik-  
 kung) 181  
 — in Stahlgeschoßbauten, Be-  
 rechnung 508

- Stützen, geschweißte 526  
 — in Hallen, Berechnung 668  
 — — bauliche Einzelheiten 692  
 Stützdrücke des durchlaufenden Balkens 228  
 — durchlaufender Balken mit gleichmäßig verteilter Vollbelastung 229  
 Stützenfuß (Stahlgewölbbauten) 512  
 — genietete 516  
 — eingespannter Stützen, Bemessung 678  
 Stützenfundamente, Berechnung 690  
 Stützenmomente des durchlaufenden Balkens 224  
 — — — Einflußlinien 226  
 Stützscheiben in Stahlgewölbbauten 531  
 Stützenstöße (Stahlgewölbbauten) 511  
 Stützenverankerungen 678, 694  
 Stützenverschiebungen, Einfluß auf den Sicherheitsgrad 52  
 Stützweite, reduzierte (Durchlaufbalken) 225  
 Stufenstoß 460  
 Stumpfnähte 464  
 — Berechnung 466
- Tetmajer 44, 134  
 — Berechnungsformeln 133  
 Theorie der größten Hauptspannungsdifferenz 61  
 Timoschenko III, 189, 193, 197  
 Toröffnungen 738  
 Träger mit veränderlicher Höhe (Biegung) 80  
 — genietete (Biegung) 85  
 — vollwandige (Biegung) 85  
 — Nietabzüge 85  
 — auf drei Stützen (Fachwerk) 393  
 — auf vier Stützen (Fachwerke) 393  
 Trägeranschlüsse bei Schweißverbindungen 476  
 — schiefe 489  
 — an Stahlstützen 492  
 Trägerschweißungen 496  
 Trägerbau 478  
 Trägerlagerungen 481  
 Trägerpfetten, Eisengewichte 2  
 Trägerverbindungen 481  
 — durch Steglagerung 483  
 — Anschlußschrauben 485  
 Traglastverfahren 396, 581, 589  
 Tragmaste 872  
 Tragmoment 399  
 Tragwerke, vollwandige 206  
 Transmissionen s. Wellenleitungen
- Transversale Eigenschwingungen biegesteifer Träger 413  
 Transversalschwingungen gerader Stäbe 412  
 Trennungsbruch 45  
 Turmdächer, geschlossene 810
- Unold 379  
 Unten eingespannte Stützen, Berechnung 673  
 Unterspannte Balken 251
- Verankerung der eingespannten Stützen 678, 694  
 Verbindungen gegliederter Stäbe 156  
 — zwischen Riegeln und Stielen 734  
 Verdrehung gerader Stäbe 100  
 — von L-, I- und  $\square$ -förmigen Stäben 102  
 — von Stäben mit Kastenquerschnitten 105  
 — von Längsspannungen begleitete 109  
 Verdrehungswiderstand 104  
 Verfestigungsbereich 43  
 Verfestigungsbruch 45  
 Verhältniszahl  $\tau$  (Knickung) 131, 138, 139  
 Verschiebungen  $\delta$  eingespannter Rahmenstützen 287  
 Verteilung des Erddruckes 32  
 — der Spannungen im gelochten Querschnitt 66  
 — der Nietkräfte 452  
 — der Schubkräfte in Schweißverbindungen 467  
 Vertikalverbände der Riegelwand 738  
 Verzweigungspunkt eines mehrschiffigen Rahmens 665  
 Vielschiffige Hallen 570  
 Vierendeelträger, s. Rahmenträger  
 Viermomentengleichungen (Knickung) 173  
 Vollwandbinder, Berechnung und Bemessung 639  
 — bauliche Einzelheiten 656  
 — genietete 656  
 — geschweißte 665  
 Vollwandstützen 668  
 Vorschriften über die zulässige Beanspruchung 54  
 — für geschweißte Stahlbauten 469  
 — für Starkstromfreileitungen 879
- Wände von Druckstäben 192  
 Wärmeänderungen, Einfluß auf den Sicherheitsgrad 52
- Walzträgerpfetten, Aufhängung 598  
 Wanddruck in Silozellen 36  
 Wandfachwerke in Stahlgewölbbauten 531, 532  
 Wandstiele, Auflagerung 734  
 Weber 79  
 Wellblecheindeckung 579  
 Wellenleitungen 39  
 Wiederholte Beanspruchung 45  
 — Belastung bei begrenzter Formänderung 49  
 Winddruck 22  
 — bei Funktürmen 900  
 — Tafel 26  
 Windgeschwindigkeit 23  
 Windträger bei Hallen 732  
 Wilson 67  
 Winkelmaste 872  
 Winkelstoß bei genieteten Trägern 503  
 Wöhler 45  
 Wöhlersches Gesetz 45  
 Wyß 604
- Zentralellipse 73  
 Zimmermannsche Kuppeln 804  
 Zug (Festigkeit) 42  
 Zugbeanspruchung der Niete und Schrauben 465  
 Zugstäbe bei Fachwerkbindern, Bemessung 616  
 Zulässige Beanspruchung, Vorschriften 54  
 — von Nietverbindungen 454  
 — bei Leitungsmasten 874  
 — bei Funktürmen 900  
 Zusatzspannungen in Fachwerkträgern 600  
 Zwängungsspannungen in Fachwerkträgern 599  
 Zweigelenkbogen, Näherungsformel für symmetrische 263  
 Zweigelenkbogen 265  
 — mit oberem Zugband 391  
 Zweigelenkbogenbinder (Fachwerk) 390  
 Zweigelenkrahmen 265  
 — mit Zugband im Riegel 264, 275  
 — mit geradem Riegel 266  
 — mit parabolischem Riegel 267  
 — mit geknicktem Riegel 268  
 — unsymmetrischer 269  
 — einhäufiger 271  
 — mit Eckstreben 271  
 — mit mittlerer Pendelstütze 304  
 Zweischiffige Hallen 565  
 Zwischenknoten bei mehrstieligen Rahmen 650  
 Zwischenwände, Eigengewichte 9

**Stahlhochbauten.** Ihre Theorie, Berechnung und bauliche Gestaltung. Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien.

Erster Band. Mit 481 Textabbildungen. VIII, 558 Seiten. 1932. Gebunden RM 66,50

Der Besprechung der konstruktiven Gestaltung der Stahlhochbauten wurde neben der kritischen Darstellung der Berechnungsverfahren reichlicher Platz eingeräumt. Zugleich wurde Gewicht darauf gelegt, den theoretischen Ergebnissen eine für die unmittelbare Anwendung geeignete Form zu verleihen. Ebenso verfolgen die Erörterungen über die Konstruktion nicht nur den Zweck, tieferes Verständnis für die Vorgänge im Werkstoff und für das Kräftespiel im Bauwerk zu vermitteln, sondern sie sollen auch Belehrung und Anregung für die Entwurfsarbeit bieten. — Der vorliegende Band enthält die üblichen Berechnungs- und Bemessungsverfahren, sowie das aus der Elastizitäts- und Festigkeitslehre und aus der Baustatik herangeholte Rüstzeug der Stahlbaupraxis, ferner den eigentlichen Stahlhochbau mit Trägerbauten und Stahlgeschoßbauten. . . . Selten haben wir eine derartig eingehende und tiefgründige Darstellung des heute so wichtigen Stahlhochbaues gefunden. Der Architekt und besonders aber der Bauingenieur, der sich mit Stahlhochbauten befaßt, sollte dieses Werk unbedingt seiner Bücherei einverleiben. „Die Bauzeitung“

---

\***Der Stahlskelettbau** mit Berücksichtigung der Hoch- und Turmhäuser. Vom konstruktiven Standpunkte behandelt für Ingenieure und Architekten von Professor Dr.-Ing. Alfred Hawranek, Brünn. Mit 458 Textabbildungen. VIII, 286 Seiten. 1931. Gebunden Rm 38,—

---

**Der Industriebau.** In zwei Bänden.

Erster Band: Die bauliche Gestaltung von Gesamtanlagen und Einzelgebäuden. Von Professor Dr.-Ing. Hermann Maier-Leibnitz, Stuttgart. Mit 564 Textabbildungen. VIII, 308 Seiten. 1932. Gebunden RM 55,50

Wir haben es hier mit einem großzügig angelegten Werk zu tun, das in jeder Beziehung als das Beste bezeichnet werden kann, was auf diesem Gebiete z. Zt. in der Weltliteratur vorhanden ist. „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“

Zweiter Band: Planung und Ausführung von Fabrikanlagen unter eingehender Berücksichtigung der allgemeinen Betriebseinrichtungen. Von Erich Heideck und Otto Leppin, Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Bau- und maschinentechnische Abteilung der Fabriken-Oberleitung. Mit 470 Textabbildungen und 88 Zahlentafeln. VII, 309 Seiten. 1933. Geb. RM 52,—

---

\***Stahl im Hochbau.** Taschenbuch für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten. Achte, nach den neuesten Festlegungen bearbeitete Auflage. Mit Unterstützung vom Stahlwerks-Verband Aktiengesellschaft, Düsseldorf, und Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf. XXIV, 761 Seiten. 1930. Gebunden RM 12.—

---

\***Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt.** Von F. M. Dencer, C. E., Obergeringieur im Werk Gary der „American Bridge Company“, Mitglied der „American Society of Civil Engineers“ und der „Western Society of Engineers“. Deutsche Übersetzung von Dipl.-Ing. R. Mitzkat, Hörde. Mit 328 Textabbildungen, XII, 366 Seiten. 1928. Geb. RM 32,—

---

\***Der Eisenbau.** Von Professor Martin Grüning, Hannover. Erster Band: Grundlagen der Konstruktion, feste Brücken. („Handbibliothek für Bauingenieure“, IV. Teil, Band 4.) Mit 360 Textabbildungen. VIII, 441 Seiten. 1929. Gebunden RM 48,—

---

\***Die Eisenkonstruktionen.** Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von Professor Dipl.-Ing. L. Geusen, Dortmund. Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 529 Abbildungen im Text und auf 2 farbigen Tafeln. VII, 310 Seiten. 1925. Geb. RM 21,—

---

\*Auf die Preise der vor dem 1. Juli 1931 erschienenen Bücher wird ein Notnachlaß von 10%<sub>0</sub> gewährt.

**Die Statik im Eisenbetonbau.** Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Verfaßt im Auftrage des Deutschen Beton-Vereins von Dr.-Ing. Kurt Beyer, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage.

Erster Band: Mit 572 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. VIII, 389 Seiten. 1933. Gebunden RM 32,50

---

\***Statik der Tragwerke.** Von Professor Dr.-Ing. Walther Kaufmann, Hannover. Zweite, ergänzte und verbesserte Auflage. („Handbibliothek für Bauingenieure“, IV. Teil, Band 1.) Mit 368 Textabbildungen. VIII, 322 Seiten. 1930. Gebunden RM 19,50

---

\***Die Statik des ebenen Tragwerkes.** Von Professor Martin Grüning, Hannover. Mit 434 Textabbildungen. VII, 706 Seiten. 1925. Gebunden RM 45,—

---

\***Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes.** Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich, Wien. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 117 Abbildungen im Text. VI, 220 Seiten. 1925. Gebunden RM 15,—

---

**Die Methode der Festpunkte zur Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen** mit zahlreichen Beispielen aus der Praxis, insbesondere ausgeführten Eisenbetontragwerken. Von Dr.-Ing. Ernst Suter †. Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage, bearbeitet von Dipl.-Ing. O. Baumann und Dipl.-Ing. F. Häusler. In zwei Bänden. Mit 656 Figuren im Text und auf 19 Tafeln. XIV, 421 und 340 Seiten. 1932. Gebunden RM 69,—

---

<sup>w</sup>**Handbuch des Hochbaues.** Berechnung, Durchbildung und Ausführung. Von Ing. Robert Schindler. Mit 906 Textabbildungen und 52 Zahlentafeln. XII, 709 Seiten. 1932.

Gebunden RM 39,—

Die ersten fünf Abschnitte des Buches sind dem Grund- und Aufbau gewidmet, und zwar den Erdarbeiten und Gründungen, dem Mauerwerk, den Holz-, Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen. Die weiteren sieben Abschnitte behandeln den Ausbau. Ausführlich wird hier über Decken und Fußböden, über Treppenanlagen in Stein, Holz, Eisen und Eisenbeton, über die Vorbauten, über die Dachhaut samt Rinnen, Einfassungen und Abdeckungen, ferner über Fenster und Türen, sowie zum Schluß über die Kanalisation berichtet. Sehr gut ist das für den modernen Aufbau erforderliche Berechnungsmaterial zusammengestellt. Ein Großteil der Abbildungen stellt fertig ausgearbeitete, mit zahlenmäßigen Abmessungen versehene Konstruktionszeichnungen für die Praxis dar. So dient das Buch jedem Bau-schaffenden als Anleitung und ausreichendes Rüstzeug bei seiner Arbeit, gleichgültig ob er als Statiker bei Entwurf und Berechnung des Baus oder als Konstrukteur am Zeichentisch oder als Baumeister, Baugewerbetreibender u. dgl. am Bau selbst tätig ist. Zugleich ist es aber als Fortbildungsmittel für Studierende an technischen Hoch- und Fachschulen gedacht. So entstand hier in der Tat ein unentbehrliches Handbuch des Hochbaues, das in Fachkreisen weiteste Verbreitung verdient. „Die Bauzeitung“

---

**Eiserne Gittermaste für Starkstrom-Freileitungen.** Berechnung und Beispiele. Von Wilhelm Taenzer. Mit 209 Textabbildungen. IV, 65 Seiten. 1930. Gebunden RM 13,50

---

\* Auf die Preise der vor dem 1. Juli 1931 erschienenen Bücher des Verlages Julius Springer-Berlin wird ein Notnachlaß von 10<sup>0</sup>/<sub>10</sub> gewährt. (Die mit <sup>w</sup> bezeichneten Werke sind im Verlag Julius Springer-Wien erschienen.)