

DER  
PRAKTISCHE  
EISENHOCHBAU

VON

ALFRED GREGOR

BAND III

FACHWERKWÄNDE-STÜTZEN

GRUNDBAU

ALFRED GREGOR  
DER PRAKTISCHE EISENHOCHBAU  
III. BAND  
FACHWERKWÄNDE – STÜTZEN  
GRUNDBAU



DER  
PRAKTISCHE  
EISENHOCHBAU

VON

ALFRED GREGOR

\*

III. BAND

FACHWERKWÄNDE — STÜTZEN

GRUNDBAU

\*

2. UNVERÄNDERTE AUFLAGE

B E R L I N

VERLAG VON HERMANN MEUSSER

1930

67  
.87  
.96  
5.05

DER  
PRAKTIISCHE  
EISENHANDLUNG  
ALFRED HUBER

ALLE RECHTE, INSBESONDERE DAS DER ÜBER-  
SETZUNG IN FREMDE SPRACHEN, VORBEHALTEN

\*

NACHDRUCK, AUCH AUSZUGSWEISE, VERBOTEN

624.94/.97



11810/3

532/59

## Vorwort.

Mit vorliegendem dritten Band ist mein Werk „Der praktische Eisenhochbau“ abgeschlossen. Während im ersten Band hauptsächlich der Entwurf, der Dach- und Trägerbau und im zweiten Band das umfangreiche Gebiet der Kranlaufbahnen einschließlich der Tragwerke mit angehängten Kranträgern behandelt ist, umfaßt der letzte Band die Abschnitte „Fachwerkwände, Stützen, Portale und Grundbau“.

Bei der Bearbeitung und Korrektur dieses Bandes hat mir Herr Dipl.-Ing. Walter Marx wertvolle Hilfe geleistet, wofür ich ihm gern meinen besten Dank ausspreche.

Berlin, im März 1928.

Meinem Verleger, Herrn Dr. Hermann Meuser, möchte ich an dieser Stelle für die stete freundschaftliche Unterstützung meinen herzlichsten Dank abstatten.

Besonderer Dank gebührt schließlich auch der Spamerschen Buchdruckerei für die meinen Wünschen immer gerecht gewordene Drucklegung und gute Ausführung dieses Buches.

Ich will gern hoffen, daß das nunmehr vollendete Werk zu weiterem Fortschritt des Eisenbaues dienen wird.

Alfred Gregor.



# Inhaltsverzeichnis.

## Erster Abschnitt.

### Fachwerkwände.

	Seite		Seite
<b>I. Berechnung der Fachwerkwände</b> . . . . .	1—32	2. Berechnung der Giebelwandwindträger .	27—32
<b>A. Allgemeines</b> . . . . .	1—6	a) Allgemeines . . . . .	27
<b>B. Bauvorschriften</b> . . . . .	7—8	b) Zahlenbeispiel für einen in der Dach-	
Tafel 1. Knickzahlen $\omega$ . . . . .	8	ebene liegenden gekrümmten Giebel-	
<b>C. Feststellung der Belastung</b> . . . . .	9—11	wandwindträger . . . . .	27—32
<b>D. Berechnung des Riegelwerkes, der Wandgitter-</b>		<b>II. Ausführung der Fachwerkwände</b> . . . . .	33—66
<b>träger und der Vertikalverbände</b> . . . . .	12—23	<b>A. Ausführung des Riegelwerkes der Wandgitter-</b>	
1. Berechnung der Riegel und Zwischenstiele .	12	<b>träger und der Vertikalverbände</b> . . . . .	33—45
a) Allgemeines . . . . .	12	1. Ausführung der Riegel und Zwischenstiele	33—36
Tafel 2. Zulässige Belastungsbreiten		a) Allgemeines . . . . .	33
der Fachwandriegel aus $\Gamma 14$ . . . . .	14	b) Normalien für Fachwerkwände . . . . .	33—36
Tafel 3. Zulässige Belastungsbreiten		Tafel 5. Normalanschlüsse für	
der Fachwandriegel aus $\Gamma 14$ . . . . .	15	Riegelaus $\Gamma 14$ oder $\Gamma 14$ . . . . .	34—35
b) Zahlenbeispiel . . . . .	12	2. Ausführung der Kopfriegel . . . . .	36—38
2. Berechnung der Kopfriegel . . . . .	12—18	a) Geschlossener Querschnitt . . . . .	36
a) Allgemeines . . . . .	12—17	b) Gegliederter Querschnitt . . . . .	36—38
Tafel 4. Gebrauchswerte für zwei		c) Sprengwerk . . . . .	38
zusammengesetzte $\Gamma$ -Eisen . . . . .	16	3. Ausführung der Hauptstiele . . . . .	38
b) Zwei Zahlenbeispiele . . . . .	17—18	4. Ausführung der Wandgitterträger . . . . .	39
$\alpha$ ) Gegliederter Querschnitt . . . . .	17	5. Ausführung der Vertikalverbände . . . . .	39
$\beta$ ) Sprengwerk . . . . .	18	6. Werkstattaufgabe der Fachwerkwände .	39—45
3. Berechnung der Hauptstiele . . . . .	18—19	<b>B. Ausführung der Längs- und Giebelwandwind-</b>	
4. Berechnung der Wandgitterträger . . . . .	19—21	<b>träger</b> . . . . .	46—49
a) Allgemeines . . . . .	19	1. Ausführung der Längswandwindträger .	46—47
b) Zahlenbeispiel . . . . .	19—21	2. Ausführung der Giebelwandwindträger .	47—49
5. Berechnung der Vertikalverbände . . . . .	21—23	<b>C. Die Ausführung der Fenster, Türen, Tore und</b>	
a) Allgemeines . . . . .	21	<b>Kranschürzen</b> . . . . .	50—66
b) Drei Zahlenbeispiele . . . . .	21—23	1. Fenster . . . . .	50—53
$\alpha$ ) Einfacher Längswandvertikalver-		Tafel 6. Arbeitsmaße für eiserne	
band . . . . .	21—22	Fenster mit geradem Sturz . . . . .	50
$\beta$ ) Geknickter Längswandvertikalver-		2. Türen, Tore und Kranschürzen . . . . .	54—66
band . . . . .	22	a) Allgemeines . . . . .	54
$\gamma$ ) Giebelwandvertikalverband (Drei-		b) Türen . . . . .	54
gelenkbogen) . . . . .	22—23	c) Drehtore . . . . .	54—58
<b>E. Berechnung der Längs- und Giebelwandwind-</b>		d) Schiebetore . . . . .	58—61
<b>träger</b> . . . . .	24—32	e) Kranschürzen . . . . .	61—66
1. Berechnung der Längswandwindträger .	24—27		
a) Allgemeines . . . . .	24—25		
b) Zahlenbeispiel . . . . .	25—27		



## Zweiter Abschnitt.

## Stützen und Portale.

	Seite		Seite
<b>I. Berechnung der Stützen und Portale</b>	67—154	<b>Fa) Ermittlung der statisch unbestimmten Größen.</b>	99—110
A. Allgemeines . . . . .	67—69	1. Allgemeines . . . . .	99—101
B. Bauvorschriften . . . . .	70	2. Das einfach statisch unbestimmte Gebilde . . . . .	101—102
C. Feststellung der Belastung . . . . .	71—72	3. Das zweifach statisch unbestimmte Gebilde . . . . .	102—105
D. Berechnung der Geschoßbaustützen. . . . .	73—82	4. Das beliebig vielfach statisch unbestimmte Gebilde . . . . .	105—110
1. Allgemeines und Querschnittswahl . . . . .	73—74	Tafel 18. Besondere Fälle zur Bestimmung der wagerechten Verschiebungen für Stützen mit unveränderlichem Trägheitsmoment	107—108
a) Grundquerschnitt aus einem einfachen Profil . . . . .	73	Tafel 9. Besondere Fälle zur Bestimmung der wagerechten Verschiebungen für Stützen mit verschiedenem Trägheitsmoment. . . . .	108—109
b) Grundquerschnitt aus mehreren L-Eisen . . . . .	73	Tafel 10. Besondere Fälle zur Bestimmung der Unbekannten X für zwei gelenkig verbundene Stützen mit unveränderlichem Trägheitsmoment . . . . .	110
c) Grundquerschnitt aus mehreren I-Eisen . . . . .	73	<b>Fb) Berechnung der Fußplatten und Anker</b>	111—116
d) Querschnitt aus I- und L-Eisen . . . . .	74	1. Allgemeines . . . . .	111
e) Querschnitt aus mehreren L-Eisen . . . . .	74	2. Die verschiedenen Berechnungsarten	112—116
f) Außermittige Lagerung der Deckenunterzüge oft günstig . . . . .	74	a) Allgemein übliche, aber nicht empfehlenswerte Berechnungsart . . . . .	112
2. Allgemeine Berechnung . . . . .	74—78	b) Verfahren nach W. L. Andrée . . . . .	113
a) Querschnitt aus einem IP . . . . .	74—75	c) Verfahren nach Max Fischer . . . . .	113—114
b) Querschnitt aus zwei I- bzw. zwei L-Eisen, Unterzüge mittig gelagert . . . . .	75	d) Verfahren nach A. Mecklenbeck . . . . .	114
c) Querschnitt aus zwei I- bzw. zwei L-Eisen, Unterzüge außermittig gelagert . . . . .	75—76	e) Verfahren nach Dipl.-Ing. Spangenberg . . . . .	114—115
d) Kein Vermehren der Momente von Geschoß zu Geschoß . . . . .	76	f) Vergleich der verschiedenen Berechnungsverfahren . . . . .	115—116
e) Bestimmung der Fußplatten . . . . .	76—77	3. Die ungünstigste Belastungsweise zur Bestimmung der Fußplatte und des größten Ankerzuges . . . . .	116
f) Zur Bestimmung der Roste . . . . .	77—78	a) Die Belastungsart, die die größte Kantenpressung ergibt . . . . .	116
3. Vier Zahlenbeispiele . . . . .	78—82	b) Die Belastungsart, die den größten Ankerzug ergibt . . . . .	116
a) Stütze aus einem IP . . . . .	78—79	<b>Fc) Berechnung der unten eingespannten vollwandigen Stützen</b>	117—124
b) Stütze aus zwei L-Eisen, Unterzüge mittig gelagert . . . . .	80	1. Allgemeine Berechnung . . . . .	117
c) Stütze aus zwei L-Eisen, Unterzüge und Deckenträger außermittig gelagert . . . . .	81—82	2. Zwei Zahlenbeispiele . . . . .	117—124
d) Beispiel einer Stützenberechnung in Tafelform . . . . .	82	<b>Fd) Berechnung der unten eingespannten fachwerkartigen Stützen</b>	125—140
Tafel 7. Berechnung eines Stützenzuges. . . . .	80—81	1. Allgemeine Berechnung . . . . .	125
<b>E. Berechnung der Pendelstützen</b>	83—98	2. Zwei Zahlenbeispiele . . . . .	125—140
<b>Ea. Berechnung der vollwandigen Pendelstützen</b>	83—92	<b>G. Berechnung der Portale</b>	141—154
1. Allgemeines . . . . .	83	<b>Ga) Allgemeine Berechnung</b>	141—142
2. Bestimmung der Auflager- und Normalkräfte sowie der Momente. . . . .	83—87	<b>Gb) Berechnung der vollwandigen Portale</b>	143—146
a) Bei Binderlast. . . . .	83	1. Allgemeines . . . . .	143—144
b) Bei Windbelastung . . . . .	83—85	2. Zahlenbeispiel . . . . .	144—146
c) Bei Kranlast . . . . .	85—86	Tafel 11. Berechnung eines vollwandigen Kranträgerportales . . . . .	145
d) Bei Belastung durch Konsolkran . . . . .	86	<b>Gc) Berechnung der fachwerkartigen Portale</b>	147—154
e) Berechnung bei schrägliegendem Windträger . . . . .	86—87	1. Allgemeines . . . . .	147—148
3. Bestimmung der Querschnitte . . . . .	87	2. Zahlenbeispiel . . . . .	149—154
4. Bestimmung der Fußplatte . . . . .	87	Tafel 12. Berechnung eines fachwerkartigen Kranträgerportales . . . . .	150—153
5. Fünf Zahlenbeispiele . . . . .	87—92		
<b>Eb) Fachwerkartige Pendelstützen.</b>	93—98		
1. Allgemeine Berechnung . . . . .	93		
2. Zwei Zahlenbeispiele . . . . .	93—98		
<b>F. Berechnung der unten eingespannten und oben gelenkig gelagerten Stützen</b>	99—140		

	Seite		Seite
<b>II. Ausführung der Stützen und Portale</b>	155—238		
<b>A. Ausführung der Geschoßbaustützen.</b>	155—198		
1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße	155—179		
a) Allgemeines	155—161		
α) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile	155—156		
Tafel 13. Die zulässigen Abstände $\gamma_1$ bzw. $\gamma_2$	156		
β) Berechnung des Stützenfußquerschnitts	157		
γ) Ermittlung der Stützenfußaussteifungen	157—159		
Tafel 14. Die zulässigen Längen der Lote c	158		
Tafel 15. Die zulässig. Feldbreiten b.	158		
δ) Bestimmung der Anschlußnieten	159—161		
ε) Die Zementfrage zwischen der Fußplatte und dem Fundament	161		
b) Stützenfußquerschnitt aus Winkel-eisen	162		
α) Allgemeines	162		
β) Zahlenbeispiel	162		
c) Stützenfußquerschnitt aus Blech und Winkeleisen	162—164		
α) Allgemeines	162		
β) Zahlenbeispiel	163—164		
d) Stützenfußquerschnitt aus I- oder coup I-Eisen	164—165		
α) Allgemeines	164—165		
Tafel 16. Werte für coup I-Eisen	166		
Tafel 17. Werte für coup I-P-Eisen	167		
β) Zahlenbeispiel	165		
e) Stützenfuß mit besonderer Plattenaussteifung	165—170		
α) Allgemeines	165		
β) Zahlenbeispiel	165—170		
f) Stützenfuß mit konsolartigen Aussteifungen	170—172		
α) Allgemeines	170		
β) Zahlenbeispiel	170—172		
g) Stützenfuß mit Trägerrost	172		
h) Fußausführung bei beschränkter Bauhöhe	172—177		
α) Allgemeines	172—174		
β) 1. Beispiel	174—176		
γ) 2. Beispiel	176—177		
i) Plattenfuß-Ausführungen	177—179		
k) Fußausbildung mit Deckträgeranschlüssen	179		
2. Berechnung und Ausführung der Trägeranschlüsse	179—183		
3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe	184		
4. Berechnung und Ausführung der Stützenstöße	184—190		
a) Allgemeines	184—188		
b) Zahlenbeispiel	188—190		
5. Berechnung und Ausführung der Bindebleche	190—193		
a) Bestimmung der freien Knicklänge $l_1$ des Einzelstabes	190—192		
α) Allgemeines	190		
β) Ermittlung von $l_1$ nach den Bestimmungen vom 25. II. 25	190		
γ) Ermittlung von $l_1$ nach dem Verfahren von Engesser	191		
δ) Zwei Zahlenbeispiele	191—192		
b) Bestimmung der Bindebleche	192—193		
α) Allgemeines	192		
β) Bestimmung des Bindeblechquerschnittes und der Anschlußniete	192—193		
γ) Zahlenbeispiel	193		
6. Berechnung und Ausführung der Vergitterungen	193		
a) Allgemeines	193		
b) Zahlenbeispiel	193		
7. Darstellung von Gesamtausführungen	193—196		
8. Die Werkstattaufgabe der Geschoßbaustützen	196—198		
<b>B. Ausführung der Pendelstützen</b>	199—214		
<b>Ba) Ausführung der vollwandigen Pendelstützen</b>	199—208		
1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße	199—202		
2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe	202		
3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe	202—206		
a) Allgemeines	202—204		
b) Zahlenbeispiel	205—206		
4. Sonstige Anschlüsse	206—207		
5. Bindebleche und Vergitterungen	207—208		
6. Darstellung von Gesamtausführungen	208		
<b>Bb) Fachwerkartige Pendelstützen</b>	209—214		
1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße	209		
2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe	209		
3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe	209		
4. Die Ausbildung der Schrägen und Pfosten	209—211		
5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe	211		
6. Darstellung von Gesamtausführungen	211—214		
<b>C. Ausführung der unten eingespannten und oben gelenkig gelagerten Stützen</b>	215—234		
<b>Ca) Ausführung der Verankerung</b>	215—218		
Tafel 18. Normalien für Stützenverankerungen	216		
Tafel 19. Normalien für Montageverankerungen	218		
<b>Cb) Ausführung der unten eingespannten vollwandigen Stützen</b>	219—225		
1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße	219—225		
a) Allgemeines	219—221		
α) Bestimmung der unteren Fußgurtwinkel u. der Fußplattenstärke	219—220		
Tafel 20. Werte $b$ , $w$ und $\delta'$ für den Stützenfuß bei Verwendung von Ankern von $\frac{3}{4}$ bis $1\frac{7}{8}$ " $\varnothing$	219		

	Seite		Seite
β) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile . . . . .	220	Cc) Ausführung der unten eingespannten fachwerkartigen Stützen . . . . .	226—234
γ) Berechnung des Stützenfußquerschnittes . . . . .	220—221	1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße . . . . .	226—229
δ) Ermittlung der Stützenfußaussteifungen . . . . .	221	a) Allgemeines . . . . .	226
ε) Bestimmung der Niete . . . . .	221	b) Zahlenbeispiel . . . . .	226—229
ζ) Die Zementfuge zwischen Fundament und Fußplatte . . . . .	221	2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe . . . . .	230
b) Drei Zahlenbeispiele . . . . .	221—225	3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe . . . . .	230
2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe . . . . .	225	4. Ausbildung der Schrägen und Pfosten . . . . .	230
3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe . . . . .	225	5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe . . . . .	230
4. Die Ausbildung der Schrägen und Pfosten . . . . .	225	6. Darstellung von Gesamtausführungen . . . . .	230
5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe . . . . .	225	7. Die Werkstattaufgabe der unten eingespannten Stützen . . . . .	230—234
		D. Ausführung der Portale . . . . .	235—238
		1. Ausführung der vollwandigen Portale . . . . .	235
		2. Ausführung der fachwerkartigen Portale . . . . .	235—238

## Dritter Abschnitt.

## Grundbau.

1. Allgemeines . . . . .	239—241	b) Zulässige Bodenpressung . . . . .	243
a) Fundamente aus Mauerwerk und unbewehrten Beton . . . . .	239—240	Tafel 25. Beanspruchungen des Baugrundes . . . . .	243
Tafel 21. Schichthöhen und Außenmaße für Mauerwerk . . . . .	239	3. Feststellung der Belastung . . . . .	243—245
b) Fundamente aus Eisenbeton . . . . .	240	a) Allgemeines . . . . .	243—244
c) Platten aus Eisenbeton . . . . .	240—241	b) Die ungünstigste Belastungsweise . . . . .	244—245
d) Rammfahlgründungen . . . . .	241	4. Berechnung der Grundbauten . . . . .	245—247
2. Bauvorschriften . . . . .	241—243	a) Fundament aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton . . . . .	245—246
a) Zulässige Fundamentpressung . . . . .	241—243	α) Die Normalkraft $N$ greift mittig an . . . . .	245
α) Mauerwerk aus künstlichen Steinen . . . . .	241	β) Der Normaldruck $N$ greift innerhalb des Kernquerschnittes an . . . . .	245
Tafel 22. Zulässige Druckbeanspruchungen des Mauerwerkes . . . . .	242	γ) Der Normaldruck $N$ greift außerhalb des Kernquerschnittes an . . . . .	245—246
β) Unbewehrter Beton . . . . .	241—243	b) Fundamente und Platten aus Eisenbeton sowie Rammfahlgründungen . . . . .	246
Tafel 23. Zulässige Beanspruchungen des Betons bei Stützen ohne Knickgefahr . . . . .	242	c) Zwei Zahlenbeispiele . . . . .	246—247
Tafel 24. Knickzahlen $\omega$ für Eisenbetonstützen mit Knickgefahr . . . . .	243	5. Ausführung der Grundbau- und Verankerungspläne . . . . .	248—249

Erster Abschnitt.

# Fachwerkwände.

## I. Berechnung der Fachwerkwände.

### A. Allgemeines.

Einfache Fachwerkwände bestehen aus einem eisernen Gerippe, das im allgemeinen für eine halbsteinstarke Ausmauerung hergestellt wird. Die Größe der einzelnen Gefache soll nicht mehr als 16 m<sup>2</sup> betragen. Die Fachwerkriegel und Stiele sind so anzuordnen, daß überall eine glatte und gute Ausmauerung möglich ist. Um eine Bearbeitung der Normalsteine 25 × 12 × 6,5 cm zu vermeiden, muß das bestehende Riegelwerk mindestens 14 cm hoch sein (Abb. 1). Bei Anwendung von I- oder L-Eisen 12 gemäß Abb. 2 müssen bereits die Steine an den Enden behauen werden. Es ist daher die Verwendung kleinerer Querschnitte als I- oder L-Eisen 14 zu vermeiden.

brauchen dann die Längsriegel nicht ausgeklinkt zu werden und es ist ein gewöhnlicher Winkelanschluß möglich. Der entstehende Spalt kann leicht durch Mörtel ausgestrichen werden.

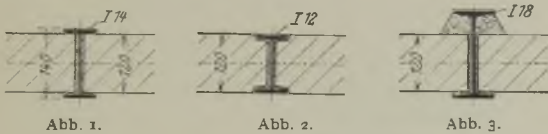


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

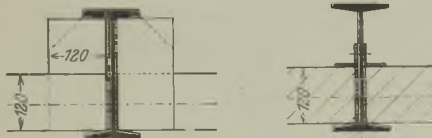


Abb. 4.

Abb. 5.



Abb. 6.

Abb. 7 zeigt den Querschnitt eines Eckstieles und den Anschluß einer Zwischenwand.

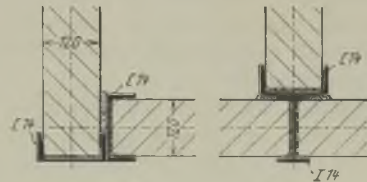


Abb. 7.

Die einzelnen Teile einer eisernen Fachwand bestehen aus den Längs-, Fuß- und Kopfriegeln, sowie

Ergibt sich in statischer Hinsicht die Trägerhöhe größer als 14 cm, so wird bei I-Eisen 16 bis 20 der verbleibende Raum zwischen Flansch und Stein mit Mörtel ausgestrichen (Abb. 3). Bei I-Trägern von 22 und höher wird das Mauerwerk nach Abb. 4 gegen die Trägerflansche gestelzt, oder am Steg des Trägers gemäß Abb. 5 kleine Winkelisen angesetzt, die dem Mauerwerk genügend Halt geben.

Oft werden zur Betonung der Hauptgefache die Hauptstützen und höheren Zwischenpfosten mit ihren Außenkanten etwa 20 bis 30 mm vorgerückt (Abb. 6). Abgesehen von der in vielen Fällen besseren Wirkung

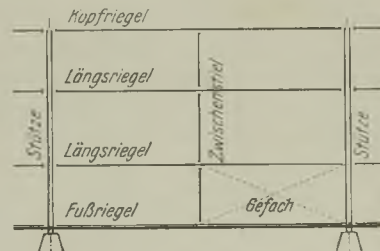


Abb. 8.

aus den Zwischenstielen (Abb. 8). Bei großen Stützentfernungen wird, damit die Längsriegel nicht zu große Spannweiten erhalten, ein Hauptstiel gemäß

Abb. 9 angeordnet. Der Hauptstiel (Zwischenstütze) wird außer in diesem Abschnitt, auch in dem nächsten Abschnitt „Stützen“ behandelt.

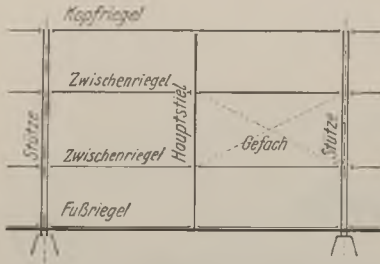


Abb. 9.

Die Fußriegel können gemäß Abb. 10 aus einem C-Eisen oder aus zwei bzw. einem Winkeleisen gebildet werden; die Ausführung ohne jeglichen Riegel ist jedoch aus wirtschaftlichen Gründen vorzuziehen. Da die Längswand ohnehin mit der 80 cm im Boden liegenden Rollschicht in Verbindung steht, wird ein besonderer Fußriegel tatsächlich nicht gebraucht.

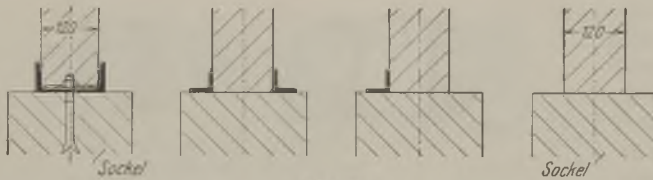


Abb. 10.

Die Längs- und Zwischenriegel müssen, wie schon gesagt, mindestens aus einem I- oder C-Eisen 14 gebildet werden. Ist es statisch erforderlich, dann müssen natürlich entsprechend größere Querschnitte zur Verwendung kommen.

Der Kopfriegel dient in den meisten Fällen als Pfette und wird am besten gemäß Abb. 11 ausgebildet. Bei Abb. 11b handelt es sich um einen geschlossenen Querschnitt, der am besten Anwendung findet, wenn die Dachhaut unmittelbar auf dem Kopf-

riegel aufgelagert ist. Bei der Abb. 11b handelt es sich um einen gegliederten Querschnitt, welcher, da er außer dem vertikal gerichteten Biegemoment auch ein wagrecht wirkendes aufnehmen muß, ent-

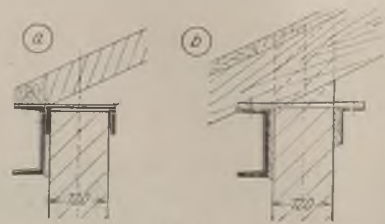


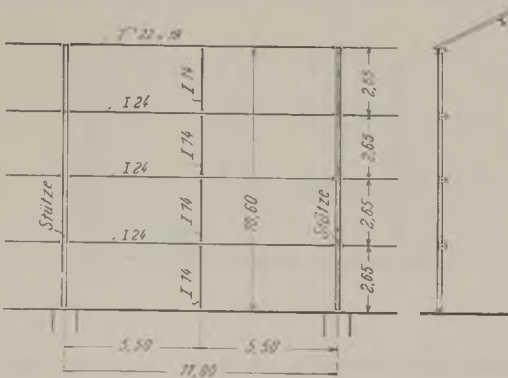
Abb. 11.

sprechend zu verbinden ist. Der äußere Stab ist aus einem C-Eisen zu bilden, da er allein das Moment aus der Dachlast aufzunehmen hat. Für den inneren Stab kann ein Winkeleisen gewählt werden, da hier nur eine normale Zugkraft aus dem wagerechten Windmoment wirkt. Die letztere Ausführung ist bei einem Sparrendach vorzuziehen: die Ausmauerung kann unmittelbar bis zur Dachhaut ohne größere Unterbrechung durchgeführt werden. Wird dagegen bei einem Sparrendach der Querschnitt nach Abb. 11a gewählt, so hat der über dem flachliegenden C-Riegel liegende Teil der Ausmauerung keinen richtigen Halt.

Die Anordnung eines flachliegenden C-Eisens oder 2 Winkeleisen ist nur dann ratsam, wenn eine besondere Randpfette zur Aufnahme der Dachlasten vorhanden ist. Im allgemeinen sollen Dachlasten durch die Ausmauerung nicht übertragen werden.

Bei einer größeren Entfernung der Hauptstützen ist es, um nicht zu große Querschnitte für die Längsriegel zu erhalten, häufig wirtschaftlicher, einen Hauptstiel (Zwischenstütze) anzuordnen. Der Hauptstiel lehnt sich unten gegen den Fundamentsockel und oben gegen den Kopfriegel. Der Kopfriegel, der zugleich als Pfette dient, kann gemäß Abb. 12b als Gitterträger oder als Sprengwerk ausgebildet werden.

(a) Anordnung ohne Hauptstiel



12a. Gesamtes Eisengewicht eines Fachwandfeldes 1930 kg.

(b) Anordnung mit Hauptstiel

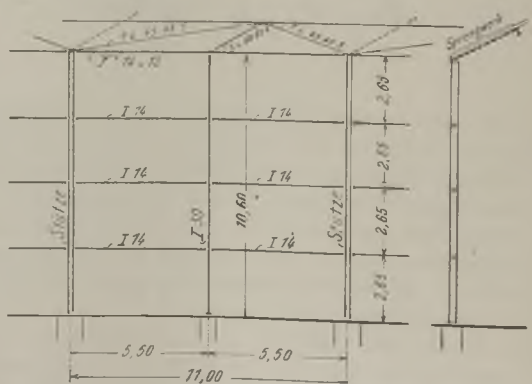


Abb. 12.

12b. Gesamtes Eisengewicht eines Fachwandfeldes 1530 kg (einschl. Sprengwerk).

Um eine Übersicht über die richtige Gliederung einer Fachwerkwand zu erhalten, ist für eine Stützenentfernung von 11 m und eine Wandhöhe von 10,6 m das Gesamtgewicht des Riegelwerkes mit dem gleichzeitig als Pfette dienenden Kopfriegel einmal ohne Anordnung eines Hauptstieles (Abb. 12a), das andere Mal mit Anordnung eines Hauptstieles (Abb. 12b) ausgerechnet. Der Winddruck ist mit 100 kg/m<sup>2</sup> und die Beanspruchung mit 1400 kg/cm<sup>2</sup> angenommen. Das Gewicht des Gesamtriegelwerkes bei der Gliederung nach Abb. 12a beträgt 1980 kg und das nach Abb. 12b einschließlich Sprengwerk 1530 kg. Bei der Anordnung gemäß Abb. 12b mit Einschaltung eines Hauptstieles beträgt also die Materialersparnis

$$1980 - 1530 = 450 \text{ kg für ein Feld.}$$

Sind die Hauptstützen unten eingespannt, so wird bei beiden Berechnungsarten das Gewicht der Stützen gleich. Handelt es sich dagegen um Stützen, die sich oben gegen einen durchlaufenden Windträger lehnen, so wird die Belastung für die Stütze infolge Wind geringer, und das Gewicht der Stütze somit etwas leichter. Die Verringerung des Gewichtes ist bei einem Vergleich der Gewichte des Riegelwerkes zu beachten. In allen zweifelhaften Fällen wird man erst durch eine Vergleichsrechnung feststellen können, welche Riegelgliederung die wirtschaftlich vorteilhaftere ist. Wie man aus vorstehendem Beispiel sieht, lohnt es sich, derartig anregende und lehrreiche Untersuchungen anzustellen.

Liegt ein Kranträger gleichlaufend zur Fachwerkwand, dann wird am besten ein Längsriegel in passender Höhe zum Kranträger angeordnet und der Riegel mit dem Kranträger verstrebt. Dadurch entsteht ein Horizontalträger, der nicht nur zur Aufnahme des seitlich wirkenden Kranschubes, sondern auch zur Aufnahme des Windes benutzt werden kann (Abb. 13).

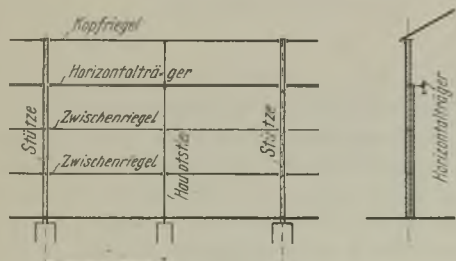


Abb. 13.

Bei Vorhandensein einer Kranbahn ist auch noch eine andere Möglichkeit zu betrachten und zum Vergleich zu stellen, nämlich den Hauptstiel als Vollwand- oder Fachwerkstütze auszubilden und dadurch die Spannweite des Kranträgers auf die Hälfte zu vermindern. Die Zwischenstütze kann auch einen Zwischenbinder aufnehmen. Die Windkraft sowie die durch den außermittigen Angriff der Kranträger-

belastung sich ergebenden wagerechten Kräfte werden unten durch das Fundament und oben durch ein Sprengwerk bzw. durch einen Längswandwindträger aufgenommen. Bei dieser Anordnung ist natürlich zu beachten, daß ein Mehrverbrauch an Fundamenten erforderlich ist.

Bei Vorhandensein eines in Kranträgerhöhe befindlichen Horizontalträgers ist es häufig vorteilhaft, den Hauptstiel als Kragträger auszubilden. Der Außengurt des Horizontalträgers wird dann am besten ungestoßen an der inneren Wandseite durchgeführt. Natürlich ist es auch möglich, den Gurt innerhalb der Ausmauerung anzuordnen; es muß dann bei dem Durchgang des Hauptstieles eine geeignete Stoßverbindung angeordnet werden. Bei der überkragenden Anordnung des Hauptstieles wird das Gewicht des Riegelwerkes geringer; demgegenüber steht aber die größere Belastung des Horizontalträgers, die sich aber meistens im Gewicht nicht so stark bemerkbar macht.

Die Anordnung von Hauptstielen und Horizontalwindträgern ist vor allen Dingen bei Giebelwänden notwendig, da ja hier, im Gegensatz zu den Längswänden, keine Unterteilung durch Hauptgebäudestützen vorhanden ist. Die Einteilung des Gerippes ist ganz mannigfaltig. Ist das Gebäude nicht höher als etwa 8 m, so ist die Ausführung nach Abb. 14 gegeben: Hauptstiele aus I-Eisen und ein Windträger in der Dachebene.

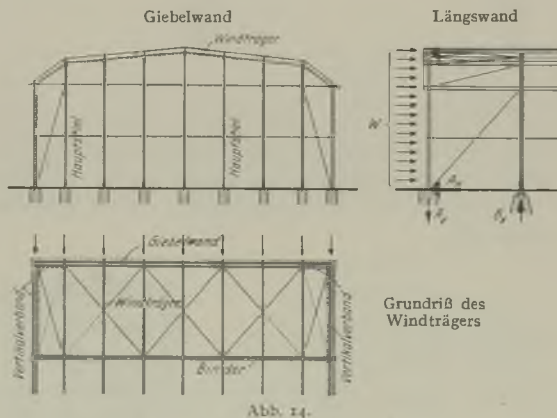


Abb. 14.

Ist das Gebäude höher als 8 m, so werden entweder die Hauptstiele als Gitterträger ausgebildet oder eine Ausführung nach Abb. 15 gewählt, bei der außer dem Dachwindträger noch ein weiterer Windträger eingezogen ist. Infolge der Einschaltung des zweiten Windträgers ist durch die Verringerung der Hauptstielspannweiten wieder möglich, als Hauptstielquerschnitte einfache I-Eisen zu wählen.

Eine andere Ausführung zeigt noch die Abb. 16. Hier ist ein Windträger in der Ebene des Binderuntergurtes eingezogen. Die Hauptstiele kragen oben frei über, was zur Verminderung des Momentes von Bedeutung ist. Damit die Wirkung als Kragträger

auch einwandfrei ermöglicht wird, erhalten die an den Pfosten anschließenden Pfetten Langlöcher.

Bei Anordnung von Gitterstielen ist noch zu beachten, daß bei Vorhandensein von großen Öffnungen,

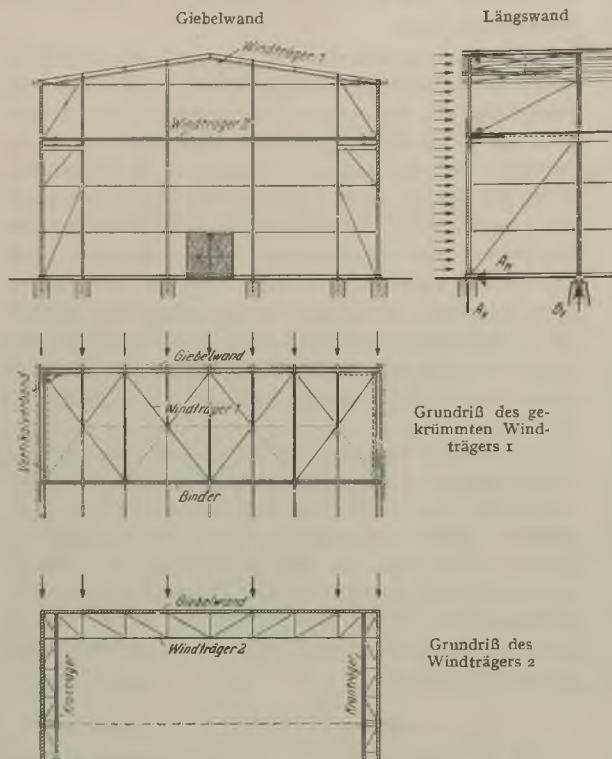


Abb. 15.

z. B. bei Flughallen, mit einem Innenwind von  $60 \text{ kg/m}^2$  zu rechnen ist. Zur Verringerung der Knicklänge werden am besten die freistehenden Gurte des Gitterträgers mit den Längsriegeln durch Schrägen verbunden.

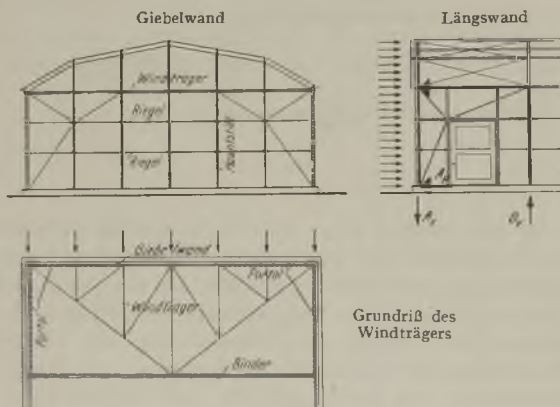


Abb. 16.

Bei der Festlegung der Gliederung der Giebelwand ist zu beachten, daß, um ein gutes Aussehen zu erzielen, die Riegel möglichst in gleicher Höhe der Längswandriegel anzuordnen sind.

Die Fachwerkwände erhalten außer dem Riegelwerk auch noch Streben (Vertikalverbände, Portale usw.), die zur Aufnahme des Windes und der Bremskräfte dienen. Gleichzeitig steifen die Streben das Gebäude gegen eine Verschiebung aus. Bei dem Gebäude nach Abb. 14 hat der Vertikalverband in der Längswand den Auflagerdruck des Dachwindträgers in das Fundament zu leiten. Bei dem Gebäude nach Abb. 15 muß der Vertikalverband der Längswand den Auflagerdruck des Dachwindträgers 1 sowie den Auflagerdruck des Windträgers 2 aufnehmen.

Die Vertikalverbände in der Giebelwand werden, wenn jedes Längswandfeld durch Anordnung von eingespannten Stützen für sich steht, gemäß Abb. 14 und 15 mit einfachen Streben ausgebildet; die darauf wirkende Last ist sehr gering, da ja nur der Winddruck auf ein halbes Längswandfeld aufzunehmen ist. Sind jedoch die Längswandstützen gegen einen von Giebelwand zu Giebelwand freigespannten Windträger gelagert, so werden zur Aufnahme des größeren Auflagerdruckes die Vertikalverbände am besten so angeordnet, daß ihre Auflagerpunkte mit denen der beiden Eckstiele zusammenfallen. Das kann geschehen durch Anordnung eines Portales gemäß Abb. 17a oder durch eine nur auf Zug beanspruchte Kreuzverbindung gemäß Abb. 17b. Durch die Lagerung der Vertikalverbände werden naturgemäß die Auflagerdrücke und vor allem der Ankerzug so gering als möglich.

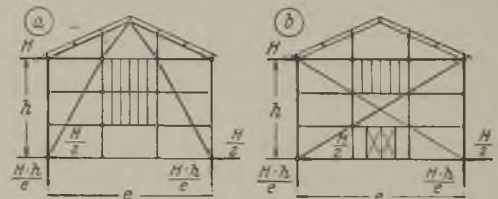


Abb. 17.

Um ein Überschneiden der Fenster und Tore zu verhüten, erhalten die Vertikalverbände die in der Abb. 16 dargestellten Netze mit portalartiger Abknickung der Streben. Die Verbände sollen möglichst so angeordnet sein, daß eine glatte Ausmauerung erfolgen kann. Es sollen also Schrägen aus I- oder C-Eisen nicht in die Wand gelegt werden, da dann die Steine an den Anschlußstellen der Schrägen durchweg behauen werden müssen. Am besten ist es, auch in architektonischer Hinsicht, die Verbände an den Innenseiten der Wände anzuordnen.

Die aufzunehmenden Windkräfte sollen möglichst wenig Stäbe in Mitleidenschaft ziehen. Nimmt man gemäß Abb. 18a die Strebe als Druckstab an, so wird die Windkomponente, ohne erst den Kopfriegel zu beanspruchen, direkt durch die Strebe in das Fundament geleitet. Bei Anordnung einer Zugstrebe nach Abb. 18b erhält der Kopfriegel eine Druckbeanspruchung.

Bei Gebäuden auf unsicherem Baugrund werden häufig die Fachwerkwände gemäß Abb. 19 von Stütze zu Stütze durch einen Vertikalgitterträger freitragend ausgebildet; es wird dann der Sockel unnötig, da die

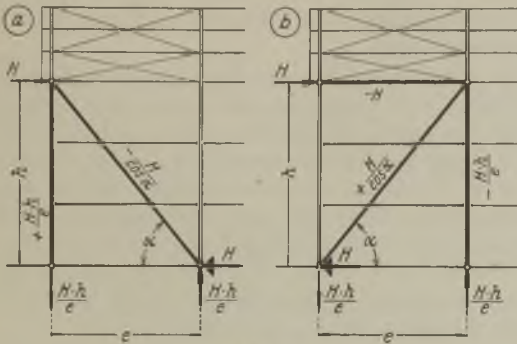


Abb. 18.

Ausmauerung auf den Fußriegeln sitzt (Schwellen). Wenn längs der Wand ein Kranträger vorhanden ist, so kann, wie Abb. 20 zeigt, der Gitterträger auch zur Unterstützung der Kranbahn benutzt werden. Durch

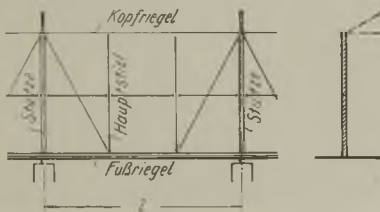


Abb. 19.

den außermittigen Angriff der Kranlast erhält der Fußriegel ein nach außen wirkendes Moment, was dem Windmoment entgegenwirkt; der Kopfriegel bzw.

das Sprengwerk dagegen erhält wagerechte Kräfte, die zusammen mit der Windkraft nach innen wirken.

Bei Befürchtung von Bodensenkungen muß außer der Anordnung von freitragenden Längswandfeldern auch bei den Stützen gewisse Vorkehrungen getroffen werden. Diese sind im Teil II, Ba. 1 des zweiten Abschnittes näher beschrieben.

Die Gliederung der Fachwerkwände gibt dem Gebäude das Hauptgepräge. Bei einem neuzeitlichen Eisenhochbau ist eine gute Linienführung verbunden mit größter Einfachheit eine Hauptbedingung. Störendes Beiwerk ist unbedingt zu vermeiden. Erforderliche Schrägstäbe sind so anzuordnen, daß sie von außen unsichtbar bleiben. Früher wurden die Verbandsstäbe als Zierde des Gebäudes aufgefaßt. Eine derartige veraltete Ausführung zeigt Abb. 21 b.

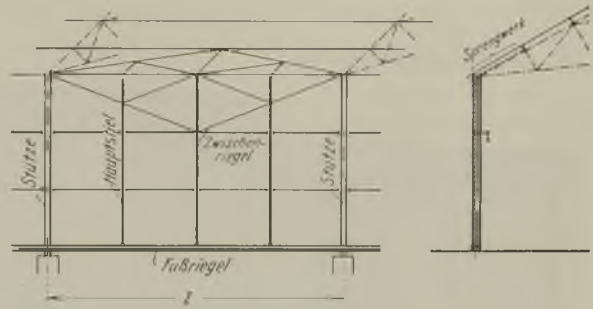


Abb. 20.

In Abb. 21 a ist die neuzeitliche Ausführung gezeigt: Es sind Kehlen vermieden, die Dachneigung flach gelegt und die Verbände von außen unsichtbar angebracht. Um die flache Dachneigung nicht in den Giebeln zum Ausdruck zu bringen, liegen die Giebelwände mit ihrer Oberkante wagerecht. An der Trauf-

(a) neuzeitliche Ausführung



(b) veraltete Ausführung

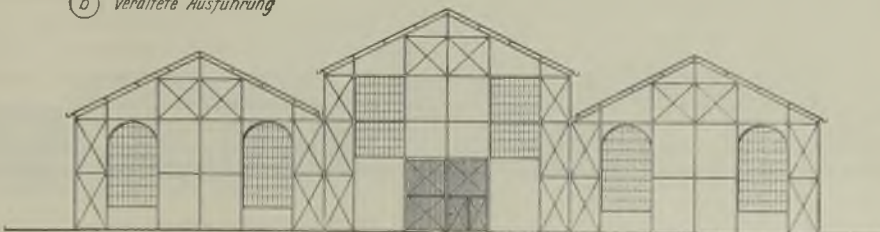


Abb. 21.



kante stehen daher die Wände etwas über. Um nun die Längswand nicht abzusetzen, ist die Oberkante der Längswand in der gleichen Höhe wie die Giebelwand durchgeführt. Zur Betonung der rings um das Gebäude laufenden Wandabschlußkante ist der darüberliegende Teil der mittleren Giebelwand ein Stein stark vorgemauert. Der Unterschied in der Wirkung ist ohne weiteres aus den beiden gegenübergestellten Abbildungen zu ersehen.

In Abb. 22a ist eine Fachwerkwand mit einem vertikalen Rhythmus dargestellt. In engen Abständen ragen abwechselnd Fenster und Pfeiler in die Höhe, von keinem außen sichtbaren Längsstab zerrissen. Die vertikalen Linien bieten ein Bild der Ordnung und bringen durch ihre gleichmäßige Wiederholung eine große Wirkung hervor. Die Pfeiler und der obere Teil der Wand sind  $\frac{1}{2}$  Stein stark vor-

gelegt. Die Stiele und Riegel gemäß Abb. 22b sind von außen unsichtbar angeordnet.

Ebenso wie es einen vertikalen Rhythmus gibt, kann man auch von einem horizontalen sprechen. In Abb. 23 ist eine Wand dargestellt, bei der waagrecht durchlaufende Lichtbänder mit guter Wirkung angeordnet sind.

Die Gliederung soll stets einen gewissen Charakter aufweisen und möglichst den Zweck des Gebäudes schon von außen zu erkennen geben. So ist z. B. in Abb. 23 ein Gebäude dargestellt, in dessen mittlerem Teil eine Werkstatt mit Arbeitsbänken und in beiden Außenseiten Büroräume und Meisterstuben untergebracht sind. Der Zweck ist durch die Anordnung der Fenster und Türen ohne weiteres zu erkennen. So, wie in diesem Beispiel gezeigt, ist bei jedem Gebäude irgendein Motiv zu betonen.

(a) Ansicht der fertigen Wand



(b) Ansicht des Eisengerippes

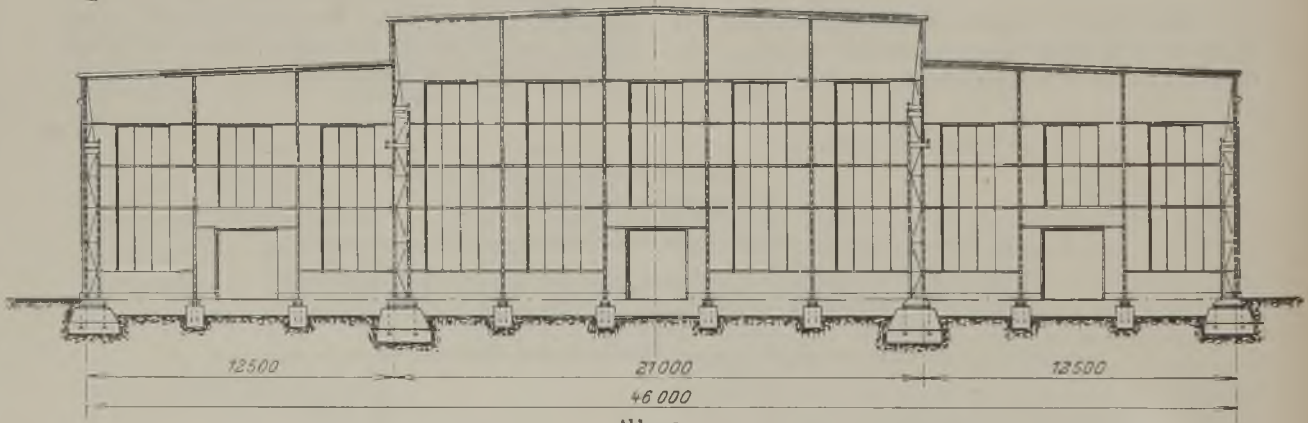


Abb. 22.



Abb. 23.

## B. Bauvorschriften.

Nach den Bestimmungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt für den Eisenhochbau vom 25. Februar 1925 ist die zulässige Beanspruchung auf Biegung und Zug:

α) für Flußstahl St. 37 mit einer Zugfestigkeit von 3700 bis 4500 kg/cm<sup>2</sup> = 1200 kg/cm<sup>2</sup>;

β) für hochwertigen Baustahl St. 48 mit einer Zugfestigkeit von 4800 bis 5800 kg/cm<sup>2</sup> = 1560 kg/cm<sup>2</sup>.

Die zulässigen Beanspruchungen können bei Beachtung von Abschnitt B der Bestimmungen wie folgt erhöht werden:

α) für Flußstahl St. 37 = 1400 bzw. 1600 kg/cm<sup>2</sup>,

β) für hochwertigen Baustahl St. 48 = 1820 bzw. 2080 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei der Berechnung von Druckstäben ist das  $\omega$ -Verfahren gemäß Abschnitt 6 der Bestimmungen anzuwenden:

$J$  ist das kleinste Trägheitsmoment;

$F$  ist der unverschwächte Stabquerschnitt;

$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$  ist der Trägheitshalbmesser;

$s_K$  ist die freie Knicklänge

[bei Gurtstäben ist  $s_K$  gleich der Länge ihrer Netzlinie. Bei Füllungsstäben (Streben und Pfosten) ist die Knicklänge  $s_K$  für das Ausknicken aus der Trägerebene ebenfalls gleich der Netzlinienlänge; für das Ausknicken in der Trägerebene gleich dem Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der beiderseitigen Anschlußnietgruppen. Bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck, der andere Zug erhält, ist der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und rechtwinklig dazu festliegender Punkt vorauszusetzen, falls die sich kreuzenden Stäbe dort mit mindestens zwei Nieten miteinander verbunden sind];

$\lambda = \frac{s_K}{i}$  ist der Schlankheitsgrad

(Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad

$\lambda = \frac{s_K}{i}$  als 150 sind unzulässig);

$\omega$  ist die Knickzahl für den in Frage kommenden Schlankheitsgrad.

In den Bestimmungen sind in einer Tabelle die Knickzahlen  $\omega$  für 16 um je 10 wachsende Schlankheitsgrade angegeben. Um nun die stete Ausrechnung der Zwischenwerte zu vermeiden, sind in der Tafel 1 die Knickzahlen  $\omega$  für 200 um je 1 wachsende Schlankheitsgrade zusammengestellt.

Für den Trägheitshalbmesser  $i$  wird zunächst der Schlankheitsgrad  $\lambda$  ermittelt und für diesen unter Berücksichtigung des zur Verwendung kommenden Baustahls in der Tafel 1 die entsprechende Knickzahl aufgesucht. Mit dieser wird die vorhandene Druckkraft  $P$  multipliziert und das Produkt  $P \cdot \omega$  durch den gewählten Stabquerschnitt dividiert. Der erhaltene Wert  $\frac{P \cdot \omega}{F}$  darf nicht größer als die zu-

lässige Beanspruchung für den betreffenden Belastungsfall und Baustoff sein.

Bei außermittigen oder quergerichtetem Angriff dürfen die gedachten Randspannungen, die nach der Formel

$$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W}$$

zu ermitteln sind, nicht größer als  $\sigma_{zul}$  sein.

Sehr zu beachten ist, daß nach den Vorschriften Teil C 2 die Druckstäbe höchstens mit 1400 kg/cm<sup>2</sup> bei Flußstahl und 1820 kg/cm<sup>2</sup> bei hochwertigem Baustahl beansprucht werden dürfen. Es kommt somit bei Druckstäben die unter gewissen Umständen bei Zugstäben erlaubte Höchstbeanspruchung von 1600 kg/cm<sup>2</sup> bzw. 2080 kg/cm<sup>2</sup> nicht in Betracht.

Nach einem Aufsatz von Mag.-Baurat Künzel im „Bauingenieur“ 1927, Heft 49, wird innerhalb des statischen Büros der Berliner Baupolizei ergänzend zu den Bestimmungen vom 25. Februar 1925 bei auf Druck und Biegung beanspruchten Stäben eine höhere Beanspruchung als 1400 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen:

$$\sigma_{zul} = 1600 - \frac{1}{7} \cdot \sigma_d,$$

$$\sigma_b = 1600 - \frac{8}{7} \cdot \sigma_d,$$

$$\sigma_d = \frac{7}{8} (1600 - \sigma_b).$$

Hierin bedeutet  $\sigma_b$  die vorhandene Biegebeanspruchung und  $\sigma_d$  die vorhandene Druckbeanspruchung.

Ist zum Beispiel bei einem auf Druck und Biegung beanspruchten Stab die vorhandene Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = 550 \text{ kg/cm}^2,$$

dann ist die zulässige Beanspruchung auf Druck und Biegung

$$\sigma_{zul} = 1600 - \frac{1}{7} \cdot 550 = 1521 \text{ kg/cm}^2.$$

Als zweite Erleichterung kommt noch hinzu, daß der Verlauf der  $\omega$ -Linie nach einer Parabel angenommen werden darf: in halber Knicklänge gleich dem Werte  $\omega$  und an den Enden des Stabes gleich dem Endwert 1 (vgl. Abb. 247).

Die beiden Erleichterungen ergeben oft bei auf Druck und Biegung sehr wechselnd beanspruchten Stäben zutreffendere Werte als nach den Vorschriften vom 25. Februar 1925. Die Anwendung der noch nicht amtlichen Erleichterungen ist also in jedem Falle ernstlich in Erwägung zu ziehen.

Weiterhin ist auch der Erlaß betr. statische Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkwände vom 2. Januar 1924 zu beachten:

„Ein Einzelfall gibt mir Veranlassung, darauf hinzuweisen, daß es im allgemeinen nicht notwendig ist, die Riegel eiserner Fachwerkwände außer auf Winddruck auch für die senkrechte Be-

lastung durch Mauerwerk zu berechnen. Gewöhnlich kann angenommen werden, daß die senkrechten Lasten von den unteren Feldern und, wenn die Wand genügend fundiert ist, vom Erdboden aufgenommen werden, ohne daß besondere Bieungsbeanspruchungen der Riegel stattfinden. Ganz abgesehen davon, wird bei üblicher Fachwerksteilung stets eine Übertragung der Lasten infolge Gewölbewirkung der Gefache eintreten.

Die Möglichkeit von bedenklichen Durchbiegungen der Riegel ist demnach nur äußerst geringfügig und fast nur theoretisch; sie kann übrigens auch durch die Forderung eines satten Maueranschlusses

der Gefache an die Riegel vollkommen beseitigt werden.

Die Berechnung der Riegel für senkrechte Belastung ist daher nur erforderlich bei großen Breiten der Fache, wo die Gewölbewirkung gering wird, und bei Riegeln über Tür- und Fensteröffnungen, wo auch bei geringen Durchbiegungen ein schlechtes Schließen von Türen und Fenstern zu befürchten ist.“

Die neuen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 enthalten verschiedene Härten (vgl. meinen Aufsatz im „Bau-Ingenieur“ 1925, Heft 28/29). Es sind Bestrebungen im Gange, bei der nächsten Auflage der Bestimmungen Änderungen eintreten zu lassen.

Tafel 1. Knickzahlen  $w$ .

Flußstahl St. 37								Hochwertiger Baustahl St. 48											
0	I,00	40	I,10	80	1,59	120	3,41	160	6,05	0	I,00	40	I,12	80	1,76	120	4,43	160	7,86
1	I,00	41	I,11	81	1,62	121	3,47	161	6,13	1	I,00	41	I,13	81	1,81	121	4,51	161	7,96
2	I,00	42	I,11	82	1,65	122	3,53	162	6,21	2	I,00	42	I,14	82	1,85	122	4,58	162	8,06
3	I,00	43	I,12	83	1,68	123	3,59	163	6,29	3	I,00	43	I,14	83	1,90	123	4,66	163	8,17
4	I,00	44	I,13	84	1,71	124	3,65	164	6,37	4	I,00	44	I,15	84	1,94	124	4,74	164	8,27
5	I,01	45	I,14	85	1,74	125	3,71	165	6,44	5	I,01	45	I,16	85	1,99	125	4,82	165	8,38
6	I,01	46	I,14	86	1,76	126	3,76	166	6,52	6	I,01	46	I,17	86	2,03	126	4,89	166	8,48
7	I,01	47	I,15	87	1,79	127	3,82	167	6,60	7	I,01	47	I,18	87	2,08	127	4,97	167	8,58
8	I,01	48	I,16	88	1,82	128	3,88	168	6,68	8	I,01	48	I,18	88	2,12	128	5,01	168	8,69
9	I,01	49	I,16	89	1,85	129	3,94	169	6,76	9	I,01	49	I,19	89	2,17	129	5,12	169	8,79
10	I,01	50	I,17	90	1,88	130	4,00	170	6,84	10	I,01	50	I,20	90	2,21	130	5,20	170	8,89
11	I,01	51	I,18	91	1,93	131	4,06	171	6,92	11	I,01	51	I,21	91	2,30	131	5,28	171	9,00
12	I,01	52	I,19	92	1,98	132	4,13	172	7,00	12	I,01	52	I,22	92	2,38	132	5,37	172	9,10
13	I,01	53	I,20	93	2,02	133	4,19	173	7,09	13	I,02	53	I,24	93	2,47	133	5,45	173	9,21
14	I,01	54	I,21	94	2,07	134	4,26	174	7,17	14	I,02	54	I,25	94	2,55	134	5,53	174	9,32
15	I,02	55	I,22	95	2,12	135	4,32	175	7,25	15	I,02	55	I,26	95	2,64	135	5,62	175	9,42
16	I,02	56	I,22	96	2,17	136	4,38	176	7,33	16	I,02	56	I,27	96	2,73	136	5,70	176	9,53
17	I,02	57	I,23	97	2,22	137	4,45	177	7,41	17	I,02	57	I,28	97	2,81	137	5,78	177	9,64
18	I,02	58	I,24	98	2,26	138	4,51	178	7,50	18	I,03	58	I,30	98	2,90	138	5,86	178	9,75
19	I,02	59	I,25	99	2,31	139	4,58	179	7,58	19	I,03	59	I,31	99	2,98	139	5,95	179	9,85
20	I,02	60	I,26	100	2,36	140	4,64	180	7,66	20	I,03	60	I,32	100	3,07	140	6,03	180	9,96
21	I,02	61	I,27	101	2,41	141	4,71	181	7,75	21	I,03	61	I,34	101	3,14	141	6,12	181	10,07
22	I,03	62	I,29	102	2,46	142	4,78	182	7,84	22	I,04	62	I,35	102	3,20	142	6,21	182	10,19
23	I,03	63	I,30	103	2,51	143	4,84	183	7,92	23	I,04	63	I,37	103	3,27	143	6,30	183	10,30
24	I,04	64	I,31	104	2,56	144	4,91	184	8,01	24	I,04	64	I,39	104	3,33	144	6,39	184	10,42
25	I,04	65	I,33	105	2,61	145	4,98	185	8,10	25	I,05	65	I,41	105	3,40	145	6,48	185	10,53
26	I,04	66	I,34	106	2,66	146	5,05	186	8,19	26	I,05	66	I,42	106	3,46	146	6,56	186	10,64
27	I,05	67	I,35	107	2,71	147	5,12	187	8,28	27	I,05	67	I,44	107	3,53	147	6,65	187	10,76
28	I,05	68	I,36	108	2,76	148	5,18	188	8,36	28	I,05	68	I,46	108	3,59	148	6,74	188	10,87
29	I,06	69	I,38	109	2,81	149	5,25	189	8,45	29	I,06	69	I,47	109	3,66	149	6,83	189	10,99
30	I,06	70	I,39	110	2,86	150	5,32	190	8,54	30	I,06	70	I,49	110	3,72	150	6,92	190	11,10
31	I,06	71	I,41	111	2,92	151	5,39	191	8,63	31	I,07	71	I,52	111	3,79	151	7,01	191	11,22
32	I,07	72	I,43	112	2,97	152	5,47	192	8,72	32	I,07	72	I,54	112	3,86	152	7,10	192	11,34
33	I,07	73	I,45	113	3,01	153	5,54	193	8,82	33	I,08	73	I,57	113	3,93	153	7,19	193	11,46
34	I,08	74	I,47	114	3,08	154	5,61	194	8,91	34	I,08	74	I,60	114	4,00	154	7,28	194	11,58
35	I,08	75	I,49	115	3,14	155	5,69	195	9,00	35	I,09	75	I,63	115	4,08	155	7,38	195	11,70
36	I,08	76	I,51	116	3,19	156	5,76	196	9,09	36	I,10	76	I,65	116	4,15	156	7,47	196	11,82
37	I,09	77	I,53	117	3,25	157	5,83	197	9,18	37	I,10	77	I,68	117	4,22	157	7,57	197	11,94
38	I,09	78	I,55	118	3,30	158	5,90	198	9,28	38	I,11	78	I,71	118	4,29	158	7,66	198	12,06
39	I,10	79	I,57	119	3,36	159	5,98	199	9,37	39	I,11	79	I,73	119	4,36	159	7,76	199	12,18
40	I,10	80	I,59	120	3,41	160	6,05	200	9,46	40	I,12	80	I,76	120	4,43	160	7,86	200	12,30

### C. Feststellung der Belastung.

Bei den neuen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 sind irgendwelche Belastungen nicht gegeben. Es bleiben daher vorläufig die bei den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 angegebenen Belastungen bestehen. Sie sind ja auch im Erlaß vom 25. Februar 1925 nicht aufgehoben worden, sondern es ist dort ausdrücklich erwähnt, daß die übrigen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 bis auf weiteres ihre Gültigkeit behalten. Es ist daher nach den Bestimmungen

für 1 m<sup>2</sup> rechteckig getroffener Fläche zu berücksichtigen.

Die Windbelastung der einzelnen Riegel und Stiele wird in der allgemein üblichen Weise auf der ganzen Länge gleichmäßig verteilt angenommen. Wenn auch, wie die Abb. 25 zeigt, diese Annahme infolge der Lastüberschneidung nicht richtig ist, so wird sie doch in der Praxis angewendet und als richtig anerkannt. Demnach ist (Abb. 25)

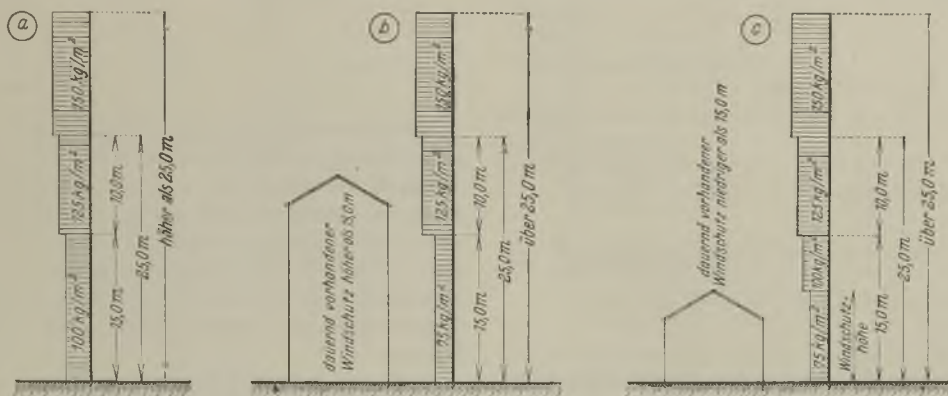


Abb. 24.

vom 24. Dezember 1919, Teil C c, der wagerechte Winddruck  $w_0$  wie folgt anzunehmen:

- Wandteile bis zu einer Höhe von 15 m = 100 kg/m<sup>2</sup>;
- Wandteile bis zu einer Höhe von 15 bis 25 m = 125 kg/m<sup>2</sup>;
- Wandteile in einer Höhe über 25 m = 150 kg/m<sup>2</sup>;
- bei Bauwerken in geschützter Lage kann der unter a) angegebene Wert des Winddruckes dem dauernd vorhandenen Windschutz entsprechend ermäßigt werden, jedoch nicht unter 75 kg/m<sup>2</sup>.

Ist demnach der Windschutz höher als 15 m vorhanden, so müssen trotzdem die über 15 m hochliegenden Wandteile mit 125 bzw. 150 kg/m<sup>2</sup> belastet werden (Abb. 24b). Bei einem Windschutz, der niedriger als 15 m hoch ist, ist demnach gemäß Abb. 24c ein vierfach verschiedener Winddruck anzunehmen:

Von Fußboden bis Windschutzhöhe	=	75 kg/m <sup>2</sup>
Von Windschutzhöhe bis 15 m	=	100 „
Von 15 m bis 25 m	=	125 „
Über 25 m	=	150 „

e) In Gegenden mit besonders großen Windstärken, namentlich an der Küste oder im Gebirge, sind die Winddruckzahlen um 25 bis 50 v.H. zu erhöhen.

f) Gebäude, die durch Wände und Decken hinreichend ausgesteift sind, brauchen in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden.

g) Bei offenen Hallen ist ein auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern ein von unten nach oben wirkender Winddruck von 60 kg

- bzw.  $l'$  die Stützweite der Längsriegel bzw. Zwischenstiele,
- bzw.  $b'$  die Belastungsbreite der Längsriegel bzw. Zwischenstiele,
- der Winddruck auf 1 m<sup>2</sup> Wandfläche.

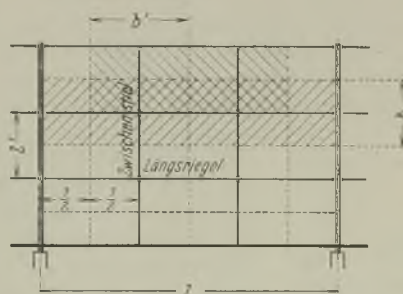


Abb. 25.

Die gleichmäßig verteilte Belastung für den Längsriegel ist

$$Q = l \cdot b \cdot p$$

und die gleichmäßig verteilte Belastung für den Zwischenstiel ist

$$Q = l' \cdot b' \cdot p.$$

Streng genommen wäre es richtiger und der Wirklichkeit weit näherkommend, die einzelnen Mauerwerkfelder als eine an den Rändern aufliegende gleichmäßig belastete rechteckige Platte anzusehen. Nach den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 ist für eine der-

artige Platte die gleichmäßig wirkende Last wie folgt zu verteilen (Abb. 26):

für die Stützweite  $l$  wird

$$p_l = p \frac{l'^4}{l^4 + l'^4},$$

für die Stützweite  $b$

$$p_b = p \frac{l^4}{l^4 + l'^4}.$$

Demnach würde die Lastverteilung für einen Längsriegel nach Abb. 27 erfolgen.

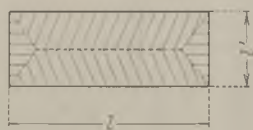


Abb. 26.

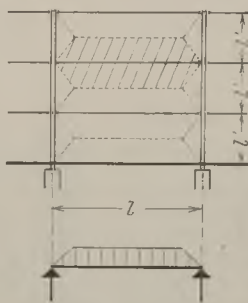


Abb. 27.

Aus den nach den Eisenbeton-Bestimmungen errechneten Werten geht hervor, daß der Winkel  $\alpha$ , der naturgemäß bei dem Verhältnis  $l:l' = 1:1$  gleich  $45^\circ$  ist, bei dem Abnehmen dieses Verhältnisses schnell zunimmt (Abb. 28).

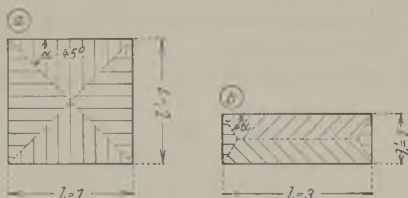


Abb. 28.

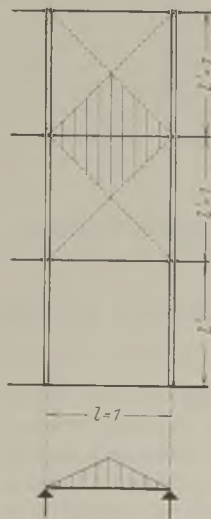


Abb. 29.

Aus Vorstehendem ist ersichtlich, daß bei einem Verhältnis von  $l:l' = 1:1$  als Belastung eine Dreieckbelastung gemäß Abb. 29 angenommen werden kann. Es könnte somit in solchen Fällen das Biegemoment, das bei einer gleichmäßig verteilten Last  $= \frac{Q \cdot l}{8}$  ist, bei der Dreieck-Belastung mit

$$\frac{Q \cdot l}{12}$$

gerechnet werden.

Bei Abnehmen des Verhältnisses  $l:l'$  wird das Biegemoment der Riegel bzw. der Stiele schnell ungünstiger. So ist bei dem Verhältnis

$l':l = 1:1$	das Moment	$= \frac{Q \cdot l}{12}$
$l':l = 1:1,25$	„	$= \frac{Q \cdot l}{9,444}$
$l':l = 1:1,5$	„	$= \frac{Q \cdot l}{8,599}$
$l':l = 1:2$	„	$= \frac{Q \cdot l}{8,133}$
$l':l = 1:3$	„	$= \frac{Q \cdot l}{8,013}$
$l':l = 1:4$	„	$= \frac{Q \cdot l}{8,002}$
$l':l = 1:5$	„	$= \frac{Q \cdot l}{8,0007}$

Bei vorstehender Zusammenstellung sieht man deutlich, daß die genaue Berechnung nicht viel Zweck hat: Bei dem Verhältnis von  $1:1$  bis  $1:1,5$  ist der Riegel bzw. Stiel meistens sehr gering belastet, so daß aus praktischen Gründen doch ein  $1/14$  gewählt werden muß. Bei den am häufigsten vorkommenden Verhältnissen von  $1:2$  bis  $1:5$  ist der Unterschied der angenäherten und genauen Berechnung praktisch belanglos.

Nach dem im Teil C angegebenen Erlaß vom 2. Januar 1924 ist es im allgemeinen nicht notwendig, die Riegel eiserner Fachwerkwände außer auf Winddruck noch für eine senkrechte Mauerbelastung zu berechnen. Es wird meines Erachtens von keiner Prüfungsbehörde verlangt, daß ein durch Mauerwerk unterlegter Riegel für die darüberliegende senkrechte Mauerlast berechnet werden muß. Befinden sich unmittelbar unterhalb des Riegels Öffnungen durch Tore oder Fenster, Lichtbänder usw., so ist die über den Öffnungen liegende Mauerlast durch den Riegel aufzunehmen und in die Fenster- oder Torpfosten zu übertragen. Hierfür sind folgende Lasten anzunehmen:

- für halbsteinstarke Fachwände  $250 \text{ kg/m}^2$ ,
- für Fenster oder Lichtbänder  $35 \text{ „}$

Die Aufnahme geschieht meistens durch ein am Riegel befestigtes hochstehendes C-Eisen. Werden dagegen die Sprossen für die Fenster und Lichtbänder knick-sicher ausgebildet, so kann die über dem Riegel liegende Mauerlast durch die vertikalen Sprossen auf das darunterliegende Mauerwerk übertragen werden.

Neuerdings ist im Schrifttum gefordert worden, auch bei einem durchweg untermauerten Riegel die darüber befindliche senkrechte Last des Mauerwerks zu berücksichtigen: Eine satte Auflagerung des Riegels auf die untere Ausmauerung soll unmöglich sein; das Setzen und Schwinden des Mauerwerks soll einen Hohlraum zwischen Riegel und darunterliegendem Mauerwerk verursachen, so daß der Riegel auch in vertikaler Richtung freiliegend anzunehmen ist. Auch wurde die Gefahr der Ausknickung der einzelnen Mauergefache erwähnt.

Dagegen ist folgendes zu sagen: Bei der Ausführung einer guten Baufirma ist eine ordentliche Auflagerung

zwischen Riegel und Untermauerwerk sehr wohl zu bewerkstelligen. Was das Setzen des Mauerwerks anbelangt, so ist, wenn die letzte Schicht unter dem Riegel gemauert wird, die Zusammendrückung zum größten Teil schon erfolgt. Das weitere geringfügige Setzen, das dann noch eintreten könnte, sowie das Schwindmaß kann praktisch vollkommen vernachlässigt werden. Zahlenmäßig ist das Schwindmaß im Verhältnis zur Durchbiegung des Riegels äußerst gering. So ist z. B. das Schwindmaß für Mauerwerk bei Ziegel in Kalkmörtel etwa 0,15 mm auf 1,0 m anzunehmen, das wäre für eine Feldhöhe von 3,0 m noch nicht mal  $\frac{1}{2}$  mm!

Was nun die Knicksicherheit von Mauergefachen anbelangt, so beweist das nachstehende Beispiel das Unwichtige dieser Frage. Bei der in Abb. 30 dargestellten Fachwerk wand soll das unterste 3,0-m-Fach auf Knickung untersucht werden:

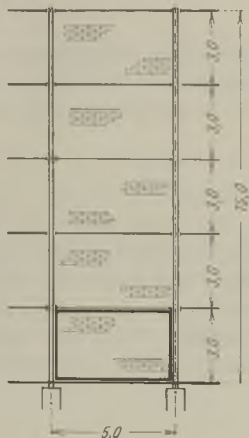


Abb. 30.

Belastung  $P = 15,0 \cdot 5,0 \cdot 250 = 18750 \text{ kg}$ ;

$$J_{\text{erl}} = \frac{n \cdot P \cdot l^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{15 \cdot 18750 \cdot 300^2}{\pi^2 \cdot 210000} = 12100 \text{ cm}^4,$$

$$J_{\text{vorh}} = \frac{500 \cdot 12^3}{12} = 72000 \text{ cm}^4!$$

Auf alle diese Fragen gibt immer nur die Praxis die richtige Auskunft. Mir ist noch kein Fall bekannt geworden, daß einzelne Mauerwerksgefache ausgeknickt oder eingemauerte Riegel sich unzulässig nach unten durchgebogen haben. Es ist daraus zu ersehen, daß, wenn auch nicht immer bis an die Riegel sorgfältig herangemauert wird, trotzdem keine Gefahr

einer unzulässig hohen Durchbiegung der Riegel besteht. Der Grund ist unbedingt darin zu suchen, daß das über jedem Riegel befindliche Mauerwerk eine Bogen- oder Gewölbewirkung besitzt. Die wagerechten Fugen sind kein Grund, eine Gewölbewirkung auszuschließen; sogar im frischgemauerten Zustand wird diese bestehen. Ist der Abbindevorgang weiter vorgeschritten, dann wird der unterhalb des Mauerwerkfaches befindliche Riegel infolge der Haftspannung als Zugbewehrung dienen. Es ergibt sich somit für das obere Gefach gewissermaßen eine Balkenwirkung. Betrachtet man z. B. (Abb. 30) ein Fach mit einer Länge 5,0 und einer Höhe von 3,0 m, so ist das Gewicht der Ausmauerung =

$$5,0 \cdot 3,0 \cdot 250 = 3750 \text{ kg}.$$

Das Moment des als Balken betrachteten Gefaches beträgt demnach

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{3750 \cdot 500}{8} = 234375 \text{ kg cm}.$$

Das Widerstandsmoment des betreffenden Faches ist

$$W = \frac{h^2 \cdot d}{6} = \frac{300^2 \cdot 12}{6} = 180000 \text{ cm}^3.$$

Die Beanspruchung in der obersten bzw. untersten Faser wird dann

$$\sigma = \pm \frac{234375}{180000} = \pm 1,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei dieser Beanspruchung ist noch nicht die oben erwähnte Wirkung des Riegels als Zugbewehrung berücksichtigt. Es ist deutlich zu ersehen, daß die Mauerzugspannung ohne weiteres aufgenommen werden kann.

Die Frage wäre nun noch offen, daß man bei den Stützen und Zwischenstielen etwaige Wandlasten einführen müßte. Die Belastung bleibt aber verhältnismäßig ohne Einfluß, da ja auch die unmittelbar neben den Pfosten liegende Ausmauerung sich an der Druckübertragung mitbeteiligt.

## D. Berechnung des Riegelwerkes, der Wandgitterträger und der Vertikalverbände.

### 1. Berechnung der Riegel und Zwischenstiele.

#### a) Allgemeines.

Bei den Riegeln und Zwischenstielen handelt es sich in den meisten Fällen um einfache Träger auf zwei Stützen. Die Berechnung der Auflagerkräfte, der Momente, des Querschnitts und der vorhandenen Beanspruchung erfolgt in der gleichen Weise wie in Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt, Teil I C beschrieben. Die Belastung ist in den meisten Fällen eine gleichmäßig verteilte.

Bezeichnet

$l$  die Stützweite,

$p$  die gleichmäßig verteilte Last für die Längeneinheit,

dann wird das Biegemoment

$$M = \frac{p \cdot l^2}{8}.$$

Ist die gleichmäßig verteilte Gesamtbelastung  $Q$  ermittelt, dann wird das Moment

$$M = \frac{Q \cdot l}{8}.$$

Nach Wahl des Querschnittes wird die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W}.$$

Für die am häufigsten zur Anwendung kommenden I- und L-Eisen 14 sind in der Tafel 2 und 3 die zulässigen Belastungsbreiten angegeben, und zwar für die Stützweite  $l$  von 3,0 bis 8,0 m. Jede Tafel ist für zwölf verschiedene Fälle aufgestellt: für Winddrücke von 75, 100, 125 und 150 kg/m<sup>2</sup> rechtwinklig getroffener Wandfläche und einer Materialbeanspruchung von 1200, 1400 und 1600 kg/cm<sup>2</sup>.

#### b) Zahlenbeispiel.

Stützweite  $l$  . . . . . = 8,7 m;  
 Belastungsbreite  $b$  . . . . . = 3,5 m;  
 Winddruck . . . . . = 100 kg/m<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{\text{zul}}$  . . . . . = 1600 kg/cm<sup>2</sup>;  
 $M = 8,7 \cdot 3,5 \cdot 0,1 \cdot \frac{870}{8}$  . . . . . = 331,0 cmt;  
 Vorhanden ein I 20 mit  $W$  . . . . . = 214 cm<sup>3</sup>;  
 $\sigma_{\text{vorh}} = \frac{331,0}{214}$  . . . . . = 1,55 t/cm<sup>2</sup>.

### 2. Berechnung der Kopfriegel.

#### a) Allgemeines.

Erhält der Kopfriegel nur eine Belastung durch Wind auf die Längswand, so ist er wie der im vorangehenden Teil besprochene Längsriegel zu behandeln. In den meisten Fällen dient jedoch der Kopfriegel gleichzeitig als Traufpfette und erhält dadurch nach

beiden Hauptachsen gerichtete Biegemomente. Infolge der Dachlast entsteht ein lotrechtes Moment

$$M_x = \frac{Q_v \cdot l}{8};$$

durch den Winddruck auf die Längswand und die wagerechte Seitenlast aus Wind auf das Dach wird ein wagerechtes Moment

$$M_y = \frac{Q_H \cdot l}{8}$$

erzeugt.

Bei Wahl eines geschlossenen Querschnittes gemäß Abb. 31 darf man annehmen, daß die lotrecht und wagerecht gerichtete Belastung im Schwerpunkt des Querschnittes angreift, was sich ja auch ungefähr durch die Lagerung der Dachhaut und der Längswandzwischenstiele erreichen läßt.

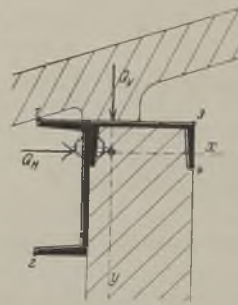


Abb. 31.

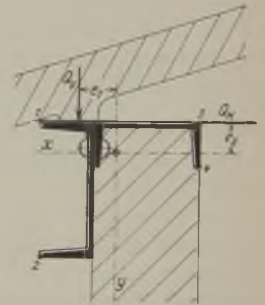


Abb. 32.

Bei Lagerung der Dachhaut auf dem lotrecht stehenden L-Eisen und Lagerung der Zwischenstiele an dem wagerechten L-Eisen (Abb. 32) würden durch die außermittig angreifenden Belastungen die Drehmomente  $Q_v \cdot e_1$  und  $Q_H \cdot e_2$  auftreten. Um jedoch die schwierig zu behandelnde Berechnung mit den Drehmomenten auszuschalten, darf die Querschnittsberechnung wie vorbesprochen nach Abb. 31 vorgenommen werden. Bedeutet

$M_x$  das lotrecht wirkende Biegemoment infolge der Dachlast,  
 $M_y$  das wagerecht wirkende Biegemoment infolge Wind auf die Längswand und den Dachanteil.

$W_{x_1}, W_{x_2}, W_{x_3}$  u.  $W_{x_4}$  die Widerstandsmomente des Querschnittes für die Fasern 1, 2, 3 und 4 in bezug auf die Nulllinie  $x - x$ ,

$W_{y_1}, W_{y_2}, W_{y_3}$  u.  $W_{y_4}$  die Widerstandsmomente des Querschnittes für die Fasern 1, 2, 3 und 4 in bezug auf die Nulllinie  $y - y$ ,

dann ist die vorhandene Beanspruchung

in der Eckfaser 1:

$$\sigma_1 = -\frac{M_x}{W_{x_1}} - \frac{M_y}{W_{y_1}}$$

in der Eckfaser 2:

$$\sigma_2 = +\frac{M_x}{W_{x_2}} - \frac{M_y}{W_{y_2}}$$

in der Eckfaser 3:

$$\sigma_3 = -\frac{M_x}{W_{x_3}} + \frac{M_y}{W_{y_3}}$$

in der Eckfaser 4 (wenn die Nulllinie  $x-x$  oberhalb des Eckpunktes 4 liegt):

$$\sigma_4 = +\frac{M_x}{W_{x_4}} + \frac{M_y}{W_{y_4}}$$

Zur Arbeitserleichterung sind für eine Anzahl derartiger Querschnitte sämtliche Gebrauchswerte in der Tafel 4 zusammengestellt.

Ist ein gegliederter Querschnitt gemäß Abb. 33 vorhanden, so muß derselbe zur Aufnahme der waga-

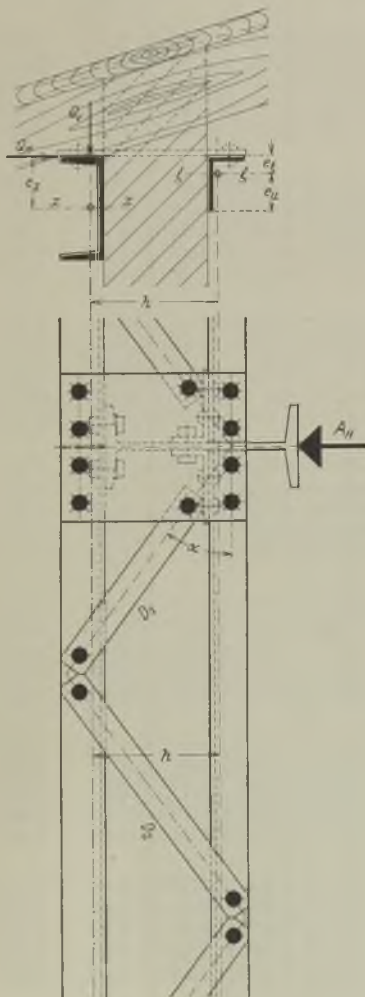


Abb. 33.

recht gerichteten Kraft  $Q_H$  vergittert werden. Die Berechnung erfolgt am besten in folgender Weise: Die Dachlast  $Q_V$  wird allein durch das lotrecht stehende L-Eisen in normaler Weise nach den Stützen

übertragen. Die wagerecht gerichtete Kraft  $Q_H$  dagegen wird durch den Gitterträger, dessen Gurte durch das an der äußeren Seite der Wand liegende L-Eisen und das an der inneren Wandseite liegende Winkeleisen gebildet werden, aufgenommen.

Das L-Eisen erhält dann außer dem lotrecht gerichteten Moment

$$M_s = \frac{Q_V \cdot l}{8}$$

noch eine Stabkraft aus dem wagerecht wirkenden Moment  $M_y$ :

$$S = \frac{Q_H \cdot l}{8} \cdot \frac{1}{h} = \frac{M_y}{h}$$

Da der Horizontalverband im allgemeinen an dem oberen Flansch bzw. Winkelschenkel befestigt wird, so verursacht die Stabdruckkraft noch das Biegemoment (Abb. 33)

$$M_{x_1} = S \cdot e_x$$

Die vorhandene Beanspruchung im L-Eisen ist dann

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x + M_{x_1}}{W_x}$$

(vgl. Teil B dieses Abschnittes).

Das innere Winkeleisen erhält die Stabzugkraft

$$S = \frac{M_y}{h}$$

und durch das außermittig angreifende Gitterwerk ein Biegemoment

$$M_{\xi} = S \cdot e_{\xi}$$

Es ist zu beachten, daß durch das Moment  $M_{\xi}$  die obere Faser  $o$  gezogen und die untere Faser  $u$  gedrückt wird. Es müssen somit die Beanspruchungen an der oberen und unteren Faser ermittelt werden, und aus diesem Grunde die Widerstandsmomente des Winkels für die obere und untere Faser berechnet werden. Bei Vernachlässigung des Nietabzuges werden die Widerstandsmomente in bezug auf die obere Anschlußkante  $o$

$$W_{\xi o} = \frac{J_{\xi}}{e_{\xi}}$$

und für die untere Faser  $u$  des abstehenden Schenkels

$$W_{\xi u} = \frac{J_{\xi}}{e_u}$$

Die vorhandenen Beanspruchungen in der oberen und unteren Faser werden somit

$$\sigma_o = +\frac{S}{F_s} + \frac{M_{\xi}}{W_{\xi o}}$$

$$\sigma_u = +\frac{S}{F_s} - \frac{M_{\xi}}{W_{\xi u}}$$

Die größte Stabkraft in den Schrägen wird

$$S = \frac{A_H}{\sin \alpha}$$

Hierin bedeutet  $A_H$  der wagerechte Auflagerdruck des Kopfriegels. Werden die Schrägen nicht gekreuzt ausgeführt, so ist zu beachten, daß diese auch knick-

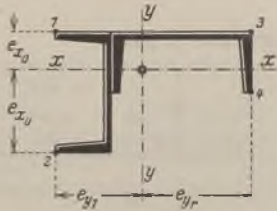


Tafel 2. Zulässige Belastungsbreiten der Fachwandriegel aus I 14.

Winddruck	75 kg/m <sup>2</sup>			100 kg/m <sup>2</sup>			125 kg/m <sup>2</sup>			150 kg/m <sup>2</sup>		
	Zulässige Beanspruchung	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>
Stützweite <i>l</i> in m	Zulässige Belastungsbreite „ <i>b</i> “ in m											
3,0	11,62	13,57	15,51	8,73	10,20	11,62	6,98	8,15	9,31	5,81	6,79	7,76
3,1	10,88	12,71	14,53	8,18	9,55	10,88	6,54	7,63	8,72	5,44	6,36	7,27
3,2	10,21	11,93	13,63	7,67	8,95	10,21	6,14	7,16	8,19	5,11	5,97	6,82
3,3	9,60	11,21	12,80	7,22	8,42	9,60	5,77	6,72	7,68	4,80	5,61	6,41
3,4	9,05	10,56	12,07	6,80	7,93	9,05	5,44	6,35	7,25	4,52	5,28	6,04
3,5	8,53	9,95	11,39	6,41	7,48	8,53	5,13	5,99	6,84	4,27	4,99	5,70
3,6	8,07	9,41	10,77	6,06	7,08	8,07	4,85	5,66	6,47	4,03	4,71	5,39
3,7	7,64	8,92	10,20	5,74	6,70	7,64	4,59	5,36	6,12	3,82	4,46	5,10
3,8	7,24	8,45	9,65	5,44	6,35	7,24	4,35	5,08	5,80	3,62	4,23	4,83
3,9	6,88	8,04	9,18	5,16	6,02	6,88	4,13	4,82	5,51	3,44	4,02	4,59
4,0	6,54	7,63	8,72	4,91	5,72	6,54	3,93	4,58	5,24	3,27	3,82	4,36
4,1	6,22	7,25	8,29	4,67	5,44	6,22	3,74	4,37	4,98	3,11	3,63	4,15
4,2	5,93	6,93	7,91	4,45	5,19	5,93	3,56	4,16	4,74	2,96	3,46	3,96
4,3	5,66	6,60	7,54	4,25	4,96	5,66	3,40	3,97	4,53	2,83	3,30	3,77
4,4	5,40	6,30	7,20	4,06	4,73	5,40	3,24	3,78	4,32	2,70	3,15	3,60
4,5	5,16	6,02	6,89	3,88	4,52	5,16	3,10	3,62	4,13	2,58	3,01	3,45
4,6	4,94	5,77	6,59	3,71	4,33	4,94	2,97	3,47	3,96	2,47	2,88	3,30
4,7	4,73	5,53	6,31	3,55	4,15	4,73	2,84	3,31	3,79	2,37	2,76	3,16
4,8	4,54	5,30	6,05	3,41	3,98	4,54	2,73	3,18	3,64	2,27	2,65	3,03
4,9	4,36	5,08	5,81	3,27	3,82	4,36	2,61	3,05	3,48	2,18	2,54	2,91
5,0	4,18	4,88	5,58	3,14	3,67	4,18	2,51	2,93	3,35	2,09	2,44	2,79
5,1	4,02	4,69	5,36	3,02	3,52	4,02	2,41	2,81	3,21	2,01	2,35	2,68
5,2	3,87	4,51	5,16	2,90	3,38	3,87	2,32	2,70	3,09	1,93	2,26	2,58
5,3	3,72	4,34	4,96	2,79	3,26	3,72	2,23	2,60	2,98	1,86	2,17	2,48
5,4	3,59	4,18	4,78	2,69	3,14	3,59	2,15	2,51	2,87	1,79	2,09	2,39
5,5	3,46	4,03	4,61	2,59	3,03	3,46	2,07	2,42	2,77	1,73	2,02	2,31
5,6	3,33	3,89	4,44	2,50	2,92	3,33	2,00	2,33	2,67	1,67	1,95	2,22
5,7	3,22	3,76	4,29	2,42	2,82	3,22	1,93	2,25	2,58	1,61	1,88	2,15
5,8	3,11	3,63	4,14	2,33	2,72	3,11	1,86	2,17	2,49	1,55	1,81	2,07
5,9	3,00	3,50	4,00	2,25	2,63	3,00	1,80	2,10	2,40	1,50	1,75	2,00
6,0	2,90	3,39	3,87	2,18	2,54	2,90	1,74	2,03	2,32	1,45	1,69	1,94
6,1	2,81	3,28	3,74	2,11	2,46	2,81	1,69	1,97	2,25	1,40	1,64	1,87
6,2	2,72	3,17	3,62	2,04	2,38	2,72	1,63	1,90	2,17	1,36	1,59	1,81
6,3	2,63	3,07	3,50	1,98	2,31	2,63	1,58	1,84	2,11	1,32	1,54	1,76
6,4	2,55	2,98	3,40	1,92	2,24	2,55	1,53	1,78	2,04	1,28	1,49	1,70
6,5	2,48	2,89	3,30	1,86	2,17	2,48	1,48	1,73	1,97	1,24	1,44	1,65
6,6	2,40	2,80	3,20	1,80	2,11	2,40	1,44	1,68	1,92	1,20	1,40	1,60
6,7	2,33	2,72	3,11	1,75	2,05	2,33	1,40	1,63	1,87	1,16	1,36	1,55
6,8	2,26	2,64	3,01	1,70	1,99	2,26	1,36	1,58	1,81	1,13	1,32	1,51
6,9	2,20	2,57	2,93	1,65	1,93	2,20	1,32	1,54	1,76	1,10	1,28	1,46
7,0	2,13	2,49	2,84	1,60	1,87	2,13	1,28	1,50	1,71	1,07	1,24	1,42
7,1	2,07	2,42	2,76	1,56	1,82	2,07	1,24	1,45	1,66	1,04	1,21	1,38
7,2	2,02	2,35	2,69	1,51	1,76	2,02	1,21	1,41	1,61	1,01	1,17	1,34
7,3	1,96	2,29	2,61	1,47	1,72	1,96	1,18	1,38	1,57	0,98	1,14	1,31
7,4	1,91	2,23	2,55	1,43	1,67	1,91	1,14	1,34	1,52	0,95	1,11	1,27
7,5	1,86	2,17	2,48	1,39	1,62	1,86	1,11	1,30	1,48	0,93	1,08	1,24
7,6	1,81	2,11	2,41	1,36	1,59	1,81	1,08	1,26	1,44	0,90	1,05	1,20
7,7	1,76	2,06	2,35	1,32	1,54	1,76	1,06	1,23	1,41	0,88	1,03	1,17
7,8	1,72	2,01	2,29	1,29	1,51	1,72	1,03	1,20	1,37	0,86	1,00	1,14
7,9	1,68	1,95	2,23	1,26	1,47	1,68	1,00	1,17	1,33	0,84	0,97	1,11
8,0	1,63	1,91	2,17	1,22	1,42	1,63	0,98	1,14	1,31	0,82	0,95	1,09

Tafel 3. Zulässige Belastungsbreiten der Fachwandriegel aus C 14.

Winddruck Zulässige Beanspruchung	75 kg/m <sup>2</sup>			100 kg/m <sup>2</sup>			125 kg/m <sup>2</sup>			150 kg/m <sup>2</sup>		
	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>	1200 kg/cm <sup>2</sup>	1400 kg/cm <sup>2</sup>	1600 kg/cm <sup>2</sup>
Stützweite <i>l</i> in m	Zulässige Belastungsbreite „ <i>b</i> “ in m											
3,0	12,28	14,32	16,38	9,21	10,74	12,28	7,37	8,95	10,23	6,14	7,16	8,19
3,1	11,51	13,42	15,34	8,63	10,06	11,51	6,90	8,38	9,58	5,76	6,71	7,67
3,2	10,80	12,60	14,40	8,10	9,45	10,80	6,48	7,88	9,00	5,40	6,30	7,20
3,3	10,15	11,84	13,54	7,61	8,87	10,15	6,09	7,40	8,46	5,07	5,92	6,77
3,4	9,55	11,16	12,74	7,17	8,37	9,55	5,74	6,98	7,96	4,77	5,58	6,37
3,5	9,02	10,52	12,02	6,77	7,88	9,02	5,41	6,57	7,51	4,51	5,26	6,01
3,6	8,53	9,94	11,36	6,40	7,44	8,53	5,12	6,21	7,11	4,27	4,97	5,68
3,7	8,07	9,42	10,76	6,05	7,06	8,07	4,84	5,89	6,74	4,03	4,71	5,38
3,8	7,65	8,92	10,20	5,74	6,68	7,65	4,59	5,58	6,38	3,83	4,46	5,10
3,9	7,27	8,48	9,68	5,45	6,37	7,27	4,36	5,31	6,06	3,63	4,24	4,84
4,0	6,90	8,06	9,20	5,18	6,05	6,90	4,14	5,05	5,76	3,45	4,03	4,60
4,1	6,58	7,66	8,76	4,93	5,75	6,58	3,94	4,79	5,48	3,29	3,83	4,38
4,2	6,26	7,30	8,34	4,70	5,47	6,26	3,76	4,57	5,21	3,13	3,65	4,17
4,3	5,98	6,96	7,96	4,48	5,22	5,98	3,58	4,35	4,98	2,99	3,48	3,98
4,4	5,70	6,66	7,60	4,28	5,00	5,70	3,42	4,19	4,75	2,85	3,33	3,80
4,5	5,46	6,36	7,28	4,09	4,78	5,46	3,27	3,98	4,55	2,73	3,18	3,64
4,6	5,22	6,08	6,96	3,92	4,56	5,22	3,13	3,80	4,35	2,61	3,04	3,48
4,7	5,00	5,84	6,66	3,75	4,38	5,00	3,00	3,65	4,17	2,50	2,92	3,33
4,8	4,80	5,60	6,40	3,60	4,20	4,80	2,88	3,50	4,00	2,40	2,80	3,20
4,9	4,60	5,36	6,14	3,45	4,02	4,60	2,76	3,35	3,84	2,30	2,68	3,07
5,0	4,42	5,16	5,88	3,31	3,87	4,42	2,65	3,23	3,68	2,21	2,58	2,94
5,1	4,24	4,96	5,66	3,18	3,72	4,24	2,55	3,10	3,54	2,12	2,48	2,83
5,2	4,08	4,76	5,44	3,06	3,57	4,08	2,45	2,98	3,41	2,04	2,38	2,72
5,3	3,94	4,58	5,24	2,95	3,44	3,94	2,36	2,87	3,28	1,97	2,29	2,62
5,4	3,78	4,42	5,05	2,84	3,31	3,78	2,27	2,76	3,16	1,89	2,21	2,52
5,5	3,64	4,26	4,86	2,74	3,20	3,64	2,19	2,66	3,04	1,82	2,13	2,43
5,6	3,52	4,10	4,70	2,64	3,08	3,52	2,11	2,56	2,94	1,76	2,05	2,35
5,7	3,40	3,96	4,52	2,55	2,97	3,40	2,04	2,47	2,83	1,70	1,98	2,26
5,8	3,28	3,82	4,38	2,46	2,87	3,28	1,97	2,39	2,74	1,64	1,91	2,19
5,9	3,17	3,70	4,22	2,38	2,77	3,17	1,90	2,31	2,64	1,59	1,85	2,11
6,0	3,06	3,58	4,08	2,30	2,68	3,06	1,84	2,24	2,55	1,53	1,79	2,04
6,1	2,96	3,46	3,96	2,22	2,59	2,96	1,78	2,17	2,48	1,48	1,73	1,98
6,2	2,87	3,34	3,82	2,15	2,51	2,87	1,72	2,09	2,39	1,43	1,67	1,91
6,3	2,78	3,24	3,71	2,09	2,43	2,78	1,67	2,02	2,31	1,39	1,62	1,85
6,4	2,70	3,14	3,60	2,02	2,36	2,70	1,62	1,96	2,25	1,35	1,57	1,80
6,5	2,62	3,04	3,49	1,96	2,29	2,62	1,57	1,90	2,18	1,31	1,52	1,74
6,6	2,54	2,95	3,38	1,90	2,22	2,54	1,52	1,85	2,11	1,27	1,48	1,69
6,7	2,46	2,86	3,28	1,84	2,15	2,46	1,47	1,79	2,05	1,23	1,43	1,64
6,8	2,38	2,78	3,18	1,79	2,09	2,38	1,43	1,74	1,99	1,19	1,39	1,59
6,9	2,32	2,70	3,09	1,74	2,03	2,32	1,39	1,69	1,93	1,16	1,35	1,54
7,0	2,26	2,62	3,00	1,69	1,97	2,26	1,35	1,64	1,88	1,13	1,31	1,50
7,1	2,20	2,55	2,92	1,64	1,91	2,20	1,31	1,59	1,83	1,10	1,27	1,46
7,2	2,14	2,48	2,84	1,60	1,86	2,14	1,28	1,55	1,78	1,07	1,24	1,42
7,3	2,08	2,41	2,76	1,55	1,83	2,08	1,24	1,51	1,73	1,04	1,21	1,38
7,4	2,02	2,34	2,69	1,51	1,76	2,02	1,21	1,46	1,68	1,01	1,17	1,34
7,5	1,96	2,28	2,62	1,47	1,71	1,96	1,17	1,42	1,64	0,98	1,14	1,31
7,6	1,90	2,22	2,55	1,43	1,67	1,90	1,14	1,39	1,59	0,95	1,11	1,27
7,7	1,85	2,16	2,48	1,39	1,63	1,85	1,11	1,35	1,55	0,92	1,08	1,24
7,8	1,80	2,12	2,42	1,36	1,59	1,80	1,09	1,31	1,51	0,90	1,06	1,21
7,9	1,76	2,06	2,36	1,32	1,54	1,76	1,06	1,28	1,47	0,88	1,03	1,18
8,0	1,72	2,00	2,30	1,29	1,50	1,72	1,03	1,25	1,44	0,86	1,00	1,15



Tafel 4. Gebrauchswerte für zwei zusammengesetzte C-Eisen.

Quer-schnitt	Gewicht	Quer-schnitt	Abstand der Schwerpunkte				Trägheits-momente		Trägheitsradien		Widerstandsmomente					Quer-schnitt	
			G	F	$e_{x_0}$	$e_{x_{II}}$	$e_{y_l}$	$e_{y_r}$	$J_x$	$J_y$	$i_x$	$i_y$	$W_{x_{1,3}}$	$W_{x_2}$	$W_{x_4}$	$W_{y_{1,2}}$	$W_{y_{3,4}}$
]	]	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	]	]
10	23,95	30,5	3,10	6,90	7,66	9,34	336	821	3,32	5,20	108	49	140	107	88	10	
12	26,70	34,0	3,80	8,20	7,70	9,80	572	898	4,10	5,14	150	70	336	117	92	12	
14	29,36	37,4	4,55	9,45	7,77	10,23	919	983	4,96	5,13	202	98	962	126	96	14	12
16	32,19	41,0	5,35	10,60	7,91	10,59	1 376	1 061	5,79	5,09	257	129	8 957	134	100	16	
18	35,33	45,0	6,20	11,80	8,07	10,93	1 976	1 142	6,63	5,04	319	168	2 805*	141	104	18	
12	29,36	37,4	3,68	8,32	8,59	10,91	596	1 334	3,99	5,95	162	72	257	154	121	12	
14	32,02	40,8	4,37	9,63	8,62	11,38	949	1 449	4,82	5,96	217	99	584	168	127	14	
16	34,85	44,4	5,13	10,87	8,72	11,78	1 418	1 552	5,65	5,91	277	130	1 590	178	132	16	14
18	37,99	48,4	5,94	12,06	8,84	12,16	2 037	1 658	6,49	5,85	343	169	3 637	188	136	18	
20	41,29	52,6	6,80	13,20	8,98	12,52	2 824	1 767	7,33	5,80	415	214	3 530*	197	141	20	
14	34,85	44,4	4,21	9,79	9,52	12,48	984	2 036	4,71	6,77	234	100	430	214	163	14	
16	37,68	48,0	4,92	11,08	9,58	12,92	1 467	2 172	5,53	6,73	298	132	928	227	168	16	
18	40,82	52,0	5,70	12,30	9,66	13,34	2 102	2 309	6,36	6,66	369	171	2 614	239	173	18	16
20	44,12	56,2	6,51	13,49	9,76	13,74	2 912	2 451	7,20	6,60	447	216	194 132*	251	178	20	
22	48,20	61,4	7,42	14,58	9,82	14,18	4 002	2 625	8,07	6,54	539	274	4 355*	267	185	22	
24	52,05	66,3	8,32	15,68	9,97	14,53	5 264	2 776	8,91	6,47	632	336	2 889*	278	191	24	
16	40,82	52,0	4,73	11,27	10,50	14,00	1 517	2 956	5,40	7,54	321	135	667	282	211	16	
18	43,96	56,0	5,46	12,54	10,54	14,46	2 170	3 137	6,22	7,48	397	173	1 409	298	217	18	
20	47,26	60,2	6,24	13,76	10,61	14,89	3 003	3 319	7,06	7,42	481	218	3 961	313	223	20	18
22	51,34	65,4	7,11	14,89	10,63	15,37	4 124	3 539	7,94	7,36	580	277	3 649*	333	230	22	
24	55,19	70,3	7,98	16,02	10,75	15,75	5 424	3 737	8,78	7,29	679	339	5 505*	348	237	24	
26	59,90	76,3	8,93	17,07	10,81	16,19	7 213	3 958	9,72	7,20	807	423	3 729*	366	244	26	
18	47,26	60,2	5,26	12,74	11,44	15,54	2 234	4 152	6,09	8,30	425	175	998	363	267	18	
20	50,56	64,4	6,00	14,00	11,50	16,00	3 087	4 379	6,92	8,25	514	221	2 065	381	274	20	
22	54,64	69,6	6,84	15,16	11,48	16,52	4 236	4 659	7,80	8,18	619	279	6 418	407	282	22	20
24	58,49	74,7	7,68	16,32	11,56	16,94	5 571	4 896	8,65	8,11	725	341	30 610*	424	289	24	
26	63,20	80,5	8,60	17,40	11,58	17,42	7 305	5 179	9,53	8,02	849	420	6 617*	447	297	26	
28	67,12	85,5	9,48	18,52	11,70	17,80	9 310	5 496	10,43	8,01	982	503	4 693*	470	309	28	
20	54,64	69,6	5,78	14,22	12,48	17,02	3 177	5 768	6,76	9,10	550	223	1 429	462	331	20	
22	58,72	74,8	6,57	15,43	12,43	17,57	4 355	6 116	7,63	9,04	663	282	3 045	492	348	22	
24	62,57	79,7	7,37	16,63	12,48	18,02	5 725	6 413	8,48	8,97	777	344	9 131	514	356	24	22
26	67,28	85,7	8,26	17,74	12,47	18,53	7 506	6 770	9,36	8,89	909	423	28 869*	543	365	26	
28	71,20	90,7	9,11	18,89	12,55	18,95	9 565	7 116	10,27	8,86	1050	506	8 625*	567	376	28	
30	75,52	96,2	10,00	20,00	12,63	19,37	12 000	7 470	11,17	8,81	1200	600	6 000*	591	386	30	
22	62,57	79,7	6,34	15,66	13,37	18,63	4 465	7 765	7,48	9,87	704	285	2 072	581	417	22	
24	66,42	84,6	7,11	16,89	13,39	19,11	5 865	8 129	8,33	9,80	824	347	4 235	607	425	24	
26	71,13	90,6	7,97	18,03	13,34	19,66	7 687	8 567	9,21	9,72	964	426	14 531	642	436	26	24
28	75,05	95,6	8,79	19,21	13,40	20,10	9 792	8 975	10,12	9,69	1114	510	33 535*	670	446	28	
30	79,37	101,1	9,66	20,34	13,45	20,55	12 283	9 404	11,02	9,64	1272	604	10 598*	699	457	30	
24	71,13	90,6	6,86	17,14	14,39	20,11	6 010	10 303	8,14	10,69	876	351	2 810	716	512	24	
26	75,84	96,6	7,67	18,33	14,33	20,67	7 890	10 864	9,03	10,60	1028	431	5 955	758	526	26	26
28	79,76	101,6	8,47	19,53	14,35	21,15	10 026	11 329	9,93	10,56	1184	513	18 810	789	536	28	
30	84,08	107,1	9,28	20,72	14,39	21,61	12 613	11 897	10,85	10,54	1359	609	44 569*	827	550	30	
26	79,76	101,6	7,51	18,49	15,22	21,78	8 000	13 375	8,87	11,47	1066	433	4 014	879	614	26	
28	83,68	106,6	8,27	19,73	15,23	22,27	10 182	13 955	9,77	11,44	1232	516	8 244	916	627	28	28
30	88,00	112,1	9,07	20,93	15,24	22,76	12 770	14 567	10,67	11,40	1408	610	37 562	956	640	30	
26	84,08	107,1	7,35	18,65	16,17	22,83	8 121	16 322	8,71	12,34	1105	435	3 067	1009	715	26	
28	88,00	112,1	8,08	19,92	16,16	23,34	10 329	17 009	9,60	12,32	1278	518	5 377	1053	729	28	30
30	92,32	117,6	8,86	21,14	16,15	23,85	12 952	17 724	10,49	12,28	1462	613	11 342	1097	743	30	

\* Die x-x Achse liegt unter Punkt 4.

sicher sein müssen. Die Bestimmung des erforderlichen Querschnittes ist bekannt.

Bei Vorhandensein eines Hauptstiels gemäß Abb. 9 ist es wirtschaftlich, den Riegel als Sprengwerk auszubilden. Die Ebene des Sprengwerkes ist entweder in die obere oder untere Gurtebene des Binders zu legen; am besten jedoch in die obere Gurtebene, da dann der Untergurt des Sprengwerkes unmittelbar an der Pfette gehalten werden kann.

Die Berechnung bietet nichts Neues: Die wagerecht wirkende Kraft wird in die Richtung der Sprengwerkebene und des Hauptstiels zerlegt; die Stabkräfte können dann entweder rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt werden. Die bei dem Kopfriegel (Traufpfette) auftretenden lotrecht und wagerecht gerichteten Momente werden dann bedeutend geringer, da nur die halbe Feldweite ( $\frac{l}{2}$ ) als freitragend in Betracht kommt; sonst geschieht die Bestimmung der Momente wie bei dem vorher behandelten normalen Kopfriegel. Da der bei dem Sprengwerk als Gurt dienende Kopfriegel noch eine Stabdruckkraft  $S$  erhält, so wird bei einem vollwandigen Stabquerschnitt die vorhandene Beanspruchung

in der Eckfaser 1:

$$\sigma_1 = -\frac{S \cdot \omega}{F} - \frac{M_x}{W_{x_1}} - \frac{M_y}{W_{y_1}}$$

in der Eckfaser 2:

$$\sigma_2 = -\frac{S \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_{x_2}} - \frac{M_y}{W_{y_2}}$$

in der Eckfaser 3:

$$\sigma_3 = -\frac{S \cdot \omega}{F} - \frac{M_x}{W_{x_3}} + \frac{M_y}{W_{y_3}}$$

in der Eckfaser 4 (wenn die Nulllinie  $x-x$  oberhalb des Eckpunktes 4 liegt):

$$\sigma_4 = -\frac{S \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_{x_4}} + \frac{M_y}{W_{y_4}}$$

**b) Zwei Zahlenbeispiele.**

**α) Gegliederter Querschnitt.**

Die Stützweite  $l$  beträgt 6,7 m; die Belastung  $Q_v = 1,65 \text{ t}$  und  $Q_H = 1,26 \text{ t}$ ,  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

Vorhanden der Querschnitt nach Abb. 34 aus einem  $\text{L-Eisen } 20$  und einem  $\text{L } 65 \cdot 65 \cdot 7$ .

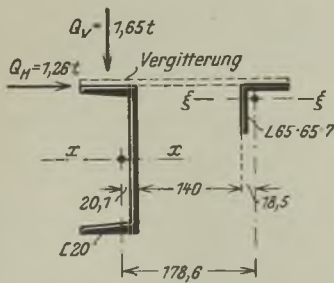


Abb. 34.

1) Untersuchung des Außengurtes  $\text{L } 20$ .

Das  $\text{L } 20$  erhält das lotrecht gerichtete Moment

$$M_x = \frac{1,65 \cdot 670}{8} = 138,2 \text{ cmt.}$$

die Stabdruckkraft

$$\min S = \frac{1,26 \cdot 670}{8 \cdot 17,86} = -5,92 \text{ t.}$$

und durch die außermittig angreifende Stabkraft  $S$  noch ein lotrecht gerichtetes Zusatzmoment

$$M_{x_1} = 5,92 \cdot \frac{20,0}{2} = 59,2 \text{ cmt.}$$

Knicklängen:  $s_{Kx} = 6,7 \text{ m}$ ;

$$s_{Ky} = 0,82 \text{ m.}$$

Vorhanden:

$$F = 32,2 \text{ cm}^2; \quad i_x = 7,70 \text{ cm};$$

$$i_y = 2,14 \text{ cm}; \quad W_x = 191 \text{ cm}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{670}{7,70} = 87; \quad \omega = 1,79;$$

$$\lambda_y = \frac{82}{2,14} = 38; \quad \omega = 1,09;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = -\frac{5,92 \cdot 1,79}{32,2} - \frac{138,2 + 59,2}{191} = -1,37 \text{ t/cm}^2$$

2) Untersuchung des Innengurtes  $\text{L } 65 \cdot 65 \cdot 7$ .

Das Winkeleisen erhält die Stabzugkraft

$$\max S = \frac{1,26 \cdot 670}{8 \cdot 17,86} = +5,92 \text{ t.}$$

und durch den außermittigen Angriff der Stabkraft  $S$  das lotrecht gerichtete Moment

$$M_{x_2} = -5,92 \cdot 1,85 = -10,95 \text{ cmt.}$$

Vorhanden:

$$F_n = 7,58 \text{ cm}^2; \quad J_{\xi} = 33,4 \text{ cm}^4;$$

$$W_{\xi_o} = \frac{33,4}{1,85} = 18,1 \text{ cm}^3;$$

$$W_{\xi_u} = \frac{33,4}{4,65} = 7,18 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = +\frac{5,92}{7,58} + \frac{10,95}{18,1} = 0,78 + 0,61 = 1,39 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_{\text{u,vorh}} = +\frac{5,92}{7,58} - \frac{10,95}{7,18} = 0,78 - 1,53 = -0,75 \text{ t/cm}^2.$$

3) Untersuchung der Vergitterung.

$$\alpha = 25^\circ; \quad s_K = 0,42 \text{ m};$$

$$\max_{\min} S = \pm A \frac{1}{\sin \alpha} = \frac{1,26}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = \pm 1,5 \text{ t.}$$

Vorhanden

$$I - 60 \cdot 10 \text{ mit } F = 6,0 \text{ cm}^2; \quad i = 0,29 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{42,0}{0,29} = 145; \quad \omega = 4,98;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{1,5 \cdot 4,98}{6,0} = 1,25 \text{ t/cm}^2.$$

Nach der Riegelmitte zu darf die Vergitterung entsprechend der abnehmenden Querkraft schwächer gehalten werden.



β) Sprengwerk.

1) Allgemeines.

Das Sprengwerk nach Abb. 35 ist zu berechnen; es liegt in der Ebene des Binderobergurtes, also geneigt; der Neigungswinkel  $\alpha$  beträgt  $35^\circ$ . Die Hauptstützen stehen in einer Entfernung von 9,8 m. Zwischen den Hauptstützen sind Hauptstiele angeordnet, die die lotrechte Seitenkraft, die sich aus der Zerlegung der wagerecht gerichteten Kraft  $q_H$  in Richtung der Sprengwerkebene und der Hauptstielachse ergibt, aufzunehmen haben. Die lotrecht gerichtete Last  $q_V = 0,34$  t/m und die wagerecht gerichtete Kraft  $q_H = 0,26$  t/m. Die Abmessungen gehen aus der Abbildung hervor.

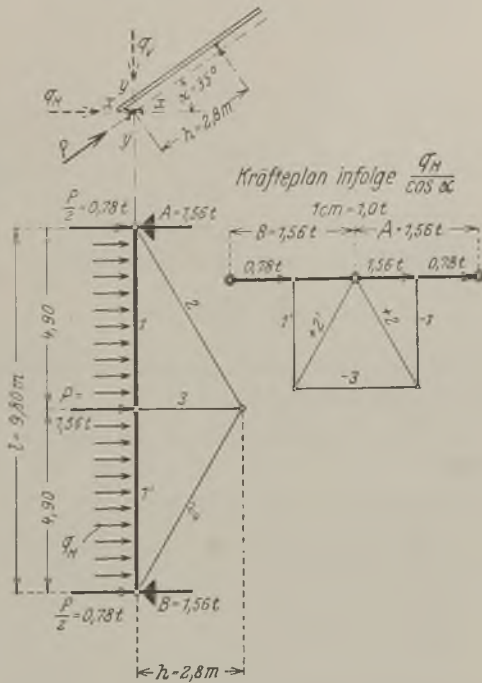


Abb. 35.

2) Knotenpunktlast für das Sprengwerk.

$$P = q_H \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} = 0,26 \cdot \frac{9,8}{2} \cdot \frac{1}{0,819} = 1,56 \text{ t};$$

$$\frac{P}{2} = 0,78 \text{ t}; \quad A = B = 1,56 \text{ t}.$$

3) Stabkräfte.

Die Stabkräfte sind in Abb. 35 zeichnerisch ermittelt.

$$S_1 = -1,45 \text{ t}; \quad S_2 = +1,70 \text{ t};$$

$$S_3 = -1,56 \text{ t}.$$

4) Momente.

Stab 1 erhält die folgenden lotrecht und wagerecht gerichteten Momente:

$$M_x = \frac{0,34 \cdot 4,9 \cdot 4,90}{8} = 102,0 \text{ cmt};$$

$$M_y = \frac{0,26 \cdot 4,9 \cdot 4,90}{8} = 78,0 \text{ cmt}.$$

5) Querschnitte und Beanspruchung.

Stab 1 (Traufpfette, Kopfriegel und Sprengwerkergurt).

$$s_K = 4,9 \text{ m}; \quad S = -1,45 \text{ t};$$

$$M_x = 102,0 \text{ cmt}; \quad M_y = 78,0 \text{ cmt}.$$

Vorhanden der Querschnitt nach Abb. 36 aus einem  $\square 12$  und einem  $\square 14$  mit  $F = 37,4 \text{ cm}^2$  (vgl. Tafel 4);

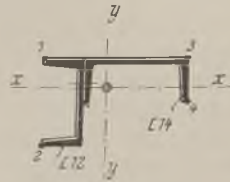


Abb. 36.

$$i = 3,99 \text{ cm};$$

$$W_{x1} = W_{x2} = 162 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x3} = 72 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x4} = 257 \text{ cm}^3;$$

$$W_{y1} = W_{y2} = 154 \text{ cm}^3;$$

$$W_{y3} = W_{y4} = 121 \text{ cm}^3;$$

$$\lambda = \frac{490}{3,98} = 1,24; \quad \omega = 3,65.$$

Vorhandene Beanspruchung:

in der Eckfaser 1:

$$\sigma_1 = -\frac{1,45 \cdot 3,65}{37,4} - \frac{102,0}{162} - \frac{78,0}{154} = -0,142 - 0,630 - 0,506 = -1,28 \text{ t/cm}^2;$$

in der Eckfaser 2:

$$\sigma_2 = -\frac{1,45 \cdot 3,65}{37,4} + \frac{102,0}{72} - \frac{78,0}{154} = -0,142 + 1,420 - 0,506 = +0,77 \text{ t/cm}^2;$$

in der Eckfaser 3:

$$\sigma_3 = -\frac{1,45 \cdot 3,65}{37,4} - \frac{102,0}{162} + \frac{78,0}{121} = -0,142 - 0,630 + 0,645 = -0,13 \text{ t/cm}^2;$$

in der Eckfaser 4:

$$\sigma_4 = -\frac{1,45 \cdot 3,65}{37,4} + \frac{102,0}{257} + \frac{78,0}{121} = -0,142 + 0,397 + 0,645 = +0,90 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 2 (Zuggurt).

$$S \dots \dots \dots = +1,7 \text{ t};$$

Vorhanden 1 Rundeisen  $\frac{3}{4}'' \varnothing$  mit einem Kernquerschnitt von  $1,96 \text{ cm}^2$ :

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{1,7}{1,96} \dots \dots \dots = 0,87 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 3 (Pfosten).

$$\text{Knicklänge } s_K \dots \dots \dots = 2,8 \text{ m};$$

$$S \dots \dots \dots = -1,56 \text{ t}.$$

Vorhanden  $\perp 40 \cdot 60 \cdot 5$  mit einem Abstand von 12 mm;

$$F \dots \dots \dots = 9,58 \text{ cm}^2;$$

$$i \dots \dots \dots = 1,9 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{280}{1,9} = 148; \quad \omega = 5,18;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{1,56 \cdot 5,18}{9,58} = 0,85 \text{ t/cm}^2.$$

3. Berechnung der Hauptstiele.

Hat der Hauptstiel nur Wind aufzunehmen, so erfolgt die Berechnung wie bei einem einfachen Riegel; erhält er noch andere Lasten, so kann der

Hauptstiel als Pendelstütze gemäß Teil I, E, im zweiten Abschnitt behandelt werden.

#### 4. Berechnung der Wandgitterträger.

##### a) Allgemeines.

Die allgemeinen Erklärungen über die Wandgitterträger sind bereits im Teil I, A dieses Abschnittes gegeben; die Berechnung bietet nichts Neues, sie erfolgt entweder rechnerisch oder zeichnerisch. In den meisten Fällen ist die rechnerische Untersuchung vorzuziehen. Im allgemeinen benutzt man den Kopfriegel und den Fußriegel als Gurt und die Hauptstiele als Pfosten; die Schrägen werden dazu passend angeordnet. Sollte die Längswand sehr hoch sein, so kann man auch die Bauhöhe des Wandgitterträgers entsprechend niedriger halten (vgl. Abb. 20).

Die Wandgitterträger werden lotrecht und wagerecht belastet: Lotrecht wirkende Belastung erhält der Obergurt infolge Dachlast und der Fußriegel infolge Längswandengewicht; wagerechte Belastung aus Wind auf die Längswand erhalten die Stäbe des Wandgitterträgers, die gleichzeitig als Riegelwerk benutzt werden.

Zur Aufnahme der lotrechten Lasten wird der Kopf- und Fußriegel an den Gitterträgerpfosten gestützt angenommen; die Netzkpunkte können als Gelenke angenommen werden, so daß einzelne Träger auf zwei Stützen entstehen. Natürlich dürfen die Riegel auch als durchlaufende Träger berechnet werden, und zwar, je nachdem wieviel Pfosten vorhanden sind, als 3, 4 oder mehrfach gestützte Träger.

daß sie kein Moment, sondern nur die Stabzugkraft infolge der lotrechten Belastung aufzunehmen haben.

Wie schon im Teil I, A dieses Abschnittes erwähnt, können bei Vorhandensein von Kranlaufbahnen die Kranträger zwecks Verringerung der Stützweite an den Pfosten bzw. Hauptstielen unterstützt werden. Die Wandgitterträger haben dann außer der lotrecht gerichteten Kranlast noch die durch den außermittigen Lastangriff entstehenden wagerechten Kräfte, die an dem Kopf- und Fußriegel angreifen, nach den Hauptstützen zu übertragen; bei dem Kopfriegel wirkt die wagerechte Kraft nach innen im gleichen Sinne wie der Winddruck und bei dem Fußriegel nach außen im umgekehrten Sinne. Die Pfosten bzw. Hauptstiele müssen entsprechend biegefest gemacht werden. Die Berechnung erfolgt dann wie bei einer Pendelstütze, für die der genaue Berechnungsgang im 2. Abschnitt, Teil I, E angegeben ist.

Die Bestimmung der Querschnitte ist bekannt.

##### b) Zahlenbeispiel.

##### α) Allgemeines.

Der in Abb. 37 dargestellte Wandgitterträger ist zu berechnen. Die Spannweite beträgt 10,5 m, die Höhe 4,5 m und der Neigungswinkel der Schrägen  $\alpha = 51^\circ$ . Die lotrechte Belastung infolge der Dachlast  $q_v$  ist 0,18 t/m. Infolge des Wandengewichtes ergibt sich die Belastung pro lfd. m wie folgt:

Das Gewicht der Ausmauerung mit dem dazu gehörigen Riegelwerk wird mit 250 kg/m<sup>2</sup> und das der

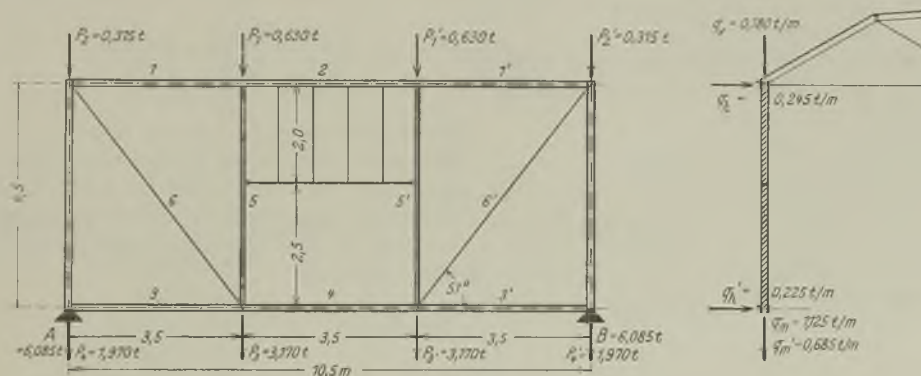


Abb. 37.

Die Berechnung der Feld- und Stützmomente erfolgt nach Band I, 5. Auflage, vierter Abschnitt, Teil I D. Zwecks Aufnahme des Winddrucks auf die Längswand ist der Kopf- und Fußriegel von Stütze zu Stütze biegefest auszubilden; wie schon ausgeführt, kann der Kopfriegel auch als Sprengwerk angeordnet werden. Die Gitterträgerpfosten, die zugleich als Zwischen- oder Hauptstiele dienen, erhalten außer der Stabdrukraft infolge der lotrechten Einwirkung noch ein Biegemoment infolge Wind auf die Längswand. Die Schrägen werden nicht als Fachwerkriegel ausgebildet, so

Fenster mit 30 kg/m<sup>2</sup> angenommen. In den Endfeldern, wo nur Ausmauerung in Betracht kommt, ergibt sich dann die Belastung

$$q_m = 4,5 \cdot 0,250 = 1,125 \text{ t/m}$$

und im Mittelfeld, wo im oberen Teil Fenster angeordnet sind,

$$q'_m = 2,5 \cdot 0,25 + 2,0 \cdot 0,03 = 0,685 \text{ t/m.}$$

Die wagerechte Windkraft wird bei den Pfosten und Gurten als gleichmäßig verteilte Last angenommen;

bei dem Kopfbriegel ist infolge Wind auf Wand und Dach

$$q_N = 0,245 \text{ t/m}$$

und bei dem Fußriegel

$$q'_B = 0,225 \text{ t/m.}$$

β) Knotenpunktlasten und Auflagerdrücke.

$$P_1 = 3,5 \cdot 0,180 = 0,630 \text{ t;}$$

$$P_2 = \frac{3,5}{2} \cdot 0,180 = 0,315 \text{ t;}$$

$$P_3 = \frac{3,5}{2} \cdot 1,125 + \frac{3,5}{2} \cdot 0,685 = 1,970 + 1,200 = 3,170 \text{ t;}$$

$$P_4 = \frac{3,5}{2} \cdot 1,125 = 1,970 \text{ t;}$$

$$A = B = 0,630 + 0,315 + 3,170 + 1,970 = 6,085 \text{ t.}$$

γ) Ermittlung der Stabkräfte.

Die Stabkräfte werden rechnerisch wie folgt ermittelt:

Obergurt (Stab 1, 2 und 1').

$$S = -(6,085 - 0,315 - 1,97) \cdot \frac{3,5}{4,5} = -2,88 \text{ t.}$$

Untergurt (Stab 4).

$$S = + (6,085 - 0,315 - 1,97) \cdot \frac{3,5}{4,5} = +2,88 \text{ t.}$$

(Stab 3 und 3').

$$S = 0.$$

Pfosten (Stab 5 und 5').

$$S = -P_1 \dots \dots \dots = -0,63 \text{ t.}$$

Schrägen (Stab 6 und 6').

$$S = + \frac{Q}{\sin \alpha} = + \frac{6,085 - 0,315 - 1,970}{0,777} = +4,88 \text{ t.}$$

δ) Bestimmung der Momente.

Obergurt (Stab 1, 2 und 1').

Aus konstruktiven Gründen wird Stab 1 wie Stab 2 ausgebildet. Es braucht daher nur das Moment für das Endfeld ermittelt zu werden.

$$M_x = \frac{0,18 \cdot 3,5 \cdot 350}{8} = 27,6 \text{ cmt;}$$

$$M_y = \frac{0,245 \cdot 10,5 \cdot 1050}{8} = 337,64 \text{ cmt.}$$

Untergurt (Stab 3 und 3').

$$M_x = \frac{1,125 \cdot 3,5 \cdot 350}{8} = 172,5 \text{ cmt.}$$

(Stab 4).

$$M_x = \frac{0,685 \cdot 3,5 \cdot 350}{8} = 105,0 \text{ cmt.}$$

(Stab 3, 4 und 3').

$$M_y = \frac{0,225 \cdot 10,5 \cdot 1050}{8} = 310,08 \text{ cmt.}$$

Pfosten (Stab 5 und 5').

$$M_x = \frac{0,1 \cdot 3,5 \cdot 4,5 \cdot 450}{8} = 88,59 \text{ cmt.}$$

ε) Bestimmung der Querschnitte und Beanspruchungen.

Obergurt (Stab 1, 2 und 1').

Knicklänge:  $s_{Kx} = 350 \text{ cm;}$

$$s_{Ky} = 1050 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} S &\dots\dots\dots = -2,88 \text{ t;} \\ M_x &\dots\dots\dots = 27,60 \text{ cmt;} \\ M_y &\dots\dots\dots = 337,64 \text{ cmt.} \end{aligned}$$

Vorhanden  $\square \square 16$  mit einem Abstand  $a$  von 160 mm, vergittert.

$$F = 48,0 \text{ cm}^2; \quad i_x = 6,21 \text{ cm;} \quad i_y = 10,01 \text{ cm;}$$

$$\lambda_x = \frac{350}{6,21} = 57; \quad \omega = 1,23;$$

$$\lambda_y = \frac{1050}{10,01} = 105; \quad \omega = 2,61;$$

$$W_x = 232 \text{ cm}^3; \quad W_y = 332 \text{ cm}^3;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{2,88 \cdot 2,61}{48,0} + \frac{27,60}{232} + \frac{337,64}{332} \\ &= 0,157 + 0,119 + 1,016 = 1,292 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Untergurt (Stab 3, 4 und 4').

$$S \dots\dots\dots = +2,88 \text{ t;}$$

$$M_x = 105,0 \text{ cmt;} \quad M_y = 310,08 \text{ cmt.}$$

Vorhanden der Querschnitt nach Abb. 38 aus  $\square \square 16$ .



Abb. 38.

$$F_n = 64,8 \text{ cm}^2;$$

$$W_{x_0} = 255 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x_u} = 400 \text{ cm}^3;$$

$$W_y = 365 \text{ cm}^3.$$

Vorhandene Beanspruchung:

$$\begin{aligned} \sigma_o &= + \frac{2,88}{64,8} - \frac{105,0}{255} - \frac{310,08}{365} \\ &= +0,044 - 0,413 - 0,850 = -1,219 \text{ t/cm}^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_u &= + \frac{2,88}{64,8} + \frac{105,0}{400} + \frac{310,08}{365} \\ &= +0,044 + 0,263 + 0,850 = +1,157 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Strenggenommen ist bei der Bestimmung von  $\sigma_o$  die Stabkraft ohne Schneebelastung zu berechnen (also mit  $\min q_n$ ); der Unterschied ist jedoch so geringfügig, daß im vorliegenden Beispiel davon Abstand genommen worden ist. Die Beanspruchung  $\sigma_o$  erhöht sich etwa um 0,008 t/cm<sup>2</sup>.

Pfosten (Stab 5).

Knicklänge:  $s_{Kx} = 450 \text{ cm;}$

$$s_{Ky} = 250 \text{ cm.}$$

$$S \dots\dots\dots = -0,63 \text{ t;}$$

$$M_x \dots\dots\dots = 88,59 \text{ cmt.}$$

Vorhanden  $\square \square 14$  ohne Abstand mit

$$F = 40,8 \text{ cm}^2; \quad i_x = 5,45 \text{ cm;} \quad i_y = 2,47 \text{ cm;}$$

$$W_x = 172,8 \text{ cm}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{450}{5,45} = 83; \quad \omega = 1,68;$$

$$\lambda_y = \frac{250}{2,47} = 101; \quad \omega = 2,41;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{0,63 \cdot 2,41}{40,8} + \frac{88,59}{172,8} \\ &= 0,372 + 0,513 \dots\dots\dots = 0,885 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Schrägen (Stab 6 und 6').

$$S \dots \dots \dots = + 4,88 \text{ t};$$

Vorhanden 2 — Eisen 50 · 6 mit  $F_n = 4,4 \text{ cm}^2$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4,88}{4,4} \dots \dots \dots = 1,11 \text{ t/cm}^2.$$

**5. Berechnung der Vertikalverbände.**

**a) Allgemeines.**

Die allgemeine Anordnung von Vertikalverbänden in den Längs- und Giebelwänden ist bereits im Teil I, A dieses Abschnittes besprochen. Es sei noch erwähnt, daß bei Vorhandensein von Kranlaufbahnen außer den Windkräften auch die Bremskräfte  $H_b$ , wie nachstehend beschrieben in die Vertikallängswandverbände geleitet werden können: Der in Abb. 39 dargestellte Vertikalverband liegt in der Ebene der Längswand; die Bremskraft  $H_b$  greift in einer Entfernung von  $e$  an. Die Kraft  $H_b$  wird mit Hilfe des Horizontalträgers in die Ebene des Vertikalverbandes gebracht. Durch den außermittigen Angriff erhalten die beiden Hauptstützen bzw. die Eckstütze und die erste Haupt-

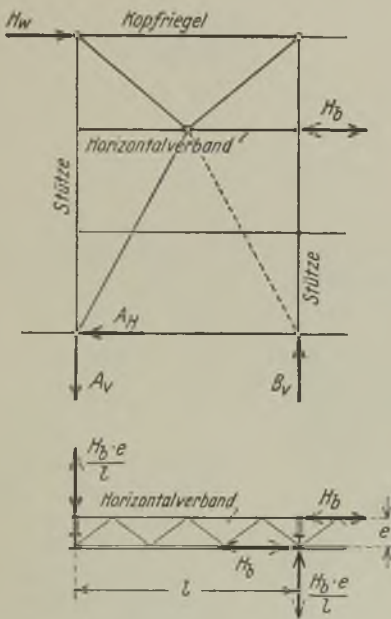


Abb. 39.

nach Abb. 40 b, c und d empfehlenswerter: Durch die Ausnutzung der ganzen Giebelwand werden die Stabkräfte und Auflagerkräfte natürlich bedeutend geringer. Bei Abb. 40b ist in einfachster Weise ein Kreuzverband angeordnet, wobei die Schrägen nur Zugkräfte erhalten. Ist die Anordnung eines Kreuzverbandes nicht möglich, so werden am besten Dreieckverbänden gemäß Abb. 40c und d ausgeführt. Bei den letzten beiden Ausführungen kommen natürlich für die Schrägen auch Druckkräfte in Betracht, doch bietet deren Ausbildung keine Schwierigkeiten, die Knicklängen können durch Befestigung am Riegelwerk verringert werden.

Die Ermittlung der Querschnitte erfolgt wie bekannt. Zu beachten ist, daß bei den Längswandvertikalverbänden eine Hauptstütze zugleich als Druckstab des Verbandes dient. Liegt der Verband in dem Endfeld (wie es ja auch meistens der Fall ist) und ist ein gekrümmter Giebelwandwindträger vorhanden, dann erhält die betreffende Stütze infolge Winddruck auf die Giebelwand auch noch einen größeren Binderauflagerdruck als die normalen Stützen, so daß in vielen Fällen der Querschnitt, die Fußplatte und das Fundament der betreffenden Stütze größer ausgeführt werden muß, als bei den normalen Stützen. Für die Querschnittsbestimmung

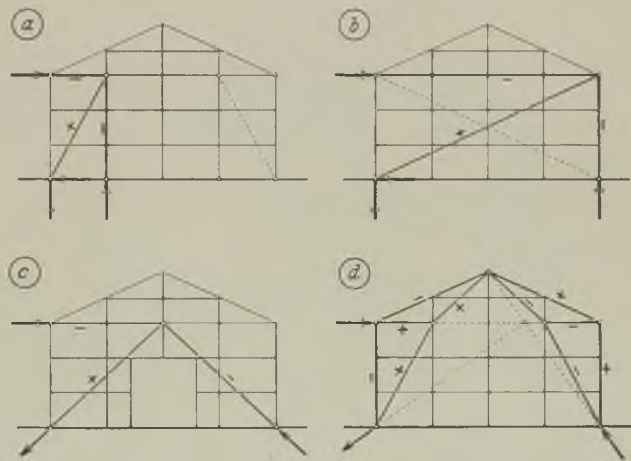


Abb. 40.

stütze normal zur Achse, angreifend in Höhe des Kranträgers eine Kraft von

$$\frac{H_b \cdot e}{l}.$$

Je nachdem wie die Bremskraft  $H_b$  wirkt, ist der Pfeil der Kraft nach innen oder nach außen gerichtet.

In Abb. 40 sind verschiedene Giebelwand-Vertikalverbände dargestellt. Der Verband nach Abb. 40a ist nur bei kleinen Kräften möglich, z. B. dann, wenn die Gebäudestützen eingespannt sind. Hat der Giebelwandvertikalverband den Auflagerdruck eines Längswandwindträgers auszuhalten, so sind die Verbände

wirkt es ausgleichend, daß bei Wirkung der größeren Druckkraft, durch Wind auf den Giebel hervorgerufen, das Biegemoment infolge Wind auf die Längswand entfällt.

**b) Drei Zahlenbeispiele.**

**α) Einfacher Längswandvertikalverband.**

Die Auflager- und Stabkräfte für den Vertikalverband nach Abb. 41 sind zu berechnen. Belastung und Abmessungen gehen aus der Abbildung hervor.

$$\text{tg } \alpha = \frac{7,5}{5,5} = 1,36; \alpha = 53^\circ 40'; \cos 53^\circ 40' = 0,592.$$



Auflagerdrücke:

$$A_V = - \frac{8,3 \cdot 7,5}{5,5} \dots = -11,3 \text{ t};$$

$$A_H \dots \dots \dots = 8,3 \text{ t};$$

$$B_V = + \frac{8,3 \cdot 7,5}{5,5} \dots = +11,3 \text{ t}.$$

Stabkräfte:

Kopfriegel:  $S = -H_w = -8,3 \text{ t};$   
 Stütze:  $S = -B_V = -11,3 \text{ t};$   
 Schräge:  $S = + \frac{H_w}{\cos \alpha} = + \frac{8,3}{0,592} = +14,1 \text{ t}.$

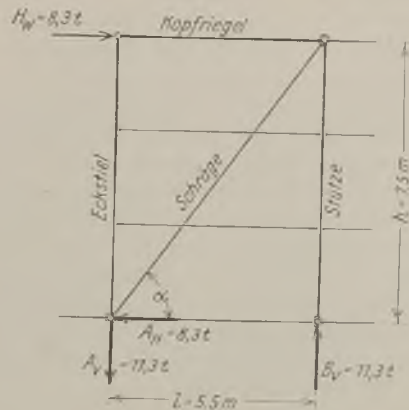


Abb. 41.

Netz 1:400

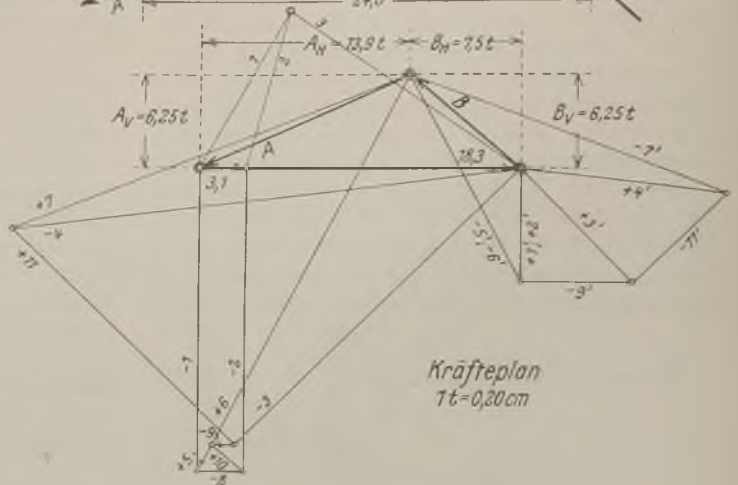
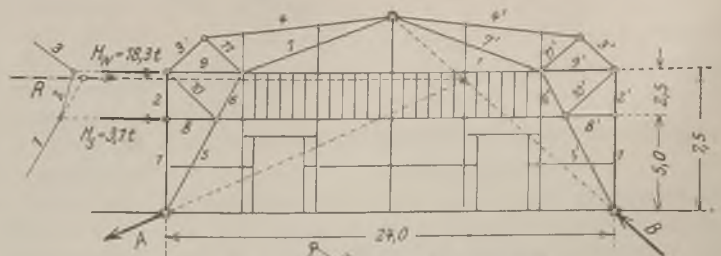


Abb. 43.

β) Geknickter Längswandvertikalverband.

Die Auflager- und Stabkräfte für den Vertikalverband nach Abb. 42 sind zu bestimmen.

Auflagerdrücke:

$$A_V = - (4,0 \cdot 8,0 + 5,3 \cdot 6,0) \cdot \frac{1}{6,0} \dots = -10,6 \text{ t};$$

$$A_H = 4,0 + 5,3 \dots \dots \dots = 9,3 \text{ t};$$

$$B_V = + (4,0 \cdot 8,0 + 5,3 \cdot 6,0) \cdot \frac{1}{6,0} \dots = +10,6 \text{ t}.$$

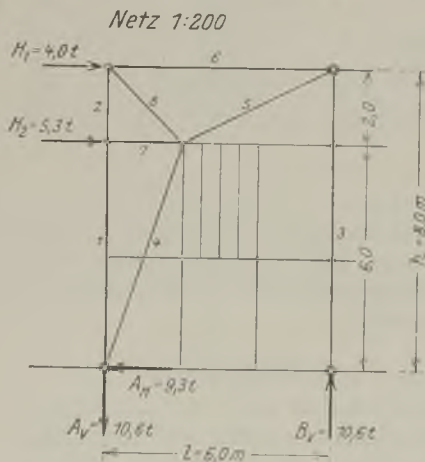
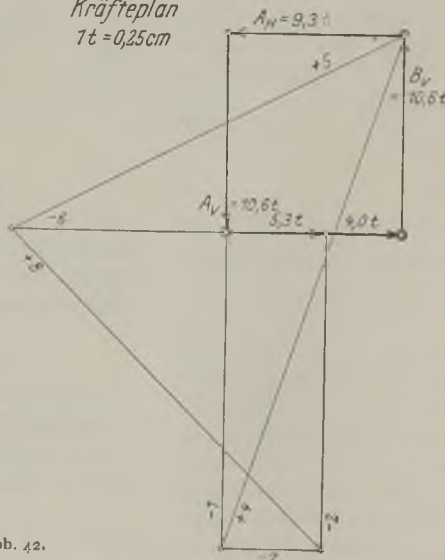


Abb. 42.

Kräfteplan  
1 t = 0,25 cm



Stabkräfte:

Die Stabkräfte sind in Abb. 42 zeichnerisch mittels Kräfteplan gefunden:

$$S_1 = -17,0 \text{ t}; \quad S_2 = -17,0 \text{ t};$$

$$S_3 = -10,6 \text{ t}; \quad S_4 = +29,0 \text{ t};$$

$$S_5 = +23,2 \text{ t}; \quad S_6 = -20,7 \text{ t};$$

$$S_7 = -5,3 \text{ t}.$$

γ) Giebelwandvertikalverband (Dreigelenkbogen).

1) Allgemeines.

Die Auflager- und Stabkräfte für den in Abb. 43 dargestellten Vertikalverband werden nachstehend bestimmt. Außer den in einer Höhe von 7,5 m angreifenden Auflagerdruck des Längswandwindträgers  $H_w = 18,3 \text{ t}$  wirkt in 5,0 m Höhe (Kran-schienehöhe) der Seitenschub  $H_s = 3,1 \text{ t}$ . Bei den vorhandenen großen Belastungen ist es zweckmäßig, die ganze Breite der Giebelwand von 24,0 m auszunützen; da

das Lichtband durch Schrägen nicht getroffen werden soll, so ist die Anordnung eines Dreigelenkbogens nach Abb. 43 das Gegebene.

2) Auflagerdrücke.

Die Auflagerdrücke sind zeichnerisch nach Band I, 5. Aufl., fünfter Abschnitt, Teil I, D bestimmt. Die Pol- und Seilstrahlen 1 bis 3 ergeben die Lage der Mittelkraft  $R$ . Die Richtung der Auflagerkraft  $B$  ist bestimmt: sie muß durch das Scheiteltgelenk gehen. Die Richtung der Auflagerkraft  $A$  erhält man aus der Bedingung, daß drei Kräfte ( $R$ ,  $A$  und  $B$ ) einen Körper nur dann im Gleichgewicht halten, wenn sie sich in einem Punkte schneiden. Bringt man also die Mittelkraft  $R$  zum Schnitt mit dem Auflagerdruck  $B$ , dann muß der Auflagerdruck  $A$  ebenfalls durch diesen Schnittpunkt gehen; somit ist auch die Richtung von  $A$  bestimmt. Zerlegt man nun die Mittelkraft  $R$ , wie bei dem Kräfteplan in Abb. 43 geschehen, nach den jetzt bekannten Richtungen der beiden Auflagerdrücke  $A$  und  $B$ , dann ergibt sich auch die Größe der Auflagerdrücke. Die lotrechten und wagerechten

Seitenkräfte

$$\begin{aligned} A_V &= -6,25 \text{ t}; & A_H &= -13,9 \text{ t}; \\ B_V &= +6,25 \text{ t}; & B_H &= 7,5 \text{ t}. \end{aligned}$$

3) Stabkräfte.

Die Stabkräfte sind in der bekannten Weise mittels Kräfteplan gemäß Abb. 43 gefunden. Da die Lasten  $W_H$  und  $H_S$  auch an der entgegengesetzten Seite angreifen können, so ist für die symmetrisch liegenden Stäbe (z. B. 1 und 1') stets die Stabkraft maßgebend, die den größten Querschnitt ergibt.

Zusammenstellung I. Stabkräfte in t.

Stab	Stabkräfte		Stab	Stabkräfte	
	max S	min S		max S	min S
I	7,5	20,3	7	28,9	22,5
2	7,5	20,3	8	0	3,1
3	10,8	26,3	9	0	7,5
4	13,7	34,0	10	2,9	0
5	30,0	15,8	11	20,8	8,8
6	28,8	15,8			

## E. Berechnung der Längs- und Giebelwandwindträger.

### 1. Berechnung der Längswandwindträger.

#### a) Allgemeines.

Werden bei einer Halle beide Stützenreihen als Pendelstützen ausgebildet, dann muß zur Übertragung der oberen Auflagerdrücke der Pendelstützen infolge Belastung aus Wind und außermittig angreifenden Kranträgerlasten ein von Giebel zu Giebel frei gespannter Windträger angeordnet werden.

Ist das Dach gemäß Abb. 44 ohne Mansarden ausgebildet, und wird auf eine möglichst Unsicht-

durch den scharfen Dachknick nicht angebracht. Bei dieser Ausführung fällt der Windverband meistens sehr unschön auf.

Der Unterschied zwischen den beiden Hauptanordnungen der Windträger nach Abb. 44 und 45 ist folgender: Während bei der Ausführung nach Abb. 44 als Bauhöhe nur die halbe Gebäudebreite in Betracht kommt, wird bei der Ausführung nach Abb. 45 die gesamte Hallenbreite ausgenutzt. Wollte man bei der Ausführung nach Abb. 44 ebenfalls die gesamte Hallenbreite ausnutzen, so müßte der Wind-

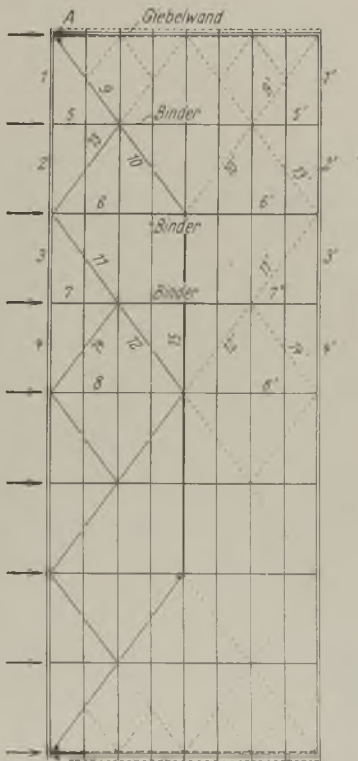
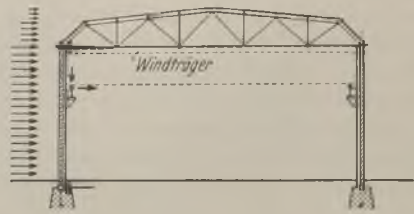
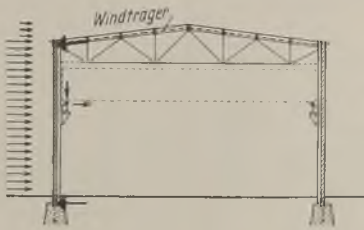


Abb. 44.

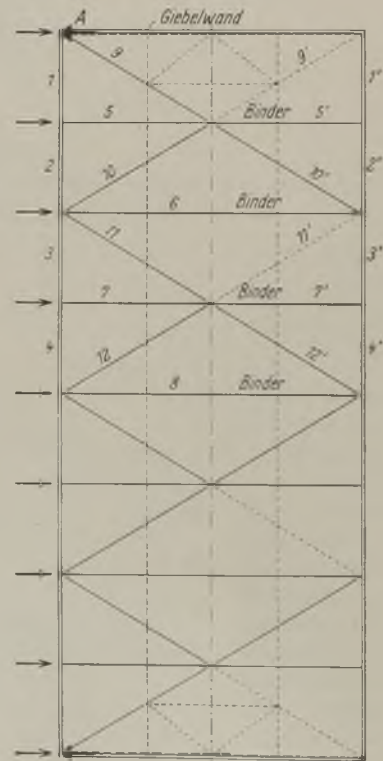


Abb. 45.

barkeit des Windträgers Wert gelegt, dann kann er in die Dachebene gelegt werden.

Abb. 45 zeigt die Anordnung eines in der Ebene des wagerechten Binderuntergurtes liegenden Windträgers; eine Verlegung in die Dachebene ist hier

träger am Dachfirst geknickt werden, was natürlich eine beträchtliche Zusatzlast für den Binder ergeben würde. Bei der zweiten Ausführung werden die Gurtkräfte durch die größere Bauhöhe bedeutend geringer, außerdem wird der bei der ersten Ausführung im

Dachfirstpunkt erforderlich werdende Untergurt gespart. Bei der Ausführung nach Abb. 44 werden die Binderobergurte als Windträgerpfosten benutzt, in beiden Fällen werden die Stäbe gedrückt. Bei der Ausführung nach Abb. 45 wird dagegen der Zuguntergurt des Binders durch den Druck günstig beeinflusst, falls die Druckkraft nicht allzu groß wird.

Die allgemeine Bezeichnung „Längswandwindträger“ ist eigentlich nicht folgerichtig, bei Vorhandensein von Kranlaufbahnen, Konsolkranen und sonstigen schräg wirkenden Kräften wirken auch noch andere Belastungen auf den Längswandwindträger. Im zweiten Abschnitt, Teil I, E sind für derartige Einflüsse die Berechnungen der Auflagerdrücke angegeben.

Die Bestimmung der Stabkräfte erfolgt für die Windbelastung nach den Angaben im Band I, 5. Auflage, fünfter Abschnitt, Teil I, C, und für die bewegliche Belastung z. B. bei Kranen und Konsolkranlaufbahnen nach den Angaben im Band II, Teil Ic. Die Knotenlasten ergeben sich aus den Auflagerdrücken  $B_B$  bzw.  $B_w$  der Pendelstützen (vgl. zweiter Abschnitt, Teil E). Bei in der Dachebene liegenden Windträgern sind gemäß Teil Ea, 2e des zweiten Abschnittes die entsprechend schräg gerichteten Knotenlasten zu ermitteln, der Windträger als ebener Träger mit der wirklichen Bauhöhe aufzuzeichnen und als normales Fachwerk zu behandeln. Werden die Pendelstützen durch bewegliche außerdem angreifende Lasten beansprucht, dann werden hieraus die von dem Windträger aufzunehmenden Kräfte ermittelt und als Lastenzug behandelt. Die Bestimmung der Stabkräfte erfolgt dann wie im Band II, Teil Ic gezeigt. Es ist zu beachten, daß bei Feststellung der ungünstigsten Kranlast die Katze möglichst nahe einer Stütze aufgestellt wird, so daß die größtmögliche, einseitige Belastung des Windträgers in Frage kommt. Natürlich ist die Kranbelastung an der anderen Gebäudeseite bei der Bestimmung der Stabkräfte ebenfalls zu berücksichtigen. Selbstverständlich sind nicht nur die Lasten infolge der außerdem angreifenden Kranbahn, sondern auch der Horizontalschub des Kranes zu beachten.

Die Querschnittsbestimmung bietet nichts Neues. Die Gurtstäbe (Stab 1 bis 4) wirken zugleich als Traufpfette und Längswandkopfriegel. Außer der normalen Kraft bei Benutzung als Windträgergurt erhalten sie als Traufpfette noch ein lotrecht wirkendes Moment  $M_z$  und als Kopfriegel ein wagerecht wirkendes Moment  $M_y$ . Die Bestimmung eines derartigen Querschnittes erfolgt nach Teil D, 2 dieses Abschnittes.

Die Stäbe 5 bis 8 dienen bei der Ausführung nach Abb. 44 gleichzeitig als Binderobergurt, und bei der Ausführung nach Abb. 45 gleichzeitig als Binderuntergurt.

Die Bestimmung der Querschnitte für die Pfostenstäbe nach Abb. 45 hat mit ganz besonderer Vorsicht zu geschehen. Es kann vorkommen, daß die Druckkraft der Windträgerpfosten größer ist als die Zug-

kraft der Binderuntergurte infolge Dacheigengewicht und Wind auf die entsprechende Längswandseite. (Bei dieser Untersuchung kommen die Schneelast und sonstige zufällige Lasten außer Betracht.) Überwiegt die Druckkraft, so wird der zulässige Schlankheitsgrad von höchstens 150 meistens nur mit großem Materialaufwand erreicht. Zur Verringerung der seitlichen Knicklänge können dann an einigen Untergurtnotenpunkten Abstützungen angeordnet werden, oder aber, wie in Abb. 45 leicht gestrichelt angedeutet, in der Ebene des Windträgers Stabverbindungen angebracht werden; die Stäbe können als Zugstäbe gerechnet werden, und zwar ist die größte Zugkraft bzw. Knotenlast für die Endverbände

$$Z = \frac{S_B \cdot n}{100}$$

Hierin bedeutet

$S_B$  = größte Druckkraft im Binderuntergurt,  
 $n$  = Anzahl der Binder.

Den Belastungsannahmen entsprechend muß bei knapper Knicksicherheit des Untergurtes die Dacheindeckung bereits vor der Ausmauerung der Längswände fertiggestellt werden, da sonst die im Untergurt auftretenden Druckkräfte erheblich größer werden und somit die Knicksicherheit noch geringer ist.

Für die Schrägen (Stab 9 bis 14) wählt man am besten, um die Durchbiegung möglichst gering zu halten, ungleichschenklige Winkeleisen.

## b) Zahlenbeispiel.

### α) Allgemeines und Belastungsangaben.

Der in Abb. 46 dargestellte Längswandwindträger soll untersucht werden; er ist in der Binderuntergurtenebene angeordnet, hat eine Länge von 48,0 m und eine Bauhöhe von 15,0 m. Außer den Windkräften infolge Wind auf die Längswand und das Dach hat der Träger noch die wagerecht wirkenden Kräfte infolge des einseitig belasteten Kranes aufzunehmen.

Die Belastungen infolge des Kranes sind folgende:

Größter Raddruck:  $\max P = 16,0 \text{ t}$ ;  
 Kleinster Raddruck:  $\min P = 6,0 \text{ t}$ ;  
 Radstand . . . . . = 3,4 m;  
 Seitenschub . . . . .  $H_s = 0,94 \text{ t}$ .

Aus diesen Kräften werden gemäß Abb. 46 die auf den Längsträger wirkenden Lasten:

$$\max H_K = \frac{16,0 \cdot 0,5}{8,5} + \frac{0,94 \cdot 6,5}{8,5} = 1,65 \text{ t};$$

$$\min H_K = \frac{6,0 \cdot 0,5}{8,5} \dots \dots \dots = 0,35 \text{ t}.$$

Die Mittelkraft  $R$  beträgt demnach:

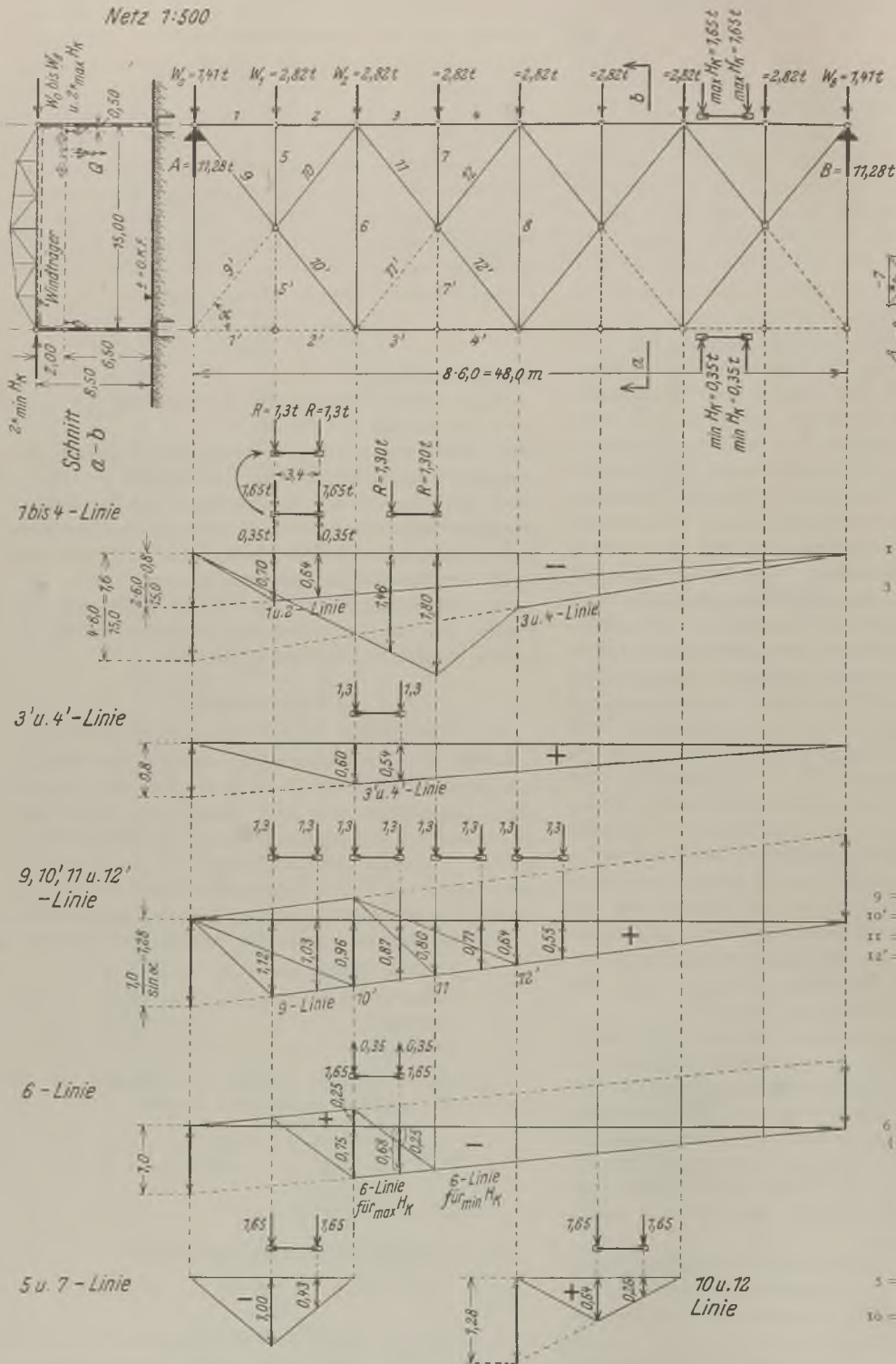
$$R = 1,65 - 0,35 \dots \dots \dots = 1,30 \text{ t}.$$

### β) Stabkräfte.

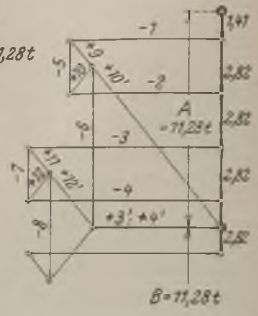
Infolge Wind sind die Stabkräfte in Abb. 46 zeichnerisch mit Hilfe eines Kräfteplanes gefunden.

Infolge der Kraneinwirkung sind die Stabkräfte mittels Einflußlinien bestimmt; für Stab 8 ist keine

Netz 1:500



Kräfteplan  
infolge Wind  
1t = 2,5 mm



$$1 = 2 = 1,3(-0,70 - 0,64) = -2,74 \text{ t}$$

$$3 = 4 = 1,3(-1,80 - 1,46) = -4,14 \text{ t}$$

$$3' = 4' = 1,3(0,60 + 0,54) = +1,48 \text{ t}$$

$$9 = 1,3(1,12 + 1,03) = +2,80 \text{ t}$$

$$10' = 1,3(0,96 + 0,87) = +2,38 \text{ t}$$

$$11 = 1,3(0,80 + 0,71) = +1,96 \text{ t}$$

$$12' = 1,3(0,64 + 0,55) = +1,55 \text{ t}$$

$$6 = 1,65(-0,75 - 0,68 + 0,35 + 0,25 - 0,25) = -2,30 \text{ t}$$

$$5 = 7 = 1,65(-1,0 - 0,43) = -2,36 \text{ t}$$

$$10 = 12 = 1,65(0,64 + 0,26) = +1,49 \text{ t}$$

Abb. 46.

Einflußlinie gezeichnet, die Stabkraft ergibt sich sinngemäß wie bei Stab 6.

In der Zusammenstellung II sind die Stabkräfte aus Wind und Kran eingetragen.

Zusammenstellung II. Stabkräfte in t.

Stab	Stabkräfte infolge				Gesamtstabkräfte	
	Wind		Kran		max S	min S
	max S	min S	max S	min S		
1	0	8,00	0	1,74	0	9,74
2	0	8,00	0	1,74	0	9,74
3	6,80	10,20	1,48	4,24	8,28	14,44
4	6,80	10,20	1,48	4,24	8,28	14,44
5	0	2,82	0	2,36	0	5,18
6	0	8,46	0	2,36	0	10,82
7	0	2,82	0	2,36	0	5,18
8	0	5,64	0	1,36	0	7,00
9	12,8	0	2,80	0	15,60	0
10	10,8	0	2,38	0	13,18	0
11	5,5	0	1,96	0	7,46	0
12	3,6	0	1,55	0	5,15	0

2. Berechnung der Giebelwandwindträger.

a) Allgemeines.

Über die allgemeine Anordnung ist bereits im Teil I, A dieses Abschnittes alles Wesentliche gesagt.

Für die ebenen Fachwerknetze sind alle Angaben im Band I, 5. Auflage, fünfter Abschnitt, Teil I, C gemacht. Die Auflagerdrücke werden am besten rechnerisch und die Stabkräfte rechnerisch oder zeichnerisch ermittelt.

Bei Anordnung eines in der Dachebene liegenden gekrümmten Giebelwandwindträgers ist folgendes zu beachten.

Die Gurte des Windträgers werden von dem oberen Abschlußbeisen der Giebelwand *o* bzw. von dem Obergurt des Binders I gebildet. Die Pfetten werden mit den etwa notwendig werdenden Verstärkungen als Windträgerpfosten benutzt. Als besondere Stäbe sind somit nur die Schrägen erforderlich.

Soll das Gebäude später verlängert werden, so wird unmittelbar neben der Giebelwand ein Binder vorgehen; in diesem Falle werden die Gurte des Windträgers von dem Obergurt des Binders *o* bzw. des Binders I gestellt.

Der entsprechend der Dachform gekrümmte Windträger bildet mit der anschließenden Giebelwand *o* (oder dem Binder *o*), dem Binder I und den beiden Längswandendfeldern ein räumliches Fachwerk. Es ist daher eine aus Bequemlichkeit oder Unwissenheit gemachte Vereinfachung, den gekrümmten Windträger abgewickelt als ebenen Träger zu behandeln, sehr zu verwerfen. Die vereinfachte Berechnungsweise führt nicht nur für den Windträger selbst zu falschen Ergebnissen, sondern sie läßt vor allem bei den anschließenden Bauteilen die oft beträchtlichen Zusatzspannungen ganz außer Betracht.

Nachstehend ist die richtige Berechnung der einzelnen Bauteile eines derartigen Raumbachwerkes an

Hand eines Beispiels gegeben. Wie die Ausführungen zeigen, kann die nachlässige Behandlung leicht den Einsturz des Gebäudes zur Folge haben.

b) Zahlenbeispiel für einen in der Dachebene liegenden gekrümmten Giebelwandwindträger.

α) Allgemeines.

Der in der Dachebene liegende Windverband nach Abb. 47 soll für den auf die Giebelwand gerichteten Winddruck berechnet werden. Der Winddruck, der mit 100 kg/m<sup>2</sup> rechtwinklig getroffener Fläche angenommen ist, wird durch die Längsriegel nach den Hauptstielen gebracht. Im allgemeinen sieht man aber von der Bestimmung der Einzellasten ab und ermittelt sofort den Winddruck auf das gesamte Hauptstiefeld. Diese Kraft ist dann auf die ganze Länge des Stieles gleichmäßig verteilt anzunehmen.

β) Knotenlasten und Auflagerdrücke des Windträgers.

Zunächst werden die Knotenlasten bestimmt (Abb. 47 a):

$$W_a = \infty \frac{7,9}{2} \cdot \frac{3,0}{2} \cdot 0,10 \dots = 0,60 \text{ t};$$

$$W_b = \infty \frac{7,0 + 3,5}{2} \cdot \frac{3,0 + 4,8}{2} \cdot 0,10 \dots = 2,05 \text{ t};$$

$$W_c = \infty \frac{7,0 + 3,5 + 1,5}{2} \cdot 4,8 \cdot 0,10 \dots = 2,90 \text{ t};$$

$$W_d = \infty \frac{13,5}{2} \cdot 4,8 \cdot 0,10 \dots = 3,25 \text{ t}.$$

Hiermit ergeben sich die Auflagerdrücke:

$$A = B = 0,60 + 2,05 + 2,90 + \frac{3,25}{2} \dots = 7,175 \text{ t}.$$

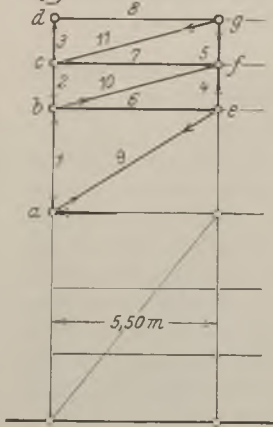
γ) Stabkräfte der Windträgers.

Nachdem die Knotenlasten und Auflagerdrücke bekannt sind, wird zuerst für das Grundrißnetz des Windverbandes (Abb. 47 b) ein Kräfteplan in der bekannten Weise gezeichnet. Die erhaltenen Stabkraftlängen *1'*, *2'*, *3'* ..., die im Plan (Abb. 47 d) durch dünne Linien gekennzeichnet sind, würden sich demnach bei einem ebenen Träger von 25,2 m Spannweite ergeben. Da nun aber der Windträger gekrümmt ist, so sind für die geneigten Stäbe die erhaltenen Stabkräfte noch nicht endgültig; es müssen hierfür die räumlichen Stabkräfte ermittelt werden:

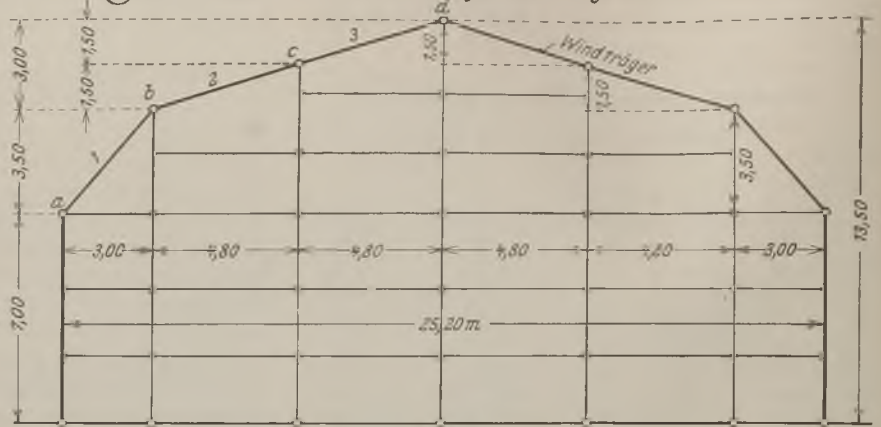
Über die aus dem Grundrißnetz erhaltenen Stabkraftlängen *1'*, *2'*, *3'* ... werden die räumlichen Neigungen der betreffenden Stäbe aufgetragen; sie ergeben sich mit Hilfe ihrer Grundrißlängen nach Abb. 47 b und ihrer räumlichen Höhen nach Abb. 47 a.

	Grundrißlänge	räumliche Höhe
Stab 1 . . . . .	= 3,00 m	= 3,50 m
Stab 2, 3, 4 und 5 . . . . .	= 4,80 m	= 1,50 m
Stab 6, 7 und 8 . . . . .	= 5,50 m	= 0 m
Stab 9 . . . . .	= 6,26 m	= 3,50 m
Stab 10 und 11 . . . . .	= 7,30 m	= 1,50 m

© Seitenansicht

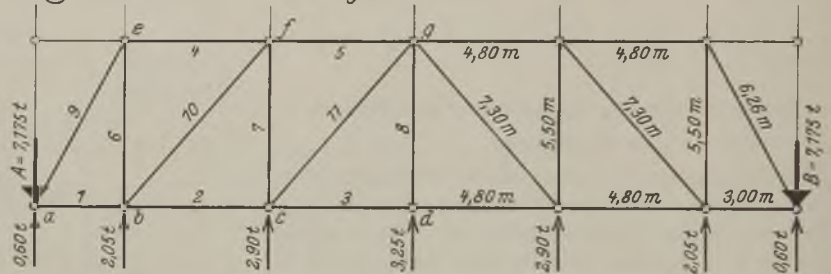


Ⓐ Giebelwandansicht und Windträgerkrümmung M. 1:250

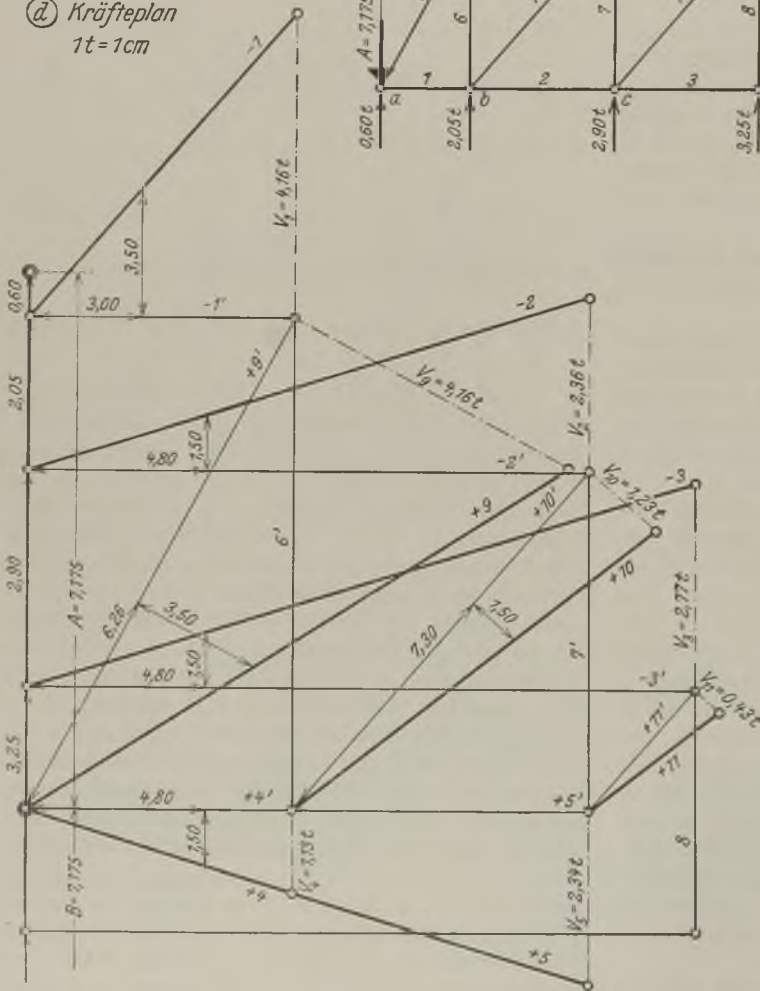


⓪ ①

Ⓑ Grundrißnetz des Windträgers M. 1:250



Ⓐ Kräfteplan  
1t = 1cm



Zusammenstellung III.  
Räumliche Stabkräfte des Windträgers.

Stab	Stabkräfte t	Stab	Stabkräfte t
1	- 5,55	7	- 4,52
2	- 7,85	8	- 3,25
3	- 9,25	9	+ 8,56
4	+ 3,74	10	+ 6,16
5	+ 7,85	11	+ 2,20
6	- 6,58		

Zusammenstellung VI.  
Lotrechte Windknotenlasten.

Knoten	Anteil der anschließenden Stäbe	Gesamte lotrechte Knotenlasten t
a	+ V <sub>1</sub> - V <sub>9</sub> + 4,16 - 4,16	0
b	- V <sub>1</sub> + V <sub>2</sub> - V <sub>10</sub> - 4,16 + 2,36 - 1,23	- 3,03
d	- 2 · V <sub>3</sub> - 2 · 2,77	- 5,54
e	- V <sub>4</sub> + V <sub>9</sub> - 1,13 + 4,16	+ 3,03
g	+ 2 · V <sub>5</sub> + 2 · V <sub>11</sub> + 2 · 2,34 + 2 · 0,43	+ 5,54

Die räumlichen Stabkraftlängen 1, 2, 3 ... die in der Abb. 47d durch starken Druck hervorgehoben sind, werden dann begrenzt durch das Lot von den Neigungslinien auf die Endpunkte der aus dem Grundrißnetz erhaltenen Stabkräfte  $1', 2', 3' \dots$

Da bei den wagerechten Stäben 6, 7 und 8 keine Raumneigung besteht, so sind hierfür die endgültigen Stabkräfte bereits aus dem Kräfteplan für das Grundrißnetz gegeben. Die wirklichen Stabkräfte gehen aus der Zusammenstellung III hervor.

Die räumlichen Stabkräfte können auch schnell und übersichtlich rechnerisch ermittelt werden. Man bestimmt dazu die Neigungswinkel  $\alpha$  der Stäbe aus

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\text{räumliche Höhe}}{\text{Grundrißlänge}}$$

Die räumlichen Stabkräfte sind dann bekannt durch die Division der Stabkräfte des ebenen Trägers mit dem Cosinus des Neigungswinkels  $\alpha$ . In nachstehender Zusammenstellung IV ist die Bestimmung der endgültigen Stabkräfte rechnerisch durchgeführt.

#### δ) Querschnittsbestimmung des Windträgers.

Die Stäbe 1 bis 3 wirken zugleich als oberes Abschlußisen der Giebelwand, die Stäbe 4 und 5 als Obergurt des Binders 1; unter Berücksichtigung der erhaltenen Stabkräfte werden diese Querschnitte erst bei der Bestimmung der betreffenden Bauteile ermittelt.

Die Druckstäbe 6, 7 und 8, die gleichzeitig als Endpfetten dienen, erhalten bei einer Windbelastung der Giebelwand außer der Druckkraft  $S$  als Windträgerpfosten noch ein durch die Dachauflast, ohne Berücksichtigung des Winddruckes auf die Längswand, hervorgerufenen Biegemoment  $M$ . Als Querschnitt wählt man am besten den normalen Pfettenquerschnitt mit einer Gurtplatte oder L-Eisen verstärkt. Da die Dachhaut in den meisten Fällen nicht mit Sicherheit als eine wirksame seitliche Aussteifung angesehen werden kann, so setzt man als Knicklänge für die  $x$ -Achse sowie für die  $y$ -Achse die ganze Feldweite ein. Werden im Felde wirksame seitliche Aussteifungen angebracht, so ist als Knicklänge  $s_{Ky}$  die größte Entfernung der Aussteifungen anzunehmen. Die Berechnung des Querschnittes bietet nichts Neues.

Für die Schrägen (Stab 9 bis 11) werden am besten, um die Durchbiegung möglichst gering zu halten, ungleichschenklige Winkeleisen gewählt.

#### ε) Bestimmung der lotrechten Windknotenlasten auf die anschließenden Bauteile.

Durch die Krümmung des Verbandes entstehen an den Knickpunkten  $b, d, e$  und  $g$  (Abb. 47b und 47c)

lotrecht gerichtete Windknotenlasten; diese müssen, um das Gleichgewicht des räumlichen Fachwerkes herzustellen, von der Giebelwand  $o$  und dem Binder I aufgenommen werden.

Um die lotrechten Windknotenlasten zu berechnen, zerlegt man die Stabkräfte der im Raum geneigten Stäbe in eine wagerechte und in eine lotrechte Seitenkraft. Untersucht man nun die einzelnen Knotenpunkte hinsichtlich ihres Gleichgewichtes, so ergibt sich folgendes:

Die wagerechten Seitenkräfte sind bei allen Knotenpunkten im Gleichgewicht. Die lotrechten Seitenkräfte sind nur bei den ungeknickten Knotenpunkten (Abb. 47a bis 47c:  $a, c$  und  $f$ ) im Gleichgewicht. Bei den geknickten Knotenpunkten ( $b, d, e$  und  $g$ ) entsteht eine Mittelkraft, die von der Giebelwand  $o$  und von dem Binder I nach den Stützen bzw. nach den Fundamenten übertragen werden muß.

Die lotrechten Seitenkräfte der einzelnen Stäbe sind zeichnerisch im Kräfteplan nach Abb. 47d durch die Länge der Lote  $V_1, V_2, V_3 \dots$  gegeben.

#### Zusammenstellung IV. Bestimmung der räumlichen Stabkräfte.

Stab	$\operatorname{tg} \alpha$ = $\frac{\text{räumliche Höhe}}{\text{grundrißliche}}$	$\cos \alpha$	Stabkräfte $1', 2', 3' \dots$ des ebenen Trägers nach Abb. 47 d	Räumliche Stabkräfte Stabkräfte $1' \dots$ = $\frac{\text{cos } \alpha}{t}$
1	$\frac{3,50}{3,00} = 1,167$	0,638	- 3,55	$-\frac{3,55}{0,638} = - 5,55$
2	$\frac{1,50}{4,80} = 0,312$	0,955	- 7,50	$-\frac{7,50}{0,955} = - 7,85$
3	$\frac{1,50}{4,80} = 0,312$	0,955	- 8,85	$-\frac{8,85}{0,955} = - 9,25$
4	$\frac{1,50}{4,80} = 0,312$	0,955	+ 3,57	$+\frac{3,57}{0,955} = + 3,74$
5	$\frac{1,50}{4,80} = 0,312$	0,955	+ 7,50	$+\frac{7,50}{0,955} = + 7,85$
6	o	o	- 6,58	- 6,58
7	o	o	- 4,52	- 4,52
8	o	o	- 3,25	- 3,25
9	$\frac{3,50}{6,26} = 0,559$	0,873	+ 7,48	$+\frac{7,48}{0,873} = + 8,56$
10	$\frac{1,50}{7,30} = 0,203$	0,980	+ 6,03	$+\frac{6,03}{0,980} = + 6,16$
11	$\frac{1,50}{7,30} = 0,203$	0,980	+ 2,15	$+\frac{2,15}{0,980} = + 2,20$

Rechnerisch findet man die Werte, indem man die Stabkräfte  $1', 2', 3' \dots$  des ebenen Trägers mit dem Tangens des betreffenden Neigungswinkels  $\alpha$  multipliziert. In der Zusammenstellung V sind die senkrechten Seitenkräfte der einzelnen Stäbe rechnerisch ermittelt.

In der Zusammenstellung VI sind für die an den Knickpunkten des Windträgers liegenden Knotenpunkte  $b, d, e$  und  $g$  die Summen der lotrechten Seitenkräfte gebildet; aufwärts gerichtete Seitenkräfte



### Zusammenstellung V. Rechnerische Ermittlung der lotrechten Seitenkräfte $V_1 \dots$

Stab	Nach Zusammenstellung IV		Lotrechte Seitenkräfte $V_1 \dots$ = Stabkraft $1' \dots \cdot t g \alpha$
	$t g \alpha$	Stabkräfte $1', 2', 3' \dots$ t	
1	1,167	- 3,55	$3,55 \cdot 1,167 = 4,16$
2	0,312	- 7,50	$7,50 \cdot 0,312 = 2,36$
3	0,312	- 8,85	$8,85 \cdot 0,312 = 2,77$
4	0,312	+ 3,57	$3,57 \cdot 0,312 = 1,13$
5	0,312	+ 7,50	$7,50 \cdot 0,312 = 2,34$
6, 7 u. 8	0	—	0
9	0,559	+ 7,48	$7,48 \cdot 0,559 = 4,16$
10	0,203	+ 6,03	$6,03 \cdot 0,203 = 1,23$
11	0,203	+ 2,15	$2,15 \cdot 0,203 = 0,43$

erhalten das negative und abwärts gerichtete das positive Vorzeichen. Es ist dann damit die lotrechte Belastung der Giebelwand  $o$  und die des Binders I infolge Windwirkung auf die Giebelwand festgestellt.

Zum weiteren Verständnis sei die Bestimmung der lotrechten Windlast des Knotenpunktes „b“ näher erklärt:

An dem Knoten „b“ greifen die vier Stäbe 1, 2, 6 und 10 an. Die lotrechten Seitenkräfte der einzelnen Stäbe ergeben sich zeichnerisch aus dem Kräfteplan nach Abb. 47d oder rechnerisch aus der Zusammenstellung V:

für Stab 1 =  $V_1 = 4,16$  t,  
 „ „ 2 =  $V_2 = 2,36$  t,  
 „ „ 6 = 0 t,  
 „ „ 10 =  $V_{10} = 1,23$  t.

Aus Abb. 47c ist ersichtlich, daß die Druckkraft des Stabes 1 und die Zugkraft des Stabes 10 nach oben gerichtet sind; sie erhalten mithin das negative Vorzeichen. Die Druckkraft des Stabes 2 ist nach unten gerichtet und erhält das positive Vorzeichen.

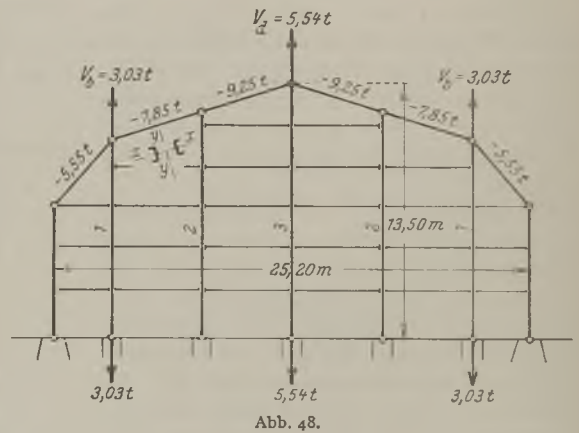
Der Druckstab 6 liegt wagerecht; er liefert somit keinen Beitrag zur lotrechten Knotenlast. Die algebraische Summe aller an dem Knotenpunkte  $b$  angreifenden lotrechten Seitenkräfte ergibt dann eine nach aufwärts gerichtete Windknotenlast von

$$V_b = -V_1 + V_2 - V_{10} = -4,16 + 2,36 - 1,23 = -3,03 \text{ t.}$$

Es ist zu beachten, daß bei zwei gegenüberliegenden Knotenpunkten ( $b$  und  $e$ ,  $d$  und  $g$ ) die lotrechten Knotenlasten bei verschiedenem Vorzeichen stets gleich sein müssen; ebenso wird die Summe aller lotrechten Windknotenlasten gleich Null.

#### §) Zur Berechnung der Giebelwand $o$ .

Bei der Berechnung der Giebelwand  $o$  sind die im vorangehenden Teil  $\epsilon$  bestimmten lotrecht nach oben gerichteten Windknotenlasten  $V_b$  und  $V_d$  zu berücksichtigen. Außerdem ist zu beachten, daß das obere Abschlußisen der Giebelwand zugleich als Druckgurt des Windträgers Verwendung findet. Die durch den gekrümmten Windträger erzeugten Stabkräfte und lotrechten Windlasten sind in der Giebelwand Abb. 48 eingetragen.



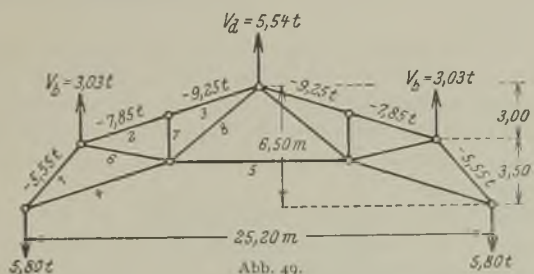
### Zusammenstellung VII. Stabkräfte und Auflagerdrücke des Binders 0.

a) Für spätere Verwendung als normaler Binder					b) Für die jetzige Verwendung als Endbinder					
Stab	Stabkräfte infolge			Gesamtkraft	Stabkräfte infolge				Gesamtkraft	Stab
	Eigen-gewicht	Schnee	Wind auf die Längswand		Eigen-gewicht	Schnee	Wind auf den Giebel			
	t	t	t	t	t	t	als Wind-trägerstäbe (Abb. 49)	infolge der Lasten $V_b$ und $V_d$ (Abb. 49)	t	
1	- 7,60	- 8,20	- 2,50	- 18,30	- 3,80	- 4,10	- 5,55	+ 10,40	+ 1,05	1
2	- 10,50	- 11,50	- 2,45	- 24,45	- 5,25	- 5,75	- 7,85	+ 12,50	- 6,35	2
3	- 10,50	- 11,50	- 2,60	- 24,60	- 5,25	- 5,75	- 9,25	+ 12,50	- 7,75	3
4	+ 5,30	+ 5,80	+ 2,40	+ 13,50	+ 2,65	+ 2,90	0	- 7,10	- 4,45	4
5	+ 7,30	+ 7,80	+ 1,20	+ 16,30	+ 3,65	+ 3,90	0	- 10,90	- 7,25	5
6	+ 5,20	+ 5,70	+ 0,90	+ 11,80	+ 2,60	+ 2,85	0	- 5,40	- 2,80	6
7	- 1,85	- 1,98	- 0,38	- 4,21	- 0,93	- 0,99	0	0	- 1,92	7
8	+ 3,80	+ 4,10	+ 1,75	+ 9,65	+ 1,90	+ 2,05	0	- 1,40	+ 1,90	8
Auflagerdrücke:					Auflagerdrücke:					
A = B	+ 4,88	+ 5,20	+ 1,45	+ 11,53	+ 2,44	+ 2,60	0	- 5,80	- 3,36	A = B

Die Querschnitte werden dann in der bekannten Weise gefunden. Die Hauptstiele 1 und 3 müssen im Fundament der auftretenden Zugkraft entsprechend verankert werden. Der Ankerzug ergibt sich, wenn man von der lotrecht nach oben gerichteten Windkraft  $V_b$  bzw.  $V_a$  den auf dem Stiel lagernden Teil der Dachbelastung aus Dachhaut- und Pfetteneigengewicht, sowie das Eigengewicht des Stieles selbst abzieht.

η) Zur Berechnung des Binders o.

Bei einer beabsichtigten späteren Verlängerung des Gebäudes wird im allgemeinen unmittelbar neben der Giebelwand o ein Binder o eingeschaltet. Der Windträger liegt dann zwischen den Bindern o und 1. In einem solchen Falle bleibt dann die Giebelwand durch den Windträger unbehelligt. Jetzt wird der Obergurt des Binders o zugleich Druckgurt des Windträgers, und die lotrecht nach aufwärts gerichteten Windknotenlasten  $V_b$  und  $V_a$  muß der Binder o aufnehmen. In Abb. 49 sind die durch den Windträger erzeugten Stabkräfte und lotrechten Windlasten eingetragen.



kräfte aus Eigengewicht und Schnee durch Multiplikation der betreffenden Stabkräfte des normalen Binders mit 0,5, da ja die Belastungsbreite vorläufig auch nur das 0,5fache der normalen Belastungsbreite beträgt. Die Ergebnisse zeigt die Zusammenstellung VII und zwar für die zwei in Betracht kommenden Fälle:

- a) für spätere Verwendung als normaler Binder,
- b) für die jetzige Verwendung als Endbinder.

Für die Bestimmung der Querschnitte und der Nieten ist aus beiden Fällen jeweils die ungünstigste Gesamtkraft zu nehmen.

Aus der Zusammenstellung VII ist ersichtlich, daß einzelne Stäbe, die bei dem normalen Binder nur Zugkräfte aufzunehmen haben, bei der vorläufigen Verwendung als Endbinder auch Druckkräfte erhalten können. Es ist also für die Ausführung des Binders o die größte Vorsicht geboten. Auf keinen Fall darf die Berechnung mit folgender beliebiger Begründung abgetan werden:

„Der Endbinder braucht nicht besonders untersucht zu werden, da er wegen der späteren Gebäudeverlängerung ebenso stark auszuführen ist wie der normale Binder. Er ist somit für die jetzige Verwendung reichlich stark, da ja vorläufig nur die halbe Belastung auftritt.“

Dieser Leichtsinns kann aber für die Ausführung leicht verhängnisvoll werden. So erhält z. B. bei dem normalen Binder der Stab 6 infolge der Belastung aus Eigengewicht, Schnee und Wind auf die Längswand eine Gesamtkraft von + 11,80 t; gewählt ist hierfür ein Querschnitt aus 2 L 55 · 55 · 6 mit einer nutzbaren Fläche von 2 (6,31 - 1,6 · 0,6) = 10,7 cm<sup>2</sup>:

$$\sigma_{\text{vorh.}} = \frac{11,80}{10,7} = 1,11 \text{ t/cm}^2.$$

Die Stabkräfte infolge der Windknotenlasten  $V_b$  und  $V_a$  werden am besten zeichnerisch mittels Kräfteplan ermittelt. Die anderen Stabkräfte erhält man aus den Werten des normalen Binders: Für die jetzige Verwendung als Endbinder ergeben sich die Stab-

Bei dem Endbinder wird durch die nach oben gerichteten Windlasten eine Druckkraft von 5,4 t hervorgerufen; dem entgegen wirkt die Zugkraft aus Eigengewicht mit 2,60 t. Mithin beträgt die größte Druckkraft des Stabes 6 = - 5,4 + 2,6 = - 2,8 t.

Zusammenstellung VIII. Stabkräfte und Auflagerdrücke des Binders 1.

a) Bei Winddruck auf die Längswand					b) Bei Winddruck auf die Giebelwand					
Stab	Stabkräfte infolge			Gesamtkraft	Stabkräfte infolge				Gesamtkraft	Stab
	Eigengewicht	Schnee	Wind auf die Längswand		Eigengewicht	Schnee	Wind auf den Giebel			
	t	t	t	t	t	t	als Windträgerstäbe (Abb. 50)	infolge der Lasten $V_a$ und $V_b$ (Abb. 50)	t	
1	- 7,60	- 8,20	- 2,50	- 18,30	- 7,60	- 8,20	0	- 10,40	- 26,20	1
2	- 10,50	- 11,50	- 2,45	- 24,45	- 10,50	- 11,50	+ 3,74	- 12,50	- 30,76	2
3	- 10,50	- 11,50	- 2,60	- 24,60	- 10,50	- 11,50	+ 7,85	- 12,50	- 26,65	3
4	+ 5,30	+ 5,80	+ 2,40	+ 13,50	+ 5,30	+ 5,80	0	+ 7,10	+ 18,20	4
5	+ 7,30	+ 7,80	+ 1,20	+ 16,30	+ 7,30	+ 7,80	0	+ 10,90	+ 26,00	5
6	+ 5,20	+ 5,70	+ 0,90	+ 11,80	+ 5,20	+ 5,70	0	+ 5,40	+ 16,30	6
7	- 1,85	- 1,98	- 0,38	- 4,21	- 1,85	- 1,98	0	0	- 3,83	7
8	+ 3,80	+ 4,10	+ 1,75	+ 9,65	+ 3,80	+ 4,10	0	+ 1,40	+ 9,30	8
Auflagerdrücke:					Auflagerdrücke:					
A = B	+ 4,88	+ 5,20	+ 1,45	+ 11,53	+ 4,88	+ 5,20	0	+ 5,80	+ 15,88	A = B

Da für die vorhandenen zwei L 55 · 55 · 6 der Trägheitshalbmesser  $i = 1,66$  cm und die Knicklänge  $s_k = 4,9$  m ist, so wird der Schlankheitsgrad

$$\lambda = \frac{490}{1,66} = 295,$$

also weit über die zulässige Grenze von 150.

Die Knicksicherheit nach Euler würde sein:

$$n = \frac{2,1 \cdot J}{P \cdot s_k^2} = \frac{2,1 \cdot 34,6}{2,8 \cdot 4,9^2} = 1,08 \text{ fach.}$$

Bei den Untergurtstäben 4 und 5 ist es noch weit schlimmer, hierfür wird, wenn die Stäbe seitlich an den Giebelwandstielen nicht gehalten sind, die „Knikksicherheit“ nur noch 0,05 fach; es müßte also das Trägheitsmoment mindestens 80mal größer sein als das vorhandene.

Wie das angeführte Beispiel zeigt, muß, wenn ein Unglücksfall verhütet werden soll, der Endbinder  $o$  gewissenhaft untersucht werden. Bei der Anordnung von Gelenkpfetten kommt noch als ungünstigste Wirkung hinzu, daß die hier in Frage kommende Dachbelastung aus Eigengewicht nur das 0,4142fache des normalen Binders beträgt.

Da bei dem Binder  $o$  den nach oben gerichteten Windlasten (hervorgerufen durch den Winddruck auf die Giebelwand) das Eigengewicht der Dachhaut, Pfetten und Binder entgegengesetzt wird, so ist darauf zu achten, daß den Belastungsannahmen entsprechend, die Dacheindeckung des Endfeldes auch tatsächlich vor Ausmauerung der Giebelwand schon fertiggestellt ist. Es ist gut, wenn man auf den betreffenden Werkzeichnungen und der allgemeinen Übersichtszeichnung folgenden Vermerk deutlich anbringt:

**Achtung bei der Aufstellung.**

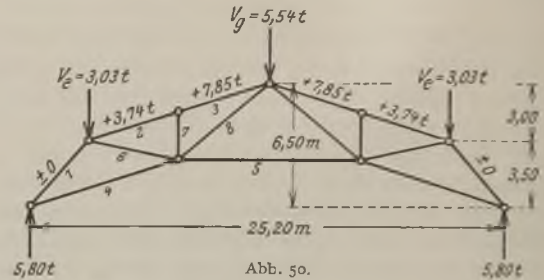
Die Giebelwand darf auf keinen Fall vor der Fertigstellung der Dacheindeckung des Endfeldes ausgemauert werden.

g) Zur Berechnung des Binders 1.

Bei der Berechnung des Binders 1 sind die durch den Winddruck auf die Giebelwand hervorgerufenen lotrecht nach unten gerichteten Windknotenlasten  $V_e$  und  $V_g$  zu berücksichtigen. Da der Obergurt des Binders 1 zugleich als Zuggurt des gekrümmten Windverbandes dient, so ist bei dieser Untersuchung die günstige Wirkung der im Obergurt auftretenden Zugkräfte zu beachten. In der Abb. 50 sind die lotrechten Windlasten und die gleichzeitig im Obergurt auftretenden Zugkräfte eingetragen.

Die Stabkräfte infolge der Windlasten  $V_e$  und  $V_g$  werden am besten zeichnerisch durch einen Kräfteplan ermittelt. Die Stabkräfte infolge Eigengewicht und Schnee ergeben sich wie bei dem normalen Binder. Die Ergebnisse zeigt die Zusammenstellung VIII und zwar für folgende in Betracht kommenden zwei Fälle:

- a) bei Winddruck auf die Längswand,
- b) bei Winddruck auf die Giebelwand.



Die Querschnittsermittlung und die Nietberechnung geschieht in der bekannten Weise; es ist hierfür aus beiden Fällen jeweils die ungünstigste Gesamtkraft zu nehmen.

Für den Binder 1 werden in den meisten derartigen Fällen, wie auch die Zusammenstellung VIII zeigt, die Gesamtkräfte bei Windwirkung auf die Giebelwand größer als bei Wind auf die Längswand, so daß der Binder 1 stärker als der normale Binder ausgeführt werden muß.

Bei Anordnung von Gelenkpfetten ist bei dem Binder 1 noch zu berücksichtigen, daß die Stabkräfte aus Eigengewicht und Schnee 1,109mal größer werden als bei dem normalen Binder.

h) Zur Bestimmung der Längswandfelder.

Jetzt müssen noch die wagerechten Auflagerdrücke  $A$  und  $B$  des gekrümmten Windträgers auf die Fundamente übergeleitet werden. Das geschieht am besten durch einen in dem Endfeld der Längswände angeordneten Vertikalverband (vgl. Teil D, 5). Wird aus irgendeinem Grunde der Verband in ein mittleres Feld gelegt, dann muß darauf geachtet werden, daß die Kraft  $A$  bzw.  $B$  durch die Längswandkopfriegel auch wirklich von der Giebelwand bis zum Verbandsfeld einwandfrei übertragen wird.

Somit ist für ein Fachwerkgebäude mit einem gekrümmten Giebelwandwindträger bei Winddruck auf die Giebelwand jede Kraft von ihrem Entstehen bis auf den Grundbau verfolgt.

## II. Ausführung der Fachwerkwände.

### A. Ausführung des Riegelwerkes, der Wandgitterträger und der Vertikalverbände.

#### 1. Ausführung der Riegel und Zwischenstiele.

##### a) Allgemeines.

Die Anschlüsse der Riegel und Zwischenstiele lassen sich sehr einfach herstellen, so zeigt z. B. Abb. 51 den Anschluß eines Riegels I 14 an einen Stiel I 24. Die Art der Ausführung des Anschlusses ist für alle Riegel aus I und C 14 ausreichend. Nachstehend ist die Berechnung des Anschlusses gemäß Abb. 51 gegeben; der Auflagerdruck  $P$  wird mit 1,0 t angenommen. Das Moment ist

$$M = 1,0 \cdot 8,8 = 8,8 \text{ cmt};$$

auf eine Schraube entfallen die Kräfte

$$V = \frac{1}{2} \cdot 1,0 = 0,5 \text{ t}$$

und

$$H = \frac{8,8}{5} = 1,76 \text{ t.}$$

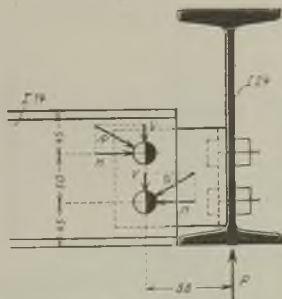


Abb. 51.

Vorhanden Schrauben von  $\frac{5}{8}'' = 1,58 \text{ cm } \varnothing$ .

Die größte Kraft, die auf eine Schraube wirkt, ist

somit  $R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{0,50^2 + 1,76^2} = 1,83 \text{ t.}$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{1,83}{1,58^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = 0,94 \text{ t/cm}^2$$

(bei einer Eisenbeanspruchung  $\sigma_{zul}$  von  $1600 \text{ kg/cm}^2$  ist die zulässige Scherbeanspruchung einer Schraube

$$800 + \frac{2}{6} \cdot 800 = 1066 \text{ kg/cm}^2).$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{1,83}{1,58 \cdot 0,57} = 2,03 \text{ t/cm}^2.$$

(Bei Schrauben darf der größte Lochleibungsdruck, wenn die Eisenbeanspruchung  $\sigma_{zul} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  ist,

$$1600 + \frac{2}{6} \cdot 1600 = 2133 \text{ kg/cm}^2 \text{ sein.})$$

Der bei der vorstehenden Untersuchung angenommene Auflagerdruck  $P = 1,0 \text{ t}$  wird bei Anwendung von I- und C-14 wohl kaum überschritten werden; es darf daher in allen praktischen Fällen ohne weitere Berechnung der Anschluß der I und C 14 mit zwei Schrauben von  $\frac{5}{8}''$  Durchmesser erfolgen.

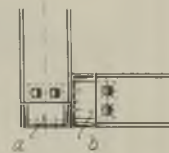


Abb. 52.

Abb. 52 zeigt noch den Anschluß der Riegel an einen aus zwei C-Eisen gebildeten Eckstiel. Der Anschluß des Winkels „a“ bleibt auf jeden Fall normal; bei dem Winkel „b“ hingegen müssen die beiden Schrauben im Eckstiel versenkt werden.

Am Boden werden die Zwischenstiele gemäß Abb. 53a entweder verankert oder aber — wie Abb. 53b zeigt — etwa 150 bis 200 mm in den Wandsockel eingelassen.

##### b) Normalien für Fachwerkwände.

Die sehr häufig vorkommenden Anschlußpunkte der Stiele und Riegel bei Eisenfachwerkwänden sind normalisiert und in der Tafel 5 zusammengestellt:

Punkt A:	Anschluß der I- und C-Eisen an ein	I 14
Punkt B:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 16
Punkt C:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 18
Punkt D:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 20
Punkt E:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 22
Punkt F:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 24
Punkt G:	„ „ „ „ „ „ „ „	eine gerade Fläche
Punkt H:	„ „ „ „ „ „ „ „	ein C 14
Punkt I:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 16
Punkt K:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 18
Punkt L:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 20
Punkt M:	„ „ „ „ „ „ „ „	I 22

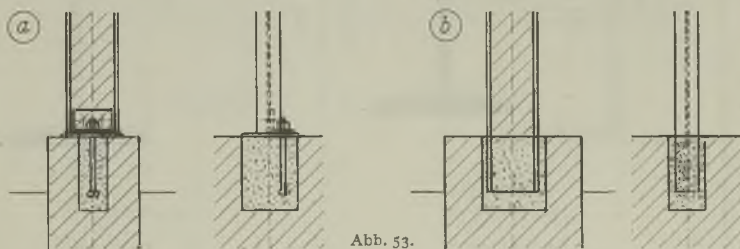
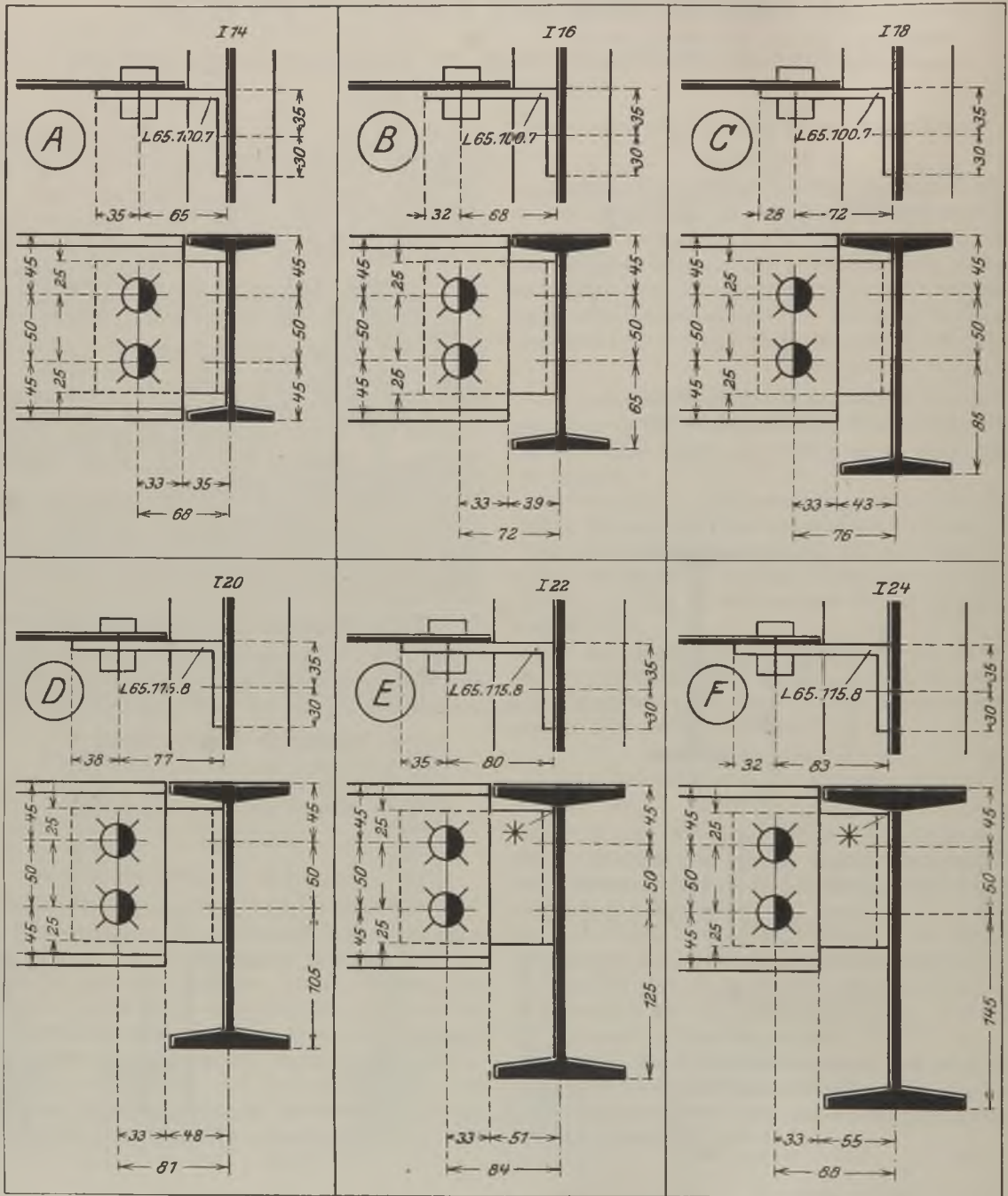


Abb. 53.

Die Normalien weichen von der Dinorm etwas ab; dort sind die Spielräume zwischen den zur Verbindung kommenden Riegeln bzw. Stielen ganz verschieden, sie betragen 2 bis 7 mm; in den vorliegenden Normalien sind sie dagegen überall mit 2 mm festgelegt. Sinngemäß sind die Normalanschlüsse vom Verfasser

## a) Anschluß der Riegel an I 14 bis I 24



Statt L 65 · 115 · 8 kann auch L 65 · 130 · 8 verwendet werden.

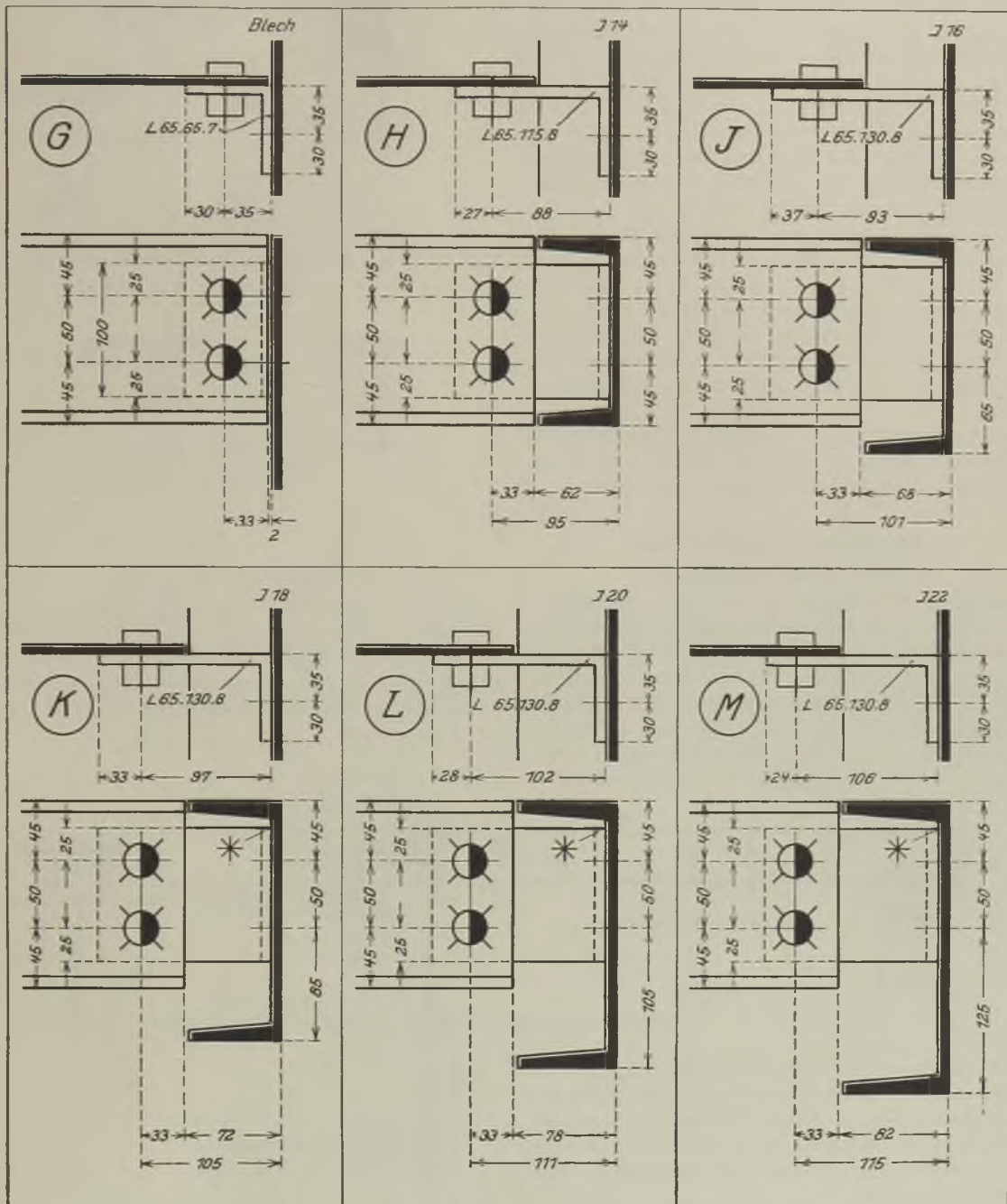
\*Die in die Stegaurundung fallende Kante des Anschlußwinkels ist abzarbeiten.

Halbrundniete 17 mm nach DIN 124.

Rohe Sechskantschrauben 5/8" nach DIN 418.

aus I 14 oder C 14

## b) Anschluß der Riegel an Blech und C 14 bis C 22



Statt L 65 · 115 · 8 kann auch L 65 · 130 · 8 verwendet werden.

\*Die in die Stegaurundung fallende Kante des Anschlußwinkels ist abzarbeiten.

Halbrundniete 17 mm nach DIN 124.

Rohe Sechskantschrauben 8/8" nach DIN 418.

bereits in der Zeitschrift „Der Eisenbau“, Jahrg. 1914, Heft 4, veröffentlicht.

Bei den I- und C-Eisen 14 betragen die Nietrisse durchweg  $45 + 50 + 45$  mm und die Masse von Außenkante bis zur Mitte der ersten Lochreihe überall 33 mm. Die Anschlußwinkel haben durchweg eine Länge von 100 mm. Die am durchgehenden Eisen liegenden Schenkel sind sämtlich 65 mm, während die abstehenden Schenkel 65, 100, 115 bzw. 130 mm breit sind. Die Anschlußwinkelkanten, die mit einem Stern bezeichnet sind, müssen bearbeitet werden. Der Nietriß für die 65 mm breiten Schenkel ist überall 35 mm, während derselbe für die 100, 115 und 130 mm breiten Schenkel so berechnet ist, daß die Endabmessungen der anzuschließenden I- und C-Eisen durchweg das Maß von 33 mm ergeben. Die Lochteilung ist bei allen Winkelschenkeln  $25 + 50 + 25$ , und sämtliche Bohrungen betragen 17 mm, entsprechend der zur Verwendung kommenden  $\frac{5}{8}$ ''-Schrauben bzw. Nieten mit 16 mm Schaftdurchmesser.

Die Normaltafel ist zweckmäßig in einem größeren Maßstabe aufzutragen und im Bureau und in der Werkstatt in genügender Anzahl auszuhängen.

## 2. Ausführung der Kopfriegel.

### a) Geschlossener Querschnitt.

Besteht der Kopfriegel nur aus einem flachliegenden C-Eisen, so erfolgt die Ausführung wie bei den vorher behandelten Riegeln. Meistens jedoch dient der Kopfriegel gleichzeitig als Traufpette, wodurch außer dem flachliegenden auch ein lotrecht stehendes C-Eisen erforderlich wird. Die Verbindung der beiden C-Eisen erfolgt durch Niete oder Schrauben in einem Abstand von 10- bis 15fachem Lochdurchmesser.

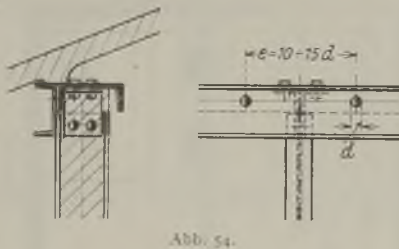


Abb. 54.

Der Anschluß eines Zwischenstieles erfolgt nach den Normalien, wie in Abb. 54 dargestellt. Zum Anschluß genügt jedoch auch ein Winkel; nur wenn der Zwischenstiel in Mitte des Kopfriegels liegt, werden aus Symmetriegründen, wie auch gezeichnet, zwei Winkel angeordnet.

Der Anschluß einer Zwischenstütze geschieht, wenn für die Übertragung der Auflagerkraft ausreichend, möglichst nach den Normalien (Abb. 55); es ist achtzugeben, daß bei Zwischenstützen von I 22 an die Winkelkanten abgerundet werden müssen.

Ist der Anschluß mit zwei Schrauben von  $\frac{5}{8}$ '' nicht mehr ausreichend, so müssen gemäß Abb. 56 — ab-

weichend von den Normalanschlüssen — entsprechend größere Anschlußwinkel mit der erforderlichen Anzahl Schrauben genommen werden.

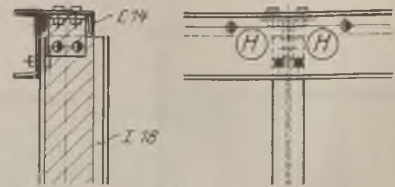


Abb. 55.

Der Anschluß der Kopfriegel an die Stützen richtet sich nach der Ausführung der Binderanschlüsse. Die Abb. 57 bis 59 zeigen verschiedene Ausführungen.

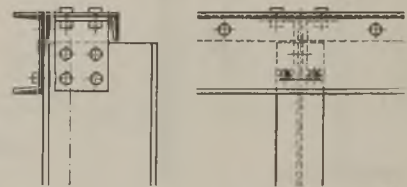


Abb. 56.

### b) Gegliederter Querschnitt.

Bei einem gegliederten Querschnitt müssen die aus 2 C- oder 1 C-Eisen und einem Winkel ausgebildeten Kopfriegel entsprechend der auftretenden Querkraft durch Schrägen verbunden werden. Die Verbindung ist bei der Berechnung derartiger Kopfriegel im Teil I, D, 2 zu ersehen.

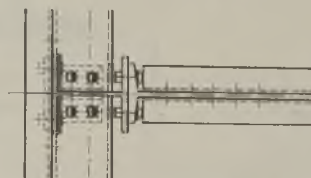
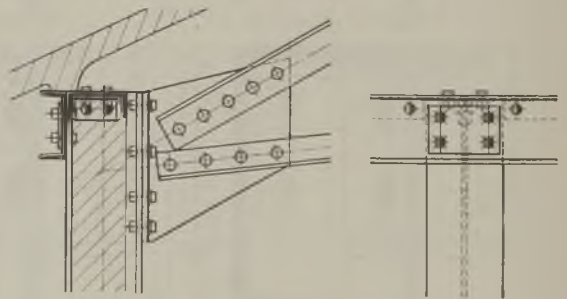


Abb. 57.

Bei kleiner Querkraft und entsprechend starker Ausführung kommt man auch mit Bindeblechen aus. Es entsteht dann ein sog. Vierendeel- oder Pfosten-träger (Abb. 60).

Der vielfach statisch unbestimmte Träger wird durch Anordnung von Gelenken gemäß Abb. 60 mit genügender Genauigkeit in einen statisch bestimmten Träger umgewandelt. Bei den Gurten werden die Gelenke in Feld- und bei den Pfosten

Haben die Gurte verschiedenes Trägheitsmoment, so wird die Querkraft  $Q$  im Verhältnis der Trägheits-

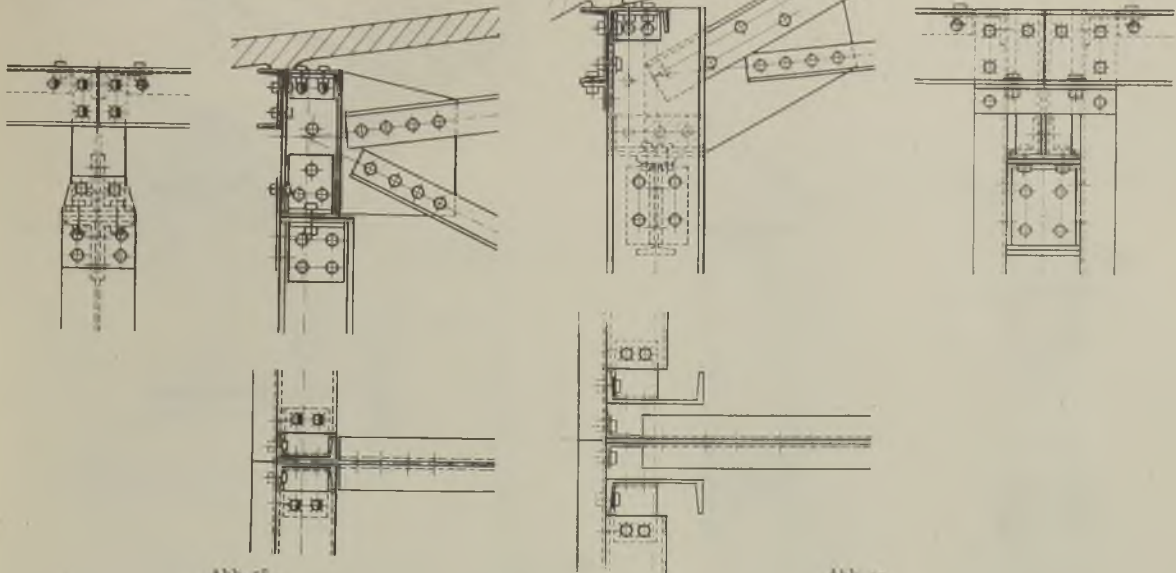


Abb. 58.

Abb. 59.

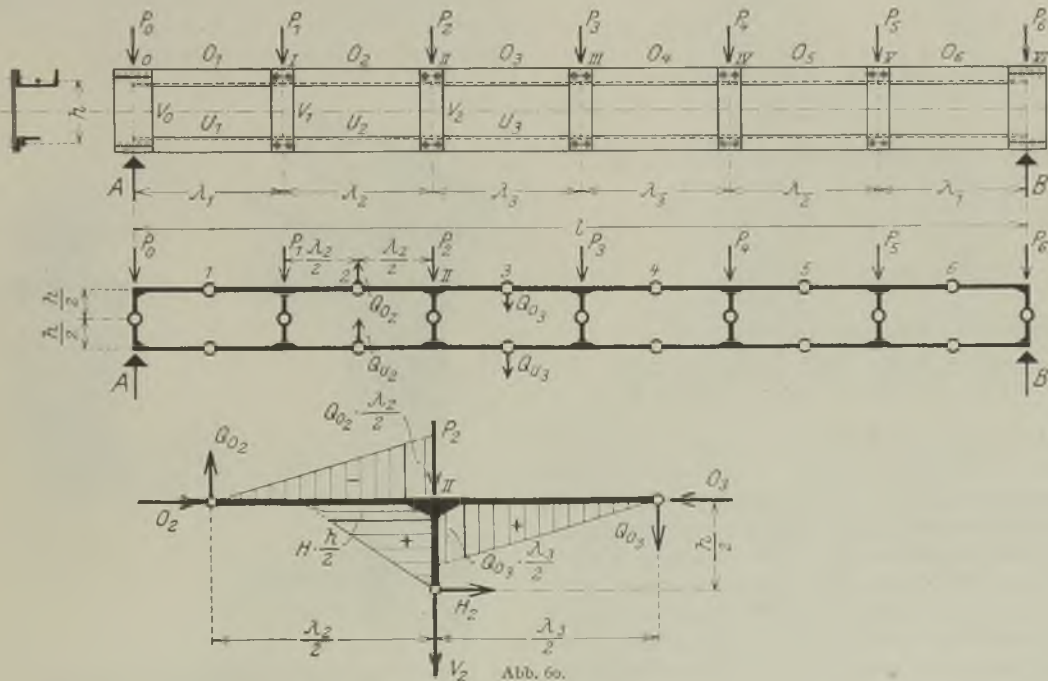


Abb. 60.

in Trägermitte angenommen. Betrachtet man die Abb. 60, dann ergeben sich folgende Werte:

die Querkraft im Gelenkpunkt 2

$$Q_2 = Q_{o_2} + Q_{v_2}.$$

Haben die Gurte gleiches Trägheitsmoment, so ist

$$Q_{o_2} = Q_{v_2} = \frac{Q_2}{2}.$$

momente auf beide Gurte verteilt. Bezeichnet man z. B. das Trägheitsmoment des Obergurtes mit  $J_o$  und das des Untergurtes mit  $J_v$ , dann wird

$$Q_o = \frac{Q}{J_o + J_v} \cdot J_o,$$

$$Q_v = \frac{Q}{J_o + J_v} \cdot J_v.$$



Ferner ergeben sich die Stabkräfte

$$O_2 = -\frac{M_2}{h}; \quad U_2 = +\frac{M_2}{h}.$$

( $M_2$  = ist das Moment auf Mitte des Feldes  $l_2$  bezogen.)

$$O_3 = -\frac{M_3}{h}; \quad U_3 = +\frac{M_3}{h};$$

$$V_2 = -P_2 + Q_{o_2} - Q_{o_3};$$

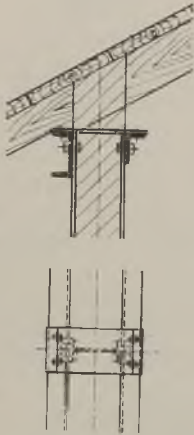


Abb. 61.

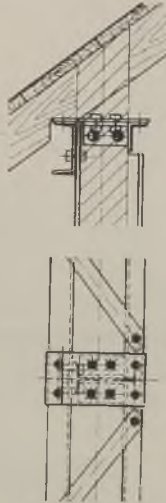


Abb. 62.

der wagerechte Gelenkdruck im Pfosten

$$H_2 = O_3 - O_2;$$

die größten Gurtstabmomente werden:

$$M_{o_2} = Q_{o_2} \cdot \frac{l_2}{2}; \quad M_{v_2} = Q_{v_2} \cdot \frac{l_2}{2};$$

$$M_{o_3} = Q_{o_3} \cdot \frac{l_3}{2}; \quad M_{v_3} = Q_{v_3} \cdot \frac{l_3}{2};$$

das größte Pfostenmoment (Bindeblech):

$$M_{v_2} = H_2 \cdot \frac{h}{2} = (M_3 - M_2) \cdot \frac{1}{2} = M_{o_2} + M_{o_3}.$$

Der Anschluß eines Zwischenriegels geschieht nach Abb. 61. Zweckmäßig ist es — wie auch in der Abb. 61 dargestellt — am Anschluß des Zwischenstiels ein Bindeblech anzuordnen; ganz gleichgültig, ob die Ausführung mit oder ohne Schrägen erfolgt.

Der Anschluß einer Zwischenstütze erfolgt nach Abb. 62. Entsprechend der größeren Anschlußkraft ist gegebenenfalls — wie in Abb. 62 dargestellt — die Zwischenstütze mit zwei Winkeln an das Bindeblech anzuschließen.

Die Anschlüsse der gegliederten Kopfriegel an die Stütze bzw. den Binderfuß sind in Abb. 63 und 64 dargestellt.

### c) Sprengwerk.

Der Druckgurt des Sprengwerkes wirkt zugleich als Kopfriegel und findet seine Ausbildung nach den

vorhergehenden Angaben. An dem Binderauflagerpunkt ist der Zuggurt, und in der Mitte des Kopfriegels der Pfosten anzuschließen. In Abb. 65 sind

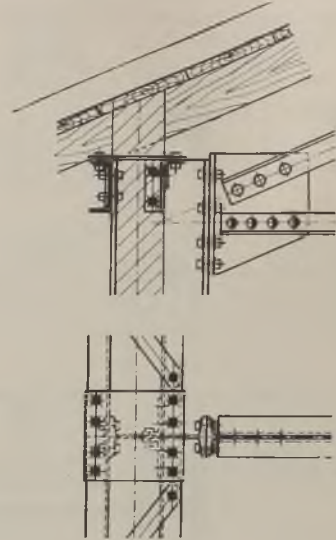


Abb. 63.

die Übersicht und Einzelheiten für ein in der Dachebene liegendes Sprengwerk dargestellt. Die Knotenbleche „a“ und „b“ sind entsprechend der Dachneigung am Kopfriegel abzuknicken.

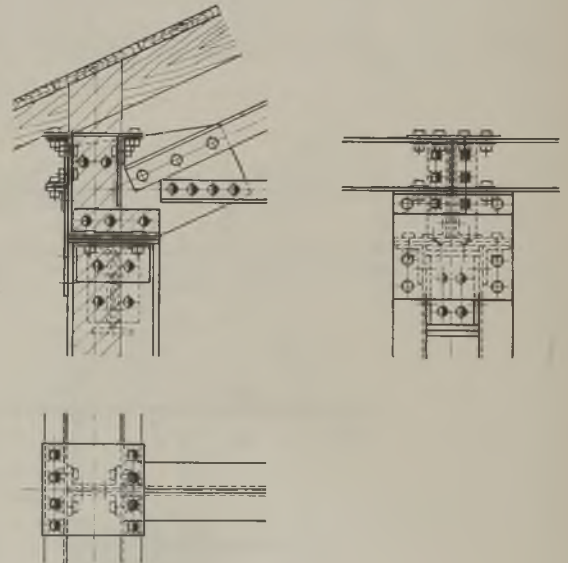


Abb. 64.

### 3. Ausführung der Hauptstiele.

Die Ausführung der Hauptstiele erfolgt nach Abb. 66. Schließt außer den Fachwerkriegeln ein Kranträger an oder legt sich ein Zwischenbinder auf, so erfolgt die Ausführung nach dem zweiten Abschnitt, Teil Ba.

#### 4. Ausführung der Wandgitterträger.

In Abb. 67 ist die Ausführung des Wandgitterträgers dargestellt. Es ist besonders darauf zu achten, daß die Schrägen nicht von der Wand abstehen.

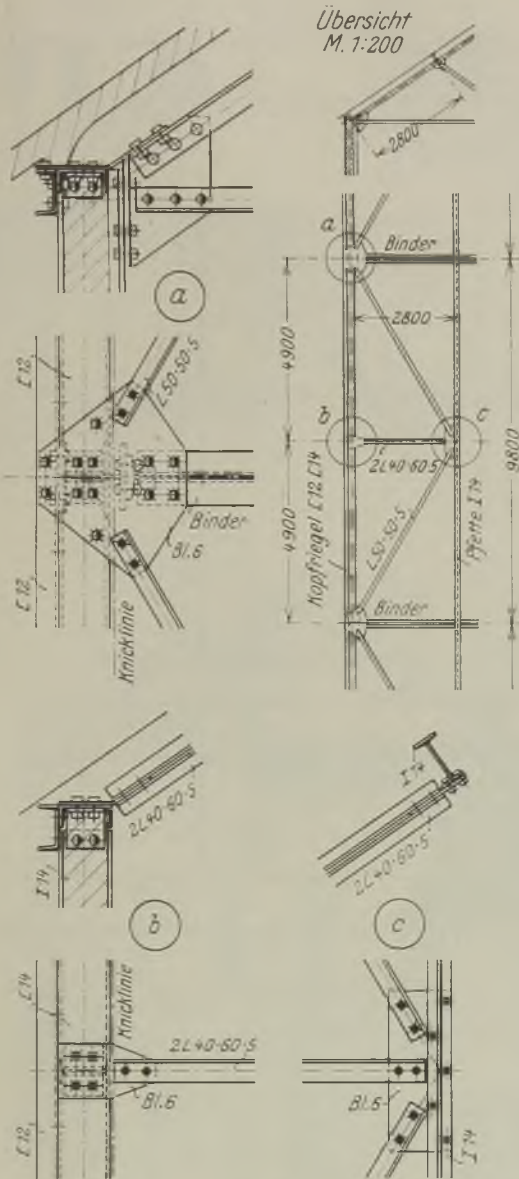


Abb. 65.

#### 5. Ausführung der Vertikalverbände.

Abb. 68 veranschaulicht einen im Längswand-Endfeld angeordneten Vertikalverband. Aus konstruktiven und ästhetischen Gründen ist der Verband einseitig an der inneren Wandseite angeordnet. Im allgemeinen darf man die durch den einseitigen Kraftangriff auftretenden Momente vernachlässigen, da ja in Wirklichkeit die wagerechten Kräfte nicht

nur allein von dem Verband, sondern auch von der gesamten Längswand selbst aufgenommen werden. Die Ausführung der einzelnen Knotenpunkte „a“ bis „e“ ist ohne weiteres aus der Abb. 68 ersichtlich. Der Netzpunkt der Knotenpunkte „c“ ist etwas vom Zwischenstiel abgerückt, damit das Knotenblech nicht die Fensterfläche schneidet.

In Abb. 69 ist ein Giebelwand-Dreigelenkportal dargestellt; da hier bei den Schrägen auch größere Druckkräfte auftreten, so ist das Portal doppelwandig ausgebildet. Abb. 69a zeigt die Außenansicht und Abb. 69b den Schnitt durch die Giebelwand. Die Einzelheiten aller Knotenpunkte gehen ohne weiteres aus der Abb. 69 hervor.

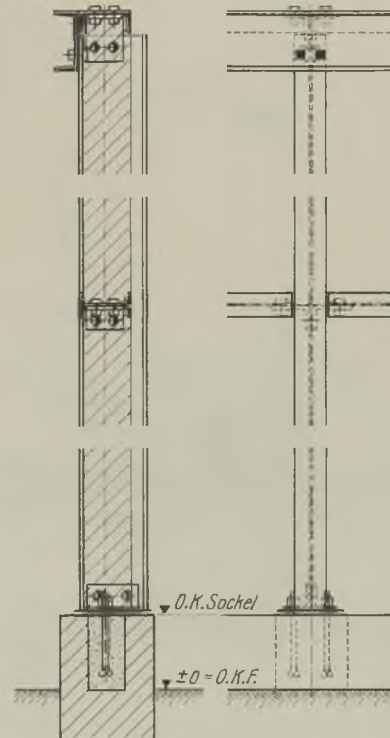


Abb. 66.

Die innere Wandung des Dreigelenkportals liegt um die Knotenblechstärke von 8 mm von Innenkante Wand entfernt. Da jedoch die Giebelwand-Hauptstiele I 34 mit Außenkante Wand bündig liegen, somit 200 mm in die Halle ragen, ist an den Anschlußstellen des Portals der Steg der Stiele entsprechend zu schlitzen und das Knotenblech ohne Stoß hindurchzuführen. Die Schwächung durch den Schlitz wird durch am Knotenblech und I-Eisensteg angeschlossene Winkeleisen aufgehoben. Eine Teilung des Knotenblechs und glattes Durchführen der I-Eisenstiele ist nicht empfehlenswert; hier müßte dann eine Schraubenverbindung die auftretenden Zugkräfte übertragen.

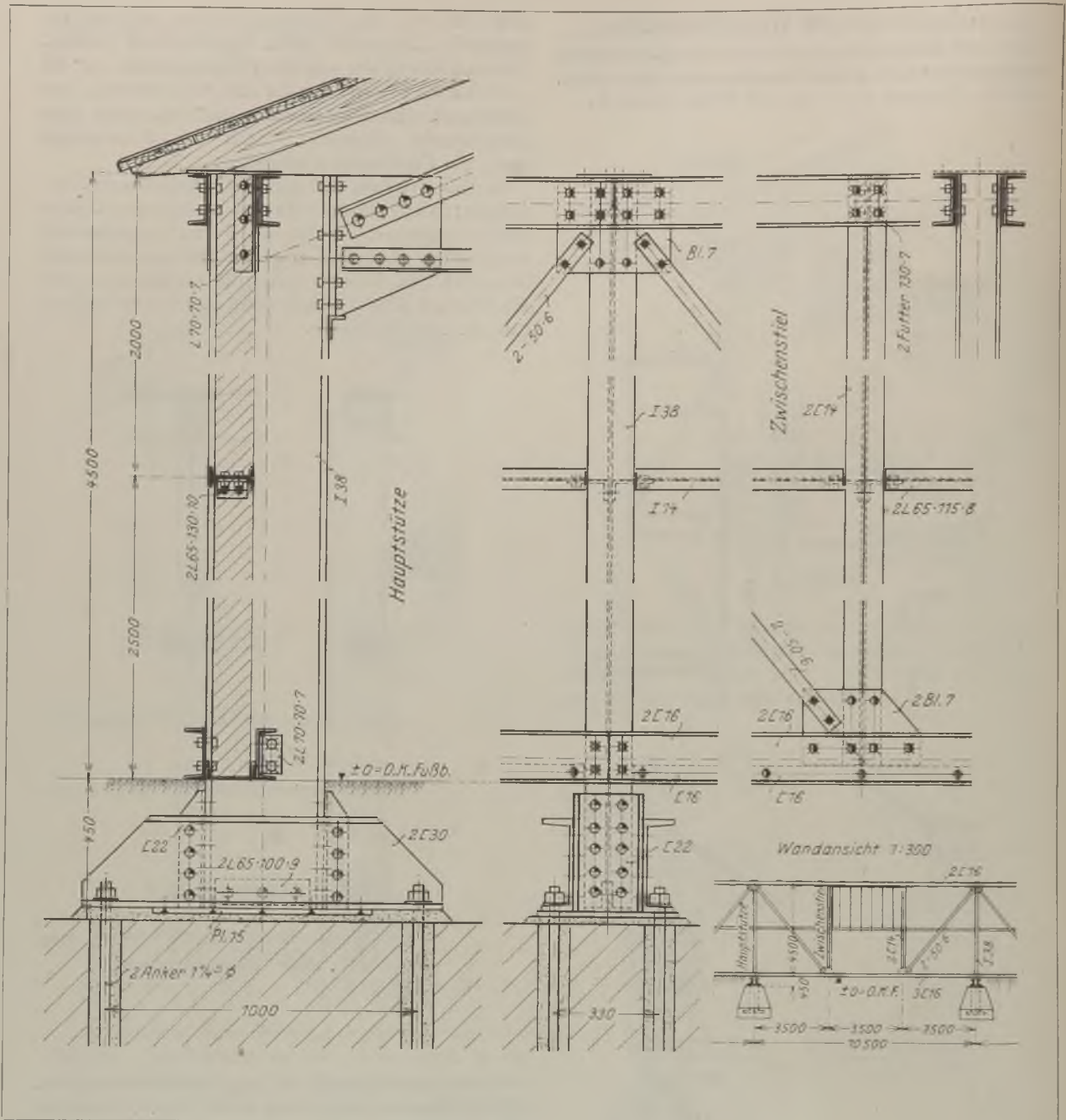


Abb. 67.

### 6. Werkstattaufgabe der Fachwerkwände.

Handelt es sich um eine einfache Fachwerkwand, so kann die Werkstattaufgabe nach Abb. 70 erfolgen. Die Fachwerkwand wird schematisch gezeichnet und nur die Netzmasse und Querschnitte angegeben. Alle anderen Angaben sind aus der Normaltafel ersichtlich. Die Normalanschlüsse sind mit einem Anschlußwinkel gezeichnet, was für alle Fälle voll-

kommen ausreicht. Sollten aus irgendeinem Grunde jedoch zwei Winkel angeordnet werden, so ändert das an der ganzen Sache nichts, es sind dann nur in der Wandschemazeichnung anstatt eines Winkels deren zwei anzudeuten.

Kommen anormale Anschlüsse vor, z. B. Stiele oder Stützen über I 24 oder I 22, so sind diese in der Art der Normalien auf der Werkstattzeichnung

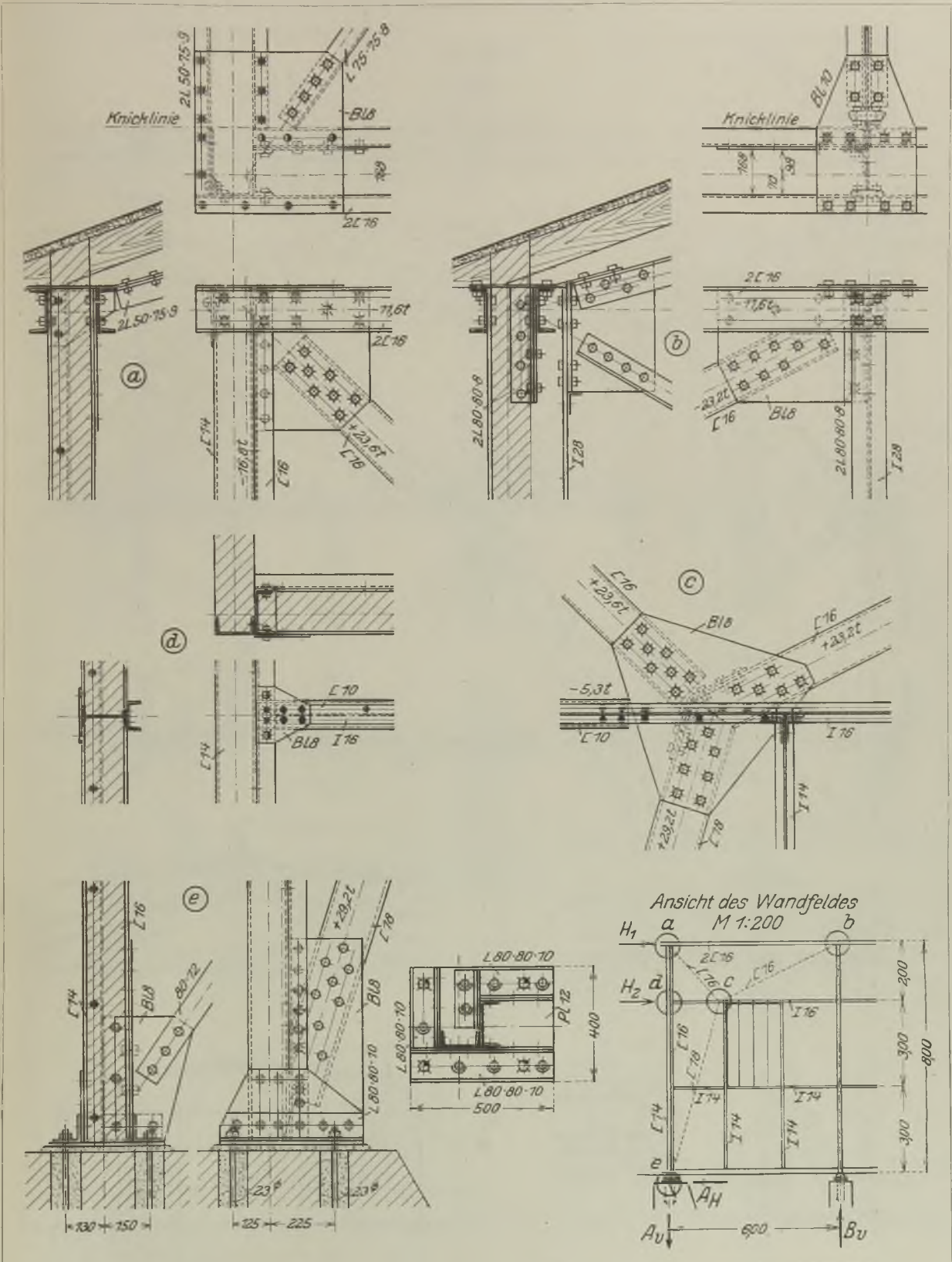


Abb. 68.

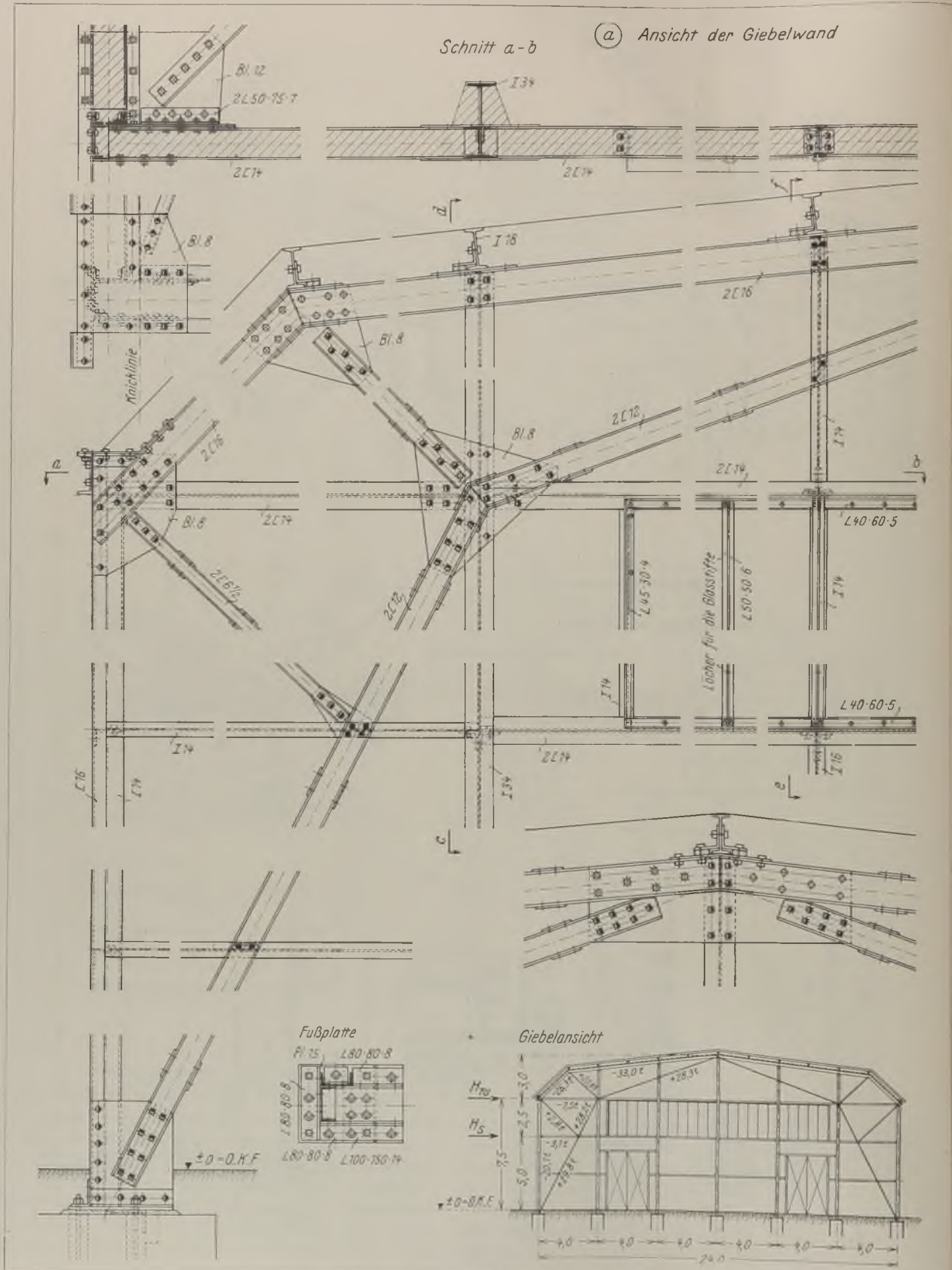


Abb. 694.

(b) Schnitt durch die Giebelwand

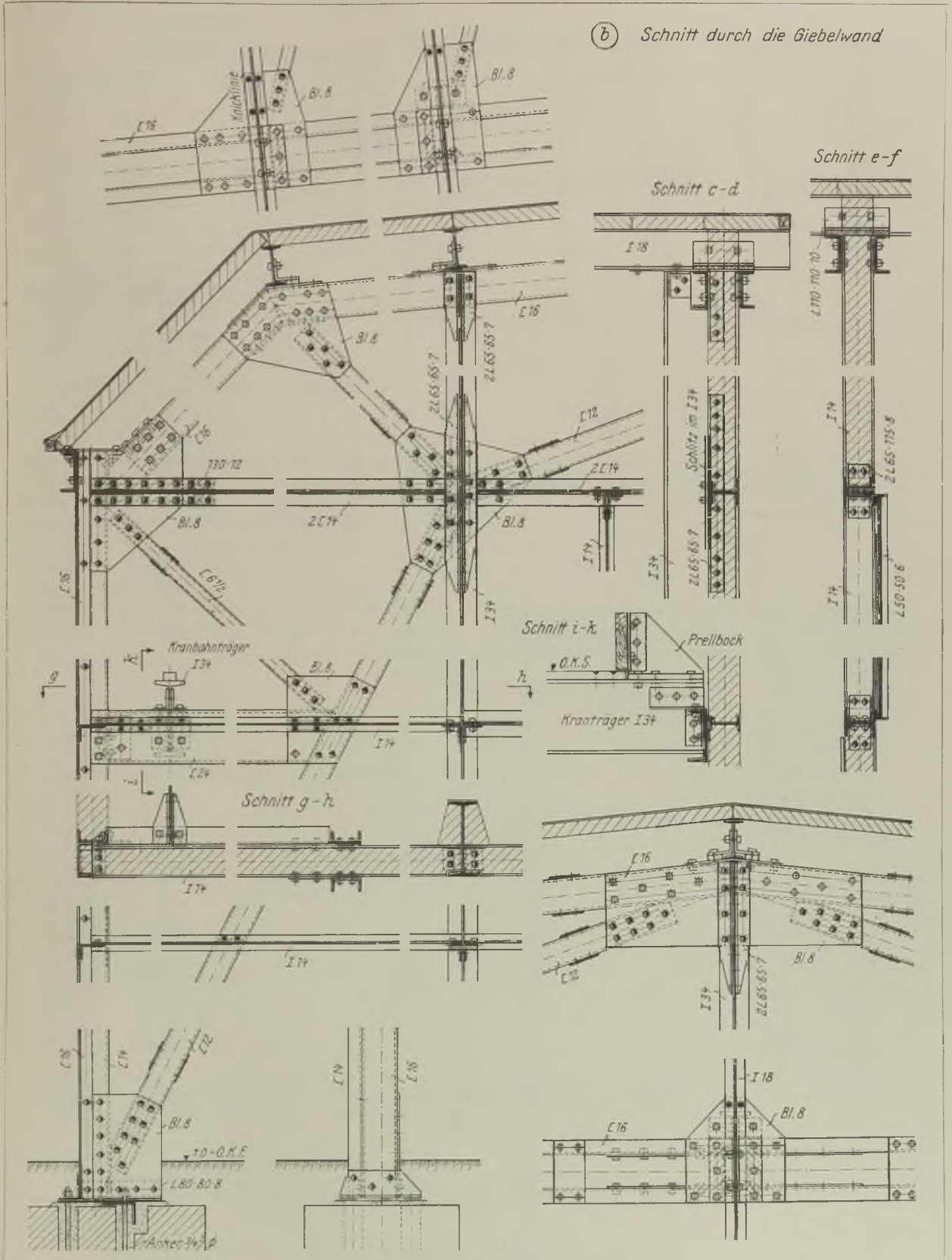


Abb. 696.

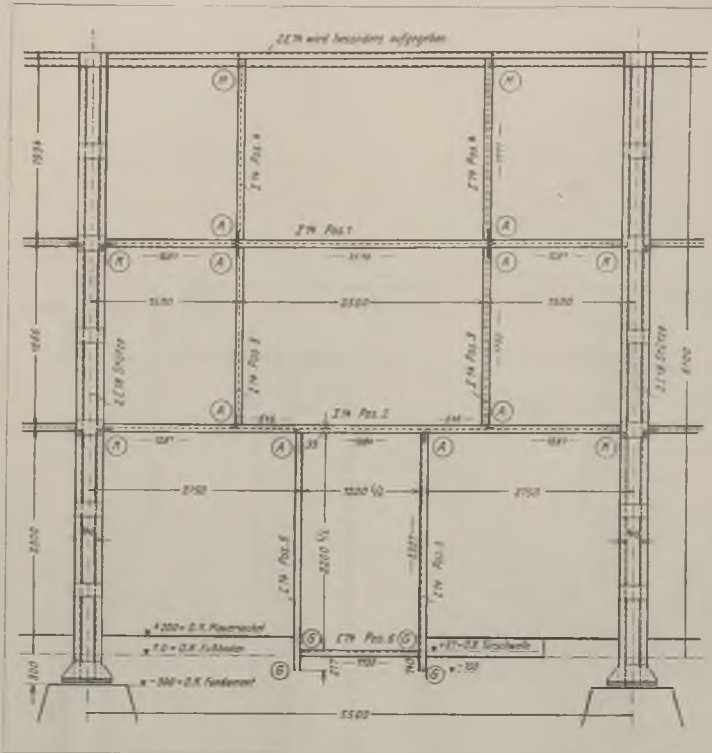


Abb. 70.

einzuzeichnen und mit einem fortlaufenden Buchstaben *N* usw. zu versehen. Es ist darauf zu achten, daß, wenn irgend möglich, auch hier die

kleinerten Maßstabe dargestellt. Wie aus der Zeichnung ersichtlich, sind nach Möglichkeit die Normalanschlüsse verwendet.

**Stückliste.**

Auszug für 1 Feld.

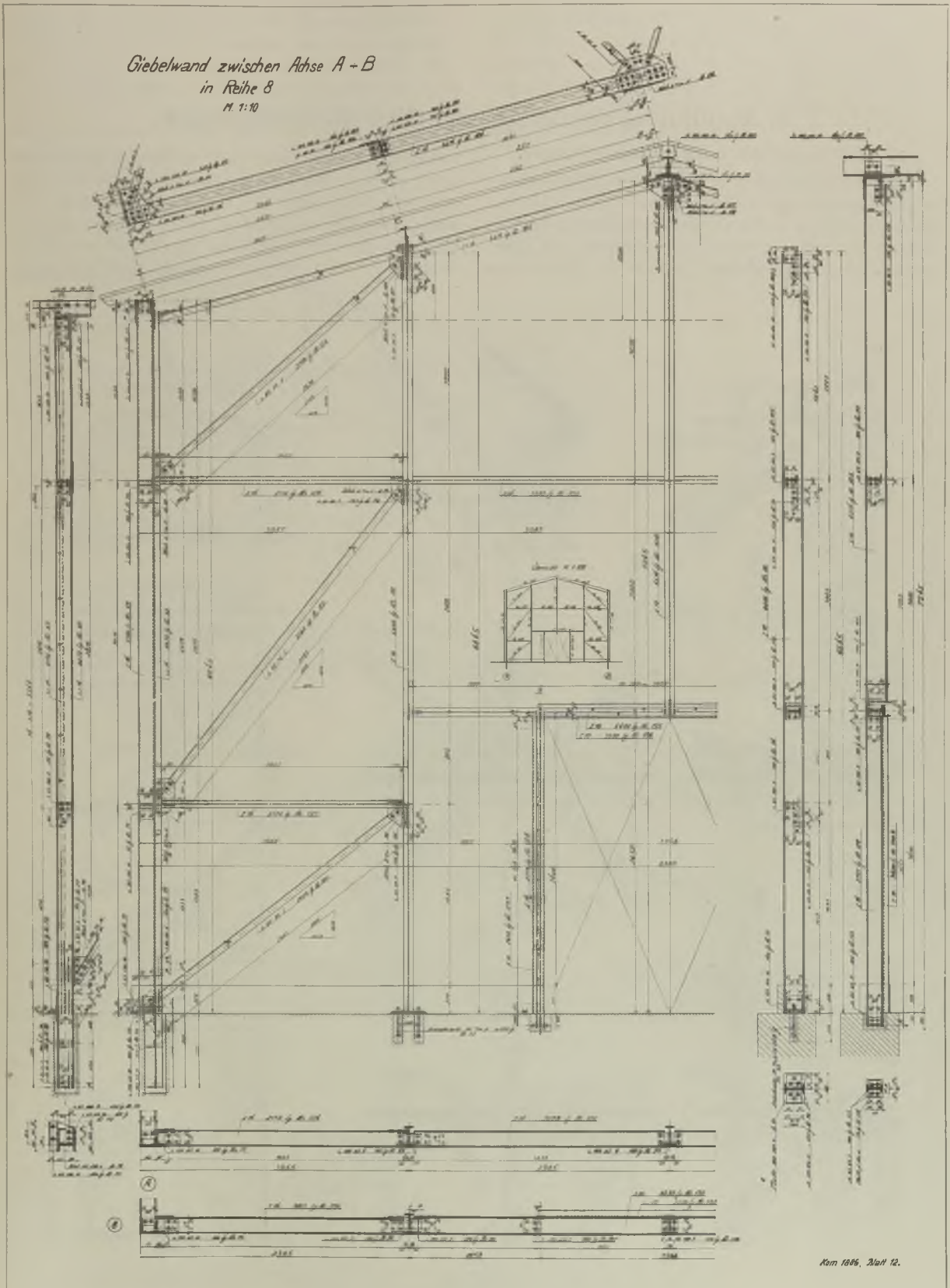
Pos.	Anzahl	Profil	Länge mm	Gewicht kg.
1	1	I 14	5216	75
2	1	" "	5216	"
3	2	" "	1796	52
4	2	" "	1837	53
5	2	" "	2413	69
6	1	□ 14	1196	18
A	8	L 65 · 100 · 7	100	7
G	4	65 · 65 · 7	100	3
H	2	65 · 115 · 8	100	2
K	4	65 · 130 · 8	100	5
Gewicht pro Feld			=	359

Nietrisse in dem I- und L-Eisen mit

$$45 + 50 + 45 \text{ mm}$$

und die Endabmessungen mit 33 mm eingehalten werden. In dem angegebenen Beispiel Abb. 70 sind außerdem noch die Lochabstände von Anschluß zu Anschluß eingetragen. †

Giebelwand zwischen Achse A-B  
in Reihe 8  
M. 1:10



Kon 1886, Blatt 12.

Abb. 71. Verkleinerung einer Werkstattzeichnung.



## B. Ausführung der Längs- und Giebelwandwindträger.

### 1. Ausführung der Längswandwindträger.

Die Ausführung eines in der Binderuntergurtenebene angeordneten Längswandwindträgers zeigt die Abb. 72. Dadurch, daß die Gurte unmittelbar unter dem Binderuntergurt angeordnet sind, und die Stütze mit Oberkante Außengurt abschließt, können die Windträger-

knotenbleche glatt und ohne Ausklinkungen ausgeführt werden. Das Unterstützungseisen für das Mansardenoberlicht bzw. für die Dachhaut lagert entweder zwischen den Bindern noch ein oder mehrere Mal auf, oder wird freitragend von Binder zu Binder ausgeführt. Geht die Stütze gemäß Abb. 63 bis zur

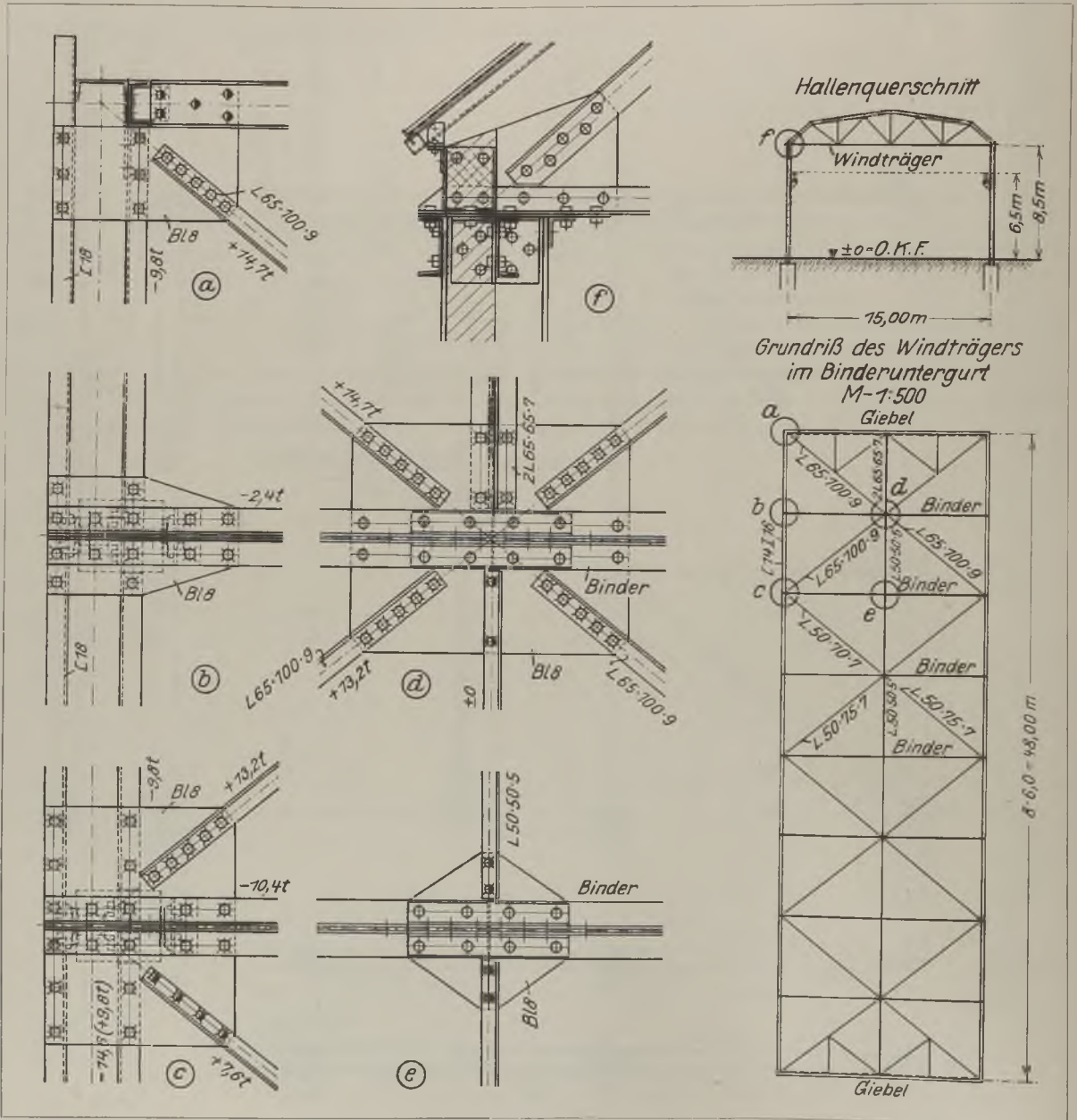
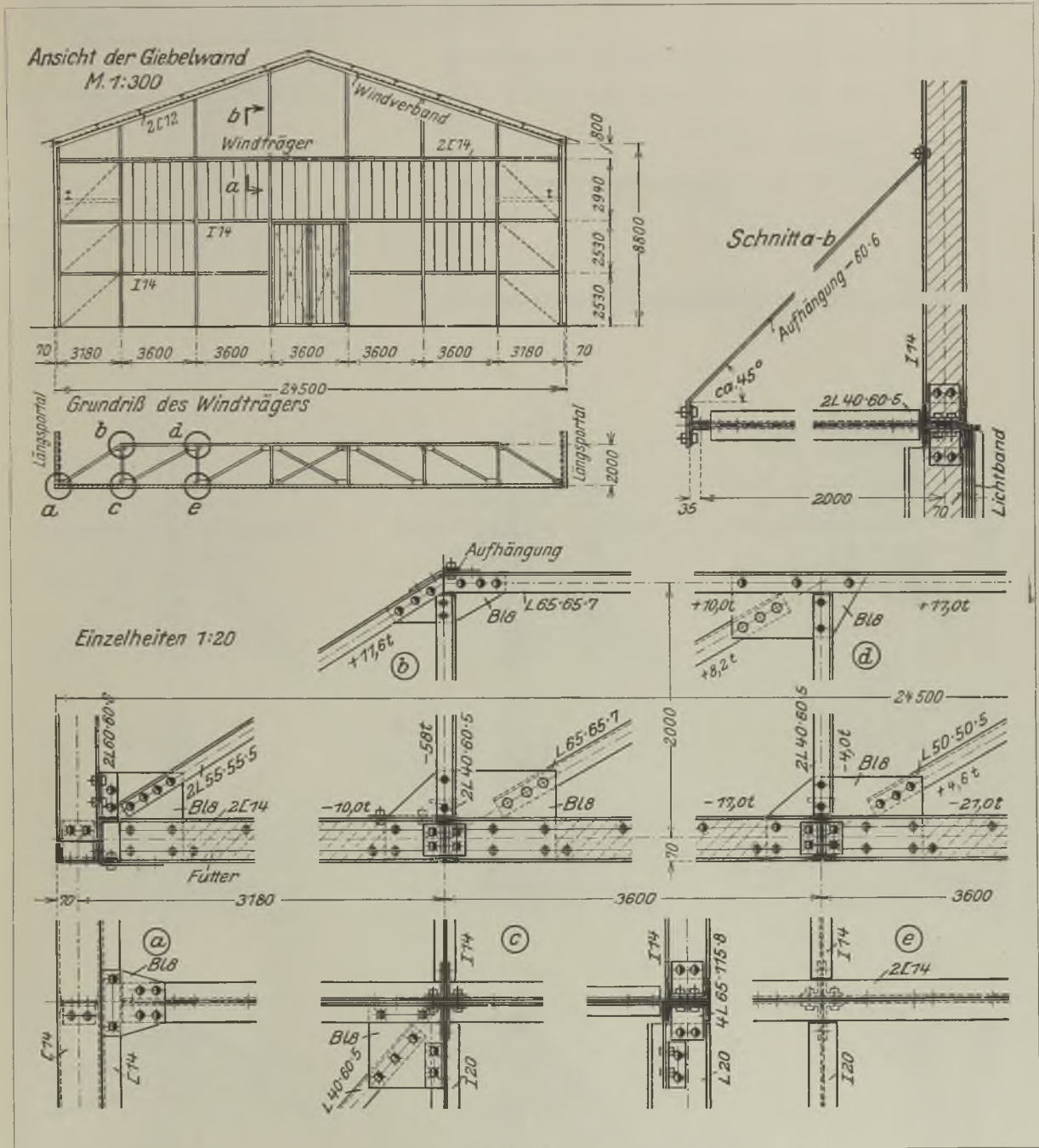


Abb. 72.

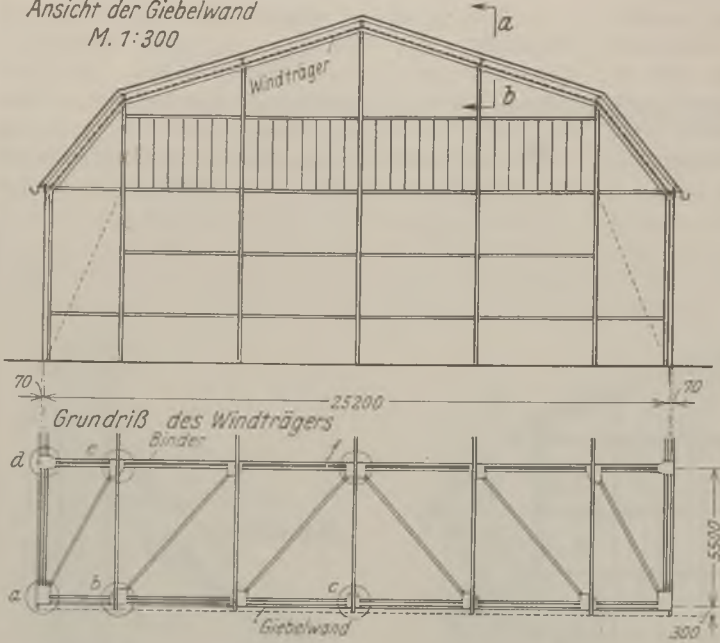
Dachtraufkante, dann müssen die Knotenbleche entsprechend ausgeschnitten werden; die letzte Ausführung ist möglichst zu vermeiden. Die Einzelheiten der Knotenpunkte gehen ohne weiteres aus der Abb. 72 hervor. Der Verband in den Endfeldern dient auch als Giebelwandwindträger. Das in Hallenmitte längs durchlaufende Winkeleisen wird als Knickaussteifung der Binder gebraucht.

### 2. Ausführung der Giebelwandwindträger.

In Abb. 73 ist ein ebener Giebelwandwindträger dargestellt. Der Außengurt, der glatt durchläuft, dient zugleich als Fachwerkwandriegel. Der Zwischenraum von Knotenblech zu Knotenblech ist auszufuttern; bei der Ausführung nach Abb. 73 ist das Futter 140 mm breit gewählt; es würde aber auch ein Futter von 60 bis 70 mm Breite genügen, das



Ansicht der Giebelwand  
M. 1:300



Einzelheiten 1:20

Schnitt a-b

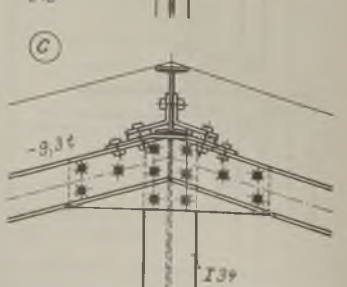
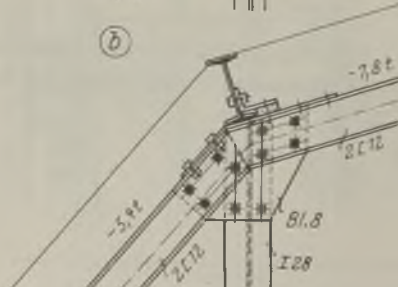
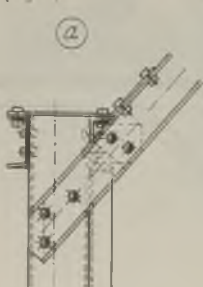
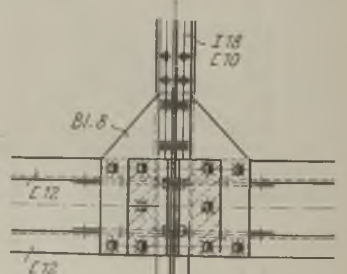
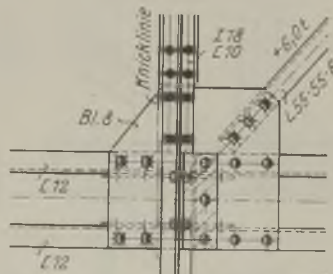
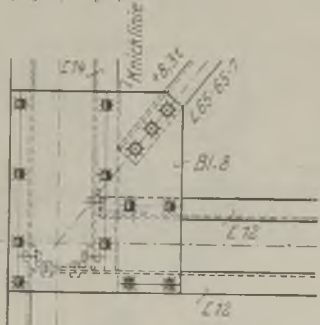
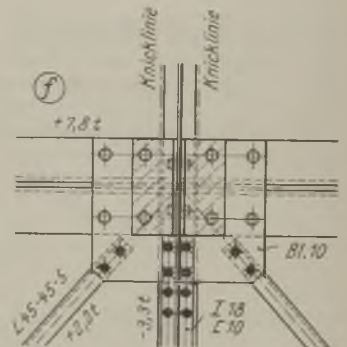
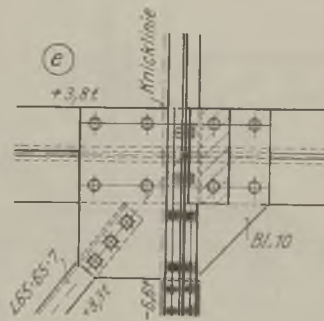
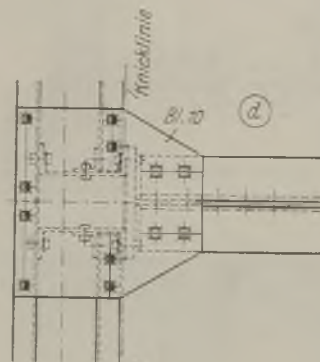
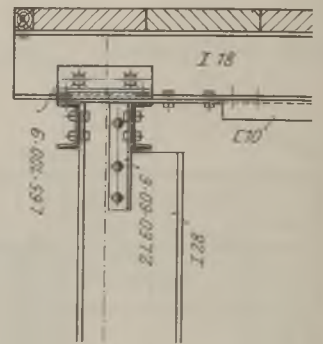


Abb. 74.

dann mit Außenkante Gurt bündig angeordnet wird. Die Giebelwandstiele sind am Windträgergurt unterbrochen, bei dem oberen Teil ist der Querschnitt entsprechend der geringeren Spannweite abgesetzt. Damit der Windträger infolge des Eigengewichtes nicht durchhängt, ist er an einer Stelle durch ein  $-60 \cdot 6$  aufgehängt (Abb. 73, Schnitt  $a-b$ ). Die Ausführung der einzelnen Knotenpunkte geht ohne weiteres aus der Abb. 73 hervor.

Abb. 74 zeigt noch die Ausführung eines in der Dachebene liegenden geknickten Giebelwandwind-

trägers. Der Außengurt ist zugleich der Abschlußriegel der Giebelwand; als Innengurt wird der Binderobergurt gebraucht; die Pfosten dienen, wegen der auftretenden Druckkraft durch ein flachliegendes  $\square 10$  verstärkt, zugleich als Pfetten. Die Knotenbleche „a“ bis „f“ sind gemäß der Dachneigung abzuknicken; in der Abb. 74 sind sie abgewickelt als ebene Bleche dargestellt; die Knicklinien sind eingetragen. Alle sonstigen Einzelheiten gehen aus der Abb. 74 hervor.

### C. Die Ausführung der Fenster, Türen, Tore und Kranschürzen.

#### 1. Fenster.

Bei der Festlegung der Fenstergrößen sind möglichst die in Dinorm 1001 angegebenen Maße zu beachten. Als normale Scheibengrößen gelten die Abmessungen  $18 \times 25$ ,  $25 \times 36$  und  $36 \times 50$  cm.

In Abb. 75 sind Fensterquerschnitte gegeben, einmal Kittfalz nach außen und einmal nach innen. Das Maß  $b$ , das den Rahmensteg und den inneren Spielraum der Scheiben, sowie das Maß  $c$ , das die Stegstärke und die beiderseitigen Spielräume der Scheiben umfaßt, beträgt durchweg 1 cm. Aus den normalen Scheibengrößen und den Zwischengrößen  $b$  und  $c$  ergeben sich nunmehr die Arbeitsmaße der Fenster,

auch geputzten) Fensterleibung verbleibende Spielraum  $x$  von der Bauleitung bestimmt und danach die lichte Öffnung angelegt. Das Maß  $x$  darf jedoch 1 cm nicht überschreiten. Die Arbeitsmaße entsprechen bei den Scheibengrößen  $18 \times 25$  und  $25 \times 36$  cm genau, bei der Scheibengröße  $36 \times 50$  nahezu der Kopfteilung der Reichsformatsteine im Rohbau. Bei Fenstern mit gewölbtem Sturz ist der Halbmesser gleich dem Arbeitsmaß für die Fensterbreite. Die Maßangaben sind für das Anlegen der lichten Fensteröffnung bindend. Die Hersteller sind somit nicht verpflichtet, für ihre Fenster am Bau die Maße zu nehmen.

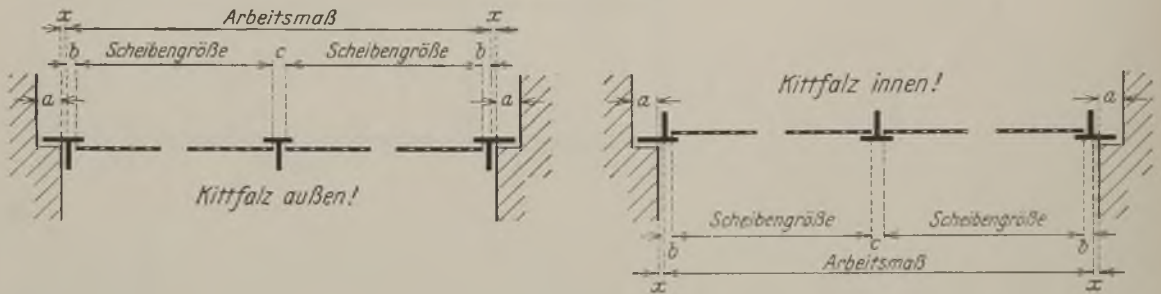


Abb. 75.

$a$  mindestens 4 bis höchstens 7 cm,  $x \leq 1$  cm,  $b = 1$  cm,  $c = 1$  cm. Scheibengrößen 18, 25, 36 und 50 cm.

Tafel 6. Arbeitsmaße für eiserne Fenster mit geradem Sturz.

für Scheiben $18 \times 25$ cm		für Scheiben $25 \times 36$				für Scheiben $36 \times 50$ cm	
Arbeitsmaße	Scheibenanzahl	Arbeitsmaße	Scheibenanzahl	Arbeitsmaße	Scheibenanzahl	Arbeitsmaße	Scheibenanzahl
$39 \times 53$	$2 \times 2$	$53 \times 75$	$2 \times 2$	$105 \times 223$	$4 \times 6$	$112 \times 154$	$3 \times 3$
$58 \times 53$	$3 \times 2$	$79 \times 75$	$3 \times 2$	$131 \times 223$	$5 \times 6$	$112 \times 205$	$3 \times 4$
$77 \times 53$	$4 \times 2$	$79 \times 149$	$3 \times 4$	$157 \times 260$	$6 \times 7$	$149 \times 205$	$4 \times 4$
$96 \times 79$	$5 \times 3$	$105 \times 75$	$4 \times 2$			$149 \times 256$	$4 \times 5$
$77 \times 131$	$4 \times 5$	$105 \times 112$	$4 \times 3$				
$96 \times 183$	$5 \times 7$	$105 \times 186$	$4 \times 5$				

die bis zur Außenkante des Rahmensteges reichen (Abb. 75). In Tafel 6 sind die Arbeitsmaße für verschiedene Scheibengrößen und Scheibenanzahl zusammengestellt.

Bei Ausführungsart der Wände als Putzbau, Ziegelrohbau, Werkstein, Holz usw., wird der zwischen Außenkante des Rahmensteges und der fertigen (also

Bei Eisenfachwerkwänden sind die Arbeitsmaße durch die gegebene Lage und Größe der Stiele und Riegel nicht immer einzuhalten. Es soll aber auch hier hingewirkt werden, möglichst die Normalabmessungen einzuführen. In Abb. 76 sind verschiedene Befestigungsmöglichkeiten der Fenster gezeigt. In Abb. 76a und c sind die Fenster am Fach-

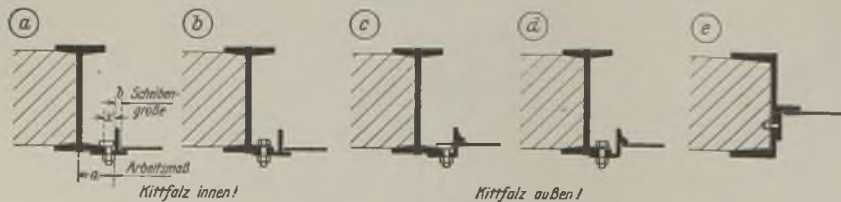


Abb. 76.

werkriegel angeklemt; das Maß  $x$  wird hier etwa 2,5 cm. Bei der Ausführung nach Abb. 76b und d sind die Fensterrahmen unmittelbar mit den Riegel-  
flanschen verschraubt; das Maß  $x$  darf hier 1 cm nicht überschreiten. In Abb. 76e ist der Fenster-  
rahmen unmittelbar an dem Steg eines C-Eisenriegels  
befestigt. Da die Rahmen und Fenster nie so genau  
hergerichtet werden können, ist ein Spielraum von  
etwa 0,2 cm vorzusehen; sollte ein Zwischenraum  
entstehen, so kann er mit Leinwand-  
streifen usw. ausgefüllt werden.

Zwecks Lüftung des Gebäudes werden  
in den Fenstern Lüftungsflügel angeord-  
net; die Benennung und Bezeichnung  
der Lüftungsflügel geht aus der Abb. 77  
hervor.

Die Fenster werden entweder aus  
Gußeisen oder aber besser aus Fluß-  
eisen hergestellt. Gußeisenfenster sind  
wohl billiger als Flußeisen, aber der  
Widerstand gegen Bruch ist äußerst ge-  
ring und das Gewicht ist bedeutend höher. Für die  
Fensterrahmen wird ein Spezialprofil gemäß Abb. 76a  
bis d, oder aber ein L-Eisen oder ein aus zwei Winkel-  
eisen zusammengesetzter Querschnitt gewählt; die  
Zwischeneisen bestehen meistens aus J-Eisen. Die  
Verbindung der Fenstereisen ist sehr verschieden, sie  
wird durch Ausklinkungen, Kröpfungen, Nietung und  
Schweißung hergestellt; am gebräuchlichsten sind die  
Verbindungen nach Abb. 78. Fast jede Spezialfirma

für schmiedeeiserne Fenster hat eine andere Sonder-  
ausführung. Damit die Scheiben nicht herausfallen,  
sind in den Sprossen Glasstifte angeordnet, für jede  
Scheibe etwa 4 Stück; an den Randeisen, wo Glas-  
stifte nicht angebracht werden können, müssen Federn  
angenietet werden, die nach dem Verlegen des Glases  
an dasselbe herangedrückt werden (Abb. 78).

Bedeutend einfacher und sehr empfehlenswert sind  
die sog. „Lichtbänder“, das sind Fenster ohne Quer-



S  
Schwingflügel  
mit außermittiger  
wagerechter  
Achse.



Ki  
Kippflügel  
mit unterer  
wagerechter  
Achse.



Kl  
Klappflügel  
mit oberer  
wagerechter  
Achse.  
Abb. 77.



D  
Drehflügel  
mit seitlich  
senkrechter  
Achse.



W  
Wendflügel  
mit mittlerer  
senkrechter  
Achse.

sprossen. Verschiedene Ausführungen zeigt die  
Abb. 79. In Abb. 79a sind die Sprossen außerhalb  
und in Abb. 79b innerhalb der Fachwand angeordnet.  
Eine bessere Wirkung ergibt die letzte Ausführung.  
Damit das Regenwasser nicht in die Wand eindringt,  
ist am unteren Abschlußriegel ein Wasserschenkel  
angeordnet. Bei beiden Ausführungsarten sind oben  
wie unten zur Erreichung einer besseren Dichtigkeit  
durchgehende Abschlußwinkel anzuordnen.

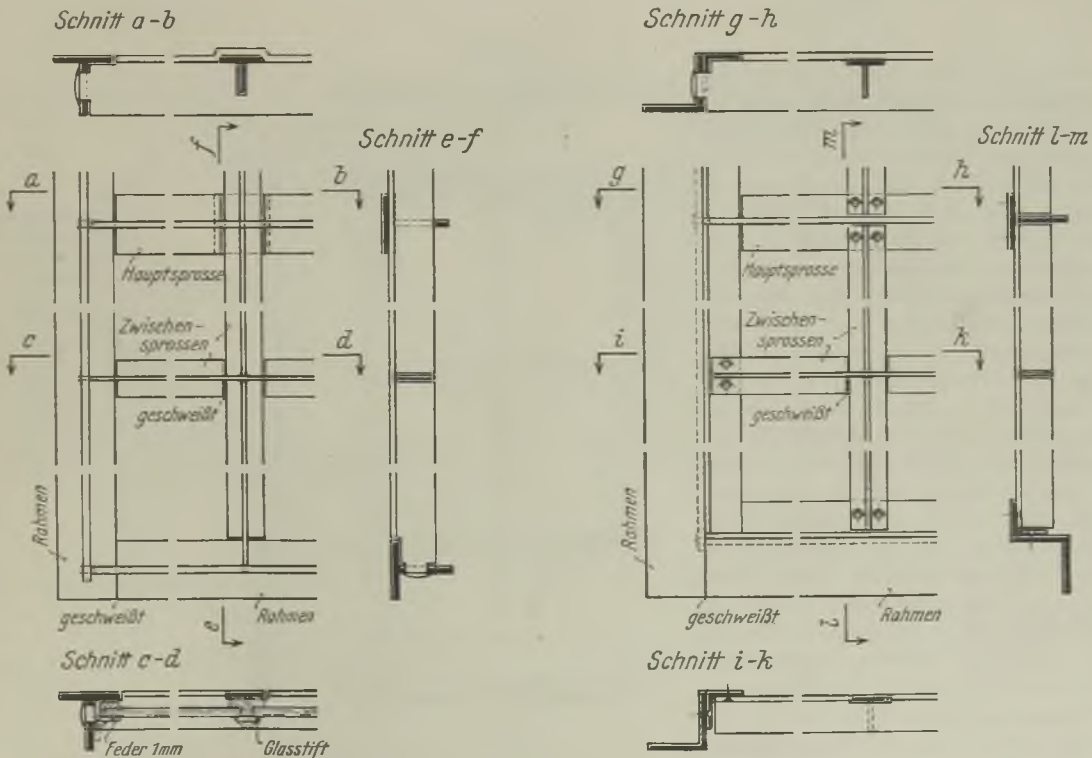
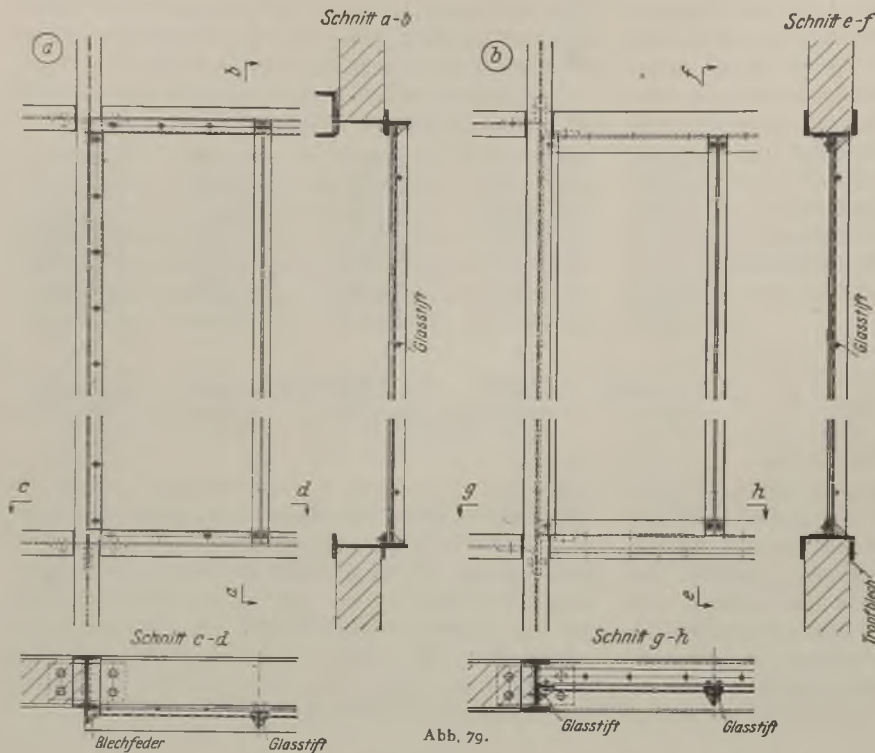


Abb. 78.

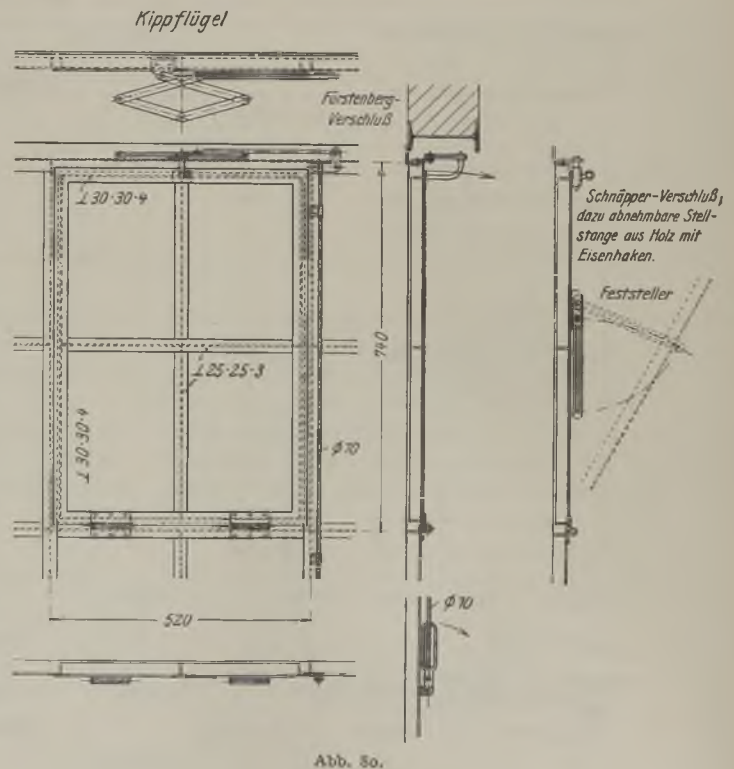
Die Abb. 80 bis 84 zeigen die Ausführung von verschiedenen Lüftungsflügeln. In Abb. 80 ist ein Kippflügel mit unterer wagerechter Achse dargestellt. Die Bewegung des Flügels geschieht durch einen „Fürsten-

befestigt ist. Zwecks Feststellung des Flügels im geschlossenen wie geöffneten Zustande wird am Ende des Drahtseils ein entsprechend langes Kettchen angebracht, das durch Einhaken in einen an der

Wand befestigten Haken den Flügel in den verschiedenen Stellungen festhält. Abb. 84 zeigt die Ausführung eines Schwingflügels mit außermittiger wagerechter Achse. Festgehalten ist der Flügel durch den Schnäpperverschluß. Beim Öffnen des Flügels wird durch Ziehen an dem Drahtseil der Schnäpperverschluß geöffnet und der Flügel bewegt. Die Feststellung erfolgt wieder durch ein unten am Drahtseil angebrachtes Kettchen und einen an der Wand befestigten Haken. Da der untere Teil des Flügels schwerer als der obere ist, so schnappt beim Schließen des Fensters nach dem Loshaken und Loslassen des Drahtseils der Schnäpperverschluß selbsttätig ein.



bergverschluß“. Das vom Handgriff bis zum Verschuß reichende Rundisen hat beim Öffnen des Flügels eine Druckkraft zu übertragen; es muß daher, damit es nicht weggedrückt wird, etwa alle 1 m geführt werden. Hier kann als Verschuß — wie auch in Abb. 80 dargestellt — ein Schnäpperverschluß gewählt werden. Der Schnäpperverschluß wird mit einer abnehmbaren Stellstange aus Holz mit Eisenhaken geöffnet und geschlossen. Die Länge der Feststellvorrichtung richtet sich nach der gewünschten Öffnungsbreite des Flügels. In Abb. 81 ist ein Drehflügel mit seitlich senkrechter Achse und mit Vorreiberverschluß dargestellt, einmal nach innen und einmal nach außen zu öffnen. Die Abb. 82 zeigt einen Wendeflügel mit mittlerer senkrechter Achse; zur Feststellung des Flügels ist ein Haken mit Öse angeordnet. In Abb. 83 ist ein Klappflügel mit oberer wagerechter Achse veranschaulicht. Die Bewegung des Flügels geschieht durch ein Drahtseil, das über eine an der festen Sprosse befestigte Rolle läuft und an einem Bügel



Drehflügel

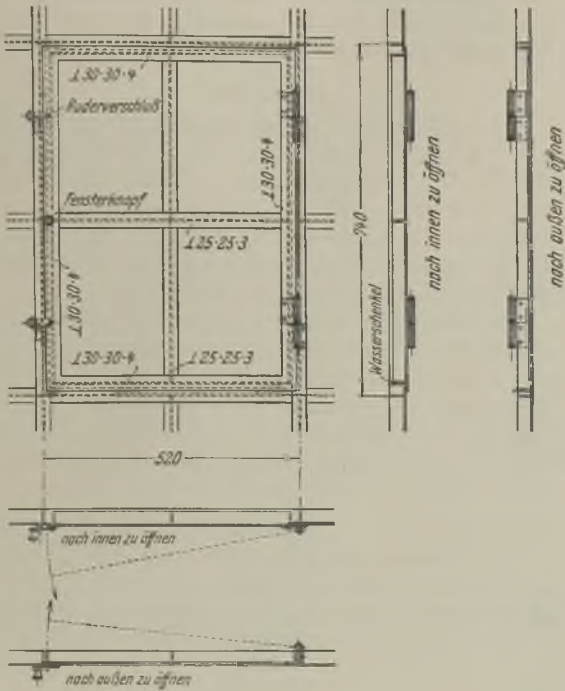


Abb. 81.

Wendeflügel

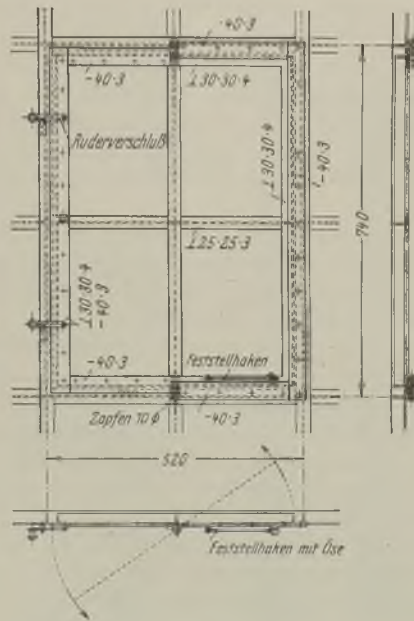


Abb. 82.

Klappflügel

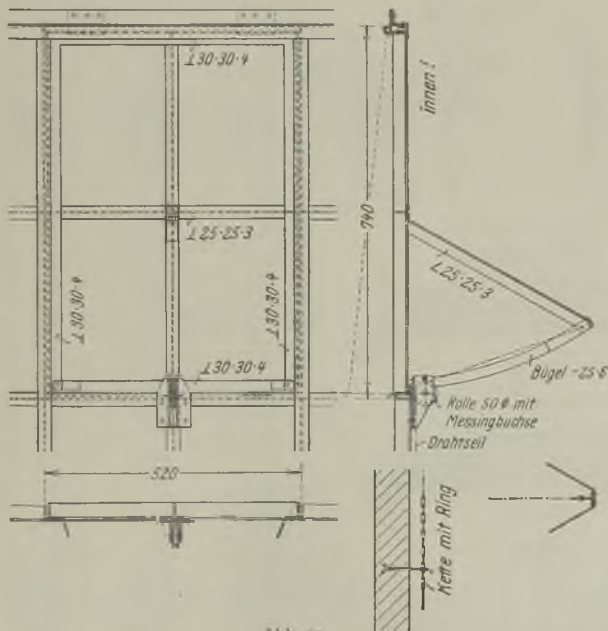


Abb. 83.

Schwingflügel

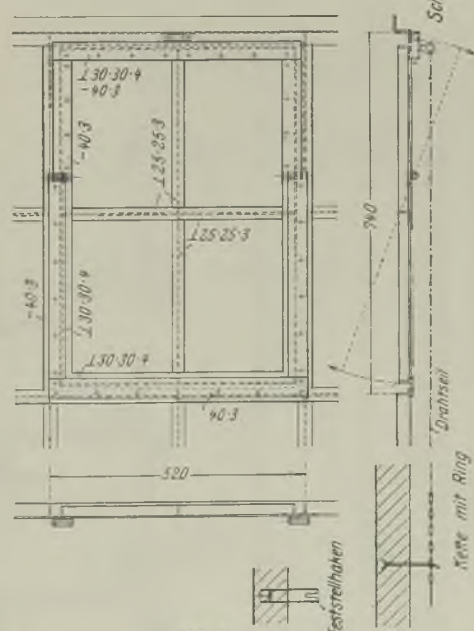


Abb. 84.



2. Türen, Tore und Kranschürzen.

a) Allgemeines.

Die Türen und Tore müssen, damit der Anschlag gleichmäßig erfolgt, ziemlich steif ausgebildet werden. Die Rahmen werden aus L- und L-Eisen, bei größeren Toren auch aus C-Eisen hergestellt. Die Verkleidung erfolgt durch Holz, Wellblech oder glattes Blech. In neuerer Zeit erhalten die Glattblechtere mit Recht den Vorzug. Für eine genügende Aussteifung des Rahmens und der Füllung ist stets Sorge zu tragen.

Sollen die Tore feuersicher sein, so müssen zwei Blechfüllungen im ungefähren Abstand von 30 bis 40 mm angeordnet werden und der Zwischenraum mit Asche, Asbest usw. ausgefüllt werden.

Die Größe der Türen und Tore richtet sich ganz nach den Wünschen des Bauherrn; die kleinsten Abmessungen betragen 1,0 x 2,0 m. Sollen Eisenbahnen (Wagenbreite = 3,15 m, Wagenhöhe = 4,65 m) durchfahren, dann ist die geringste Breite mit 3,5 m, besser 4,0 m und die geringste Höhe mit 4,8 m, besser 5,0 m anzunehmen.

Bei größeren Toren wird zweckmäßig für den Personenverkehr eine einflügelige Schlupftür von ungefähr 1,0 x 2,0 m Größe angeordnet.

b) Türen.

Die Abb. 85 bis 87 veranschaulichen einflügelige Drehtüren 1,25 x 2,50 m i. L. mit einer Verkleidung

aus Holz, Wellblech und Glattblech. Die waagrechten Schnitte a-b und die lotrechten Schnitte c-d sind überall für eine Eisenfachwerkwand, sowie für Mauerwerk mit und ohne Zarge gezeichnet. Bei Innentüren fällt das Schwelleneisen und das an der Tür befestigte untere Anschlageseisen fort.

c) Drehtore.

Die Ausführung eines zweiflügeligen Drehtores von 4,0 x 5,0 m im Lichten mit einer Verkleidung aus glattem Blech zeigt die Abb. 88. Eine Hauptbedingung für die gute Brauchbarkeit derartiger großer Drehtore ist die genügende Festigkeit der eisernen Torpfosten bei Eisenfachwerkänden bzw. die Standicherheit der Torpfeiler bei Mauerwerk.

Die Befestigung erfolgt bei eisernen Türpfosten im allgemeinen nur mit Scharnieren, die genügend kräftig auszubilden und zwecks leichterer Bedienung mit Kugellager zu versehen sind. Bezeichnet „G“ das Gewicht des Torflügels, „e“ den Schwerpunktabstand des Torflügels vom Scharnier, dann haben die Scharniere außer dem Torgewicht noch das Moment

$$M = G \cdot e$$

aufzunehmen.

Das lotrecht wirkende Gewicht des Torflügels wird auf alle Scharniere gleichmäßig verteilt.

Die größte Horizontalkraft infolge des Momentes ist bei 2 und 3 Scharnieren

$$H = \frac{M}{h_{max}}$$

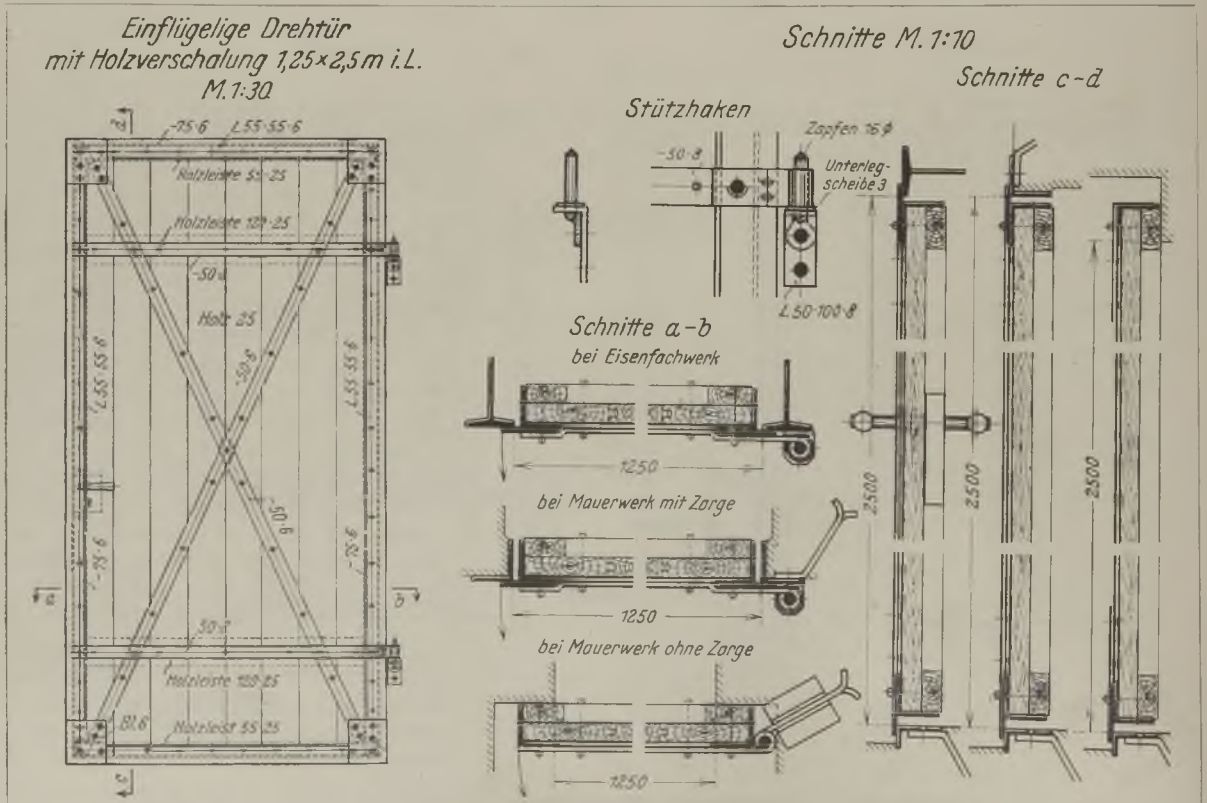
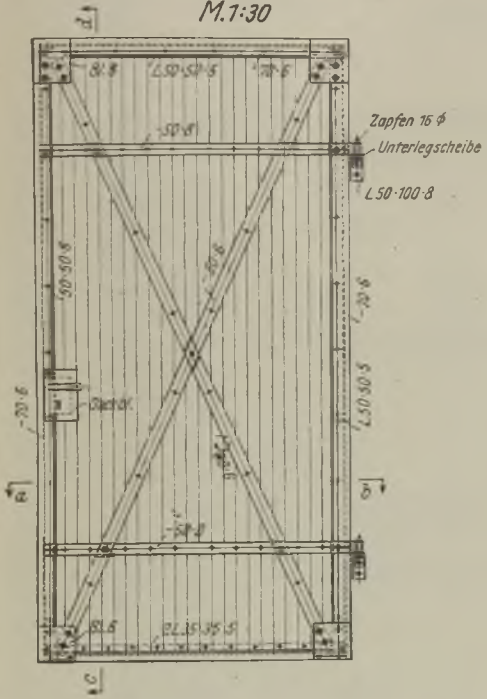


Abb. 85.

*Einflügelige Drehtür  
mit Wellblech 1,25x2,5 m i.L.  
M.1:30*



*Schnitte M.1:10*

*Schnitte c-d*

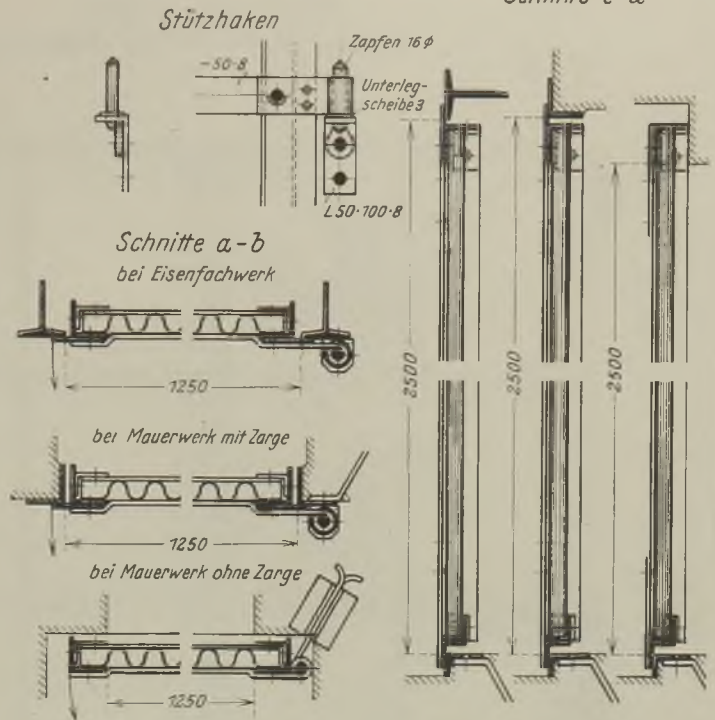
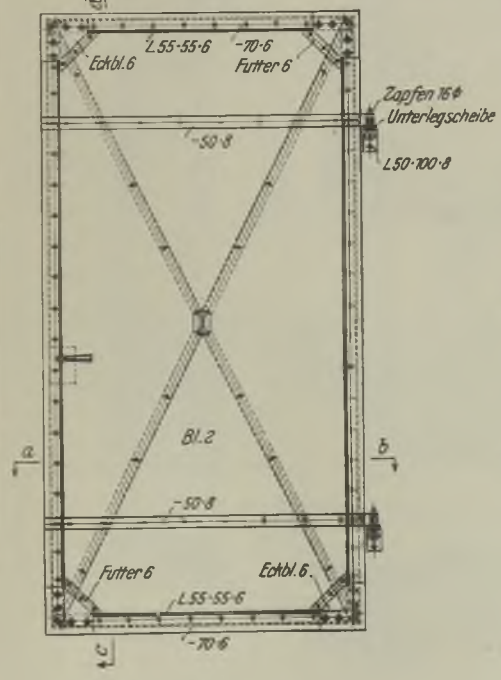


Abb. 86.

*Einflügelige Drehtür  
mit Blechverkleidung 1,25x2,5 m i.L.  
M.1:30*



*Schnitte M.1:10*

*Schnitte c-d*

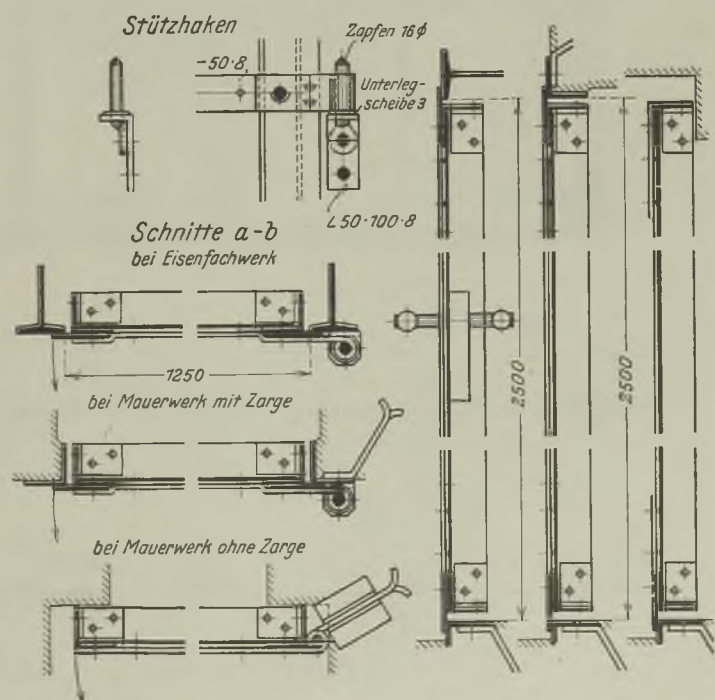


Abb. 87.

Zweiflügeliges Drehtor  
 4,0x5,0 m i. L. mit Blechverkleidung  
 M.1:40

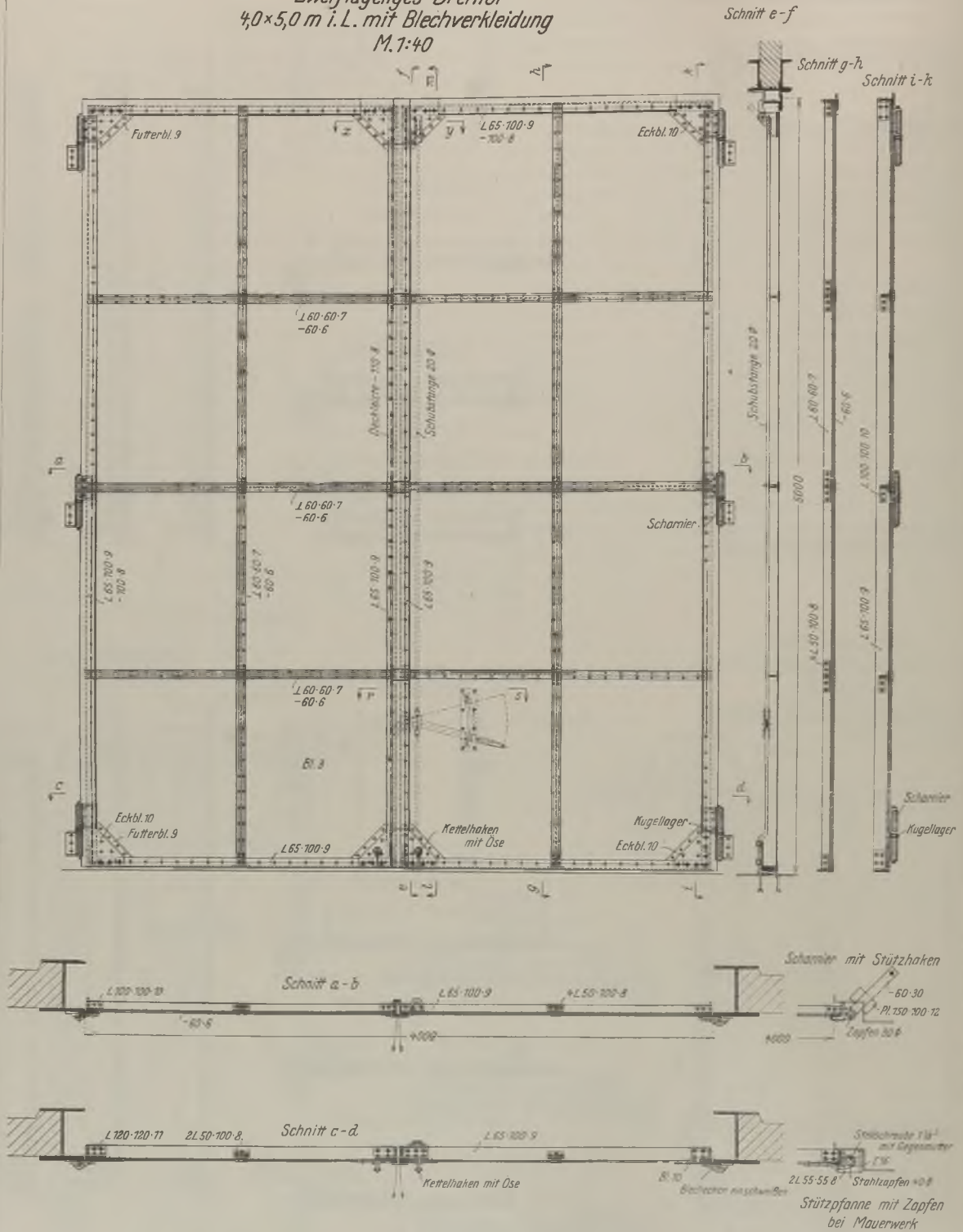
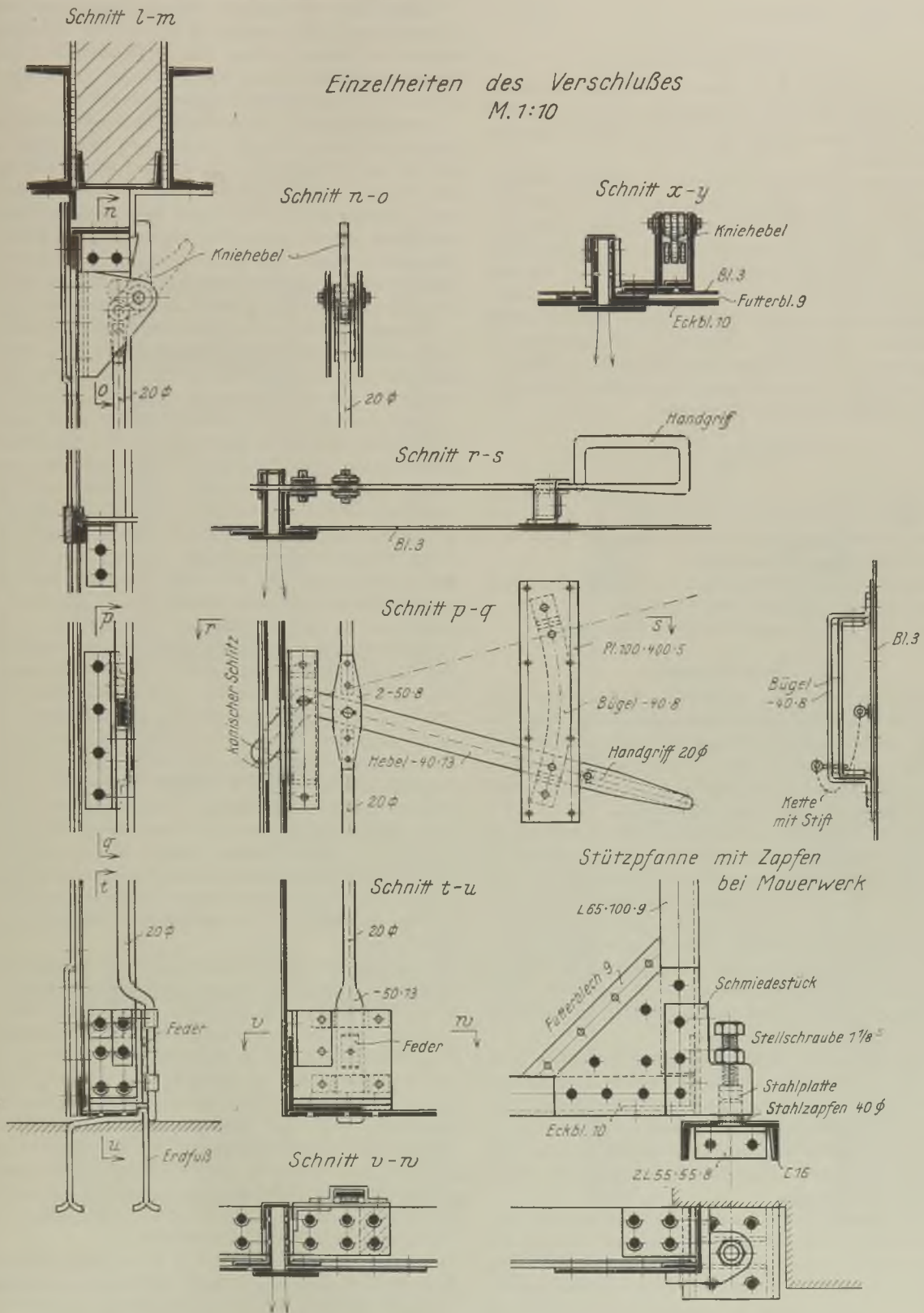


Abb. 88 a.

Einzelheiten des Verschlusses  
M. 1:10



bei 4 und 5 Scharnieren:

$$H = M \frac{h_{\max}}{h_{\max}^2 + h_1^2}$$

(Hierin ist  $h_{\max}$  der lotrechte Abstand zwischen dem unteren und oberen Scharnier und  $h_1$  der Abstand des von unten und oben gezählten zweiten Scharniers.)

Soll das Drehtor am Mauerwerk befestigt werden, so wird es am besten — wie auch in Abb. 88 dargestellt — auf eine Stützpfanne mit Stahlzapfen gelagert. Damit nach erfolgtem Ausrichten des Tores das Gewicht des Torflügels auch wirklich auf der Pfanne ruht, ist das am Torflügel angebrachte schmiedeeiserne Auflagerstück mit einer Schraube versehen. Bei dieser Ausführung erhalten die im Mauerwerk mit Stückhaken befestigten Scharniere nur noch eine Horizontalkraft. Die größte Horizontalkraft erhält das obere Scharnier

$$H = M \frac{h_{\max}}{h_{\max}^2 + h_1^2 + h_2^2}$$

(Hierin ist  $h_{\max}$  der lotrechte Abstand zwischen Stützpfanne und oberem Scharnier;  $h_1, h_2 \dots$  der Abstand von Stützpfanne bis zu den evtl. noch weiter vorhandenen Scharnieren.)

Sämtliche Einzelheiten des Torverschlusses gehen ohne weiteres aus der Abb. 88 hervor.

In Abb. 89 ist eine Schlupftür dargestellt.

#### d) Schiebetore.

Abb. 90 zeigt die Ausführung eines einflügeligen Schiebetores mit Glatt-Blechverkleidung. Das Tor rollt oben auf einer Winkeleisenschiene. Die Laufrollen werden am besten — wie auch gezeichnet — als Kugellagerrollen ausgebildet. Differentialrollen kommen kaum noch zur Anwendung.

Zwecks Führung des Tores ist am unteren Rahmenwinkel ein Flacheisen angenietet, das in einen, im Boden eingelassenen gesäumten Führungsschlitz hineinragt. Der Führungsquerschnitt besteht entweder, wie in der Abb. 90 angegeben, aus einem C-Eisen oder aber aus JL-Eisen. Kommt es nicht so genau auf eine dichte Ausbildung an, so kann man anstatt des am unteren Rahmenwinkel befestigten Flacheisens einfach nur die Eckbleche entsprechend weit nach unten überstehen lassen.

Damit das Tor nicht herausgehoben werden kann, so wie es wiederholt mit unglücklichem Ausgang vorgekommen ist, sind an den oberen Eckblechen bzw. an den Rollenbügeln Winkeleisen angebracht, die beim Hochheben des Tores gegen die Führungsschiene stoßen und somit das Tor stets in seinem Stand sichern.

Zur Bewegung des Tores sind an der äußeren Seite zwei feste und an der inneren Seite zwei umklappbare Handgriffe angeordnet. Der Verschluß des Tores ist in der Abb. 90 einmal mit einem Vorhängeschloß und das andere Mal mit einem Kastenschloß mit Schließfalle dargestellt.

Damit auf der oberen Winkeleisenschiene das Wasser nicht stehen bleibt, ist es mit dem senkrecht stehenden Wand-C-Eisen durch Futterringe verbunden; das Wasser kann daher zwischen den Futterstücken unbehindert nach außen ablaufen.

Das geschlossene Tor soll allseitig möglichst dicht ausgebildet sein. Bei der Ausführung nach Abb. 90 greifen an der oberen Seite die am Wand-C-Eisen und die am oberen Rahmen angebrachten Winkeleisen ineinander; an der unteren Seite ragt durchweg das Führungseisen in die Führungsschiene; an beiden Längsseiten liegen die Rahmen an die an den Türpfosten befestigten Winkeleisen an: das Tor ist somit allseitig dicht und gegen Regen und Schnee geschützt.

Bei großen und schweren Toren werden die Laufrollen bzw. Laufschiene unten angeordnet. In Abb. 91 ist eine von der Firma Breest & Co. ausgeführte Toranlage für eine Flugzeughalle dargestellt. Die Türöffnung von  $9,0 \times 52,0$  m im Lichten wird durch 10 einzelne Torscheiben geschlossen. Jede Torscheibe erhält unten zwei Kugellagerrollen; oben sind sie durch eine der Firma Breest & Co. patentierte Führungskonstruktion abgestützt: die mit Kugellager und Doppelrändern versehenen Führungsrollen liegen zwischen den wagerechten Führungsträgern aus 2 C 10. Die Rollen sitzen fest auf einem auf- und abwärts verschieblichen, doppelt geführten Bolzen von 800 mm Länge und 55 mm Durchmesser. Biegt sich nun infolge Schneelast usw. die die obere Führung tragende Dachkonstruktion durch, dann drücken die Führungseisen auf die unteren Ränder der Führungsrollen, die wiederum die mit der Rolle fest verbundenen und in der doppelten Halslagerung geführten Bolzen ohne Zwang abwärts schieben. Ein Druck auf die Torscheiben und das dadurch bewirkte Festklemmen der Tore ist somit ausgeschlossen. Sinngemäß gilt, wenn sich, infolge Nachgebens der Fundierung, die Tore senken: die obere Führung bleibt durch ihre senkrechte Verschiebbarkeit stets zwischen den Führungseisen, so daß die Gefahr eines Umsturzes der Tore infolge ungenügenden Eingriffes der Führung gebannt ist.

Das tragende Gerippe der einzelnen Torscheiben besteht aus den Innenstielen I 18, den Außenstielen C 14, den unteren und oberen wagerechten Randträgern, den Zwischenriegeln und den Verbänden. Die Verschalung der Torscheiben erfolgt durch gehobelte, gespundete und gestabte Bretter von 30 mm Stärke und etwa 150 mm Breite. Durch die unteren Laufrollen wird das Eigengewicht und die Hälfte des auf die Scheibe wirkenden Winddruckes auf die Schienen und weiter in die Fundierung übertragen; durch die obere Führung wird die andere Hälfte des Winddruckes in die Führungseisen und von dort in die Hallenkonstruktion übermittelt.

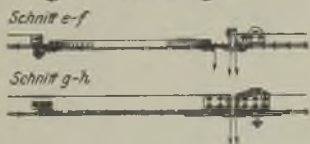
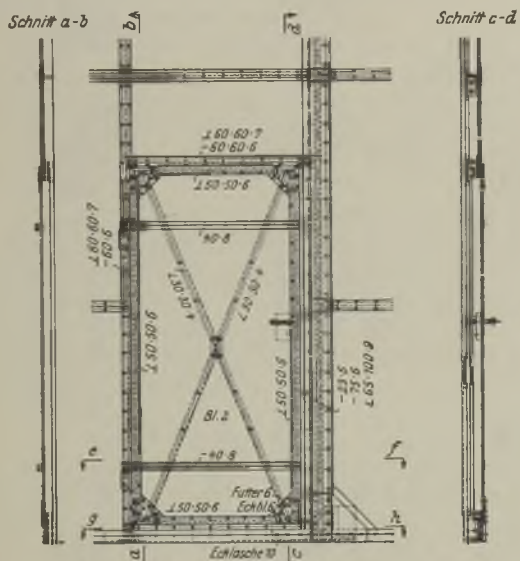
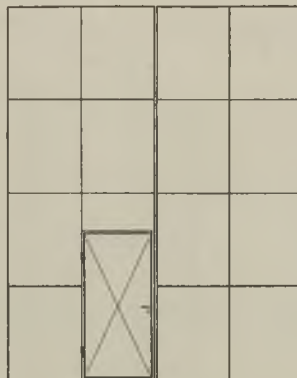
Bei der Ausführung nach Abb. 91 werden sämtliche Torscheiben nach einer Seite geschoben; auf einer Schiene bewegen sich je 2 Torscheiben, so daß bei geöffneter Halle 5 Reihen außerhalb der lichten

Schlupf für  
für das Drehtor nach Abb. 88

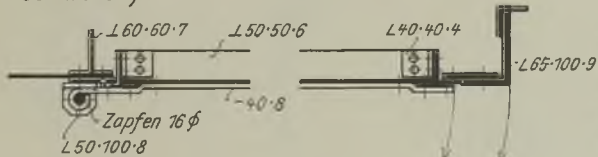
M.1:40

Einzelheiten

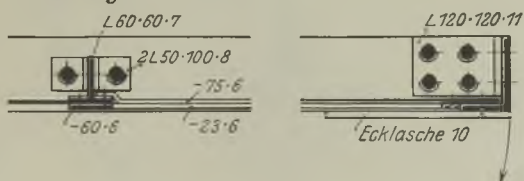
M.1:10



Schnitt e-f



Schnitt g-h



Schnitt a-b



Schnitt c-d

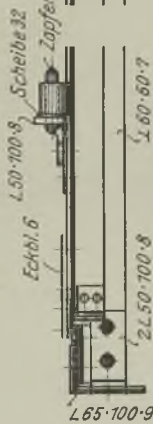


Abb. 89.



Hallenöffnung zu stehen kommen. Damit die Torscheibenpaare in ganz beliebiger Wahl verschoben werden können, sind an den äußeren Längsseiten der Torscheiben Pendelanschlagleisten angebracht. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß man bei Verkehr mit kleinen Flugzeugen nicht sämtliche Torscheiben zu bewegen braucht.

Wird auf eine beliebige Verschiebung der einzelnen Scheiben kein Wert gelegt, so ist die in Abb. 91 dargestellte Ausführung mit festsitzenden Anschlagleisten aus Holz wesentlich billiger und einfacher.

Die einzelnen Torscheiben werden durch einen Mann mit einer Hand bedient. Es kann natürlich auch ein elektrischer Antrieb gewählt werden; in diesem Fall könnten jeweils die beiden auf einer Schiene laufenden Torscheiben zu einer Scheibe verbunden werden.

Abb. 92 zeigt noch eine andere Anordnung derartiger Toranlagen: hier werden die einzelnen Torscheiben bei gesamer Öffnung zu gleichen Teilen nach links und rechts verschoben; durch diese Anordnung wird die Fundierung und die obere wagerechte Führung sowie der Hallenvorbau schmäler als bei Ausführung nach Abb. 91.

#### e) Kranschürzen.

Soll der Laufkran innerhalb und außerhalb einer geschlossenen Halle verkehren, dann werden meistens die Durchfahrtsöffnungen durch Klappen oder ausfahrbare Schürzen verschlossen.

In Abb. 93 ist eine von der Firma Breest & Co. hergestellte Kranschürze dargestellt. Das Tragwerk ist der besseren Wirkung wegen als Rahmenträger

ausgebildet. Als Verkleidung sind gepreßte Bleche gewählt, die von den Deutschen Metallwerken, August Schwarze, Brakwede, angefertigt sind. Das Fahrgestell ist mehr nach außen gelegt, damit innerhalb der Halle der Laufkran möglichst weit bis zur Giebelwand verkehren kann. Zur Herstellung der Standsicherheit der Schürzen sind die als Kästen ausgebildeten äußeren Teile des Fahrgestells mit je 500 kg Schrott belastet. Die mechanische Auskuppelung ist von der Firma Zobel, Neubert & Co., Schmalkalden, geliefert. Beim Herausfahren des Kranes stoßen die beiden am Kran vorgebauten Rollen gegen die entsprechend an der Schürze angebrachten Bügel und drücken den Bügel nach oben, so daß die Schürze entriegelt wird, dann schnappt der in Mitte Schürze befindliche Kupplungshaken ein, so daß die feste Verbindung von Kran und Schürze hergestellt ist. Soll der Kran auf der Außenkranbahn arbeiten, dann wird die Schürze an einer bestimmten Stelle am Ende der Laufbahn abgesetzt, indem vom Führerkorb durch ein Zugseil der Kupplungshaken ausgelöst wird. Beim Wegfahren des Kranes verriegelt sich die Schürze selbsttätig, durch die auch an der betreffenden Stelle angebrachte Vorrichtung. Soll die Schürze wieder zurückgenommen werden, dann wird beim Gegenfahren des Kranes die Schürze wieder entriegelt, der Kupplungshaken schnappt ein und der Kran ist mit der Schürze verbunden. Befindet sich beim Zurückfahren die Schürze wieder in der Abschlußstellung, dann löst sich die Schürze automatisch durch die an beiden Seiten angebrachte Hebelvorrichtung vom Laufkran und verriegelt sich selbsttätig. Der Kran ist frei für den Verkehr in der Halle.



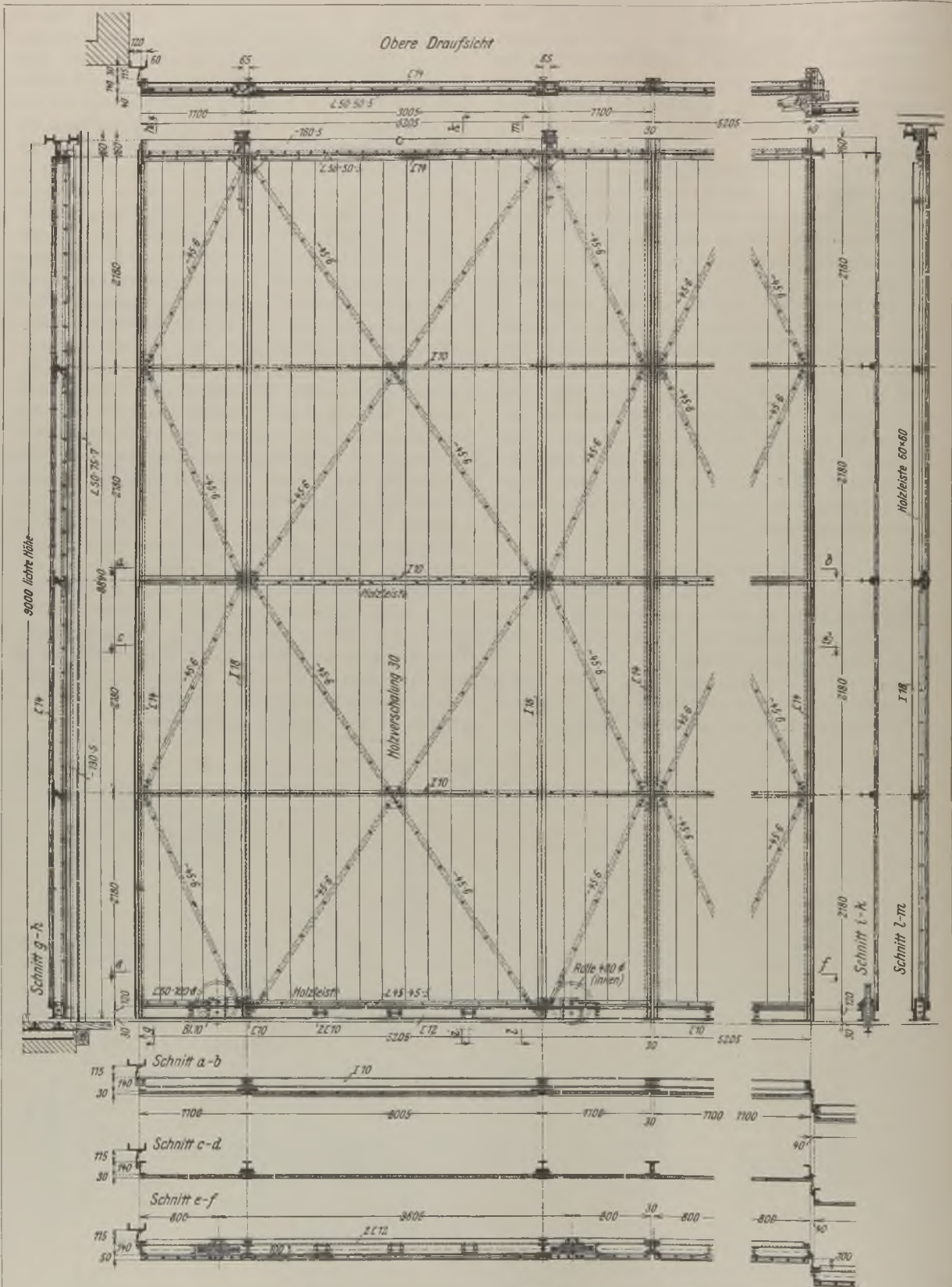
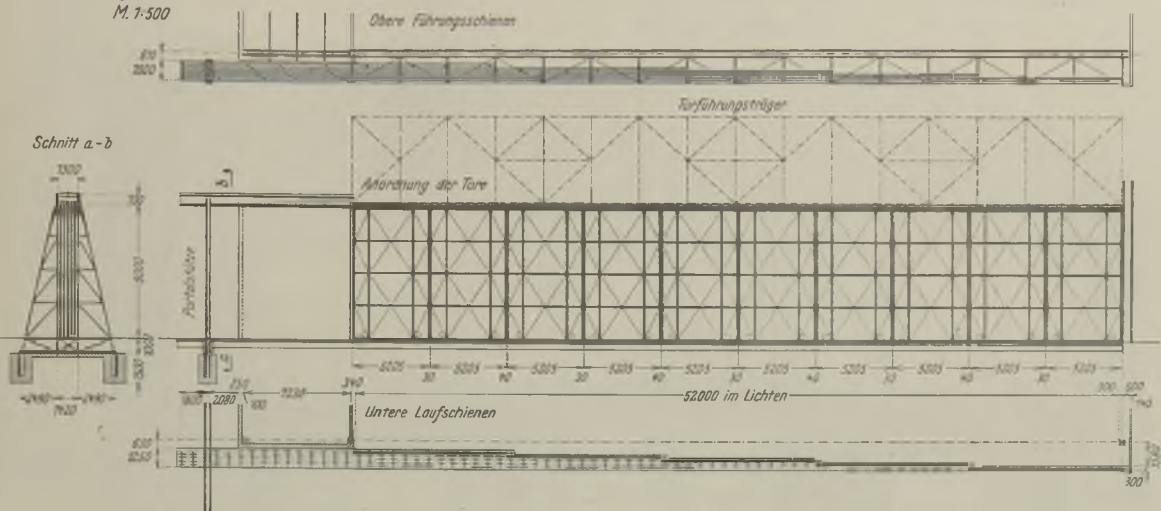
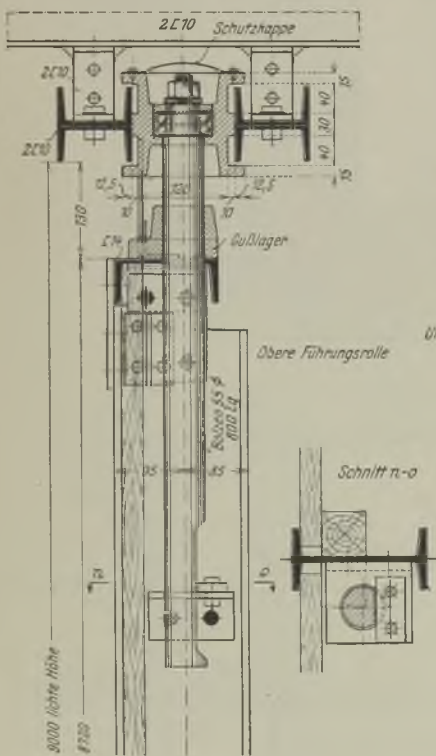


Abb. 91 a.

Anordnung der Torscheiben  
M. 1-500



Einzelheiten 1:10



Schnitt zwischen den Pendelscharnieren

Schnitt über dem Pendelscharnier

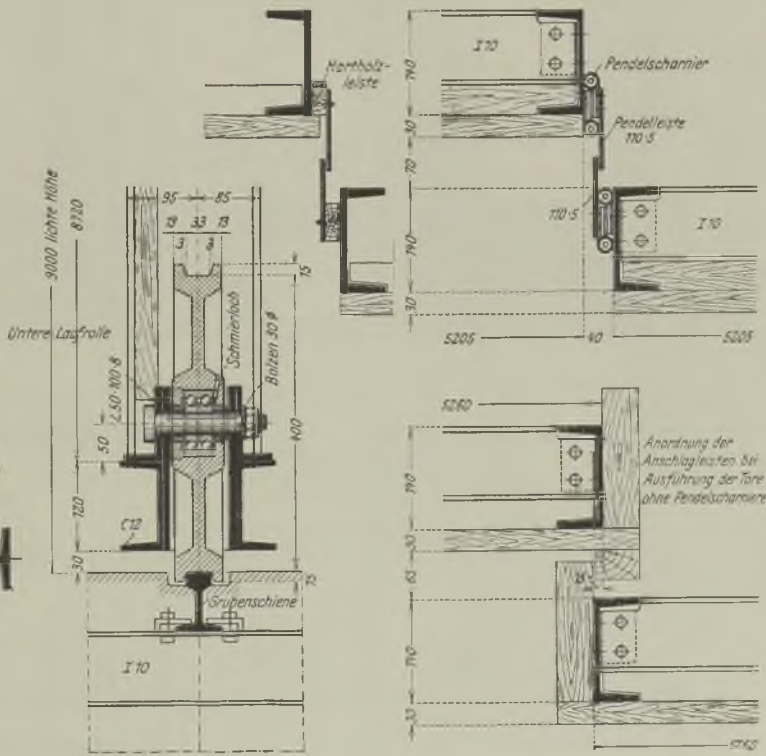


Abb. 91 b.

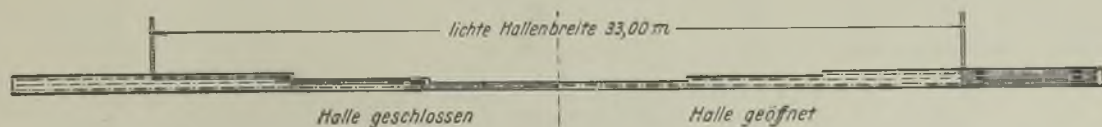
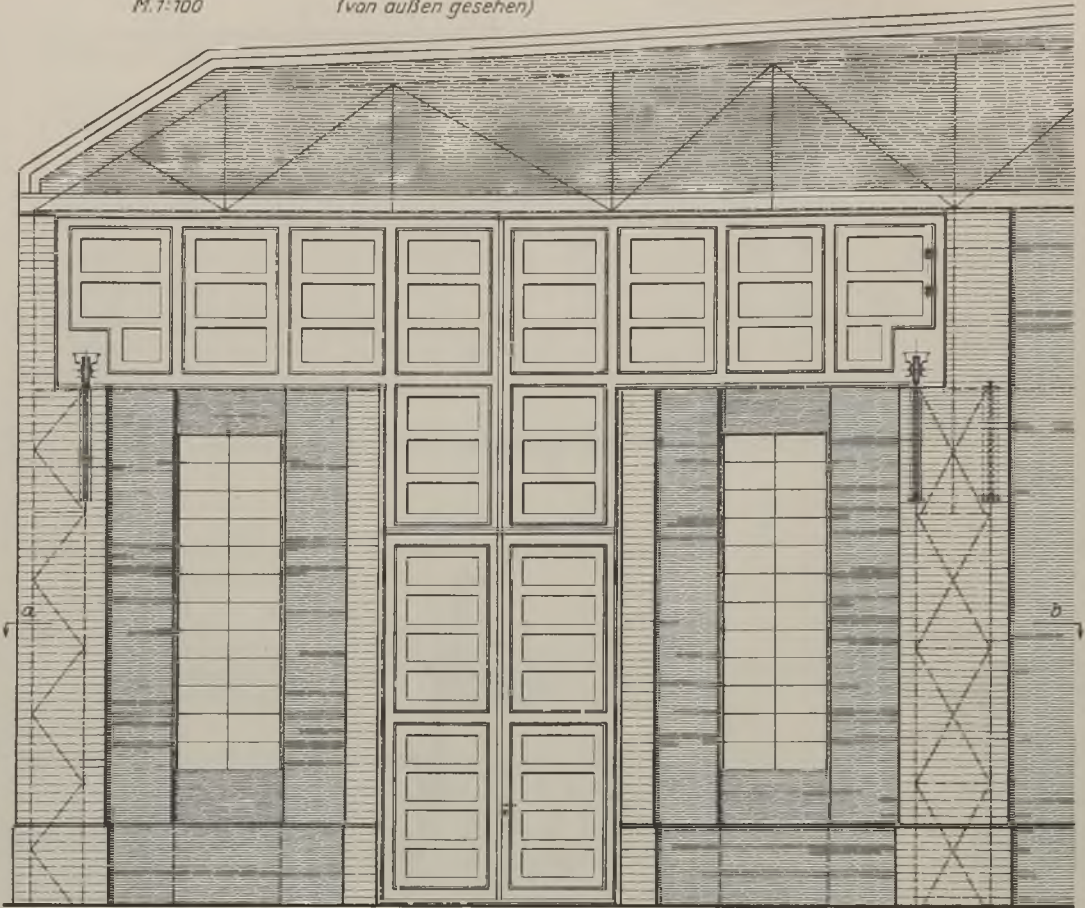


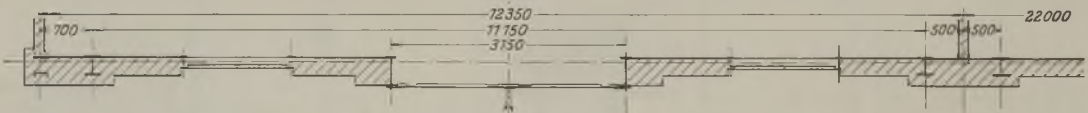
Abb. 92.

Abb. 91 b und 92.

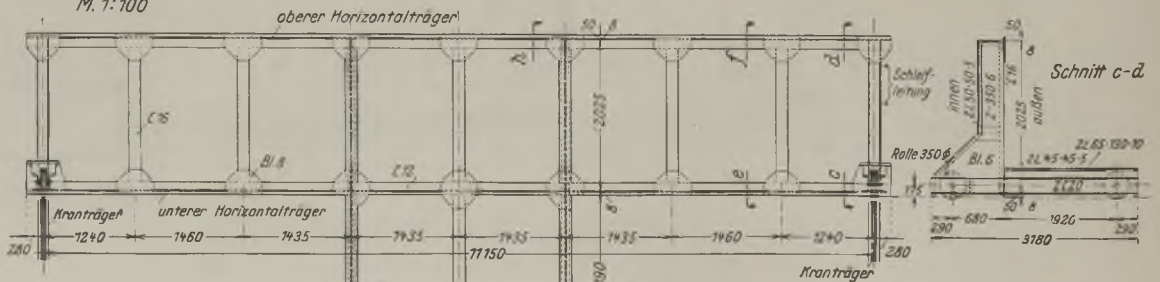
Ansicht der Giebelwand mit ausfahrbarer Kranschürze  
M. 1:100  
(von außen gesehen)



Schnitt a-b

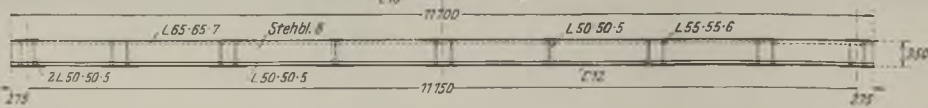


Ansicht der Kranschürze ohne Blechverkleidung  
M. 1:100



Schnitt c-d

Ansicht des oberen Horizontalträgers



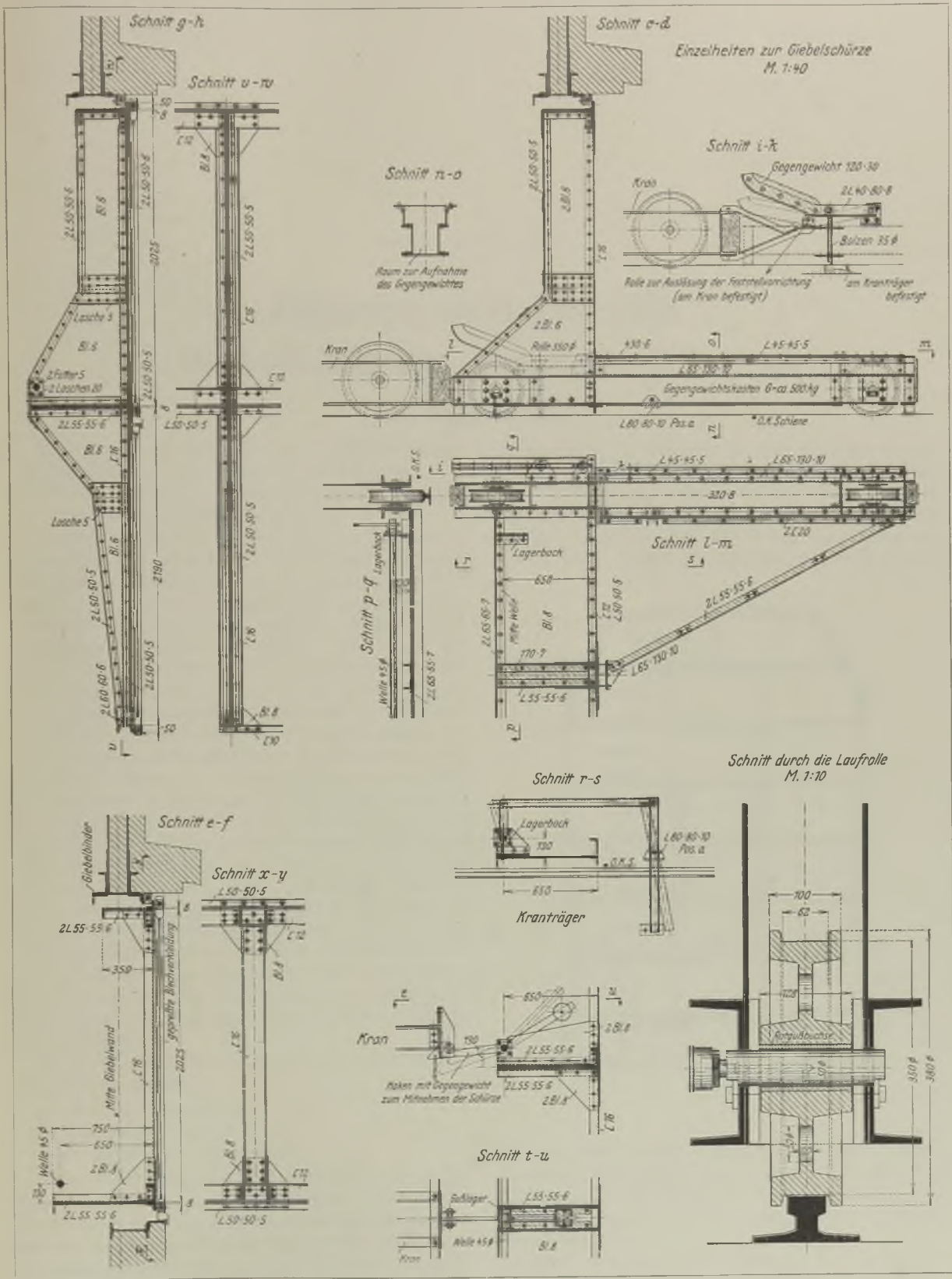


Abb. 93 b.



## Stützen und Portale.

### I. Berechnung der Stützen und Portale.

#### A. Allgemeines.

Wie schon die Bezeichnung „Stützen“ besagt, dienen diese zur Unterstützung von Bauteilen, z. B. von Dächern, Decken, Kranträgern usw. Sie werden vorwiegend aus Walzeisen hergestellt.

Gußeiserne Stützen werden fast gar nicht mehr verwendet: Bei der geringen Zugfestigkeit gegenüber der größeren Druckfestigkeit ist Gußeisen zur Aufnahme von Biegemomenten nicht geeignet. Eine Nietverbindung ist nicht möglich, wodurch sich schwierige Anschlüsse der Binder, Träger usw. ergeben. Bei einem Brand springen die Stützen leicht, und zwar infolge der Abkühlung des erhitzten Materials durch den Wasserstrahl. Außerdem besteht noch ein großer Nachteil darin, daß im allgemeinen die Eisenbauwerkstätten gußeiserne Stützen nicht selbst herstellen, sondern an Gießereien vergeben müssen. Bei den heute meist eiligen Aufträgen wird dann die Lieferzeit viel zu lang; oft müssen die Stützen 14 Tage nach Auftragserteilung geliefert werden, während die Gießereien Lieferzeiten von 4 bis 6 und noch mehr Wochen beanspruchen. Aus vorstehenden Gründen wird daher in diesem Buch die Berechnung und Ausführung von gußeisernen Stützen völlig ausgeschaltet; mitbestimmend bei dieser Maßnahme war, daß in dem bisherigen Schrifttum über Eisenhochbau die Berechnung und Ausführung von gußeisernen Stützen einen weit größeren Platz einnimmt als die der flußeisernen.

Im vorliegenden Werke werden die Stützenarten wie folgt eingeteilt:

- a) Geschoßbaustützen,
- b) Pendelstützen,
- c) eingespannte Stützen.

Unter Geschoßbaustützen versteht man solche Stützen, die bei einem massiven Gebäude mit eisernen Trägerlagen die Eigengewichte und Nutzlasten der Decken, gegebenenfalls auch die der Dachlasten aufzunehmen haben (Abb. 94). In der Regel kommen nur lotrechte Lasten in Betracht. Die durch einseitige

Deckenlasten in Frage kommenden Momente werden im allgemeinen durch die Decken von Geschoß zu Geschoß ausgeglichen, so daß überall am Deckenanschluß sowie am Stützenfuß die Momente gleich Null sind.

Pendelstützen sind oben und unten gelenkig gelagert. Unten erfolgt die Lagerung auf dem Grund-

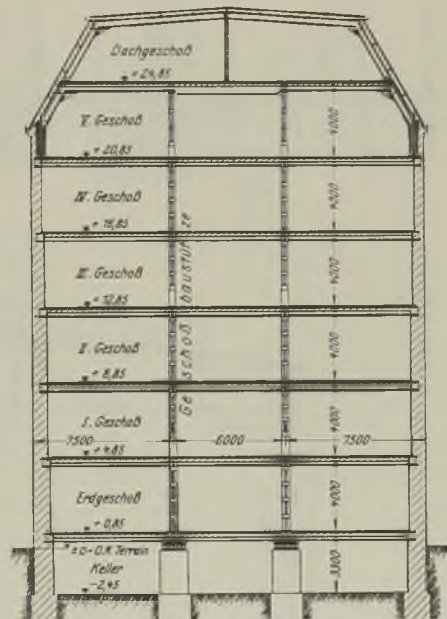


Abb. 94.

bau und oben gemäß Abb. 95 gegen einen durchlaufenden Windträger oder nach Abb. 96 bzw. Abb. 97 gegen einen Binder, der den Auflagerdruck nach einer unten bzw. oben eingespannten Stütze übermittelt.

Unten eingespannte Stützen werden durch eine Verankerung oder durch unmittelbare Verbindung

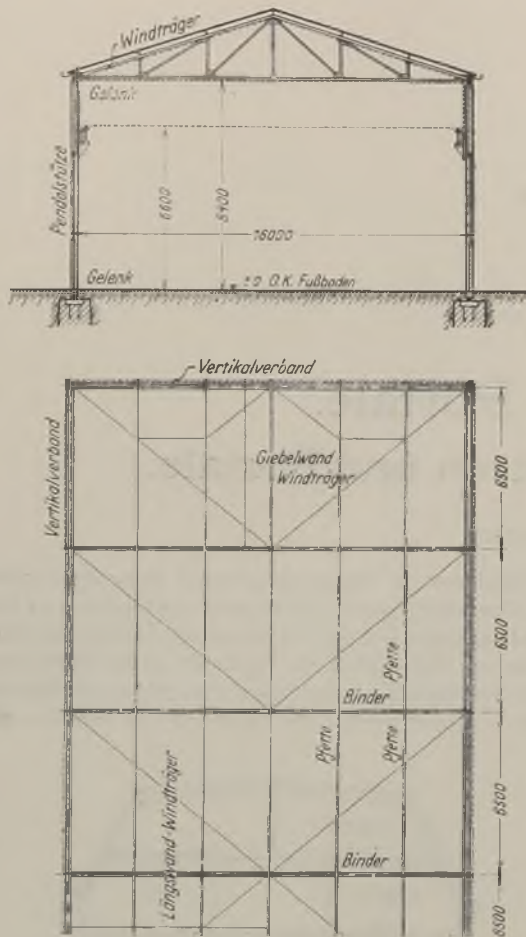


Abb. 95.

der Stiele mit dem Fundament eingespannt; oben werden die Stützen mit den Bindern gelenkig verbunden (Abb. 98).

Die Frage, welche Stützenart, ob Pendelstützen mit durchlaufendem Windträger, oder unten eingespannte Stützen zu wählen sind, ist schwer zu beantworten. Ist das Gebäude lang und schmal, so wird die Anordnung von Pendelstützen mit Windträger wahrscheinlich unwirtschaftlich, da der Windträger zu schwer ausfällt. Ebenso wäre die Anordnung von Pendelstützen mit Windträger bei einer später vorgesehenen Verlängerung des Gebäudes nicht immer ratsam, es müßte denn der Windträger von Anfang an entsprechend stärker ausgeführt oder bei der Erweiterung ein Windbock an Stelle der fortfallenden Giebelwand vorgesehen werden. Eine sehr große Rolle spielt auch die Beschaffenheit des Baugrundes. Bei unsicherem Baugrund sind Pendelstützen vorzuziehen; etwaigen Bodensenkungen kann hier durch besondere Konstruktionsmaßnahmen (Teil II, Ba, 1) begegnet werden, was bei unten eingespannten Stützen bedeutend schwieriger ist.

Die Verwendung von unten eingespannten Stützen ist bei gutem Baugrund oft wirtschaftlich.

Wie schon gesagt, ist so ohne weiteres nicht zu sagen, in welchen Fällen man diese oder jene Ausführung zu wählen hat. In zweifelhaften Fällen ist das Gewicht des Gebäudes für beide Ausführungen zu berechnen, und der zweckmäßigere Entwurf zur Ausführung zu bringen.

Bei dem Vergleich der beiden Ausführungsarten ist jedoch auch zu beachten, daß bei der Anordnung von Pendelstützen der Grundbau bedeutend kleiner wird.

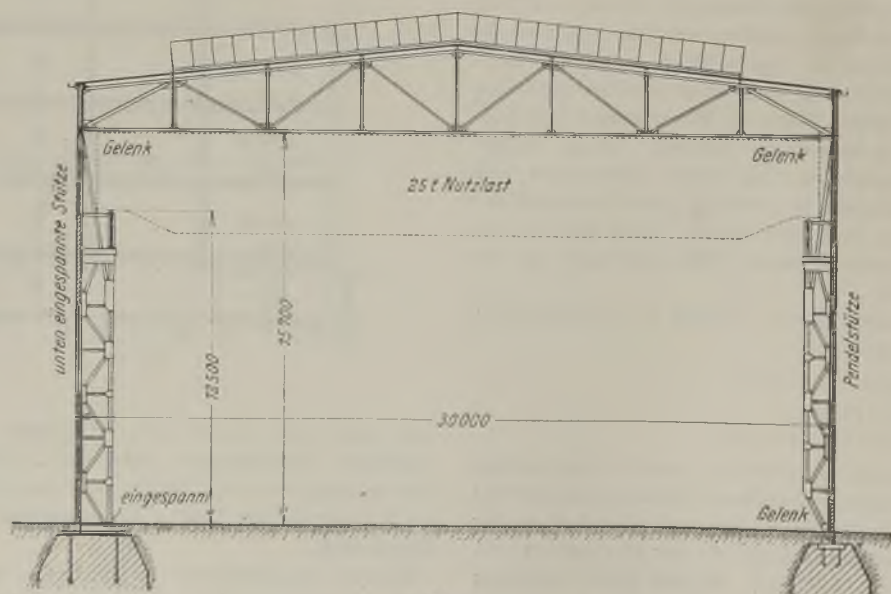


Abb. 96.

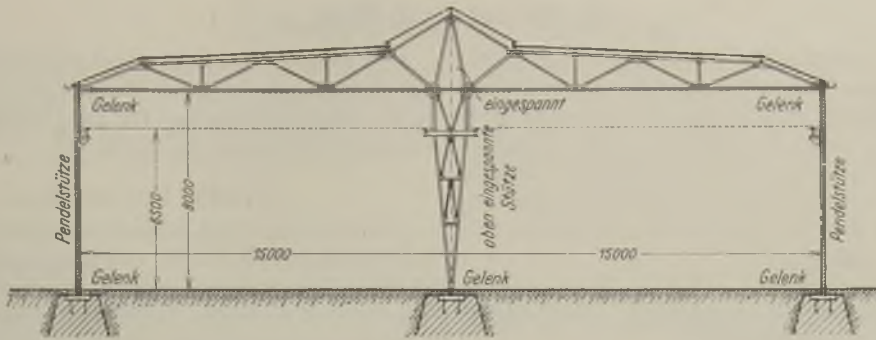


Abb. 97.

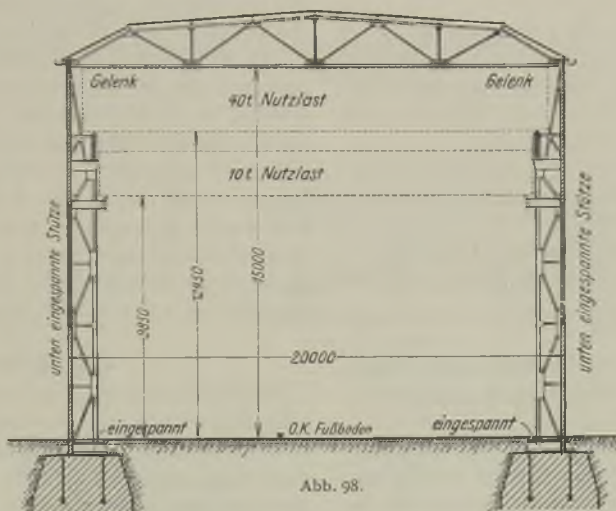


Abb. 98.



## B. Bauvorschriften.

Hier sind im wesentlichen die im ersten Abschnitt im Teil I, B angeführten Bestimmungen für Eisenhochbau des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 25. Februar 1925 zu beachten. Zur Bestimmung der  $\omega$ -Werte leistet die Tafel 1 gute Dienste.

Im besonderen sind für die Berechnung von Stützen folgende Teile obiger Bestimmungen zu beachten:

### 1. Teil A, 1, g.

Verwendungsform: Ankerschrauben und Anker (Rund-, Flach- und Profileisen).

Art der Beanspruchung: Zug.

Beanspruchung:

$\alpha$ ) Flußstahl St. 37 = 800 kg/cm<sup>2</sup>.

$\beta$ ) Hochw. Baustahl St. 48 = 1040 kg/cm<sup>2</sup>.

Somit ist also die Stützenverankerung nicht nur bei Verwendung von Rundeisen, sondern auch bei Stab- und Formeisen mit nur 800 bzw. 1040 kg/cm<sup>2</sup> zu beanspruchen.

Die zulässigen Beanspruchungen können bei Beachtung von Abschnitt B der Bestimmungen wie folgt erhöht werden:

Für Flußstahl St. 37 = 933 bzw. 1067 kg/cm<sup>2</sup>.

Hochw. Baustahl St. 48 = 1213 bzw. 1387 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2. Teil C, 1, 2.

„Die unter B, 3, b zugelassene Erhöhung der Beanspruchung kommt bei der Berechnung von Druckstäben nicht in Betracht.“

Bei Vollwandstützen ist somit die erhöhte Beanspruchung von 1600 bzw. 2080 kg/cm<sup>2</sup> unzulässig. Handelt es sich um Fachwerkstützen, so können die vorhandenen Zugstäbe bei Beachtung der im Abschnitt B gegebenen Bestimmungen auch mit 1600 bzw. 2080 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht werden. Die Druckstäbe dürfen, wie schon gesagt, auch hier nur mit höchstens 1400 bzw. 1820 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht werden.

Hier sind die im ersten Abschnitt I, B angegebenen im Bereich der Berliner Baupolizei erlaubten Berechnungserleichterungen für auf Druck und Zug beanspruchte Stäbe zu beachten.

### 3. Teil C, III, 1b und c.

„b) Werden in Geschoßbauten zur Erzielung größerer Quersteifigkeit die Träger unmittelbar an die Mittelstützen biegezugsfest ohne Zentriervorrichtung und symmetrisch zu beiden Stützachsen angeschlossen, so kann im allgemeinen von der Berücksichtigung außermittigen Kraftangriffs abgesehen werden. In diesem Falle darf aber die größte Beanspruchung der Stütze für Flußstahl St. 37 1200 kg/cm<sup>2</sup> bzw. für hochwertigen Baustahl St. 48 1560 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten.“

„c) Bei Stützen in besonders schwer belasteten Gebäuden mit der Möglichkeit starker einseitiger Belastung (z. B. Druckereien) ist der dadurch hervorgerufene außermittige Kraftangriff zu berücksichtigen.“

Empfehlenswert ist es jedoch, bei allen Stützenberechnungen auch die Untersuchung von außermittigen Kraftangriffen vorzunehmen, so wie es im nachstehenden geschehen ist. Man kann dann bei der Gesamtberechnung unter Einhaltung der Bestimmungen bis 1400 kg/cm<sup>2</sup> Beanspruchung gehen.

### 4. Allgemeines.

Schließlich sind noch die im Band II, Abschnitt Ia, B aufgeführten besonderen Bauvorschriften zu beachten. Insbesondere die Vorschrift, daß, sofern die Krananlage regelmäßig betreten wird, der kleinste Zwischenraum zwischen bewegtem Kranteil und Gebäudestütze mindestens 400 mm betragen muß, damit Quetschungen ausgeschlossen sind. Durch diese Vorschrift hat man es bei Fachwerkstützen an dem Teil über der Kranbahn häufig mit im Fachwerk eingespannten biegezugsfesten Endstäben zu tun.

### C. Feststellung der Belastung.

Die Stützen haben ihr Eigengewicht, die Auflagerdrücke der Binder, Decken, Kranträger, Fachwerkriegel usw. aufzunehmen und nach dem Grundbau bzw. ihrem oberen Auflagerpunkt weiterzuleiten.

Die Nutzlasten der Dachgeschosse und der beiden obersten den Bauteil belastenden Vollgeschosse sind mit dem vollen Betrage einzusetzen. Von der Nutzlast der folgenden Geschosse darf ein von Geschoß

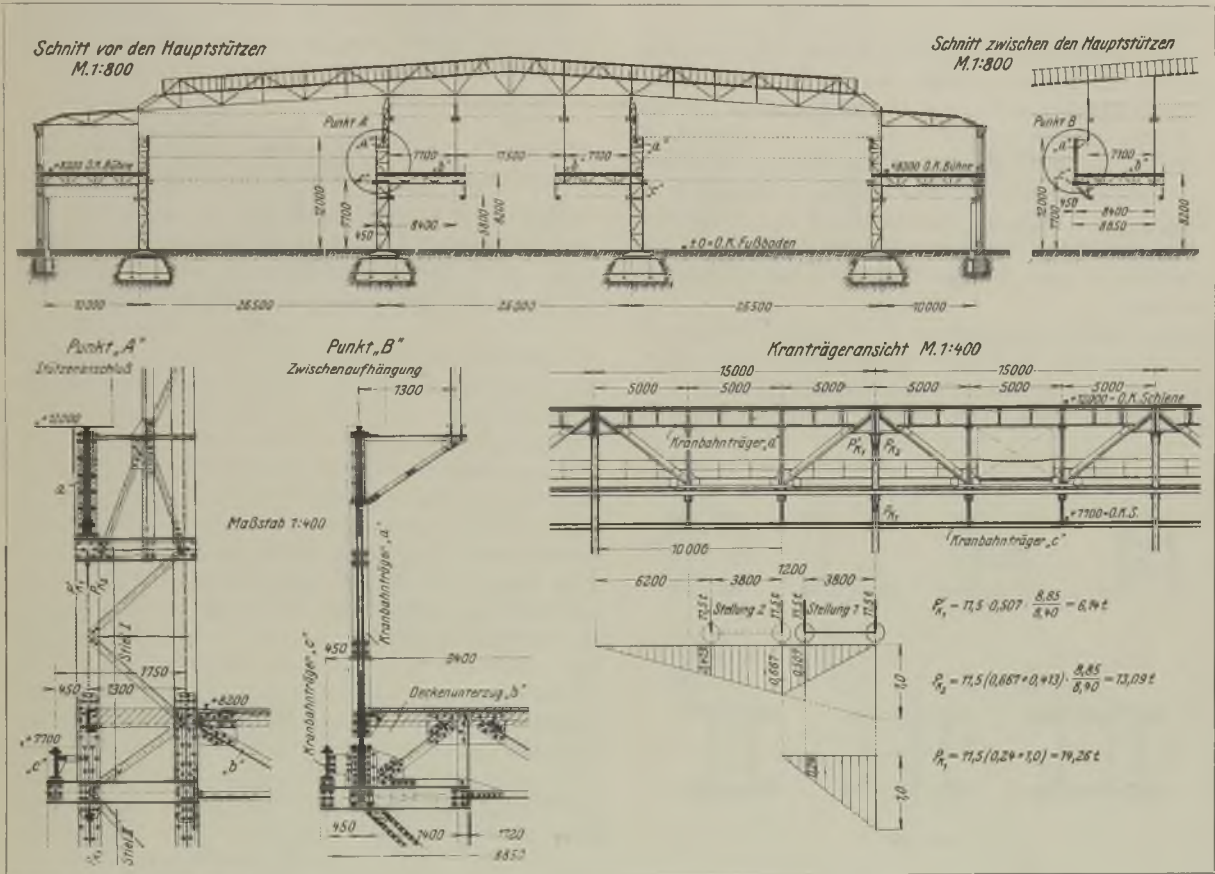


Abb. 99.

Die Auflagerdrücke erhält man aus der jeweiligen Berechnung der einzelnen Bauteile. Für die

Binder	nach Band I, fünfter Abschnitt,
Decken	„ „ I, sechster „
Kranträger	„ „ II,
Fachwerkwände	„ „ III, erster „

Das Eigengewicht der Stützen muß geschätzt werden; es spielt im allgemeinen bei der Berechnung der Stützen keine sehr große Rolle.

Im Teil C, a, 5 der Bestimmungen vom 25. Februar 1925 heißt es: „Bei Berechnung der Abmessungen für Bauteile, die die Lasten mehrerer Geschosse aufzunehmen haben (Stützen, Wandpfeiler, Grundmauern und dgl.), ist eine Ermäßigung der in Ansatz zu bringenden Nutzlasten in dem nachstehend angegebenen Umfange zulässig.

zu Geschoß um 20 vH bis zum Höchstbetrage von 80 vH wachsender Bruchteil in Abzug gebracht werden, so daß dafür der Reihe nach 80 vH, 60 vH, 40 vH, 20 vH der vollen Nutzlast in Rechnung zu stellen sind. — Für Speicher- und Lagerräume sowie für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb und für große Warenhäuser ist eine solche Ermäßigung der Belastungsannahmen nicht zulässig.“

Auf folgende Punkte soll noch aufmerksam gemacht werden:

Bei Stützen mit Kranbelastungen ist zur Berechnung des größten Ankerzuges, der größten Kantenpressung und der größten Stielkraft nicht immer der größte Kranträgerauflagerdruck, sondern oft der kleinste maßgebend. Die Bestimmung dieser kleinsten Auflagerdrücke geschieht nach Band II, Abschnitt Ia, C, 2a. Ob nun die maximale oder die minimale

Kranbelastung ausschlaggebend ist, ist bei der Berechnung der Ankerzüge, der Kant npressungen bzw. der Stützenstiele im Teil I, Fa, bzw. I, Fb, angegeben.

Bei den im Band II, Teil III behandelten Tragwerken mit angehängten Kranträgern ist bei der Festsetzung der Stützenbelastung besonders achtzugeben.

Nachstehend soll ein Beispiel kurz angegeben werden:

Der Kranträger „a“ gemäß Abb. 99 trägt frei über 15,0 m von Stütze zu Stütze. An den Kranträgern „a“ sind in Abständen von 5 m Deckenunterzüge „b“ und an diese wiederum die Kranträger „c“ angehängt. Es soll für die Stützenbelastung der Einfluß des Kranes „c“ betrachtet werden. Der maximale Raddruck beträgt 11,5 t und der Radstand 3,8 m. Es müssen zwei Stellungen untersucht werden: Stellung 1) und Stellung 2). Die Auflagerdrücke werden wie folgt errechnet:

Für Stellung 1):

$$P_{K_1} = 11,5 + \frac{11,5 \cdot 1,2}{5,0} = 14,26 \text{ t,}$$

$$P'_{K_1} = 11,5 \cdot \frac{3,8}{5,0} \cdot \frac{10,0}{15,0} \cdot \frac{8,85}{8,40} = 6,14 \text{ t.}$$

Für Stellung 2):

$$P_{K_2} = 11,5 \cdot \frac{(10,0 + 6,2)}{15,0} \cdot \frac{8,85}{8,40} = 13,09 \text{ t.}$$

Hiermit ergeben sich die größten Stabkräfte aus dem Kran „c“ für Stiel I bei der Kranstellung 2, und für Stiel II bei der Kranstellung 1:

$$S_I = P_{K_2} = 13,09 \text{ t,}$$

$$S_{II} = P_{K_1} \cdot \frac{1,75}{1,30} + P'_{K_1} = 14,26 \cdot \frac{1,75}{1,30} + 6,14 \\ = 19,20 + 6,14 = 25,34 \text{ t.}$$

Hier wird häufig der Fehler gemacht, daß für den Stützenstiel I ebenfalls die Kranstellung 2 angesetzt wird. Der Unterschied ist, wie im vorangegangenen Beispiel gezeigt, ziemlich erheblich.

## D. Berechnung der Geschoßbaustützen.

### 1. Allgemeines und Querschnittswahl.

Geschoßbaustützen sind Stützen, die durch mehrere Geschoße hindurchgehen. Sie erhalten eine von Geschoß zu Geschoß nach unten hin zunehmende Belastung. Damit eine möglichst günstige Ausnutzung des Querschnittes erzielt wird, werden die Querschnitte entsprechend verändert. Für die Querschnittsveränderung sind folgende Fälle möglich:

1. Profileisen in jedem Geschoß gestoßen,
2. Profileisen durch zwei Geschoße gleichmäßig durchgehend,
3. Profileisen durch zwei bis drei Geschoße durchgehend und in dem unteren entsprechend der Mehrbelastung durch Flacheisen, Gurtplatten, Winkeleisen, Formeisen usw. verstärkt.

Die Grundquerschnitte sind hauptsächlich zwei I-, zwei L-, oder ein IP-Träger. Welcher Querschnitt und welche Stoßanordnung die wirtschaftlichste ist, kann im allgemeinen nur durch eine Vergleichsrechnung festgestellt werden. Rein gewichtsmäßig betrachtet, ist die Stoßanordnung in jedem Geschoß meistens (aber nicht immer) am günstigsten; es muß jedoch die in jedem Geschoß erforderliche Stoßausbildung (Material, Werkstatt- und Montagearbeit) berücksichtigt werden. Das Gesamtergebnis zeigt dann oft, daß die Durchführung des Querschnittes durch zwei Geschoße günstiger ist als die Anordnung eines Stoßes in jedem Geschoße. Bei einem Vergleich der aus einem IP- und aus zwei I- oder L-Eisen gebildeten Stützen ist zu berücksichtigen, daß bei den IP-Stützen die Ausführung bedeutend einfacher ist: es fallen die Bindebleche bzw. Vergitterungen vollständig fort; außerdem sind Stoßausbildung und Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger viel einfacher.

Bei Stützen aus zwei I- oder zwei L-Eisen beträgt das Gewicht des Kleiseisenzeuges einschließlich der Fußausführung etwa 50–75 v. H. und bei IP-Trägern nur 30–50 v. H. vom Gewicht des Stützenquerschnitts.

Nachstehend werden die gebräuchlichen Stützenquerschnitte besprochen:

#### a) Grundquerschnitt aus einem einfachen Profil (Abb. 100).

Hier kommen nur die Breitflanschträger in Frage, und zwar sind am günstigsten die Peiner-Träger (IP) mit Parallelfanschen.

Abb. 100a zeigt den Grundquerschnitt. Geht derselbe durch mehrere Geschoße ohne Stoß hindurch, so ist eine Verstärkung der mehr belasteten Geschoßteile gemäß Abb. 100b bis e möglich. Bezüglich des Trägheitsmomentes  $J_y$  ist der nach Abb. 100d verstärkte Querschnitt am günstigsten.

Einzelne L- oder I-Eisen kommen wegen des geringen Trägheitsmomentes  $J$  min nicht zur Anwendung.

#### b) Grundquerschnitt aus mehreren L-Eisen (Abb. 101).

Der Querschnitt nach Abb. 101a und 102b ist sehr gebräuchlich. Der Abstand  $a$  ist so groß zu wählen, daß  $J_y$  größer als  $J_x$  wird. Sollen die Unterzüge mittig gelagert werden, oder sind sie durchlaufend angeordnet, so muß der Abstand  $a$  gegebenenfalls noch größer werden, damit der Träger mit etwas Spiel glatt hin-

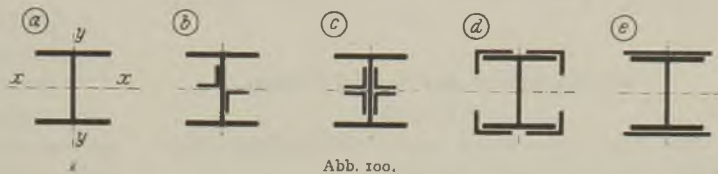


Abb. 100.

durchgehen kann. Die Verbindung erfolgt durch Bleche oder Vergitterung. Die Abb. 101c bis e zeigen eine Verstärkung des Grundquerschnitts durch weitere L-Eisen bzw. Gurtplatten. Sollen die Stützen

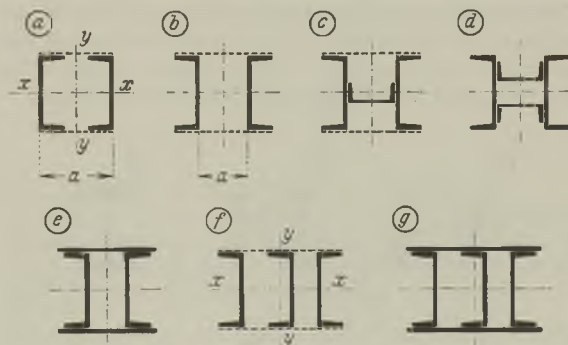


Abb. 101.

sehr schmal gehalten werden (Front-, Ladenstützen usw.), so ist die Ausführung eines Querschnitts aus mehreren nebeneinander liegenden L-Eisen gemäß Abb. 101f und g empfehlenswert. Die Verbindung geschieht durch Bleche und Schrägen.

#### c) Grundquerschnitt aus mehreren I-Eisen (Abb. 102).

Der Querschnitt nach Abb. 102 ist ebenso gebräuchlich wie der nach Abb. 101. Der Abstand  $a$  der beiden I-Eisen muß so groß gewählt werden, daß  $J_y$  größer als  $J_x$  wird. Ist der Unterzug durchlaufend angeordnet, oder mittig gelagert, dann muß der Abstand  $a$  gegebenenfalls noch größer werden.

Abb. 102b und c zeigt eine Verstärkung des Grundquerschnitts. Der Querschnitt gemäß Abb. 102d bis f kommt bei beschränkter Baubreite (Front- und Ladenstützen) zur Anwendung. Die Verbindung geschieht durch Bleche und Schrägen.

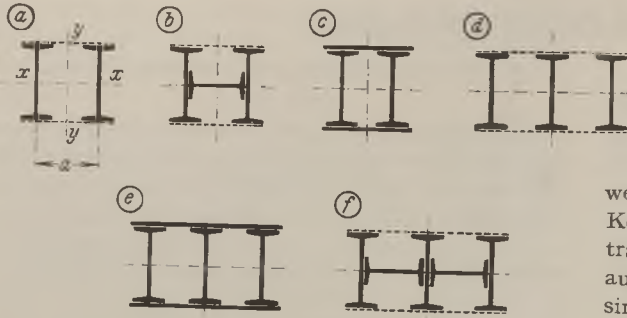


Abb. 102.

d) Querschnitt aus I- und L-Eisen  
(Abb. 103).

Die Abb. 103a bis e zeigen verschiedene Querschnitte aus I- und L-Eisen.

e) Querschnitt aus mehreren L-Eisen  
(Abb. 104).

Diese Ausführung ist zur Erreichung eines großen Trägheitsmomentes sehr günstig. Durch genügenden Abstand der Profile können sämtliche anschließenden Träger, Unterzüge und Deckenträger mittig gelagert werden. Bei dieser Ausführung ist die Verbindung der einzelnen L-Eisen nicht allein durch Bindebleche, sondern auch durch Schrägen zu bewerkstelligen.

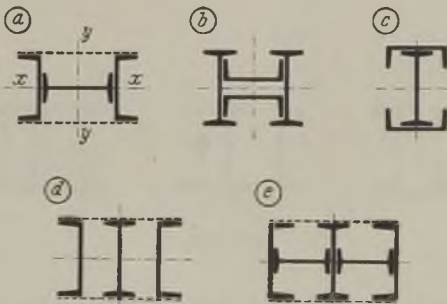


Abb. 103.

f) Außermittige Lagerung der Deckenunterzüge oft günstig.

Bemerkenswert ist, daß durch eine außermittige Lagerung der Unterzüge oft eine nicht unerhebliche Materialersparnis erzielt wird. Bei der Berechnung des Unterzuges braucht als Stützweite nicht die Mittenachse und die Entfernung von Mitte zu Mitte Stütze genommen werden, sondern man darf in diesem Falle den lichten Abstand von Stütze zu Stütze in die Berechnung einsetzen. Zu beachten ist bei dieser Ausführung natürlich, daß die Stützen bei einseitiger Belastung ein Biegemoment erhalten. Dies hat aber in den meisten Fällen keinen größeren Stützenquerschnitt zur Folge.

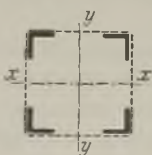


Abb. 104.

2) Allgemeine Berechnung.

Die Berechnung eines Stützenzuges erfolgt entsprechend der zunehmenden Belastung von oben nach unten. Zunächst werden die Stützen für das Dachgeschoß, dann für die folgenden Geschosse, das Erdgeschoß und schließlich,

wenn keine massiven Pfeiler vorhanden sind, für das Kellergeschoß berechnet. Die Belastung des Dachträgers, der Deckenträger und Unterzüge erhält man aus der Berechnung des Daches und der Decken. Es sind jeweils zwei Fälle zu untersuchen, und zwar:

- a) Vollbelastung,
- b) einseitige Belastung zur Erzielung des ungünstigsten Biegemomentes.

Nachstehend werden die anschließenden Unterzüge und Deckenträger mit Pos. 1 bis 4 bezeichnet; die Auflagerkräfte entsprechend mit  $P_1$  bis  $P_4$ ; Vollast (Eigengewicht und Nutzlast) ist mit  $\max P$  und Eigengewicht allein mit  $\min P$  bezeichnet. Die Belastungen, die jeweils durch den oberen Strang übertragen werden, haben die Bezeichnung  $A$ . Das Eigengewicht der Stütze wird mit  $P_E$  bezeichnet.

Treten Momente auf, so werden diese normal zur  $x$ -Achse mit  $M_x$  und normal zur  $y$ -Achse mit  $M_y$  bezeichnet. Sind für die einzelnen Geschoßteile die Stabkraft  $P$  bzw. bei außermittiger Belastung die Stabkraft  $P$  mit dem dazugehörigen Moment bestimmt, dann erfolgt die Berechnung wie bei einem Druckstab bzw. wie bei einem Druckstab mit auftretendem Biegemoment:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F}$$

bzw.

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

( $\omega$ -Verfahren gemäß den Bestimmungen vom 25. II. 25.) (Vgl. auch den ersten Abschnitt, Teil I, B und Tafel 1 der  $\omega$ -Werte.)

Entsprechend der verschiedenartigen Anordnung der Stützenquerschnitte und der verschiedenartigen Lagerung der Deckenträger und Unterzüge sind mehrere Berechnungsarten möglich:

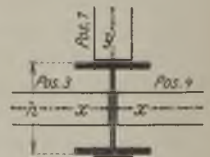


Abb. 105.

a) Querschnitt aus einem I P (Abb. 105).

- a) Träger 1 und 2 bzw. 3 und 4 haben gleiche Belastungen.

1) Untersuchung bei Vollast.

Die Träger 1 bis 4 werden voll belastet angenommen. Stabkraft  $P = \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$ ,

$$M_x = 0,$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F}$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Der Träger 1 wird voll belastet (Eigengewicht und Nutzlast) und Träger 2 entlastet (nur Eigengewicht) angenommen, oder umgekehrt. Die Träger 3 und 4 werden voll belastet.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$$

$$M_x = (\max P_1 - \min P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x}$$

β) Die Träger 1 und 2 haben verschiedene Belastung; Träger 3 und 4 gleiche Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Die Träger 1 bis 4 werden voll belastet angenommen. Die Belastung des Trägers 1 ist größer als die des Trägers 2, oder umgekehrt.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$$

$$M_x = (\max P_1 - \max P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x}$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Es ist angenommen, daß der Träger 1 die größere Belastung hat.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$$

$$M_x = (\max P_1 - \min P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x}$$

γ) Träger 1 und 2 sowie 3 und 4 haben verschiedene Belastung.

Bei verschiedener Belastung der am Stützenstiel anschließenden Träger 3 und 4 können die Momente für die Auflagerung dieser Träger vernachlässigt werden; der Hebelarm ist nämlich zu gering, er beträgt nur die Hälfte der Stützenstegdicke. Hier tritt dann die Berechnung wie bei dem vorhergehenden Beispiel ein.

b) Querschnitt aus zwei I- bzw. zwei C-Eisen, Unterzüge mittig gelagert (Abb. 106).

α) Träger 1 und 2 bzw. 3 und 4 haben gleiche Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Die Träger 1 bis 4 werden voll belastet angenommen.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$$

$$M_x = 0,$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F}$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Die Träger 1 und 2 sind mittig gelagert; es ist daher als ungünstigste Wirkung für beide Träger eine Vollbelastung anzunehmen. Von den Trägern 3 und 4 ist dagegen ein Träger entlastet anzunehmen.

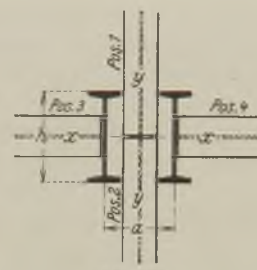


Abb. 106.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \min P_4 + P_E$$

$$M_x = 0,$$

$$M_y = (\max P_3 - \min P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_y}{W_y}$$

β) Träger 3 und 4 haben verschiedene, Träger 1 und 2 gleiche Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Die Träger 1 bis 4 werden voll belastet angenommen; ferner sei der Auflagerdruck des Trägers 3 größer als der des Trägers 4.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$$

$$M_x = 0,$$

$$M_y = (\max P_3 - \max P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_y}{W_y}$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Träger 1 und 2 seien mittig gelagert und werden daher voll belastet. Angenommen ist, daß der Träger 4 einen geringeren Auflagerdruck aufweist als Träger 3; er wird daher ungünstig entlastet.

$$\text{Stabkraft } P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \min P_4 + P_E$$

$$M_x = 0,$$

$$M_y = (\max P_3 - \min P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_y}{W_y}$$

γ) Träger 1 und 2 bzw. 3 und 4 haben verschiedene Belastung.

Da die Träger 1 und 2 mittig gelagert sind, ist hier das Ungünstigste immer die Vollbelastung. Die Berechnung erfolgt sinngemäß wie im Teil β).

c) Querschnitt aus zwei I- bzw. zwei C-Eisen, Unterzüge außermittig gelagert (Abb. 107).

α) Träger 1 und 2 bzw. 3 und 4 haben gleiche Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Die Berechnung erfolgt wie im Teil b α.

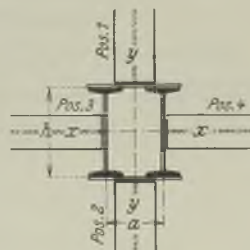


Abb. 107.

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Die Träger 2 und 4 werden entlastet angenommen. Stabkraft  $P = \max A + \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \min P_4 + P_E$

$$M_x = (\max P_1 - \min P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = (\max P_3 - \min P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}.$$

Die Beanspruchung ist in der äußeren Ecke 2 berechnet (Abb. 108). In dieser Ecke wird durch die Stabkraft  $P$ , durch das Moment  $M_x$  sowie durch das Moment  $M_y$  eine Druckspannung erzeugt. In allen anderen Ecken (1, 3 und 4) ist die Beanspruchung bedeutend günstiger, da die Momente an diesen Stellen teilweise Zugspannung erzeugen.



Abb. 108.

β) Träger 1 und 2 haben verschiedene, Träger 3 und 4 gleiche Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Angenommen ist, daß der Auflagerdruck des Trägers 1 größer ist als der des Trägers 2.

Stabkraft  $P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$

$$M_x = (\max P_1 - \max P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = 0,$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x}.$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Angenommen ist, daß Träger 2 geringer belastet ist als Träger 1. Träger 2 muß daher zur Erzielung der ungünstigsten Wirkung entlastet angenommen werden. Außerdem wird Träger 4 entlastet.

Stabkraft  $P = \max A + \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \min P_4 + P_E$

$$M_x = (\max P_1 - \min P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = (\max P_3 - \min P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}.$$

γ) Träger 1 und 2 sowie Träger 3 und 4 haben verschiedene Belastung.

## 1) Untersuchung bei Vollbelastung.

Angenommen ist  $P_1 > P_2$ ;  $P_3 > P_4$ .

Stabkraft  $P = \max A + \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \max P_4 + P_E$

$$M_x = (\max P_1 - \max P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = (\max P_3 - \max P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}.$$

## 2) Untersuchung bei einseitiger Belastung.

Angenommen ist  $P_1 > P_2$ ,  $P_3 > P_4$ . Es werden dann zur Erzielung des größten Momentes die Träger  $P_2$  und  $P_4$  entlastet.

Stabkraft  $P = \max A + \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \min P_4 + P_E$

$$M_x = (\max P_1 - \min P_2) \cdot \frac{h}{2},$$

$$M_y = (\max P_3 - \min P_4) \cdot \frac{a}{2},$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}.$$

d) Kein Vermehren der Momente von Geschoß zu Geschoß.

Bei der Berechnung der Momente wird jeder Stützenstiel von Geschoß zu Geschoß als Pendelstütze angenommen, obwohl eigentlich die Stütze durchlaufend ist. Es dürfen somit die Momente für jeden Geschoßteil gemäß Abb. 109 an den Anschlußstellen der Decke mit Null angenommen werden: Die Momente addieren sich daher nicht von Geschoß zu Geschoß. Die auftretenden Kräfte heben sich in der Hauptsache gegenseitig auf. Kleinere Unterschiede werden von der Decke aufgenommen.

Tritt bei einer aus mehreren Eisen zusammengesetzten Stütze ein Moment senkrecht zur materialfreien Achse auf, so wird am besten eine Vergitterung angeordnet, die dann die Querkräfte überträgt.

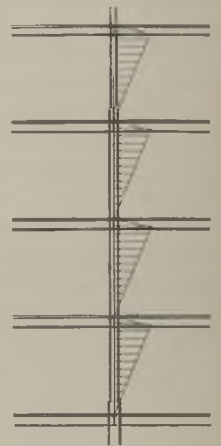


Abb. 109.

e) Bestimmung der Fußplatten.

Der größte Auflagerdruck ergibt sich aus der größten Stabkraft  $P$  des untersten Stützenteils. Material und Abmessungen des unterlagernden Mauerwerks (Pfeiler oder Fundament) sind durch die jeweiligen Verhältnisse gegeben. Es muß beachtet werden, daß die zulässige Druckbeanspruchung  $h$  nicht überschritten wird. Zunächst ist die Auflagergrundfläche zu bestimmen. Dieselbe wird in den meisten Fällen bei Geschoßbaustützen durch die Anordnung der Pfeiler bzw. Fundamente quadratisch anzunehmen sein, obwohl oft ein rechteckiger Querschnitt für die Ausbildung von Stützenfüßen vorteilhafter ist. Es wird angenommen, daß sich der Auflagerdruck gleichmäßig über die gesamte Lagerfläche verteilt. Der Berechnungsannahme entsprechend muß die Plattendicke, der freie Plattenabstand, die Auflageraussteifungen usw. so bemessen sein, daß der Fuß in allen seinen Teilen steif genug ist, den Auflagerdruck tatsächlich bis in die äußerste Auflagerecke gleichmäßig zu übertragen.

Allgemeine Bezeichnungen:

$A$  = Auflagerdruck in kg,

$L$  = Plattenlänge in cm,

$B$  = Plattenbreite in cm,

$F$  = Auflagergrundfläche in  $\text{cm}^2$ ,

$k$  = zulässige Druckbeanspruchung des unterlagerten Mauerwerks bzw. Betons in  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

Allgemeine Grundformeln:

$$k = \frac{A}{L \cdot B}$$

Da entweder die Plattenlänge  $L$  oder die Breite  $B$  bekannt ist oder angenommen wird, so folgt

$$B = \frac{A}{L \cdot k} \quad \text{oder} \quad L = \frac{A}{B \cdot k}$$

#### f) Zur Bestimmung der Roste.

Die Berechnung der Roste und Stützenfüße erfolgt im Teil II, A, 1, dieses Abschnittes. Da dort die Roste und Stützenfüße vollständig einbetoniert angenommen sind, ist eine Untersuchung auf Biegung und Schub nicht erfolgt. Im allgemeinen muß sonst bei derartigen Trägern mit kleiner Stützweite und verhältnismäßig großer Belastung eine Untersuchung unter Berücksichtigung der Schubkraft vorgenommen werden. Ist eine sorgfältige Einbetonierung fraglich oder stehen diese Träger überhaupt frei, dann ist unter Umständen nachzuprüfen, ob bei Walzträgern an den Übergangsstellen der Flansche zum Steg bzw. bei Blechträgern an den Übergangsstellen der Gurtungen zum Stegblech die aus der hier auftretenden Biegungs- und Schubspannung sich ergebende Hauptspannung eine gewisse Grenze nicht überschreitet.

Die Schubspannungen  $\tau$  verteilen sich ungleichmäßig über den Querschnitt; in den äußeren Querschnitts-

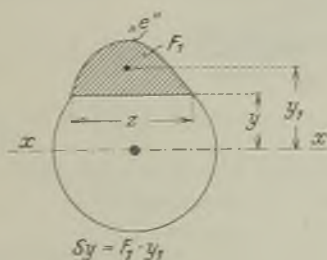


Abb. 110.

fasern sind sie gleich Null, und in der wagerechten Schwerachse erreichen sie den Größtwert. Die Schubspannung kann mit Hilfe der folgenden Formel an jeder Querschnittsstelle berechnet werden:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_y}{J_x \cdot z}$$

hierin ist (Abb. 110)

$Q$  die Schub- oder Querkraft in dem zu untersuchenden Querschnitt,

$S_y$  das statische Moment des auf die Stabschwerachse  $x-x$  bezogenen Querschnittsteiles, der von der äußeren Faser  $e$  bis zu dem Flächenteil im Abstand  $y$  reicht, dessen Schubspannung berechnet werden soll,

$J$  das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes,

$z$  die im Abstand  $y$  vorhandene Querschnittsbreite.

Also: Die für  $1 \text{ cm}^2$  auftretende innere Kraft in einem gleichlaufend zur Stabschwerachse gelegenen Schnitt ist gleich der Querkraft, dividiert durch das Trägheitsmoment  $J_x$  und multipliziert mit dem statischen Moment der durch diesen Schnitt abgetrennten Querschnittsfläche; das ganze dividiert durch die Breite  $z$  des Schnittes.

Die Hauptspannungen (größten Beanspruchungen) ergeben sich aus der auftretenden Normalspannung  $\sigma$  und der Schubspannung  $\tau$  zu

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{m-1}{2m} \sigma \pm \frac{m+1}{2m} \sqrt{\sigma^2 + 4(\alpha_0 \cdot \tau)^2}$$

Mit Rücksicht auf das doppelte Vorzeichen ist  $\sigma_{\max}$  stets eine Zug-,  $\sigma_{\min}$  stets eine Druckspannung.

In vorstehender Formel bedeutet

$$m = \frac{\epsilon}{\epsilon q} = \frac{\text{Dehnung}}{\text{Quersammenziehung}}$$

Der Wert ist vom Baustoff des Stabes abhängig und beträgt für gleichartige (isotrope) Körper 3 bis 4; für Metalle = 10/3;

$\sigma$  die Normalspannung;

$\tau$  die Schubspannung;

$\alpha_0 = k_z \cdot \frac{m+1}{m} k_s$ , das Beanspruchungsverhältnis für Zug bzw.

$\alpha_0 = k_d \cdot \frac{m+1}{m} k_s$ , das Beanspruchungsverhältnis für Druck.

Für  $m = \frac{10}{3}$  (Metalle) wird

$$\sigma_{\max/\min} = 0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4(\alpha_0 \cdot \tau)^2}$$

worin

$$\alpha_0 = \frac{k_z}{1,3 k_s} \quad \text{bzw.} \quad \alpha_0 = \frac{k_d}{1,3 k_s}$$

( $k_z$  = zulässige Zugspannung,  $k_d$  = zulässige Druckspannung,  $k_s$  = zulässige Schubspannung).

Als Beispiel soll nachstehend die Hauptspannung des im Teil II, A, 1, g dieses Abschnittes dargestellten Rostträgers bestimmt werden:

Nach Abb. 111 wird:

$$M = \frac{18,89 \cdot 43,0}{120,0} \cdot \frac{43,0}{2} = 145,53 \text{ cmt};$$



$\sigma$  (an der Übergangsstelle vom Steg zum Flansch)

$$\begin{aligned} &= M \cdot \frac{J}{y} = 145,53 \frac{1446}{7,96} = 0,801 \text{ t/cm}^2, \\ Q &= \frac{18,89 \cdot 43,0}{120,0} = 6,77 \text{ t}, \\ S_x &= 8,53 \cdot 8,48 = 72,33 \text{ cm}^3, \\ \tau &= \frac{Q \cdot S_y}{J_x \cdot z} = \frac{6,77 \cdot 72,33}{1446 \cdot 0,69} = 0,491 \text{ t/cm}^2, \\ \alpha_0 &= \frac{k_z}{1,3 k_s} = \frac{1200}{1,3 \cdot 1000} = 0,923 \end{aligned}$$

und endlich die Hauptspannung

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 0,35 \sigma \pm 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4(\alpha_0 \cdot \tau)^2} \\ \sigma_{\min} &= 0,35 \cdot 0,801 \pm 0,65 \sqrt{0,801^2 + 4(0,923 \cdot 0,491)^2} \\ &= 1,066 \text{ t/cm}^2, \end{aligned}$$

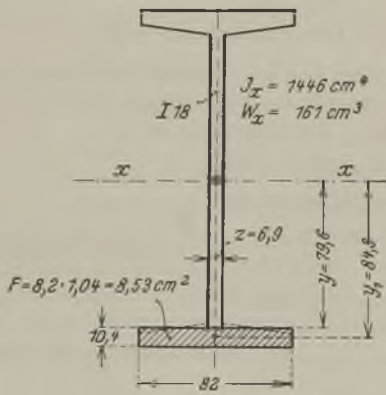
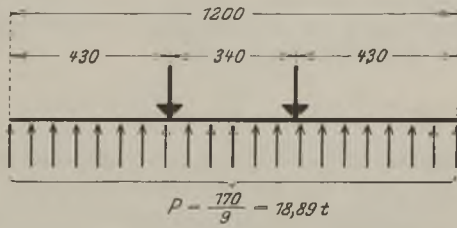


Abb. 111.

also noch weit unter der zulässigen Grenze. Bei Breitflanschträgern mit verhältnismäßig schwachem Steg ist die Gefahr der Überbeanspruchung natürlich weit größer.

3. Vier Zahlenbeispiele.

a) Stütze aus einem I P.

Das Stützenschema ist in Abb. 112a dargestellt. Die Stütze reicht durch Erdgeschoß, vier Geschosse und Dachgeschoß. Im Keller ist ein gemauerter Pfeiler vorhanden.

Die Höhe der einzelnen Geschosse beträgt:

Dachgeschoß . . . . .	3,5 m
IV. Geschoß . . . . .	3,8 m
III., II., I. Geschoß . . . . .	3,9 m
Erdgeschoß . . . . .	4,4 m

Die Stöße befinden sich unmittelbar über der Decke des Erdgeschosses und des III. Geschosses. Die Querschnitte gehen somit ungestoßen durch die drei Geschosse vom Erdgeschoß bis zum III. Geschoß bzw. durch zwei Geschosse vom III. Geschoß bis zum Dach durch. Der Querschnitt im I. Geschoß wird verstärkt.

α) Dachgeschoß und IV. Geschoß.

1) Vollbelastung.

Last vom Dach . . . . .	5,50 t
Last von der Decke des IV. Geschosses:	
2 · max P <sub>1</sub> = 2 · 11,5 . . . . .	23,00 t
2 · max P <sub>2</sub> = 2 · 5,2 . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze P <sub>E</sub> . . . . .	0,40 t
zusammen	39,30 t

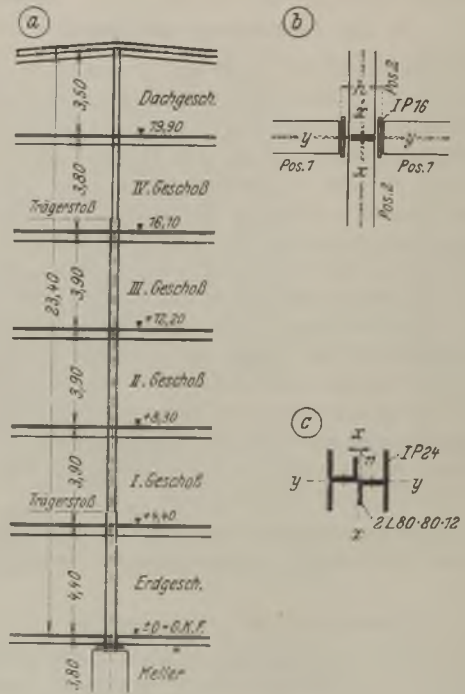


Abb. 112.

Vorhanden ein I P 16 (Abb. 112b) mit  $F = 58,4 \text{ cm}^2$ ;  $i_y = 4,05 \text{ cm}$ ;  $W_x = 329 \text{ cm}^3$ ;

$$\lambda = \frac{s_K}{i_y} = \frac{380}{4,05} = 94; \quad \omega = 2,07;$$

$$\sigma_{\text{vorn}} = \frac{P \cdot \omega}{F} = \frac{39,30 \cdot 2,07}{58,4} = 1,39 \text{ t/cm}^2.$$

2) Einseitige Belastung.

Last vom Dach . . . . .	5,50 t
Last von der Decke des IV. Geschosses:	
max P <sub>1</sub> (Eigengewicht und Nutzlast) . . . . .	11,50 t
min P <sub>1</sub> (nur Eigengewicht) . . . . .	2,80 t
2 · max P <sub>2</sub> = 2 · 5,2 (Eigengewicht und Nutzlast) . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze P <sub>E</sub> . . . . .	0,40 t
zusammen	30,60 t

$$M_x = (\max P_1 - \min P_1) \cdot \frac{h}{2}$$

$$= (11,50 - 2,80) \cdot \frac{16}{2} = 69,60 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{30,60 \cdot 2,07}{58,4} + \frac{69,60}{329}$$

$$= 1,083 + 0,212 = 1,30 \text{ t/cm}^2.$$

### β) III. und II. Geschoß.

1) Vollbelastung.

#### III. Geschoß:

Last von oben $\max A$ . . . . .	39,30 t
$2 \cdot \max P_1 = 2 \cdot 11,5$ . . . . .	23,00 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 5,2$ . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,50 t
zusammen	73,20 t

#### II. Geschoß:

Last von oben $\max A$ . . . . .	73,20 t
$2 \cdot \max P_1 = 2 \cdot 11,5$ . . . . .	23,00 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 5,2$ . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,50 t
zusammen	107,10 t

Vorhanden ein  $\text{I} P_{24}$  mit  $F = 111,3 \text{ cm}^2$ ;  $i_y = 6,11 \text{ cm}$ ;  
 $W_x = 974 \text{ cm}^3$ ;

$$\lambda = \frac{390}{6,11} = 64; \quad \omega = 1,31;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{107,10 \cdot 1,31}{111,3} = 1,26 \text{ t/cm}^2.$$

2) Einseitige Belastung.

#### II. Geschoß:

Last von oben $\max A$ . . . . .	73,20 t
$\max P_1$ . . . . .	11,50 t
$\min P_1$ . . . . .	2,80 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 5,2$ . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,50 t
zusammen	98,40 t

$$M_x = (11,5 - 2,80) \cdot \frac{24}{2} = 104,4 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{98,40 \cdot 1,31}{111,3} + \frac{104,40}{974} = 1,16 + 0,11 = 1,27 \text{ t/cm}^2.$$

### γ) I. Geschoß.

1) Vollbelastung.

Last von oben $\max A$ . . . . .	107,10 t
$2 \cdot \max P_1 = 2 \cdot 11,5$ . . . . .	23,00 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 5,2$ . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,50 t
zusammen	141,00 t

Vorhanden ein  $\text{I} P_{24}$  und 2  $\text{L} 80 \cdot 80 \cdot 12$  (Abb. 112 c):

$$F = 111,3 + 2 \cdot 17,9 = 147,1 \text{ cm}^2;$$

$$J_y = 4152 + 517 = 4669 \text{ cm}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{4669}{147,1}} = 5,67 \text{ cm};$$

$$J_z = 11686 + 517 = 12203 \text{ cm}^4;$$

$$W_x = \frac{12203}{12,0} = 1017 \text{ cm}^3;$$

$$\lambda = \frac{390}{5,63} = 69; \quad \omega = 1,37;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{141,0 \cdot 1,37}{147,1} = 1,31 \text{ t/cm}^2.$$

2) Einseitige Belastung.

Last von oben $\max A$ . . . . .	107,10 t
$\max P_1$ . . . . .	11,50 t
$\min P_1$ . . . . .	2,80 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 5,2$ . . . . .	10,40 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,50 t
zusammen	132,30 t

$$M_x = (11,50 - 2,80) \cdot \frac{24}{2} = 104,40 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{132,30 \cdot 1,37}{147,1} + \frac{104,40}{1017} = 1,23 + 0,10 = 1,33 \text{ t/cm}^2.$$

### δ) Erdgeschoß.

1) Vollbelastung.

Last von oben $\max A$ . . . . .	141,00 t
$2 \cdot \max P_1 = 2 \cdot 13,6$ . . . . .	27,20 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 6,1$ . . . . .	12,20 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,70 t
zusammen	181,10 t

Vorhanden ein  $\text{I} P_{32}$  mit  $F = 171,3 \text{ cm}^2$ ;  $i_y = 7,60 \text{ cm}$ ;  
 $W_x = 2016 \text{ cm}^3$ ;

$$\lambda = \frac{440}{7,60} = 58; \quad \omega = 1,24;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{181,10 \cdot 1,24}{171,3} = 1,31 \text{ t/cm}^2.$$

2) Einseitige Belastung.

Last von oben $\max A$ . . . . .	141,00 t
$\max P_1$ . . . . .	13,60 t
$\min P_1$ . . . . .	3,20 t
$2 \cdot \max P_2 = 2 \cdot 6,1$ . . . . .	12,20 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$ . . . . .	0,70 t
zusammen	170,70 t

$$M_x = (13,60 - 3,20) \cdot \frac{32}{2} = 166,40 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{170,70 \cdot 1,24}{171,3} + \frac{166,40}{2016} = 1,24 + 0,08 = 1,32 \text{ t/cm}^2.$$

### ε) Fußplatte.

Belastung von oben  $\max A$  . . . . . 181,10 t  
 Belastung durch Kellerdecke:

$2 \cdot P_1 = 2 \cdot 15,6$ . . . . .	31,20 t
$2 \cdot P_2 = 2 \cdot 7,2$ . . . . .	14,40 t
zusammen	226,70 t

Vorhanden eine Platte  $110 \cdot 110 \text{ cm}$ ;

$$k = \frac{226700}{110 \cdot 110} = 18,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Geschoßbezeichnung	Geschoßhöhe $s_K$ m	Eigen-gewicht $P_E$ t	Vollbelastung						Einseitige Belastung					
			$P_1$ t	$P_2$ t	$P_3$ t	$P_4$ t	Gesamt t	Mo-men-te cmt	$P_1$ t	$P_2$ t	$P_3$ t	$P_4$ t	Gesamt t	Mo-men-te cmt
Dach-geschoß	3.5	—	—	—	—	—	5,50	—	—	—	—	—	5,50	—
IV. Geschoß	3.8	0,40	+ 11,50 = 23,00	+ 5,20 = 10,40	—	—	39,30	—	+ 11,50 = 14,30	+ 2,80 = 10,40	—	—	30,60	$M_x = 69,60$
III. Geschoß	3.9	0,50	+ 11,50 = 23,00	+ 5,20 = 10,40	—	—	73,20	—	—	—	—	—	73,20	—
II. Geschoß	3.9	0,50	+ 11,50 = 23,00	+ 5,20 = 10,40	—	—	107,10	—	+ 11,50 = 14,30	+ 2,80 = 10,40	—	—	98,40	$M_x = 104,40$
I. Geschoß	3.9	0,50	+ 11,50 = 23,00	+ 5,20 = 10,40	—	—	141,00	—	+ 11,50 = 14,30	+ 2,80 = 10,40	—	—	132,30	$M_x = 104,40$
Erd-geschoß	4.4	0,70	+ 13,60 = 27,20	+ 6,10 = 12,20	—	—	181,10	—	+ 13,60 = 16,80	+ 6,10 = 12,20	—	—	170,70	$M_x = 166,40$

b) Stütze aus zwei L-Eisen, Unterzüge mittig gelagert.

Wegen der Gleichheit der Berechnung ist nur ein Geschoßteil des Stützensuges durchgerechnet. Die Geschoßhöhe beträgt 4,1 m (Abb. 113).

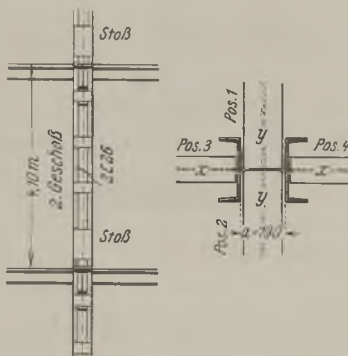


Abb. 113.

α) II. Geschoß.

1) Vollbelastung.

Last von oben $\max A$	72,60 t
$\max P$	14,30 t
$\max P_2$	12,60 t
$\max P_3$	8,90 t
$\max P_4$	5,50 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$	0,70 t
zusammen 114,60 t	

Vorhanden zwei L-Eisen 26 mit einem Abstand  $a$  von 190 mm;

$$F = 2 \cdot 48,3 = 96,6 \text{ cm}^2; \quad J_z = 9646 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = 14222 \text{ cm}^4; \quad i_x = 9,88 \text{ cm}; \quad W_y = 769 \text{ cm}^3;$$

$$\lambda = \frac{410}{9,88} = 42; \quad \omega = 1,11.$$

Die Träger Pos. 1 und 2 sind mittig gelagert. Es ruft daher nur der Belastungsunterschied zwischen Träger Pos. 3 und 4 ein Moment hervor.

$$M_y = (8,90 - 5,50) \cdot \frac{19}{2} = 32,30 \text{ cm t};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{114,6 \cdot 1,11}{96,6} + \frac{32,30}{769} = 1,320 + 0,042 = 1,36 \text{ t/cm}^2.$$

2) Einseitige Belastung.

Die Träger Pos. 1 und 2 sind mittig gelagert. Es kommt daher nur die Entlastung von Pos. 3 oder 4 in Betracht. Am ungünstigsten ist im vorliegenden Falle die Entlastung des Trägers 4, da er bei Voll-last den kleinsten Auflagerdruck hat.

Last von oben $\max A$	72,60 t
$\max P_1$ (Vollast)	14,30 t
$\max P_2$ (Vollast)	12,60 t
$\max P_3$ (Vollast)	8,90 t
$\min P_4$ (Eigengewicht)	2,30 t
Eigengewicht der Stütze $P_E$	0,70 t
zusammen 111,40 t	

$$M_y = (8,90 - 2,30) \cdot \frac{19}{2} = 62,7 \text{ cm t};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{111,40 \cdot 1,11}{96,6} + \frac{62,70}{769} = 1,280 + 0,082 = 1,36 \text{ t/cm}^2.$$

eines Stützenszugs.

Vorhandene Werte									Vorhandene Beanspruchungen in t/cm <sup>2</sup>	
Profil	F cm <sup>2</sup>	J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>min</sub> cm	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	λ	ω	Vollbelastung	einseitige Belastung
									$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$	$\sigma = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$
I P 16	58,4	2634	958	4,05	329	120	94	2,07	$\sigma = \frac{39,3 \cdot 2,07}{58,4} = 1,39$	$\sigma = \frac{30,6 \cdot 2,07}{58,4} + \frac{69,60}{329} = 1,30$
I P 24	111,3	11686	4152	6,11	974	346	64	1,31	$\sigma = \frac{107,1 \cdot 1,31}{111,3} = 1,26$	$\sigma = \frac{98,4 \cdot 1,31}{111,3} + \frac{104,4}{974} = 1,27$
I P 24 u. 2 L 80·80·12	147,1	12203	4669	5,63	1017	389	69	1,37	$\sigma = \frac{141,0 \cdot 1,37}{147,1} = 1,31$	$\sigma = \frac{132,3 \cdot 1,37}{147,1} + \frac{104,4}{1017} = 1,33$
I P 32	171,3	32249	9910	7,60	2016	661	58	1,24	$\sigma = \frac{181,10 \cdot 1,24}{171,3} = 1,31$	$\sigma = \frac{170,7 \cdot 1,24}{171,3} + \frac{166,4}{2016} = 1,32$

c) Stütze aus zwei I-Eisen, Unterzüge und Deckenträger außermittig gelagert.

Von diesem Stützenszug ist das III. Geschöß durchgerechnet (Abb. 114). Die Höhe des Geschosses beträgt 4,2 m.

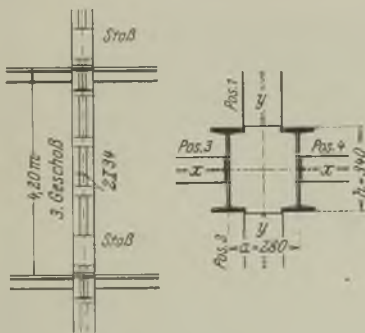


Abb. 114.

α) III. Geschöß.

1) Vollbelastung

Last von oben max A . . . . .	148,00 t
max P <sub>1</sub> . . . . .	13,40 t
max P <sub>2</sub> . . . . .	19,60 t
max P <sub>3</sub> . . . . .	6,80 t
max P <sub>4</sub> . . . . .	9,70 t
Eigengewicht der Stütze P <sub>E</sub> . . . . .	1,10 t
zusammen	198,60 t

Vorhanden zwei I 34 mit einem Abstand a = 280 mm;

F = 173,6 cm<sup>2</sup>; J<sub>x</sub> = 31390 cm<sup>4</sup>; J<sub>y</sub> = 35374 cm<sup>4</sup>;

i<sub>x</sub> = 13,5 cm; W<sub>x</sub> = 1846 cm<sup>3</sup>; W<sub>y</sub> = 1697 cm<sup>3</sup>;

$\lambda = \frac{420}{13,5} = 31$ ;  $\omega = 1,06$ ;

$M_x = (19,60 - 13,40) \cdot \frac{34}{2} = 105,40 \text{ cm t}$ ;

$M_y = (9,70 - 6,80) \cdot \frac{28}{2} = 40,60 \text{ cm t}$ ;

$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{198,60 \cdot 1,06}{173,6} + \frac{105,40}{1846} + \frac{40,60}{1697}$   
 = 1,212 + 0,057 + 0,024 = 1,29 t/cm<sup>2</sup>.

2) Einseitige Belastung.

Die von den beiden anschließenden Unterzügen und Deckenträgern je am geringsten belasteten werden zur Erzielung des größten Momentes ganz und gar entlastet angenommen.

Last von oben max A . . . . .	148,00 t
min P <sub>1</sub> (nur Eigengewicht) . . . . .	3,20 t
max P <sub>2</sub> (Vollast) . . . . .	19,60 t
min P <sub>3</sub> (nur Eigengewicht) . . . . .	1,70 t
max P <sub>4</sub> (Vollast) . . . . .	9,70 t
Eigengewicht der Stütze P <sub>E</sub> . . . . .	1,10 t
zusammen	183,30 t

$$M_x = (19,60 - 3,20) \cdot \frac{34}{2} = 278,80 \text{ cm t};$$

$$M_y = (9,70 - 1,70) \cdot \frac{28}{2} = 112,00 \text{ cm t};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{183,30 \cdot 1,06}{173,6} + \frac{278,80}{1846} + \frac{112,00}{1697} \\ &= 1,120 + 0,151 + 0,066 = 1,34 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

#### d) Beispiel einer Stützenberechnung in Tafelform.

Die im vorstehenden Beispiel a) angegebene Berechnung für einen Stützenszug ist in Tafel 7 nochmals durchgeführt. Die tafelmäßige Berechnung ist sehr übersichtlich und daher auch zuverlässiger. Außerdem wird durch die Benutzung dieser Tafeln, die als Formulare gedruckt oder vervielfältigt werden können, viel Zeit erspart, denn tatsächlich handelt es sich bei der Berechnung von Baustützen um nichts weiter als um die Berechnung von Druckstäben, die teilweise auch Biegemomente erhalten.

## E. Berechnung der Pendelstützen.

### Ea) Berechnung der vollwandigen Pendelstützen.

#### 1. Allgemeines.

Bei Pendelstützen soll ein Pendeln der Stütze in Richtung des wagerechten Kraftangriffs, also in Richtung der Binderebene, möglich sein. Eine Einspannung am Fuß oder Kopf muß aus diesem Grunde vermieden werden. Die Berechnung der Stütze erfolgt dann sinngemäß in gleicher Weise wie bei einem Träger auf zwei Stützen (vgl. Band I, 5. Aufl., 6. Abschnitt, Teil I, C).

Bei der Berechnung ist anzunehmen, daß das Auflager am Fundament fest und am Kopf beweglich ist. Es ergibt sich somit am Fundament ein lotrechter Auflagerdruck  $A_V$  und ein wagerechter Auflagerdruck  $A_H$ .

Am Kopf ist die Richtung der Auflagerkraft im allgemeinen wagerecht und wird mit  $B_H$  bezeichnet. Legt sich jedoch die Stütze gegen einen schrägliegenden Windträger, dann fällt natürlich die Richtung des Auflagerdruckes in die Ebene des Windträgers.

#### 2. Bestimmung der Auflager- und Normalkräfte sowie der Momente.

##### a) Bei Binderlast.

Die Auflagerkräfte ergeben sich aus der Binderberechnung (vgl. Band I, 5. Aufl., 5. Abschnitt, Teil I, C).

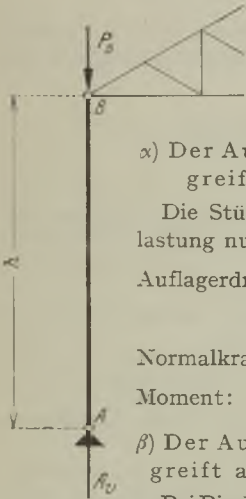


Abb. 115.

α) Der Auflagerdruck des Binders greift mittig an (Abb. 115).

Die Stützen erhalten bei dieser Belastung nur eine Normalkraft.

Auflagerdruck:  $A_V = P_B$ ;

$$A_H = B_H = 0.$$

Normalkraft:  $N = -P_B$ .

Moment:  $M = 0$ .

β) Der Auflagerdruck des Binders greift außermittig an (Abb. 116).

Bei Binderanschlüssen gemäß Abb. 272 greift der Auflagerdruck des Binders außermittig an. Die Stütze erhält daher außer der Normalkraft noch ein Biegemoment.

Auflagerdrücke:  $A_V = P_B$ ;

$$A_H = -B_H = \frac{P_B \cdot a}{h}.$$

Normalkraft:  $N = -P_B$ .

Momente:

Der Verlauf der Momente geht aus der Abb. 116 hervor.

Größtes Moment im Punkte C:

$$\min M_C = -P_B \cdot a.$$

Das Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{AC}$  im Abstand  $x$  von A:

$$M_x = -A_H \cdot x.$$

Das Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{CB}$  im Abstand  $x_1$  von B:

$$M_{x_1} = -P_B \cdot x_1.$$

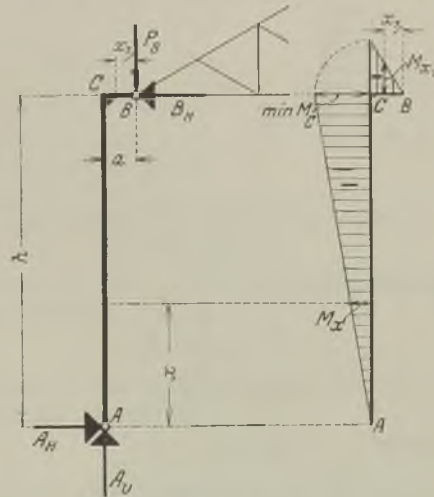


Abb. 116.

Hier ist beachtenswert, daß der außermittige Angriff des Binderauflagerdrucks in den meisten Fällen sehr günstig wirkt. Das negative Moment infolge des außermittigen Angriffs der Last  $P_B$  wirkt dem positiven Windmoment entgegen (vgl. Zahlenbeispiel Teil 5b).

##### b) Bei Windbelastung.

Der Winddruck kann auftreten gleichmäßig verteilt, als Einzellast und schließlich als beides zusammen. Die Belastungen ergeben sich aus der Berechnung der Fachwerkwände nach dem 1. Abschnitt, Teil I, C.

α) Wind gleichmäßig verteilt (Abb. 117).

Auflagerdrücke:  $A_V = 0$ ;

$$A_H = B_H = \frac{p \cdot h}{2}.$$

Normalkraft:  $N = 0$ .

Momente:

Größtes Moment in Stützenmitte:

$$\max M = \frac{p \cdot h^2}{8}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{AB}$  im Abstand  $x$  von A:

$$M_x = \frac{p \cdot x}{2} \cdot (h - x).$$

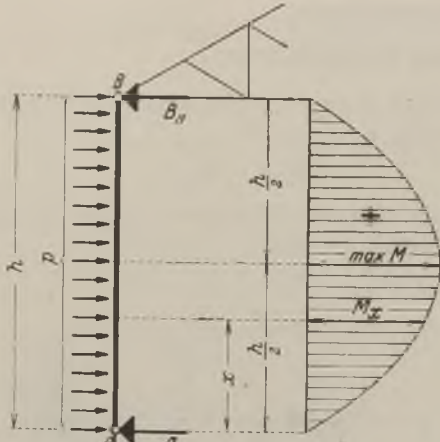


Abb. 117.

β) Wind als Einzellast (Abb. 118).

1) Eine Last.

Auflagerdrücke:  $A_V = 0;$

$$A_H = \frac{W \cdot b}{h};$$

$$B_H = \frac{W \cdot a}{h}.$$

Normalkraft:  $N = 0.$

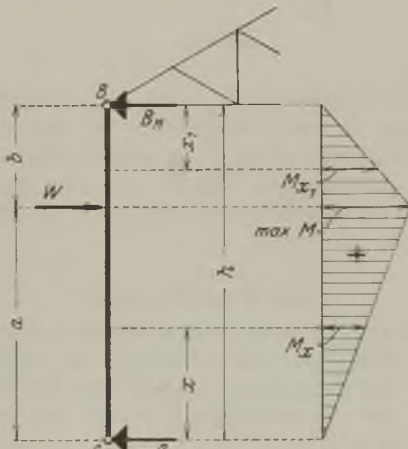


Abb. 118.

Momente:

Größtes Moment an der Angriffsstelle der Last W:

$$\max M = \frac{W \cdot a \cdot b}{h}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{AW}$  im Abstand  $x$  von A:

$$M_x = A_H \cdot x = \frac{W \cdot b \cdot x}{h}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{WB}$  im Abstand  $x_1$  von B:

$$M_{x_1} = B_H \cdot x_1 = \frac{W \cdot a \cdot x_1}{h}.$$

2) Mehrere Einzellasten (Abb. 119).

Auflagerdrücke:

$$A_V = 0;$$

$$A_H = (W_1 \cdot b_1 + W_2 \cdot b_2 + W_3 \cdot b_3 + \dots) \cdot \frac{1}{h};$$

$$B_H = (W_1 \cdot a_1 + W_2 \cdot a_2 + W_3 \cdot a_3 + \dots) \cdot \frac{1}{h}.$$

Normalkraft:  $N = 0.$

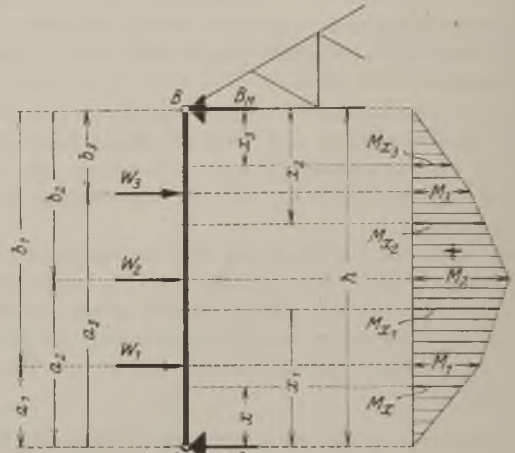


Abb. 119.

Momente:

Das größte Moment tritt an der Stelle auf, wo die Querkraft das Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird:

$$M_1 = A_H \cdot a_1;$$

$$M_2 = A_H \cdot a_2 - W_1(a_2 - a_1);$$

$$M_3 = B_H \cdot b_3.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{AW_1}$  im Abstände  $x$  von A:

$$M_x = A_H \cdot x.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{W_1W_2}$  im Abstände  $x_1$  von A:

$$M_{x_1} = A_H \cdot x_1 - W_1 \cdot (x_1 - a_1).$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{W_2B_H}$  im Abstände  $x_2$  von B:

$$M_{x_2} = B_H \cdot x_2 - W_3 \cdot (x_2 - b_3).$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{W_3B_H}$  im Abstände  $x_3$  von B:

$$M_{x_3} = B_H \cdot x_3.$$

γ) Wind tritt gleichmäßig verteilt und als Einzellasten auf (Abb. 120).

Auflagerdrücke:

$$A_V = 0;$$

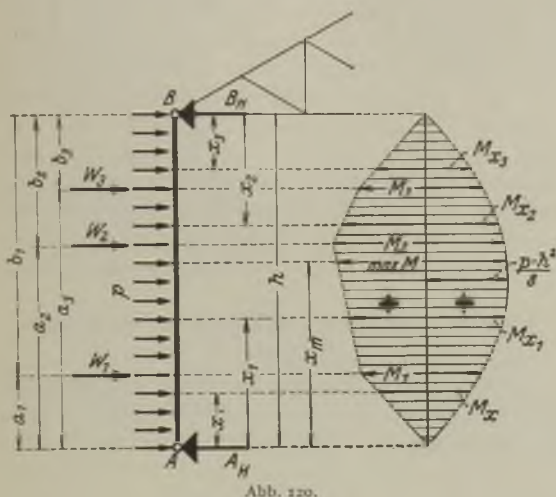
$$A_H = \frac{p \cdot h}{2} + (W_1 \cdot b_1 + W_2 \cdot b_2 + W_3 \cdot b_3 + \dots) \cdot \frac{1}{h};$$

$$B_H = \frac{p \cdot h}{2} + (W_1 \cdot a_1 + W_2 \cdot a_2 + W_3 \cdot a_3 + \dots) \cdot \frac{1}{h}.$$

Normalkraft:  $N = 0$ .

Momente:

Das größte Moment tritt an der Stelle auf, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt, oder gleich Null



wird. Wechselt z. B. die Querkraft zwischen  $W_1$  und  $W_2$  ihr Vorzeichen, dann ist der Abstand des gefährlichen Querschnitts vom Auflager  $A$ :

$$x_m = \frac{A_H - W_1}{p}$$

$$M_1 = A_H \cdot a_1 - \frac{p \cdot a_1^2}{2}$$

$$M_2 = A_H \cdot a_2 - W_1 \cdot (a_2 - a_1) - \frac{p \cdot a_2^2}{2}$$

$$M_3 = B_H \cdot b_3 - \frac{p \cdot b_3^2}{2}$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $AW_1$  im Abstand  $x$  von  $A$ :

$$M_x = A_H \cdot x - \frac{p \cdot x^2}{2}$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $W_1W_2$  im Abstand  $x_1$  von  $A$ :

$$M_{x_1} = A_H \cdot x_1 - W_1 \cdot (x_1 - a_1) - \frac{p \cdot x_1^2}{2}$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $W_2W_3$  im Abstand  $x_2$  von  $B$ :

$$M_{x_2} = B_H \cdot x_2 - W_3 \cdot (x_2 - b_3) - \frac{p \cdot x_2^2}{2}$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $W_3B_H$  im Abstände  $x_3$  von  $B$ :

$$M_{x_3} = B_H \cdot x_3 - \frac{p \cdot x_3^2}{2}$$

### c) Bei Kranlast (Abb. 121).

Bei Kranbelastung ergibt sich eine lotrechte Last infolge der Nutzlast und des Eigengewichtes des Krans, sowie eine horizontal gerichtete Last infolge des Kranseitenschubes. Die Horizontalkraft kann

nach beiden Richtungen wirken; jeweils die ungünstigste Wirkung ist anzunehmen. Die Belastung ergibt sich aus der Kranträgerberechnung (Band II, Kranlaufbahnen).

Die Strecke  $12$  gibt die Länge des Kranträgerkonsolanschlusses an.

### α) Lotrechte Belastung.

Auflagerdrücke:

$$A_V = P_K;$$

$$-A_H = B_H = \frac{P_K \cdot a}{h}$$

Normalkräfte:

$$\text{Strecke } \overline{A1}: N = -P_K;$$

$$\text{Strecke } \overline{2B}: N = 0;$$

Strecke  $12$ : von  $-P_K$  bis 0 abnehmend entsprechend dem Anschluß.

$$\text{Momente: } M_1 = -A_H \cdot a_1;$$

$$M_2 = B_H \cdot b_2.$$

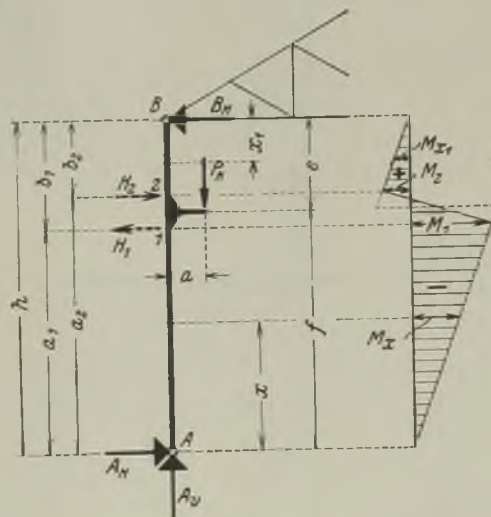
Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{A1}$  im Abstand  $x$  von  $A$ :

$$M_x = -A_H \cdot x.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\overline{2B}$  im Abstände  $x_1$  von  $B$ :

$$M_{x_1} = B_H \cdot x_1.$$

Ist  $f > e$ , dann ist das größte Moment:  $\min M_1$ ;  
ist  $e > f$ , dann ist das größte Moment:  $\max M_2$ .



### β) Belastung durch Kranseitenschub (Abb. 122).

Auflagerdrücke:  $A_V = 0$ ;

$$A_H = \pm \frac{H_S \cdot e}{h};$$

$$B_H = \pm \frac{H_S \cdot f}{h}.$$



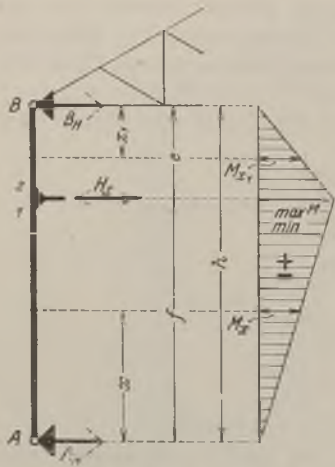


Abb. 122.

der Strecke  $\bar{2}B$  im Abstände  $x_1$  von B:

$$M_{x_1} = \pm B_H \cdot x_1.$$

Normalkraft:

$$N = 0.$$

Momente:

Größtes Moment am Kranträgerkonsolanschluß:

$$M_{\max/\min} = \pm \frac{H_1 \cdot e \cdot f}{h}$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $A1$  im Abstände  $x$  von A:

$$M_x = \pm A_H \cdot x.$$

Moment an einer beliebigen Stelle

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $\bar{1}2$  im Abstände  $x_1$  von B:

$$M_{x_1} = B_H \cdot x_1 - H_2 \cdot (x_1 - e_2).$$

Das größte Moment tritt da auf, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt oder gleich 0 wird. Es ist dies entweder an der Angriffstelle der Kraft  $H_1$  ( $M_1$  im Punkt 1) oder  $H_2$  ( $M_{2'}$  im Punkt 2').

In Abb. 123 sind die Momentenflächen infolge der Kräfte  $P_K$ ,  $H_1$  und  $H_2$  einzeln dargestellt. Die Wirkung der steifen Ecken auf die Momente am Anschluß der Konsole am Stiele ist punktiert eingezeichnet. Bei der Gesamtmomentenfläche ist der Einfachheit halber die Wirkung der steifen Ecken an den Punkten 1 und 2 überhaupt vernachlässigt.

e) Berechnung bei schrägliegender Windträger

(Abb. 124).

Legt sich die Pendelstütze an einen schrägliegenden Längswand-Windträger, so muß der wagerechte Auflagerdruck  $B_H$  in Richtung des Windträgers ( $B_H$ )

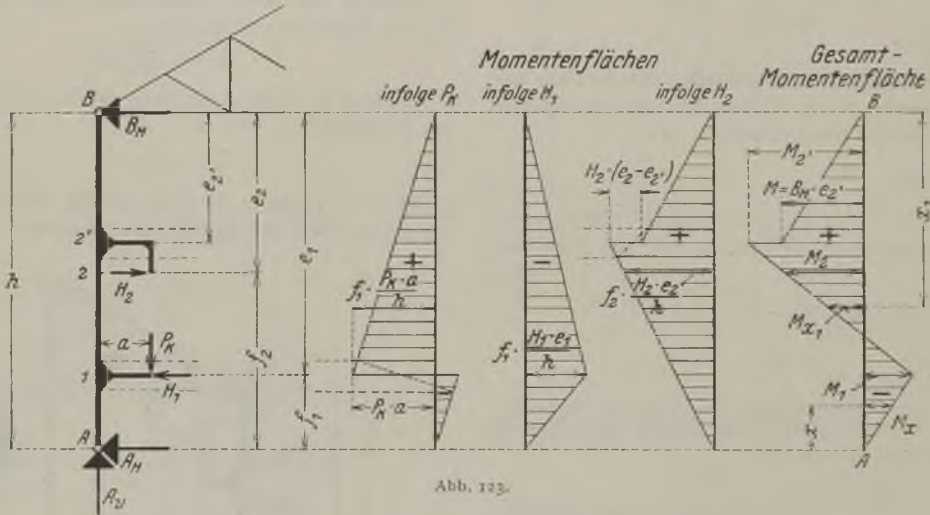


Abb. 123.

d) Bei Belastung durch Konsolkran

(Abb. 123).

Auflagerdrücke:

$$A_V = P_K,$$

$$A_H = (-P_K \cdot a - H_1 \cdot e_1 + H_2 \cdot e_2) \cdot \frac{1}{h};$$

$$B_H = (P_K \cdot a - H_1 \cdot f_1 + H_2 \cdot f_2) \cdot \frac{1}{h}.$$

Normalkräfte:

für die Strecke  $\bar{A}1$ :  $N = -P_K$ ;

für die Strecke  $\bar{1}B$ :  $N = 0$ .

Momente:

$$M_1 = -A_H \cdot f_1;$$

$$M_2 = B_H \cdot e_2;$$

$$M_{2'} = B_H \cdot e_{2'} + H_2 \cdot (e_2 - e_{2'}).$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke  $A1$  im Abstand  $x$  von A:

$$M_x = -A_H \cdot x;$$

und in Richtung der Stütze ( $B_V$ ) zerlegt werden. Ist der Auflagerdruck  $B_H$  positiv, dann kommt die Kraft  $B_V$  für die Stütze noch als Zusatzlast in Betracht.

Ist die Auflagerkraft  $B_H$  negativ, dann wirkt die Vertikalkomponente  $B_V$  auf die Stütze entlastend.

Bezeichnet  $\alpha$  die Neigung des Windträgers, dann ist

$$B_w = \frac{B_H}{\cos \alpha};$$

$$B_V = B_H \cdot \text{tg} \alpha.$$

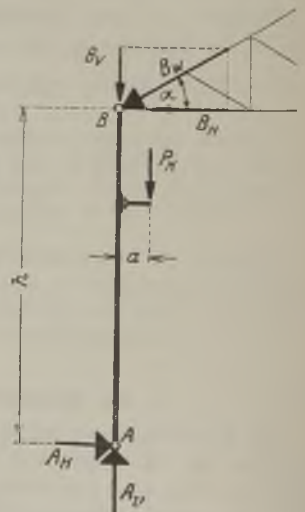


Abb. 124.

Bei dem Auflagerdruck  $A_V$  ist dann noch die Zusatzlast  $B_V$  zu berücksichtigen.

**3. Bestimmung der Querschnitte.**

Die Querschnittsermittlung erfolgt sinngemäß wie bei einem Druckstab mit seitlichem Kraftangriff, also in ähnlicher Weise wie bei den im Teil I, D besprochenen Geschoßbaustützen.

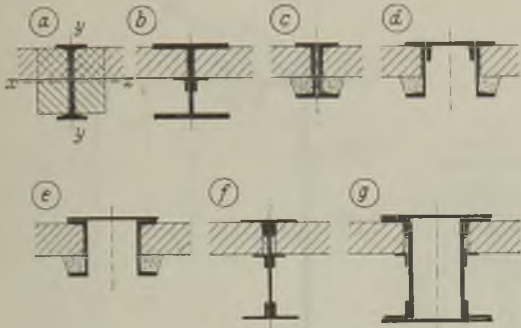


Abb. 125.

Sind alle Belastungsfälle durchgerechnet, so werden die Auflagerkräfte, Normalkräfte und Momente für die einzelnen Punkte zusammengestellt und daraus einmal die absolut größte Normalkraft  $N$  mit dem dazugehörigen Moment, und das andere Mal das absolut größte Moment mit der dazugehörigen Normalkraft bestimmt.

Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist stets derjenige Fall, der die größte Beanspruchung ergibt.

Einige Querschnittsformen zeigen die Abb. 125.

Für die Knicklänge in der  $x$ -Achse ist die Höhe  $h$ , für die Knicklänge in der  $y$ -Achse sind die Entfernungen der Fachwerkkriegel bzw. der Kranträger anzunehmen. Keinesfalls darf bei einer  $1/2$  Stein starken Fachwerkwand die Ausmauerung als Knickhaltung angenommen werden. Es sind also die  $\omega$ -Werte für  $\lambda_x$  und  $\lambda_y$  zu bestimmen, und der Größte in die Formel

$$\sigma = \frac{N \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W}$$

einzusetzen (vgl. Teil I, B des ersten Abschnittes).

**4. Bestimmung der Fußplatte.**

Die Bestimmung der Fußplatte erfolgt nach Teil I, D, 2e bzw. nach Teil II, A, 1.

**5. Fünf Zahlenbeispiele.**

**a) Erstes Beispiel.**

Die Pendelstütze nach Abb. 126 ist zu berechnen; alle Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor. Die Stütze ist belastet durch den Bindauflegerdruck und den gleichmäßig verteilten Winddruck. Der ungünstigste Belastungsfall ist Dach-

vollast und Wind. Da die Stütze durch Längsriegel nicht gehalten ist, so ist die Knicklänge für die  $x$ - und  $y$ -Achse gleich der Stützhöhe.

Auflagerdrücke:  
 $A_V = P_B = \dots = 6,9 \text{ t};$

$$A_H = B_H = \frac{p \cdot h}{2} = \frac{0,55 \cdot 4,3}{2} = 1,18 \text{ t}.$$

Normalkräfte:  
 $N = -P_B = \dots = -6,9 \text{ t}.$

Momente:  
 $\max M = \frac{p \cdot h^2}{8} = \frac{0,55 \cdot 4,3^2}{8} = 1,275 \text{ mt} = 127,5 \text{ cmt}.$

Vorhandener Querschnitt:  
 2 [ 16 mit 14 mm Abstand;  
 $F = 48,0 \text{ cm}^2; W_x = 232 \text{ cm}^3;$   
 $i_y = 3,16 \text{ cm};$   
 $\lambda = \frac{430}{3,16} = 136; \omega = 4,38.$

Vorhandene Beanspruchung:  
 $\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{6,9 \cdot 4,38}{48,0} + \frac{127,5}{232} = 0,63 + 0,55 = 1,18 \text{ t/cm}^2.$

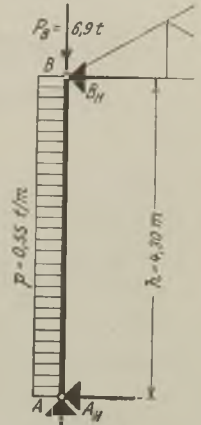


Abb. 126.

**b) Zweites Beispiel.**

**α) Allgemeines.**

Nach Abb. 127 ist die zu berechnende Stütze belastet durch die außermittig angreifende Binderlast und den gleichmäßig verteilten Winddruck. Da von vornherein nicht eindeutig zu erkennen ist, welche Zusammenstellung von Belastungen die ungünstigste Wirkung hat, müssen drei Fälle untersucht werden:

- größter Bindauflegerdruck ohne Wind,
- größter Bindauflegerdruck mit Wind, und
- kleinster Bindauflegerdruck mit Wind.

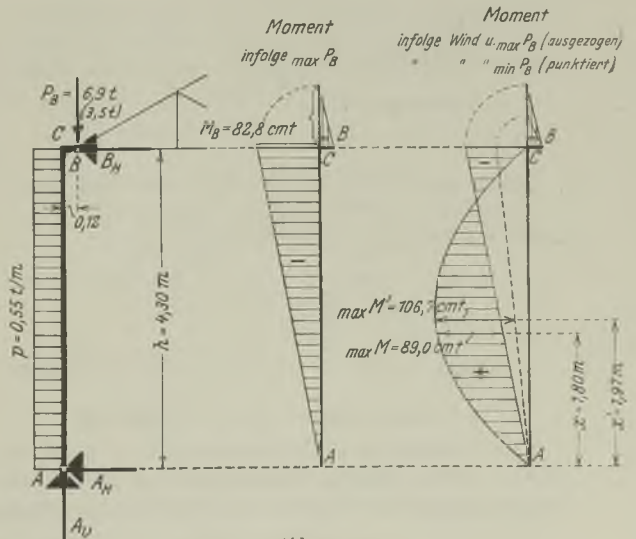


Abb. 127.

Vorhandener Querschnitt:

2 [ I 14 mit 14 mm Abstand;

$$F = 40,8 \text{ cm}^2; \quad W_x = 172,8 \text{ cm}^3; \quad i_y = 3,01 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{430}{3,01} = 143; \quad \omega = 4,84.$$

$\beta$ ) Untersuchung der verschiedenen Belastungsfälle.

Fall 1:  $\max P_B$ , ohne  $p$ .

$$\begin{aligned} A_V &= \dots \dots \dots = 6,9 \text{ t}; \\ A_H &= -\frac{6,9 \cdot 0,12}{4,3} \dots \dots \dots = -0,19 \text{ t}; \\ B_H &= \frac{6,9 \cdot 0,12}{4,3} \dots \dots \dots = 0,19 \text{ t}; \\ N &= \dots \dots \dots = -6,9 \text{ t}; \\ M_B &= 6,9 \cdot 12,0 \dots \dots \dots = 82,8 \text{ cmt}; \\ \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{6,9 \cdot 4,84}{40,8} + \frac{82,8}{172,8} = 0,82 + 0,48 = 1,30 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

Fall 2:  $\max P_B$  und  $p$ .

$$\begin{aligned} A_V &= \dots \dots \dots = 6,9 \text{ t}; \\ A_H &= \frac{0,55 \cdot 4,3}{2} - \frac{6,9 \cdot 0,12}{4,3} = 1,18 - 0,19 = 0,99 \text{ t}; \\ B_H &= \frac{0,55 \cdot 4,3}{2} + \frac{6,9 \cdot 0,12}{4,3} = 1,18 + 0,19 = 1,37 \text{ t}; \\ N &= \dots \dots \dots = 6,90 \text{ t}. \end{aligned}$$

Im Abstand  $x$  von  $A = \frac{0,99}{0,55} = 1,8 \text{ m}$  ist die Querkraft Null und daher an diesem Querschnitt das größte Moment:

$$\begin{aligned} \max M &= 0,99 \cdot 1,80 - 0,55 \cdot 1,80 \cdot \frac{1,80}{2} \\ &= 178,0 - 89,0 \dots \dots \dots = 89,0 \text{ cmt}; \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{6,9 \cdot 4,84}{40,8} + \frac{89,0}{172,8} = 0,82 + 0,52 = 1,34 \text{ t/cm}^2.$$

Fall 3:  $\min P_B$  und  $p$ .

$$\begin{aligned} A_V &= \dots \dots \dots = 3,5 \text{ t}; \\ A_H &= \frac{0,55 \cdot 4,3}{2} - \frac{3,5 \cdot 0,12}{4,3} \\ &= 1,18 - 0,10 \dots \dots \dots = 1,08 \text{ t}; \\ B_H &= \frac{0,55 \cdot 4,3}{2} + \frac{3,5 \cdot 0,12}{4,3} \\ &= 1,18 + 0,10 \dots \dots \dots = 1,28 \text{ t}; \\ N &= \dots \dots \dots = -3,5 \text{ t}; \\ x' \text{ von } A \text{ aus} &= \frac{-1,08}{0,55} \dots \dots \dots = 1,97 \text{ m}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max M' &= 1,08 \cdot 1,97 - 0,55 \cdot 1,97 \cdot \frac{1,97}{2} \\ &= 213,4 - 106,7 \dots \dots \dots = 106,7 \text{ cmt}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{3,5 \cdot 4,84}{40,8} + \frac{106,7}{172,8} \\ &= 0,42 + 0,62 \dots \dots \dots = 1,04 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

$\gamma$ ) Ungünstigster Belastungsfall.

Nach vorstehenden Untersuchungen ist somit der Fall 2, größter Binderauflagerdruck mit Wind, der ungünstigste Belastungsfall; die größte Beanspruchung

$$\sigma_{\text{max}} = 1,34 \text{ t/cm}^2.$$

c) Drittes Beispiel.

Die in diesem Beispiel zu berechnende Stütze ist in Abb. 128 dargestellt; sie ist belastet durch den Binderauflagerdruck und vier Windeinzellasten. Die Pendelstütze lagert sich oben gegen einen schräg liegenden Windträger. Die Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor. Der ungünstigste Belastungsfall ist Dachvollast und Wind.

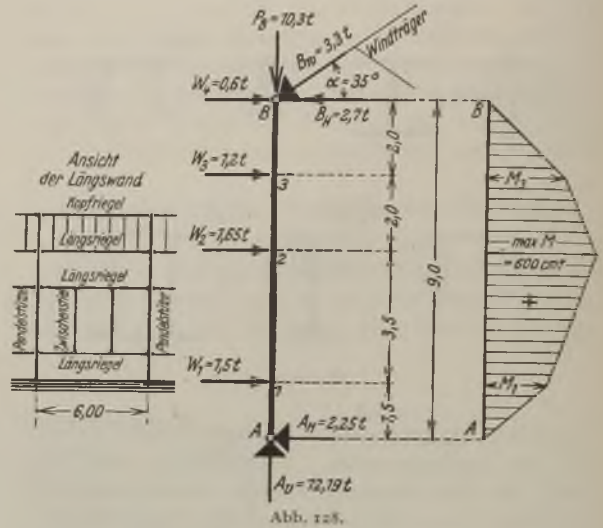


Abb. 128.

Auflagerdrücke:

$$\begin{aligned} A_H &= \frac{1,5 \cdot (3,5 + 2 \cdot 2,0) + 1,65 \cdot 2 \cdot 2,0 + 1,2 \cdot 2,0}{9,0} \\ &= \dots \dots \dots = 2,25 \text{ t}; \end{aligned}$$

$$B_H = 1,5 + 1,65 + 1,2 + 0,6 - 2,25 = 2,70 \text{ t};$$

$$B_W = \frac{B_H}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{0,819} \dots \dots \dots = 3,30 \text{ t};$$

$$A_V = P_B + B_H \cdot \text{tg} \alpha = 10,30 + 2,70 \cdot 0,700 = 12,19 \text{ t}.$$

Normalkräfte:

$$N = -A_V \dots \dots \dots = -12,19 \text{ t}.$$

Momente:

$\max M$  in Punkt 2, wo die Querkraft das Vorzeichen wechselt

$$= 2,25 \cdot (1,50 + 3,50) - 1,50 \cdot 3,50 = 600,0 \text{ cmt}.$$

Vorhandener Querschnitt:

1 I 34 mit  $F = 86,8 \text{ cm}^2$ ;  $W_x = 923 \text{ cm}^3$ ;

$$i_x = 13,5 \text{ cm}; \quad i_y = 2,79 \text{ cm};$$

$$\lambda_x = \frac{900}{13,5} = 67; \quad \omega = 1,35;$$

$$\lambda_y = \frac{350}{2,79} = 126; \quad \omega = 3,76.$$

Vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{12,19 \cdot 3,76}{86,8} + \frac{600,0}{923} = 0,53 + 0,65 = 1,18 \text{ t/cm}^2.$$

d) Viertes Beispiel.

a) Allgemeines.

Die zu berechnende Stütze ist nach Abb. 129 belastet durch Binderauflast, Wind als gleichmäßig verteilte Streckenlast und Einzellasten, Kranlast und

Kranseitenschub. Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

**β) Auflagerdrücke**

infolge Bindervollast:  
 $A_V \dots \dots \dots = 7,5 \text{ t};$   
 $A_H = B_H \dots \dots \dots = 0;$

infolge Wind:  
 $A_V \dots \dots \dots = 0;$   
 $A_H = \frac{1,28 \cdot 2,0 + 0,30 \cdot 4,50 \cdot (2,0 + \frac{1}{2} \cdot 4,5)}{6,5} = 1,28 \text{ t};$   
 $B_H = 1,28 + 0,30 \cdot 4,5 + 0,60 - 1,28 = 1,95 \text{ t};$

infolge Kranlast:  
 $A_V \dots \dots \dots = 9,8 \text{ t};$   
 $A_H = -\frac{9,8 \cdot 0,4}{6,5} \dots \dots \dots = -0,60 \text{ t};$

**δ) Momente**

infolge Bindervollast:  
 $M \dots \dots \dots = 0;$

infolge Wind:  
 Die Querkraft wechselt ihr Vorzeichen im Abstand  $x$  vom Auflager  $A$   
 $x = \frac{A_H}{p} = \frac{1,28}{0,30} = 4,27 \text{ m};$   
 $\max M = \frac{A_H^2}{2 \cdot p} = \frac{1,28^2}{2 \cdot 0,3} = 2,73 \text{ mt} \dots = 273,0 \text{ cmt};$   
 $M_I = (1,95 - 0,60) \cdot 200 \dots \dots = 270,0 \text{ cmt};$

infolge Kranlast:  
 $\max M_I = 0,60 \cdot 200 \dots \dots = 120,0 \text{ cmt};$   
 $\min M_I = 0,60 \cdot 450 \dots \dots = -270,0 \text{ cmt};$

infolge Kranseitenschub:  
 $\max \min M_I = 0,11 \cdot 450 \dots \dots = \pm 49,5 \text{ cm}.$

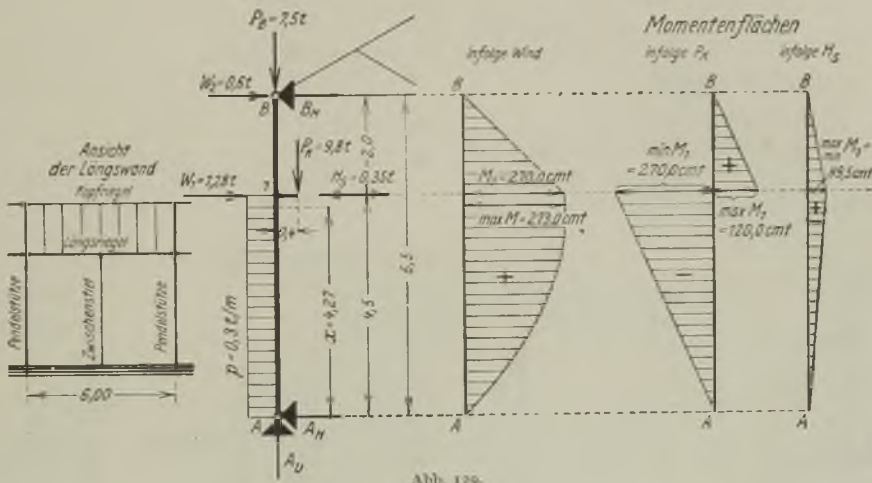


Abb. 129.

$B_H = \frac{9,8 \cdot 0,4}{6,5} \dots \dots \dots = 0,60 \text{ t}.$

infolge Kranseitenschub:  
 $A_V \dots \dots \dots = 0;$   
 $A_H = \pm \frac{0,35 \cdot 2,0}{6,5} \dots \dots \dots = \pm 0,11 \text{ t};$   
 $B_H = \pm \frac{0,35 \cdot 4,5}{6,5} \dots \dots \dots = \pm 0,24 \text{ t}.$

**γ) Normalkräfte**

infolge Bindervollast:  
 Strecke  $A$  bis  $B$ :  $N \dots \dots \dots = -7,5 \text{ t};$

infolge Wind:  
 Strecke  $A$  bis  $B$ :  $N \dots \dots \dots = 0;$

infolge Kranlast:  
 Strecke  $A$  bis  $I$ :  $N \dots \dots \dots = -9,8 \text{ t};$   
 Strecke  $I$  bis  $B$ :  $N \dots \dots \dots = 0;$

infolge Kranseitenschub:  
 Strecke  $A$  bis  $B$ :  $N \dots \dots \dots = 0.$

**Gesamtmomente:**

Bei Betrachtung der einzelnen Momentenflächen ist sofort zu ersehen, daß das absolut größte Gesamtmoment im Punkte  $I$  bei Bindervollast, Wind, Kranlast und Kranseitenschub entsteht:

$\max M = 270,0 + 120,0 + 49,5 = 439,5 \text{ cmt}.$

**ε) Vorhandener Querschnitt.**

$I \text{ I P } 18 \text{ mit } F = 65,8 \text{ cm}^2; \quad W_x = 426 \text{ cm}^3;$   
 $i_x = 7,63 \text{ cm}; \quad i_y = 4,55 \text{ cm};$   
 $\lambda_x = \frac{650}{7,63} = 85; \quad \omega = 1,74;$   
 $\lambda_{y1} = \frac{450}{4,55} = 99; \quad \omega = 2,31;$   
 $\lambda_{y2} = \frac{200}{4,55} = 44; \quad \omega = 1,13.$

**ζ) Vorhandene Beanspruchung.**

Es läßt sich nicht sofort sagen, bei welchem Belastungsfall die absolut größte Beanspruchung eintritt;

deshalb werden zwei Fälle untersucht: größtes negatives Moment mit dazugehöriger Normalkraft und größtes positives Moment mit dazugehöriger Normalkraft.

Fall 1: Größtes negatives Moment (unmittelbar unter Punkt 1).

$$N = -7,5 - 9,8 \dots = -17,3 \text{ t};$$

$$\omega \dots = 2,31;$$

$$M = -270,0 - 49,5 \dots = -319,5 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{N \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{17,3 \cdot 2,31}{65,8} + \frac{319,5}{426}$$

$$= 0,61 + 0,75 \dots = 1,36 \text{ t/cm}^2.$$

Fall 2: Größtes positives Moment (unmittelbar über Punkt 1).

$$N \dots = 7,5 \text{ t};$$

$$\omega \dots = 1,74;$$

$$M = +270,0 + 120,0 + 49,5 \dots = 439,5 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{N \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{7,5 \cdot 1,74}{65,8} + \frac{439,5}{426}$$

$$= 0,20 + 1,03 \dots = 1,23 \text{ t/cm}^2.$$

e) Fünftes Beispiel.

α) Allgemeines.

Die in Abb. 130 dargestellte Stütze soll nachstehend berechnet werden. Die Stütze hat den Binder- auflagerdruck, zwei Kranlaufbahnen und einen Konsol-

infolge Kranlast  $\max P_{K1}$ :

$$A_V \dots = 19,8 \text{ t};$$

$$A_H = -\frac{19,8 \cdot 0,55}{11,8} \dots = -0,92 \text{ t};$$

$$B_H = \frac{19,8 \cdot 0,55}{11,8} \dots = 0,92 \text{ t};$$

infolge Kranlast  $\min P_{K1}$ :

$$A_V \dots = 9,4 \text{ t};$$

$$A_H = -\frac{9,4 \cdot 0,55}{11,8} \dots = -0,44 \text{ t};$$

$$B_H = \frac{9,4 \cdot 0,55}{11,8} \dots = 0,44 \text{ t};$$

infolge Kranlast  $\max P_{K2}$ :

$$A_V \dots = 11,0 \text{ t};$$

$$A_H = \frac{11,0 \cdot 0,45}{11,8} \dots = 0,42 \text{ t};$$

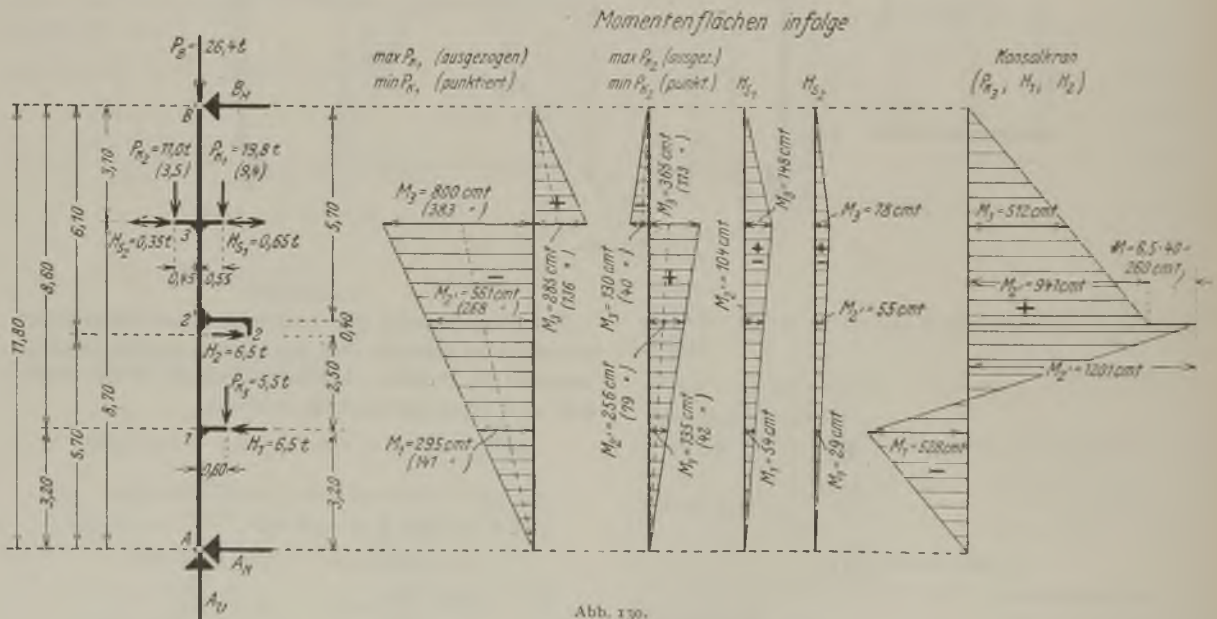
$$B_H = -\frac{11,0 \cdot 0,45}{11,8} \dots = -0,42 \text{ t};$$

infolge Kranlast  $\min P_{K2}$ :

$$A_V \dots = 3,5 \text{ t};$$

$$A_H = \frac{3,5 \cdot 0,45}{11,8} \dots = 0,13 \text{ t};$$

$$B_H = -\frac{3,5 \cdot 0,45}{11,8} \dots = -0,13 \text{ t};$$



kran aufzunehmen. Die Lasten und Abmessungen sind aus der Abbildung ersichtlich.

β) Auflagerdrücke

infolge Bindervollast:

$$A_V \dots = 26,4 \text{ t};$$

$$A_H = B_H \dots = 0;$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S1}$ :

$$A_V \dots = 0;$$

$$A_H = \pm \frac{0,65 \cdot 3,1}{11,8} \dots = \pm 0,17 \text{ t};$$

$$B_H = \pm \frac{0,65 \cdot 8,7}{11,8} \dots = \pm 0,48 \text{ t};$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S_2}$ :

$$A_V = 0;$$

$$A_H = \pm \frac{0,35 \cdot 3,5}{11,8} = \pm 0,09 \text{ t};$$

$$B_H = \pm \frac{0,35 \cdot 8,7}{11,8} = \pm 0,26 \text{ t};$$

infolge Konsolkran:

$$A_V = 5,5 \text{ t};$$

$$A_H = (-5,5 \cdot 0,6 - 6,5 \cdot 8,6 + 6,5 \cdot 6,1) \cdot \frac{1}{11,8} = -1,65 \text{ t};$$

$$B_H = (5,5 \cdot 0,6 - 6,5 \cdot 3,2 + 6,5 \cdot 5,7) \cdot \frac{1}{11,8} = 1,65 \text{ t}.$$

γ) Normalkräfte

infolge Bindervollast:

$$\text{Strecke A bis B: } N = -26,4 \text{ t};$$

infolge Kranlast  $\max P_{K_1}$ :

$$\text{Strecke A bis 3: } N = -19,8 \text{ t};$$

$$\text{Strecke 3 bis B: } N = 0;$$

infolge Kranlast  $\min P_{K_1}$ :

$$\text{Strecke A bis 3: } N = -9,4 \text{ t};$$

$$\text{Strecke 3 bis B: } N = 0;$$

infolge Kranlast  $\max P_{K_2}$ :

$$\text{Strecke A bis 3: } N = -11,0 \text{ t};$$

$$\text{Strecke 3 bis B: } N = 0;$$

infolge Kranlast  $\min P_{K_2}$ :

$$\text{Strecke A bis 3: } N = -3,5 \text{ t};$$

$$\text{Strecke 3 bis B: } N = 0;$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S_1}$ :

$$\text{Strecke A bis B: } N = 0;$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S_2}$ :

$$\text{Strecke A bis B: } N = 0.$$

infolge Konsolkran:

$$\text{Strecke A bis 1: } N = -5,5 \text{ t};$$

$$\text{Strecke 1 bis B: } N = 0.$$

δ) Momente.

infolge Bindervollast:

$$M = 0;$$

infolge Kranlast  $\max P_{K_1}$ :

$$M_1 = -0,92 \cdot 320 = -295 \text{ cmt};$$

$$M_3 = -0,92 \cdot 610 = -561 \text{ cmt};$$

$$\max M_2 = 0,92 \cdot 310 = 285 \text{ cmt};$$

$$\min M_3 = -0,92 \cdot 870 = -800 \text{ cmt};$$

infolge Kranlast  $\min P_{K_1}$ :

$$M_1 = -0,44 \cdot 320 = -141 \text{ cmt};$$

$$M_2 = -0,44 \cdot 610 = -268 \text{ cmt};$$

$$\max M_3 = 0,44 \cdot 310 = 136 \text{ cmt};$$

$$\min M_3 = -0,44 \cdot 870 = -383 \text{ cmt};$$

infolge Kranlast  $\max P_{K_2}$ :

$$M_1 = 0,42 \cdot 320 = 135 \text{ cmt};$$

$$M_2 = 0,42 \cdot 610 = 256 \text{ cmt};$$

$$\max M_3 = 0,42 \cdot 870 = 365 \text{ cmt};$$

$$\min M_3 = -0,42 \cdot 310 = -130 \text{ cmt};$$

infolge Kranlast  $\min P_{K_2}$ :

$$M_1 = 0,13 \cdot 320 = 42 \text{ cmt};$$

$$M_2 = 0,13 \cdot 610 = 79 \text{ cmt};$$

$$\max M_3 = 0,13 \cdot 870 = 113 \text{ cmt};$$

$$\min M_3 = 0,13 \cdot 310 = -40 \text{ cmt};$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S_1}$ :

$$M_1 = \pm 0,17 \cdot 320 = \pm 54 \text{ cmt};$$

$$M_2 = \pm 0,17 \cdot 610 = \pm 104 \text{ cmt};$$

$$M_3 = \pm 0,17 \cdot 870 = \pm 148 \text{ cmt};$$

infolge Kranseitenschub  $H_{S_2}$ :

$$M_1 = \pm 0,09 \cdot 320 = \pm 29 \text{ cmt};$$

$$M_2 = \pm 0,09 \cdot 610 = \pm 55 \text{ cmt};$$

$$M_3 = \pm 0,09 \cdot 870 = \pm 78 \text{ cmt};$$

infolge Konsolkran:

$$M_1 = -1,65 \cdot 320 = -528 \text{ cmt};$$

$$M_2 = 1,65 \cdot 570 + 6,5 \cdot 40,0 = 1201 \text{ cmt};$$

$$M_3 = 1,65 \cdot 310 = 512 \text{ cmt}.$$

ε) Vorhandener Querschnitt.

1 I P 30 mit  $F = 154 \text{ cm}^2$ ;  $W_x = 1717 \text{ cm}^3$ ;

$$i_x = 12,9 \text{ cm}; \quad i_y = 7,65 \text{ cm};$$

$$\lambda_x = \frac{11,80}{12,9} = 92; \quad \omega = 1,98.$$

für Strecke A bis 1:  $\lambda_y = \frac{320}{7,65} = 42$ ;

$$\omega = 1,11;$$

für Strecke 1 bis 3:  $\lambda_y = \frac{550}{7,65} = 73$ ;

$$\omega = 1,45;$$

für Strecke 3 bis B:  $\lambda_y = \frac{310}{7,65} = 41$ ;

$$\omega = 1,10.$$

ζ) Vorhandene Beanspruchung.

1) Strecke A bis 1:

Belastung infolge  $\max P_B$ ,  $\max P_{K_1}$ ,  $\max P_{K_2}$ ,  $H_{S_1}$ ,  $H_{S_2}$  und Konsolkran ( $P_{K_3}$ ,  $H_1$  und  $H_2$ ):

$$N = -26,4 - 19,8 - 11,0 - 5,5 = -62,7 \text{ t};$$

$$M_1 = -295 + 135 - 54 - 29 - 528 = -771 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{62,7 \cdot 1,98}{154,0} + \frac{771}{1717} = 0,806 + 0,449 = 1,26 \text{ t/cm}^2.$$

Belastung infolge  $\max P_B$ ,  $\max P_{K_1}$ ,  $H_{S_1}$  und Konsolkran:

$$N = -26,4 - 19,8 - 5,5 = -51,7 \text{ t};$$

$$M_1 = -295 - 54 - 528 = -877 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{51,7 \cdot 1,98}{154,0} + \frac{877}{1717} = 0,664 + 0,511 = 1,175 \text{ t/cm}^2.$$

2) Strecke 1 bis B.

Belastung infolge  $\max P_B, \max P_{K_1}, \max P_{K_2}, H_{S_1}$  und  $H_{S_2}$  (untersucht unmittelbar unter Punkt 3):

$$N = -26,4 - 19,8 - 11,0 \dots = -57,2 \text{ t};$$

$$M = -800 + 365 - 148 - 78 \dots = -661 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{57,2 \cdot 1,98}{154,0} + \frac{661}{1717}$$

$$= 0,735 + 0,385 \dots = 1,12 \text{ t/cm}^2.$$

Belastung infolge  $\max P_B, \max P_{K_1}, H_{S_2}$  und Konsolkran (untersucht im Punkt 2'):

$$N = -26,4 - 11,0 \dots = -37,4 \text{ t};$$

$$M = 256 + 55 + 1201 \dots = 1512 \text{ cmt};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{37,4 \cdot 1,98}{154,0} + \frac{1512}{1717}$$

$$= 0,482 + 0,880 \dots = 1,36 \text{ t/cm}.$$

Die größte Beanspruchung entsteht demnach im Punkt 2' bei Wirkung der Dachvollast  $P_B$ , der Kranlast  $P_{K_2}$ , des Kranseitenschubes  $H_{S_2}$  sowie des Konsolkrans ( $P_{K_1}, H_1$  und  $H_2$ ); die Kranlast  $P_{K_1}$  ist ganz und gar außer Betracht gelassen, da zuzüglich deren Wirkung die Beanspruchung günstiger wird.

**f) Betrachtung zu den Beispielen.**

Bemerkenswert ist, daß bei keinem der fünf Beispiele die im ersten Abschnitt Teil I, B angegebenen Berechnungserleichterungen eine Querschnittsverminderung bringen.

Nachstehend soll daraufhin das 4. Beispiel untersucht werden. Anstelle des auf Grund der Bestimmungen

vom 25. Februar 1925 berechneten Querschnitts I P 18 soll nachstehend mit den nichtamtlichen, aber bereits jetzt innerhalb des statischen Büros der Baupolizei gültigen Berechnungserleichterungen der nächst geringere Querschnitt I P 16 untersucht werden: Vorhanden  $F = 58,4 \text{ cm}^2; W_x = 329 \text{ cm}^3;$

$$i_x = 6,72 \text{ cm};$$

$$\lambda_x = \frac{650}{6,72} = 97; \omega = 2,22.$$

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt 1; da an dieser Stelle die Stütze gegen Ausknicken nach der  $y$ -Achse hin gehalten ist, wird gemäß Teil I, B des ersten Abschnitts  $\omega = 1$ . Es braucht somit nur der gemäß der Erleichterung verringerte  $\omega$ -Wert der  $x$ -Achse bestimmt werden. Nach dem zweiten Abschnitt Teil II, A, 4, a wird

$$\omega'_1 = \omega \cdot \eta_P - \eta_P + 1$$

Parabelhöhe im Punkte 1

$$\eta_P = \frac{4 \cdot 1,0 \cdot 4,5 \cdot 2,0}{6,5^2} = 0,85;$$

$$\omega' = 2,22 \cdot 0,85 - 0,85 + 1 = 2,04;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P \cdot \omega'}{F} + \frac{M}{W}$$

$$= \frac{17,3 \cdot 2,04}{58,4} + \frac{319,5}{329} = 0,61 + 0,97 = 1,58 \text{ t/cm}^2.$$

Nach Teil I, B des ersten Abschnitts ist aber nur zulässig

$$\sigma_{\text{zul}} = 1600 - \frac{1}{7} \sigma_d = 1600 - \frac{1}{7} \cdot 0,61 = 1,51 \text{ t/cm}^2.$$

Eine Querschnittsverminderung ist also trotz der beiden Berechnungserleichterungen nicht möglich.

## Eb) Berechnung der fachwerkartigen Pendelstützen.

### 1. Allgemeine Berechnung.

Die Berechnung der Fachwerkstützen kann kurzgefaßt werden. Die Bestimmung der Auflagerkräfte und der Stabkräfte (rechnerisch und zeichnerisch) bietet nichts Neues. Alles ergibt sich nach Band I, 5. Auflage, Fünfter Abschnitt, Teil I, C.

Die Auflagerdrücke werden am praktischsten rechnerisch, die Stabkräfte je nach dem vorhandenen Netz zeichnerisch oder rechnerisch ermittelt.

Bei fachwerkartigen Pendelstützen mit Kranträgeranschlüssen handelt es sich meistens um unvollständige Netze. Der obere Teil der Stütze über dem Kranträger ist in dem unteren fachwerkartigen Teil eingespannt. Die Berechnung derartiger unvollständiger Fachwerke ist im Band I, 5. Auflage, 7. Abschnitt, Teil H gegeben.

Nachstehend sind zwei Berechnungsbeispiele gegeben.

### 2. Zwei Zahlenbeispiele.

#### a) Erstes Beispiel.

##### α) Allgemeines.

Die in Abb. 131 dargestellte Stütze wird nachstehend berechnet. Die Stütze hat außer der Dachlast den auf die Längswand gerichteten Winddruck sowie 2 Kranlaufbahnen aufzunehmen. Die Belastungen und Abmessungen sind aus der Abbildung ersichtlich. Der Auflagerpunkt *A* ist unter dem Innenstiel angeordnet. Es wird damit erreicht, daß die großen Kranträgerauflagerdrücke unmittelbar durch den Innenstiel in das Auflager geleitet werden.

Die Auflagerdrücke werden rechnerisch und die Stabkräfte zeichnerisch ermittelt. Die Untersuchung ist für die verschiedenen Belastungsfälle vollkommen getrennt durchgeführt. Für jeden Belastungsfall ist in der Abbildung neben dem dazugehörigen Kräfteplan nochmals das Netz in kleinerem Maßstabe gezeichnet mit den jeweilig auftretenden Belastungen und Auflagerdrücken.

Wie aus dem Netz zu ersehen ist, konnte der Stab 14a infolge des Durchgangsprofils des Krans nicht in den Netzpunkt geführt werden. Damit die Kräftepläne überall durchgeführt werden konnten, sind die in dem Netze punktiert angegebenen Hilfsstäbe 14', 14'b und 25' angenommen worden. Nach fertiger Aufzeichnung der Kräftepläne ist dann die Berichtigung vorgenommen worden. Der Stab 17 erhält dadurch, wie bei allen Belastungsfällen dargestellt, ein Biegemoment.

#### β) Auflagerdrücke.

##### 1) Infolge Dachlast:

für  $\min P_D = 8,9 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 15,5 \text{ t}$$

$$A_H = \frac{15,5 \cdot 0,95}{11,2} \dots \dots \dots = 1,32 \text{ t}$$

$$B_H = -\frac{15,5 \cdot 0,95}{11,2} \dots \dots \dots = -1,32 \text{ t}$$

für  $\min P_D = 8,9 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 8,9 \text{ t}$$

$$A_H = \frac{8,9 \cdot 0,95}{11,2} \dots \dots \dots = 0,76 \text{ t}$$

$$B_H = -\frac{1,32 \cdot 0,95}{12,2} \dots \dots \dots = -0,76 \text{ t}$$

##### 2) Infolge Wind:

für  $W_1 = 1,82 \text{ t}$ ;  $W_2 = 2,10 \text{ t}$ ;  $W_3 = 2,10 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 0;$$

$$A_H = (1,82 \cdot 2,2 + 2,10 \cdot 5,2 + 2,10 \cdot 8,2) \cdot \frac{1}{11,2} = 2,86 \text{ t}$$

$$B_H = (2,10 \cdot 3,0 + 2,10 \cdot 6,0 + 1,82 \cdot 9,0) \cdot \frac{1}{11,2} = 3,16 \text{ t}$$

##### 3) Infolge des oberen Krans:

für  $\max P_{K_1} = 28,5 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 28,5 \text{ t}$$

$$A_H = B_H \dots \dots \dots = 0;$$

für Seitenschub  $H_{S_1} = 1,48 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 0;$$

$$A_H = \pm \frac{1,48 \cdot 2,2}{11,2} \dots \dots \dots = \pm 0,29 \text{ t}$$

$$B_H = \pm \frac{1,48 \cdot 9,0}{11,2} \dots \dots \dots = \pm 1,19 \text{ t}$$

##### 4) Infolge des unteren Krans:

für  $\max P_{K_2} = 17,8 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 17,8 \text{ t}$$

$$A_H = -\frac{17,8 \cdot 0,4}{11,2} \dots \dots \dots = -0,64 \text{ t}$$

$$B_H = \frac{17,8 \cdot 0,4}{11,2} \dots \dots \dots = 0,64 \text{ t}$$

Stützdrücke des Konsolträgerstabes 16:

$$S_I = \frac{17,8 \cdot 1,35}{0,95} \dots \dots \dots = 25,3 \text{ t}$$

$$S_{II} = \frac{17,8 \cdot 0,4}{0,95} \dots \dots \dots = 7,5 \text{ t}$$

für Seitenschub  $H_{S_2} = 0,75 \text{ t}$ :

$$A_V \dots \dots \dots = 0;$$

$$A_H = \pm \frac{0,75 \cdot 5,2}{11,2} \dots \dots \dots = \pm 0,35 \text{ t}$$

$$B_H = \pm \frac{0,75 \cdot 6,0}{11,2} \dots \dots \dots = 0,40 \text{ t}$$

#### γ) Stabkräfte.

Die Stabkräfte für  $\max P_D$ ,  $W_1$  bis  $W_3$ ,  $H_{S_1}$ ,  $\max P_{K_1}$  und  $H_{S_2}$  sind in Abb. 131 mit Hilfe von Kräfteplänen gefunden.

Für  $\min P_D$  (nur Dacheigengewicht) erhält man die Stabkräfte aus  $\max P_D$ , indem diese mit dem Wert

$$\mu = \frac{\min P_D}{\max P_D} = \frac{8,9}{11,5} = 0,574$$

multipliziert werden.



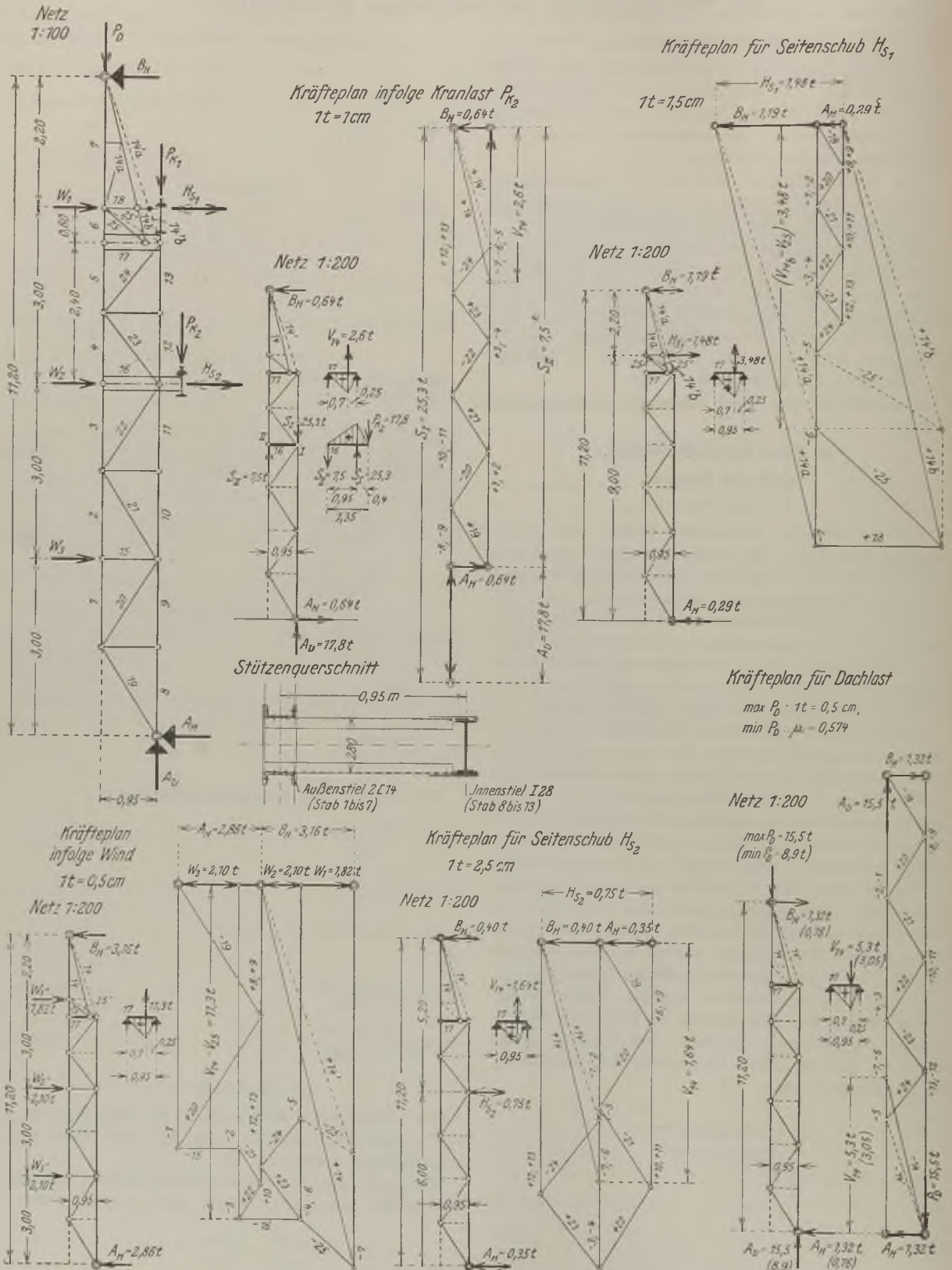


Abb. 131.

Für die Belastung  $\max P_{K_1}$  ist das Zeichnen eines Kräfteplanes nicht erforderlich, da die Last durch den Innenstab 8 bis 13 unmittelbar in das Fundament übertragen wird, mithin wird  $S_8$  bis  $S_{13} = -28,5$  t; alle anderen Stäbe bekommen durch die Wirkung von  $P_{K_1}$  keine Stabkräfte.

Das Aufzeichnen der Kräftepläne bietet nichts Neues. Es erfolgt nach den im I. Band, 5. Auflage, fünfter Abschnitt, Teil I, C angegebenen Regeln.

Stab 1 bis 3:

$$\text{Knicklängen: } s_{K_x} = 1,5 \text{ m; } s_{K_y} = 3,0 \text{ m.}$$

$$\min S = -21,45 \text{ t.}$$

$$\lambda_x = \frac{150}{5,45} = 28; \quad \omega_x = 1,05;$$

$$\lambda_y = \frac{300}{15,8} = 19; \quad \omega_y = 1,02;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{21,45 \cdot 1,05}{40,8} = 0,55 \text{ t/cm}^2.$$

### Zusammenstellung IX: Stabkräfte.

	Stab	Stabkräfte infolge							Größtwerte der Stabkräfte	
		Dachlast		Wind	Kran 1		Kran 2			
		$\max P_D$	$\min P_D$		$\max P_{K_1}$	$H_{S_1}$	$\max P_{K_2}$	$H_{S_2}$	+t	-t
		t	t	t	t	t	t	t	t	t
Außenstiel	1 u. 2	- 4,15	- 2,39	- 8,95	0	± 0,93	+ 1,95	± 1,12	1,61	14,03
	3	- 8,30	- 4,77	- 11,30	0	± 1,85	+ 3,90	± 2,22	3,20	21,45
	4	- 8,30	- 4,77	- 11,30	0	± 1,85	- 3,60	± 2,22	0	27,27
	5	- 11,65	- 6,69	- 7,90	0	± 2,57	- 2,00	± 1,20	0	25,32
	6	- 10,25	- 6,46	- 11,30	0	± 3,48	- 2,60	± 1,66	0	29,29
	7	- 10,25	- 6,46	- 13,05	0	± 4,82	- 2,60	± 1,66	0	32,38
Innenstiel	8 u. 9	- 13,45	- 7,72	+ 4,40	- 28,5	± 0,46	- 18,80	± 0,56	0	61,77
	10 u. 11	- 9,30	- 5,34	+ 10,15	- 28,5	± 1,35	- 20,70	± 1,66	4,81	61,51
	12 u. 13	- 5,50	- 3,16	+ 9,60	- 28,5	± 2,20	+ 2,80	± 1,72	10,96	36,20
	14	- 5,45	- 3,13	+ 13,40	0	± 4,96	+ 2,70	± 1,68	19,61	10,41
Pfosten	15	0	0	- 2,10	0	0	0	0	0	2,10
	16	0	0	- 2,10	0	0	0	0	0	2,10
	17	- 1,32	- 0,76	+ 1,34	0	± 1,48	+ 0,64	± 0,40	3,10	2,80
	18	0	0	0	0	± 1,48	0	0	1,48	1,48
Schrägen	19	- 2,50	- 1,44	- 5,25	0	± 0,55	+ 1,15	± 0,67	0	8,30
	20	+ 2,50	+ 1,44	+ 5,25	0	± 0,55	- 1,15	± 0,67	8,30	0,93
	21	- 2,50	- 1,44	- 1,45	0	± 0,55	+ 1,15	± 0,67	0,93	4,50
	22	+ 2,50	+ 1,44	+ 1,45	0	± 0,55	- 1,15	± 0,67	4,50	0,93
	23	- 2,20	- 1,26	+ 2,25	0	± 0,48	+ 1,00	± 0,64	3,11	2,68
	24	+ 2,20	+ 1,26	- 2,25	0	± 0,48	- 1,00	± 0,64	2,68	3,11
	25	0	0	- 2,50	0	± 2,00	0	0	2,00	4,50

Wie man sich mit dem Ersatzstab 14'a, 14'b und 25', die das vollständige Zeichnen des Kräfteplanes ermöglichen, abfindet, geht ohne weiteres aus den Darstellungen in Abb. 131 hervor.

Die Stabkräfte sind in der Zusammenstellung IX angegeben. Die positiven und negativen Größtwerte werden ermittelt.

Hier ist noch zu bemerken, daß das Eigengewicht der oberen und unteren Kranbahnen sowie das Stützeigengewicht bei den Lasten  $P_D$  und  $P_{K_1}$  berücksichtigt sind. Außerdem ist der Einfachheit halber der Kranseitenschub  $H_{S_2}$ , der eigentlich in Höhe Oberkante Schiene wirkt, auf Mitte des Stabes 16 angenommen worden; der Unterschied für die Auflager- und Stabkräfte ist belanglos.

#### δ) Querschnittsermittlung und Beanspruchung.

1) Außenstiel.

Vorhanden  $\square$ -Eisen 14 mit einem Abstand

$$a = 280 \text{ mm; } F = 40,8 \text{ cm}^2; i_x = 5,45 \text{ cm, } i_y = 15,8 \text{ cm.}$$

Stab 4 bis 7:

$$\text{Knicklängen: } s_{K_x} = 1,2 \text{ m; } s_{K_y} = 3,0 \text{ m,}$$

$$\min S = -32,38 \text{ t.}$$

$$\lambda_x = \frac{120}{5,45} = 22; \quad \omega_x = 1,03;$$

$$\lambda_y = \frac{300}{15,8} = 19; \quad \omega_y = 1,02;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{32,38 \cdot 1,03}{40,8} = 0,82 \text{ t/cm}^2.$$

Die errechnete Beanspruchung liegt weit unter der zulässigen Grenze, aber wegen der guten Ausmauerung der einhalb Stein starken Wand sind aus praktischen Gründen 2  $\square$ -Eisen 14 gewählt.

2) Innenstiel.

Stab 8 bis 13:

$$\text{Knicklängen: } s_{K_x} = 6 \text{ m; } s_{K_y} = 1,5 \text{ m;}$$

$$\min S = -61,77 \text{ t.}$$

Vorhanden I I 28 mit  $F = 61,1 \text{ cm}^2$ ;

$$i_x = 11,1 \text{ cm}; \quad i_y = 2,44 \text{ cm};$$

$$\lambda_x = \frac{600}{11,1} = 54; \quad \omega_x = 1,21;$$

$$\lambda_y = \frac{150}{2,44} = 62; \quad \omega_y = 1,29;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{61,77 \cdot 1,29}{61,1} = 1,30 \text{ t/cm}^2.$$

3) Innenstiel über dem oberen Kranträger.

Stab 14a und 14b:

Knicklänge:  $s_{K_x} = 1,15 \text{ m}; \quad s_{K_y} = 2,9 \text{ m};$

$$\max S = 19,61 \text{ t}; \quad \min S = -10,41 \text{ t}.$$

Vorhanden L J-Eisen  $50 \cdot 75 \cdot 7$  mit einem Abstand von 300 mm; die einzelnen Profile sind miteinander entsprechend verbunden.

$$F_n = 14,84 \text{ cm}^2; \quad F = 16,66 \text{ cm}^2;$$

$$i_x = 2,36 \text{ cm}; \quad i_y = 20,1 \text{ cm};$$

$$\lambda_x = \frac{115}{2,36} = 49; \quad \omega_x = 1,16;$$

$$\lambda_y = \frac{290}{20,1} = 15; \quad \omega_y = 1,02.$$

$$\max \sigma_{\text{vorh}} = \frac{\max S}{F_n} = \frac{19,61}{14,84} = 1,32 \text{ t/cm}^2;$$

$$\min \sigma_{\text{vorh}} = \frac{\min S \cdot \omega}{F} = \frac{10,41 \cdot 1,16}{16,66} = 0,73 \text{ t/cm}^2.$$

4) Pfosten.

Stab 15:

Knicklänge:  $s_K = 0,95 \text{ m}; \quad \min S = -2,10 \text{ t}.$

Vorhanden L J-50 · 50 · 5 mit einem Abstand von 280 mm, unverbunden.

$$F = 9,6 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 0,98 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{95}{0,98} = 97; \quad \omega = 2,22 \text{ cm};$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{2,10 \cdot 2,22}{9,6} = 0,49 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 16:

Knicklänge:  $s_K = 0,95 \text{ m}; \quad \min S = -2,1 \text{ t};$

$$M = 17,8 \cdot 40 = 712,0 \text{ cmt}.$$

Vorhanden J-Eisen mit einem Abstand  $a$  von 300 mm, unverbunden.

$$F = 84,6 \text{ cm}^2; \quad W_x = 600 \text{ cm}^3;$$

$$i_{\min} = 2,42 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{95}{2,42} = 40; \quad \omega = 1,10;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{2,10 \cdot 1,10}{84,6} + \frac{712,0}{600}$$

$$= 0,03 + 1,19 = 1,22 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 17:

Bei diesem Stab sind die durch die angreifenden aus dem Netzpunkt verschobenen Stäbe 14 und 25 entstehenden Biegemomente ausschlaggebend. Da

alle Belastungen außer der Dachlast negative Momente hervorrufen, so ist mit Ausnahme der Dachlast  $P_D$ , wo nur mit Eigengewicht gerechnet werden darf, überall die maximale Belastung ausschlaggebend:

$$\max S = 3,10 \text{ t}.$$

Wenn auch die Seitenschübe  $H_{S_1}$  und  $H_{S_2}$  bei Wirkung von innen nach außen ein positives Moment erzeugen können, ist trotzdem das negative Moment bedeutend größer und bleibt ausschlaggebend.

Die in dem Angriffspunkte des Stabes 14 lotrecht gerichteten Kräfte, die sich aus den verschiedenen Kräfteplänen ergeben, sind folgende:

$$\text{infolge Dachlast } \min P_D \dots\dots\dots = 3,05 \text{ t};$$

$$,, \text{ Wind } W_1 \text{ bis } W_3 \dots\dots\dots = -11,3 \text{ t};$$

$$,, \text{ Seitenschub } H_{S_1} \dots\dots\dots = \pm 3,48 \text{ t};$$

$$,, \text{ Kranlast } P_{K_2} \dots\dots\dots = -2,6 \text{ t};$$

$$,, \text{ Seitenschub } H_{S_2} \dots\dots\dots = \pm 1,64 \text{ t}.$$

Mit diesen Kräften ergibt sich das Biegemoment:

$$\min M (+ 3,05 - 11,3 - 3,48 - 2,60 - 1,64) \cdot \frac{25,0 \cdot 70,0}{95,0} = 294,0 \text{ cmt}.$$

Vorhanden J-Eisen 16 mit  $F = 48,0 \text{ cm}^2$ ;

$$W_x = 232,0 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{310}{48,0} + \frac{294,0}{232} = 0,06 + 1,27 = 1,33 \text{ t/cm}^2.$$

5) Schrägen.

Stab 19:

Knicklänge:  $s_K = 1,8 \text{ m}; \quad \min S = 8,3 \text{ t}.$

Vorhanden L J-Eisen  $60 \cdot 60 \cdot 6$  mit einem Abstand von 280 mm, durch Bindebleche verbunden.

$$F = 13,82 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 1,82 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{180}{1,82} = 99; \quad \omega = 2,31;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{8,3 \cdot 2,31}{13,82} = 1,38 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 20 und 22:

$$\max S \dots\dots\dots = 8,3 \text{ t}.$$

Vorhanden L J-50 · 50 · 5 mit  $F_n = 8,2 \text{ cm}^2$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{8,30}{8,2} = 1,01 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 21:

Knicklänge:  $s_K = 1,8 \text{ m}; \quad \min S = 4,5 \text{ t}.$

Vorhanden L J-55 · 55 · 6 mit einem Abstand von 280 mm, unverbunden.

$$F = 12,62 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 1,66 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{180}{1,66} = 108; \quad \omega = 2,76;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4,5 \cdot 2,76}{12,62} = 0,99 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 23 und 24:

Knicklänge:  $s_K = 1,5 \text{ m}; \quad \max S = 3,11 \text{ t};$

$$\min S = 3,11 \text{ t}.$$

Vorhanden L 50 · 50 · 5 mit einem Abstand von 280 mm, miteinander verbunden.

$$F = 9,6 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 1,5 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{150}{1,5} = 100; \quad \omega = 2,36;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{3,11 \cdot 2,36}{9,6} = 0,77 \text{ t/cm}^2.$$

Stab 25:

Knicklänge = 0,9 m;  $\max S = 2,0 \text{ t}$ ;  $\min S = -4,5 \text{ t}$ .

Vorhanden L 50 · 50 · 5, unverbunden.

$$F = 9,6 \text{ cm}^2; \quad i_{\min} = 0,98 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{90}{0,98} = 92; \quad \omega = 1,98;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4,5 \cdot 1,98}{9,6} = 0,93 \text{ t/cm}^2.$$

b) 2. Beispiel.

α) Allgemeines.

Das Netz der Stütze geht aus Abb. 132 a hervor. Es handelt sich um ein unvollständiges Fachwerk, dessen Berechnung nach Band I, 5. Auflage, siebenter Abschnitt, Teil H, erfolgt.

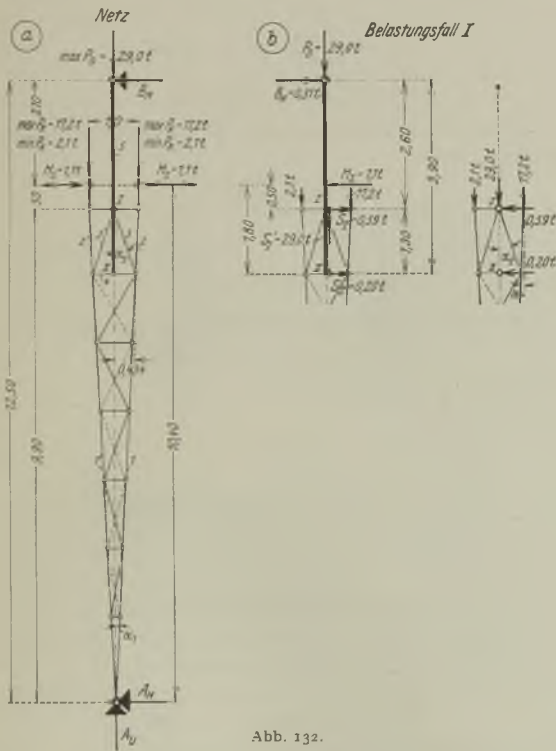


Abb. 132.

Es kommen infolge der Kranlast drei Belastungsfälle in Betracht. Bei allen drei Fällen kommt stets die Maximaldachlast als ungünstigste hinzu. Der Einfachheit halber ist bei dieser Last gleich das Eigengewicht der Stütze zugeschlagen.

β) Belastungen.

Dachlast und Stützeigengewicht  $\max P_D = 29,0 \text{ t}$ ;

Kranlast  $\max P_K = 17,2 \text{ t}$ ;

$\min P_K = 2,1 \text{ t}$

(nur Laufträger Eigengewicht);

Horizontalschub eines Kranes  $H_S = 1,1 \text{ t}$ .

γ) Belastungsfälle.

Belastungsfall I:

Belastung durch einen Kran, der Horizontalschub  $H$  wirkt gegen die Stütze (Abb. 132 b).

Belastungsfall II:

Belastung durch einen Kran, der Horizontalschub wirkt von der Stütze weg (Abb. 132 c).

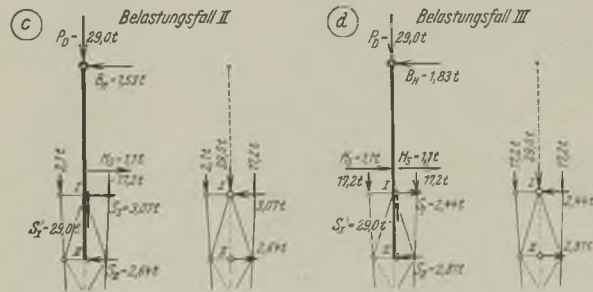
Belastungsfall III:

Belastung durch 2 Krane, beide Horizontalschübe  $H$  wirken nach einer Richtung (Abb. 132 d).

Die Bestimmung der Auflagerdrücke und der Stabkräfte erfolgt rechnerisch.

δ) Bestimmung der Winkel.

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{0,5}{9,9} = 0,0505; \quad \alpha_1 = 2^\circ 53';$$



$$\sin \alpha_1 = 0,0503;$$

$$\cos \alpha_1 = 0,9987.$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{0,434}{1,300} = 0,334; \quad \alpha_2 = 18^\circ 28';$$

$$\sin \alpha_2 = 0,3168;$$

$$\cos \alpha_2 = 0,9485.$$

ε) Auflagerdrücke.

Die Auflagerdrücke  $A_V$  und  $A_H$  werden für die Bestimmung der Stabkräfte nicht gebraucht. Es wird daher bei den verschiedenen Belastungsfällen nur die Auflagerkraft  $B_H$  ermittelt.

Belastungsfall I (Abb. 132 b).

$$B_H = \frac{(17,2 - 2,1) \cdot 0,5}{12,5} - \frac{1,1 \cdot 10,4}{12,5} = 0,61 - 0,92 = -0,31 \text{ t}.$$

Belastungsfall II (Abb. 132 c).

$$B_H = \frac{(17,2 - 2,1) \cdot 0,5}{12,5} + \frac{1,1 \cdot 10,4}{12,5} = 0,61 + 0,92 = 1,53 \text{ t}.$$

Belastungsfall III (Abb. 132 d).

$$B_H = \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 10,4}{12,5} = 1,83 \text{ t.}$$

ζ) Stützdrücke des eingespannten biegefesten Endstabes.

Die Endstäbe werden einfach als Kragträger angesehen, die in den Punkten I und II gestützt und an dem Kragarm mit den Kräften  $P_D$ ,  $B_H$  und  $H_S$  belastet sind.

Die Stützdrücke ergeben sich wie folgt:

Belastungsfall I (Abb. 132 b).

$$S_I = \frac{0,31 \cdot 3,9 - 1,1 \cdot 1,8}{1,3} \dots \dots \dots = -0,59 \text{ t;}$$

$$S'_I \dots \dots \dots = 29,0 \text{ t;}$$

$$S_{II} = \frac{0,31 \cdot 2,6 - 1,1 \cdot 0,5}{1,3} \dots \dots \dots = 0,20 \text{ t.}$$

Belastungsfall II (Abb. 132 c).

$$S_I = -\frac{1,53 \cdot 3,9 + 1,1 \cdot 1,8}{1,3} \dots \dots \dots = -3,07 \text{ t;}$$

$$S'_I \dots \dots \dots = 29,0 \text{ t;}$$

$$S_{II} = -\frac{1,53 \cdot 2,6 + 1,1 \cdot 0,5}{1,3} \dots \dots \dots = -2,64 \text{ t.}$$

Belastungsfall III (Abb. 132 d).

$$S_I = -\frac{1,83 \cdot 3,9 + 2 \cdot 1,1 \cdot 1,8}{1,3} \dots \dots \dots = -2,44 \text{ t;}$$

$$S'_I \dots \dots \dots = 29,0 \text{ t;}$$

$$S_{II} = -\frac{1,83 \cdot 2,6 + 2 \cdot 1,1 \cdot 0,5}{1,3} \dots \dots \dots = -2,81 \text{ t.}$$

η) Größte Stabkräfte und Querschnitte.

1) Gurtstäbe 1 und 2.

Die größte Stabkraft ergibt sich bei dem Belastungsfall I, da hier die größte Horizontalkraft  $A_H$  auftritt.

$$\begin{aligned} \min S_1 &= \left( \frac{29,0}{2} + 17,2 \right) \cdot \frac{1}{\cos \alpha_1} + \frac{A_H}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha_1} \\ &= \left( \frac{29,0}{2} + 17,2 \right) \cdot \frac{1}{0,9987} + \frac{0,59 + 0,2}{2} \cdot \frac{1}{0,0503} \\ &= 39,6 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\min S_2 = 17,2 \cdot \frac{1}{\cos \alpha_1} = 17,2 \cdot \frac{1}{0,9987} = 17,3 \text{ t.}$$

Vorhanden 1 I 28 mit  $F = 61,1 \text{ cm}^2$ ;  $i_x = 11,1 \text{ cm}$ ;  $i_y = 2,44 \text{ cm}$ .

Knicklängen:  $s_x = 9,9 \text{ m}$ ;  $s_y = 1,4 \text{ m}$ .

Schlankheitsgrad:

$$\lambda_x = \frac{990}{11,1} = 89; \quad \omega = 1,85;$$

$$\lambda_y = \frac{140}{2,44} = 58; \quad \omega = 1,24;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{S \cdot \omega}{F} = \frac{39,6 \cdot 1,85}{61,1} = 1,20 \text{ t/cm}^2.$$

2) Schrägen 3.

Die größte Stabkraft ergibt sich bei dem Belastungsfall II, da hier der größte Stützdruck  $S_I$  auftritt.

$$\begin{aligned} \min S_2 &= -\frac{29,0}{2} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_2} - \frac{3,07}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha_2} \\ &= -\frac{29,0}{2} \cdot \frac{1}{0,9485} - \frac{3,07}{2} \cdot \frac{1}{0,3168} \end{aligned}$$

$$= -15,30 - 4,84 \dots \dots \dots = -20,14 \text{ t.}$$

Vorhanden 2 Winkel 90 · 90 · 9 mit einem Abstand von 260 mm und unverbunden.

$$F = 31,0 \text{ cm}^2; \quad i_y = 1,76 \text{ cm.}$$

Knicklänge:  $S_K = 1,4 \text{ m}$ .

Schlankheitsgrad:  $\lambda = \frac{140}{1,76} = 80; \quad \omega = 1,59;$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{20,14 \cdot 1,59}{31,0} = 1,04 \text{ t/cm}^2.$$

3) Pfosten 4.

Die größte Stabkraft ergibt sich bei dem Belastungsfall II, bei dem die Schräge 3 die größte Stabkraft erhält.

$$\begin{aligned} \max S_4 &= \min S_3 \cdot \sin(\alpha_1 + \alpha_2) = 20,14 \cdot (0,0503 + 0,3168) \\ &= 7,4 \text{ t.} \end{aligned}$$

Vorhanden 2 Winkel 50 · 75 · 7 mit  $F_n = 13,86 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{7,4}{13,81} = 0,54 \text{ t/cm}^2.$$

4) Biegegesteuerter Endstab 5.

Ungünstigster Belastungsfall III, da dort das größte Moment wirkt.

$$\min S_5 = -29 \text{ t.}$$

Größtes Moment:

$$\begin{aligned} \max M_5 &= 1,83 \cdot 260 - 2 \cdot 1,1 \cdot 50 = 366 \text{ cmt} \\ \text{bzw.} \quad &1,83 \cdot 210 = 384 \text{ cmt.} \end{aligned}$$

Vorhanden 1 I P 20 mit  $F = 82,7$ ;  $W_x = 595 \text{ cm}^3$ ;  $i_x = 8,48 \text{ cm}$ ;  $i_y = 5,08 \text{ cm}$ .

Knicklänge:  $s_x = s_y = 2,1 \text{ m}$ ;

$$\lambda = \frac{210}{5,98} = 41; \quad \omega = 1,11;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{vorh}} &= \frac{29 \cdot 1,11}{82,7} + \frac{384}{595} = 0,391 + 0,645 \\ &= 1,04 \text{ t/cm}^2. \end{aligned}$$

θ) Größte Auflagerdrücke.

$$A_V = 29,0 + 2 \cdot 17,2 \dots \dots \dots = 63,4 \text{ t;}$$

$$A_H = 2 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,10}{12,5} \dots \dots \dots = 0,37 \text{ t;}$$

$$B_H = 2 \cdot 1,1 \cdot \frac{10,4}{12,5} \dots \dots \dots = 1,83 \text{ t.}$$

## F. Berechnung der unten eingespannten und oben gelenkig gelagerten Stützen.

### Fa) Ermittlung der statisch unbestimmten Größen.

#### 1. Allgemeines.

Die im Fundament eingespannten Stützen sind am Kopf durch die Binder miteinander verbunden. Die gewöhnliche Verschraubung des Binderfußes mit dem Stützenkopf darf als Gelenk angenommen werden. Die Binder werden trotz der beiderseits angenommenen gelenkigen Lagerung statisch bestimmt gerechnet: mit einem festen und einem beweglichen Lager. Durch

Zunächst müssen die allgemein gebräuchlichen Beziehungen der Formänderungswerte angeführt werden. Das Tragwerk biegt sich infolge der Belastung durch. Die Verschiebungen der einzelnen Punkte werden zweckentsprechend wagerecht gemessen (Abb. 135).

Eine Verschiebung wird allgemein mit  $\delta$  bezeichnet und mit einem Doppelzeiger versehen; der erste Buchstabe des Zeigers nennt den Ort, und der zweite die Ursache der Verschiebung. Es bedeutet hiernach also (Abb. 135)

$$\delta_{am} \text{ (zu lesen „}\delta a \text{ aus } m\text{“)}$$

die Verschiebung des Punktes „ $a$ “ in der wagerechten Richtung infolge einer Ursache im Punkte „ $m$ “.

Die Strecke  $\delta_{am}$  heißt Punktverschiebung. In der Abb. 135a heißt z. B. die wagerechte Verschiebung des Punktes  $x$   $\delta_{xm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „ $x$ “ infolge der Kraftwirkung im Punkte bzw. auf der Strecke „ $m$ “.

Die Punktverschiebungen werden rechnerisch oder zeichnerisch nach Bd. I, 5. Auflage, 6. Abschnitt, Teil I, D 5, ermittelt:

Betrachtet man die Stütze nach Abb. 136, dann wird die wagerechte Verschiebung eines beliebigen Punktes „ $x$ “ der Strecke  $Ax$  im Abstand  $x$  von  $A$  gleich dem Inhalte der mit dem Abstand  $x$  be-

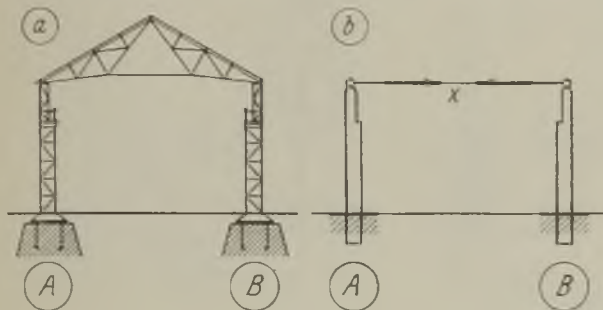


Abb. 133.

die angenommene starre Verbindung der Stütze mit dem Binder ergibt sich nunmehr ein statisch unbestimmtes Gebilde, das in wagerechter Richtung zu einer gemeinsamen Bewegung gezwungen ist.

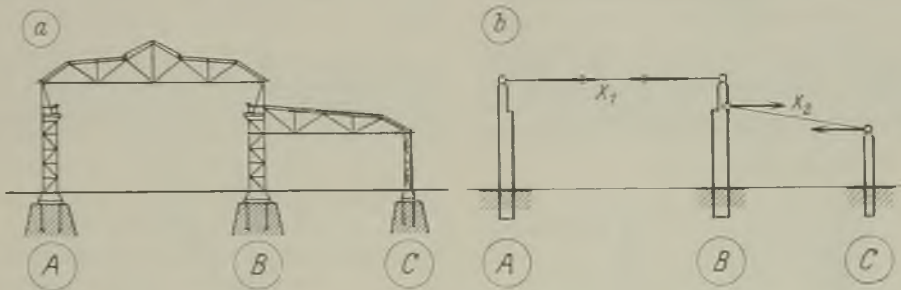


Abb. 134.

Die Formänderung des Binders ist für die Berechnung ganz belanglos und wird vernachlässigt. Man darf daher anstatt der Binder eine starre Verbindung annehmen (Abb. 133 und 134). Als statisch unbekannte Größe werden die Horizontalkräfte in den Verbindungsstangen eingeführt. Das Gebilde ist daher so vielfach statisch unbestimmt, als Verbindungsstangen vorhanden sind. Die Unbekannten werden mit  $X_1, X_2, X_3 \dots$  bezeichnet.

Ist ein Tragwerk statisch bestimmt, so reichen die Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung aus. Ist dagegen ein Tragwerk statisch unbestimmt, so muß zur Bestimmung der Unbekannten je eine Formänderungsgleichung aufgestellt werden, die den Einfluß der Unbekannten in geeigneter Weise zum Ausdruck bringt.

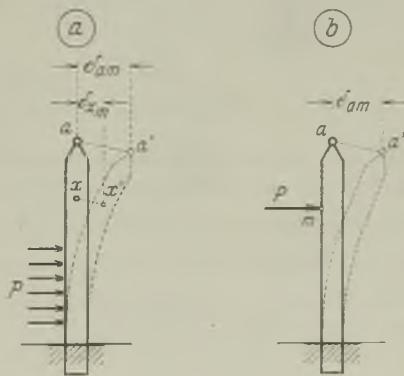


Abb. 135.

grenzten Momentenfläche  $\tilde{M}_z$ , multipliziert mit dem Schwerpunktsabstand  $\xi$  und dividiert durch  $E \cdot J$  (Abb. 136a):

$$\delta_{z,m} = \frac{\tilde{M}_z \cdot \xi_z}{E \cdot J}$$

Die Verschiebung des Belastungspunktes „m“ der Stütze ist gleich dem Inhalte der gesamten Momentenfläche  $\tilde{M}_m$ , multipliziert mit dem Schwerpunktsabstand  $\xi_m$  und dividiert durch  $E \cdot J$  (Abb. 136b):

$$\delta_{m,m} = \frac{\tilde{M}_m \cdot \xi_m}{E \cdot J}$$

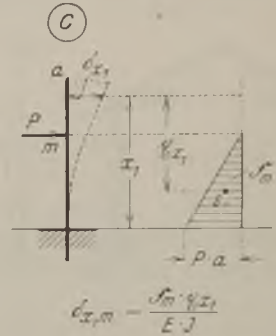
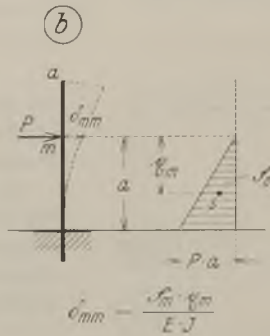
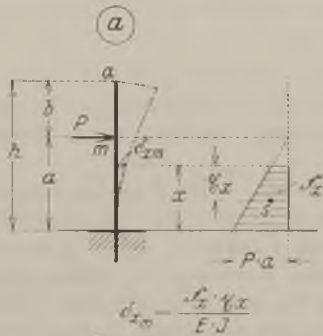


Abb. 136.

Die Verschiebung eines beliebigen Punktes „x<sub>1</sub>“ der Strecke ma im Abstand  $\xi_{x_1}$  von A ist gleich dem Inhalte der gesamten Momentenfläche  $\tilde{M}_m$  multipliziert mit dem Schwerpunktsabstand  $\xi_{x_1}$  und dividiert durch  $E \cdot J$  (Abb. 136c):

$$\delta_{x_1,m} = \frac{\tilde{M}_m \cdot \xi_{x_1}}{E \cdot J}$$

Nachstehend soll die Verschiebung des Gelenkpunktes „a“ einer Stütze mit einer gleichmäßig verteilten Belastung berechnet werden (Abb. 137).

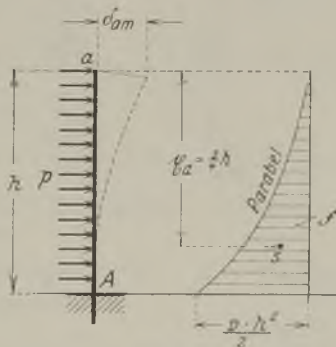


Abb. 137.

Zunächst muß die Momentenfläche bestimmt werden. Das Moment an der Einspannstelle A beträgt  $\frac{p \cdot h^2}{2}$ ; das Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke Aa im Abstand x von A ist  $\frac{p}{2} (a-x)^2$ . Trägt man die Momentenlinie auf, so ergibt sich eine Parabel; der Flächeninhalt der Parabel

$$\tilde{M} = \frac{p \cdot h^2}{2} \cdot h \cdot \frac{1}{3}$$

der Schwerpunktsabstand der Fläche  $\tilde{M}$  vom Punkt „a“

$$\xi_a = \frac{3}{4} h;$$

mithin wird

$$\delta_{a,m} = \frac{\tilde{M} \cdot \xi_a}{E \cdot J} = \frac{\frac{p \cdot h^2}{2} \cdot h \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \cdot h}{E \cdot J} = \frac{p \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot J}$$

Bei zusammengesetzter Belastung sowie bei verschiedenen Trägheitsmomenten sind die im Bd. I, 5. Auflage, 6. Abschnitt, Teil C, 4 gemachten Angaben sinngemäß zu verwenden; so wird z. B. bei der in

Abb. 138 dargestellten Stütze mit verschiedenen Trägheitsmomenten die Momentenfläche an der Stelle des Wechsels des Trägheitsmomentes unterteilt; die Verschiebung des Gelenkpunktes „a“,

$$\delta_{a,m} = \frac{1}{E} \left( \frac{\tilde{M}_1 \cdot \xi_1}{J_1} + \frac{\tilde{M}_2 \cdot \xi_2}{J} + \frac{\tilde{M}_3 \cdot \xi_3}{J} \right)$$

Die angegebenen Berechnungsweisen können sowohl für vollwandige als auch für fachwerkartige Stützen verwendet werden. Bei Fachwerkstützen wird der

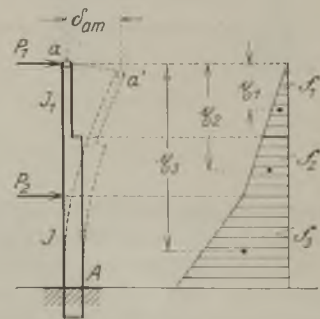


Abb. 138.

Einfluß der Schrägen und Pfosten vernachlässigt und nur das Trägheitsmoment der Stielquerschnitte genommen.

In Tafel 8 und 9 sind für Stützen mit konstanten und verschiedenen Trägheitsmomenten für eine Anzahl häufig vorkommender Belastungsfälle die Ausdrücke für die Verschiebungen zusammengestellt.

Aus den Gleichungen fällt der Elastizitätsmodul E heraus, da die Stützen stets aus dem gleichen Material

hergestellt werden. Für die Trägheitsmomente brauchen nur die Verhältniswerte in die Gleichung gesetzt zu werden.

2. Das einfach statisch unbestimmte Gebilde.

Das einfach statisch unbestimmte Gebilde ist in Abb. 139c dargestellt: zwei unten eingespannte und oben miteinander gelenkig verbundene Stützen.

Zunächst wird das statisch bestimmte Grundgebilde durch das Durchschneiden des Verbindungsstabes her-

worin der Einfluß  $X_1$  zum Ausdruck kommt:

$$X_1 \cdot \delta_{aa} + X_1 \cdot \delta_{bb} = \delta_{bm} - \delta_{am}$$

und hieraus endlich die Unbekannte

$$X_1 = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}}$$

Ergibt sich für  $X_1$  das positive Vorzeichen, so bedeutet das, daß  $X_1$  als Zugkraft richtig angenommen ist; ergibt sich dagegen das negative Vorzeichen, so heißt das, daß die Unbekannte  $X_1$  eine Druckkraft ist.

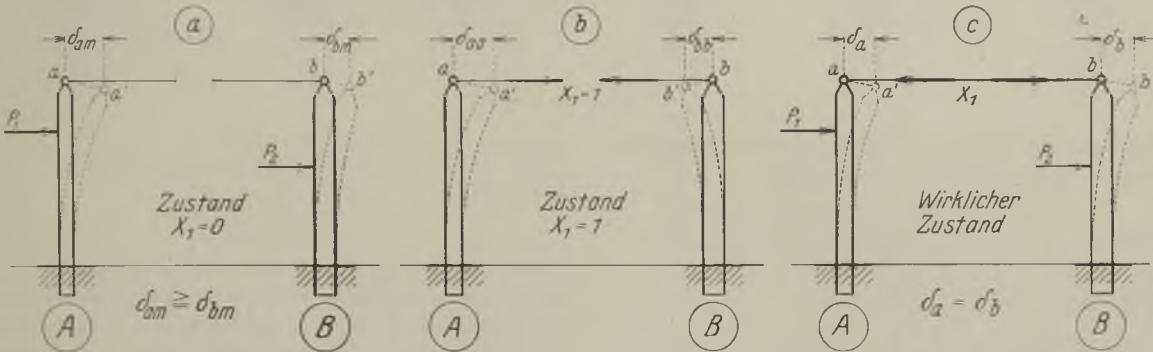


Abb. 139.

gestellt (Abb. 139a) und die durch die Belastung verursachte wagerechte Verschiebung  $\delta_{am}$  des Gelenkpunktes „a“, sowie  $\delta_{bm}$  des Gelenkpunktes „b“ ermittelt. Darauf wird an der Schnittstelle des Verbindungsstabes die Kraft  $X = 1$  als Zugkraft angebracht und die dadurch hervorgerufene Verschiebung  $\delta_{aa}$  des Gelenkpunktes „a“ und  $\delta_{bb}$  des Gelenkpunktes „b“ bestimmt (Abb. 139b).

Infolge der starren Verbindung der Gelenkpunkte „a“ und „b“ müssen bei eintretender Belastung die beiden benachbarten Schnittpunkte die gleiche Verschiebung im gleichen Sinne haben, also

Verschiebung  $\delta_a$  des Punktes „a“ = Verschiebung  $\delta_b$  des Punktes „b“.

Rechtsdrehende Momente werden positiv und linksdrehende Momente negativ bezeichnet.

Verschiebung des Punktes a:  $\delta_a = \delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa}$ ;

Verschiebung des Punktes b:  $\delta_b = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb}$ .

Es ergibt sich nunmehr die Formänderungsgleichung

$$\delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa} = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb},$$

Wie schon vorher gesagt, ist bei der Bestimmung der Verschiebungen streng darauf zu achten, daß rechtsdrehende Momente als positiv und linksdrehende Momente als negativ bezeichnet werden.

Im Beispiel Abb. 139 sind bei der Aufstellung der Formänderungsgleichungen die Verschiebungen infolge der Last  $P$  bei der Stütze A wie bei der Stütze B als positiv bezeichnet, da die Kraft  $P$  ja bei beiden Stützen rechtsdrehend ist. Die als Zugkraft angenommene Unbekannte  $X$  dreht bei der Stütze A rechts und bei der Stütze B links herum, daher

$$\delta_a = +\delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa},$$

$$\delta_b = +\delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb}$$

und hieraus

$$X_1 = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}}$$

Erfolgt die Belastung gemäß Abb. 140, so werden bei der Stütze A infolge der Belastung  $P_1$  und  $X_1$  rechtsdrehende Momente erzeugt. Bei der Stütze B dagegen ergeben sich durch die Kräfte  $P_2$  und  $X_1$

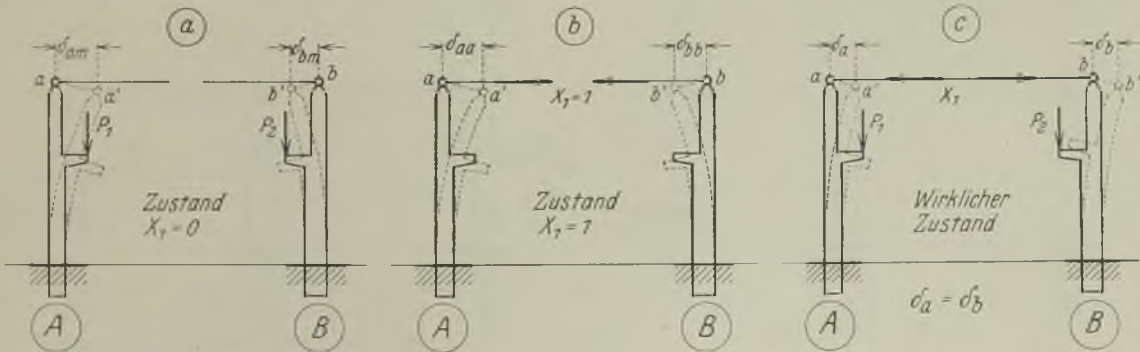


Abb. 140.



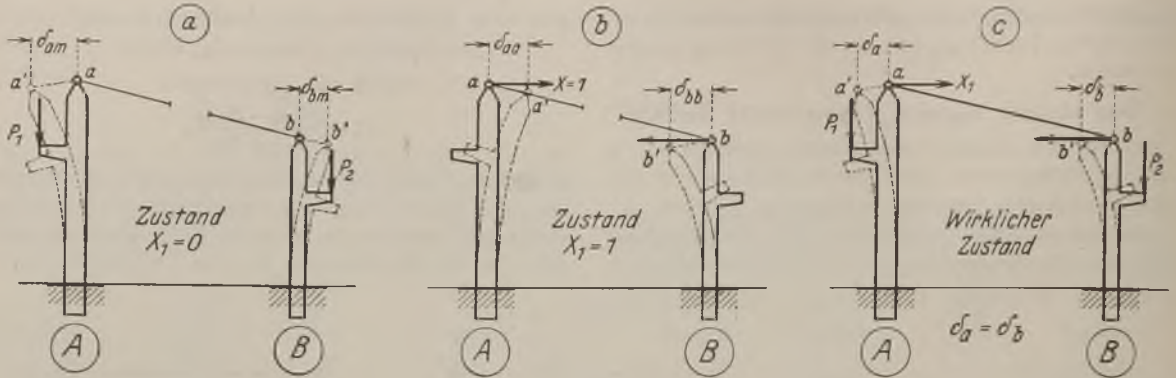


Abb. 141.

linksdrehende Momente. Die Formänderungsgleichungen lauten daher in diesem Falle:

$$+\delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa} = -\delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb};$$

geordnet:

$$+X_1 \cdot \delta_{aa} + X_1 \cdot \delta_{bb} = -\delta_{bm} - \delta_{am};$$

aufgelöst:

$$X_1 = \frac{-\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}}.$$

Bei der Belastung gemäß Abb. 141 wird bei der Stütze A durch die Kraft P ein linksdrehendes, und durch X<sub>1</sub> ein rechtsdrehendes Moment erzeugt. Bei der Stütze B dagegen ergibt die Kraft P<sub>2</sub> ein rechtsdrehendes, und X<sub>1</sub> ein linksdrehendes Moment. Es wird somit:

$$-\delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa} = +\delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb};$$

geordnet:

$$+X_1 \cdot \delta_{aa} + X_1 \cdot \delta_{bb} = +\delta_{bm} + \delta_{am};$$

aufgelöst:

$$X_1 = \frac{\delta_{bm} + \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}}.$$

Für das einfach statisch unbestimmte Gebilde mit zwei gleichen Stützen und gleichbleibendem Trägheitsmoment sind zur unmittelbaren Bestimmung der Unbekannten X in der Tafel 10 eine Anzahl Belastungsfälle angegeben.

### 3. Das zweifach statisch unbestimmte Gebilde.

Ein zweifach statisch unbestimmtes Gebilde ist in Abb. 142 d dargestellt: drei unten eingespannte und am Kopf starr verbundene Stützen.

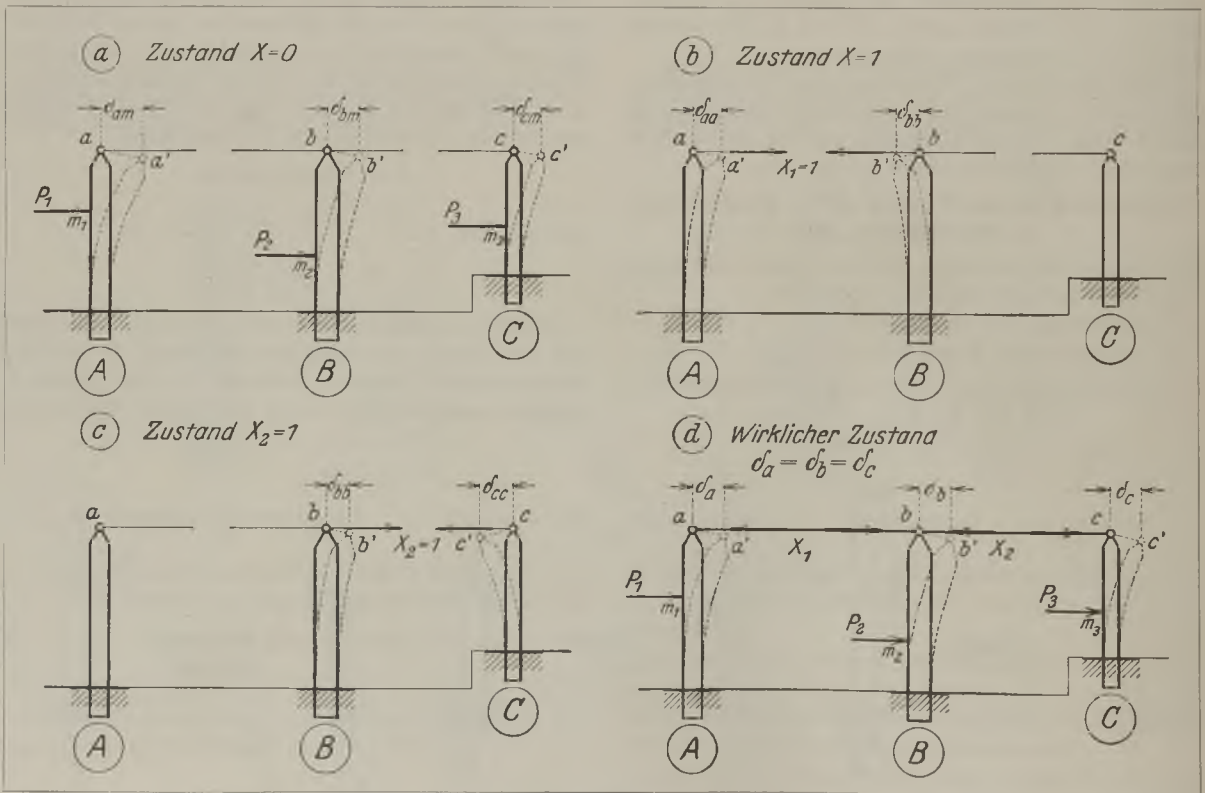


Abb. 142.

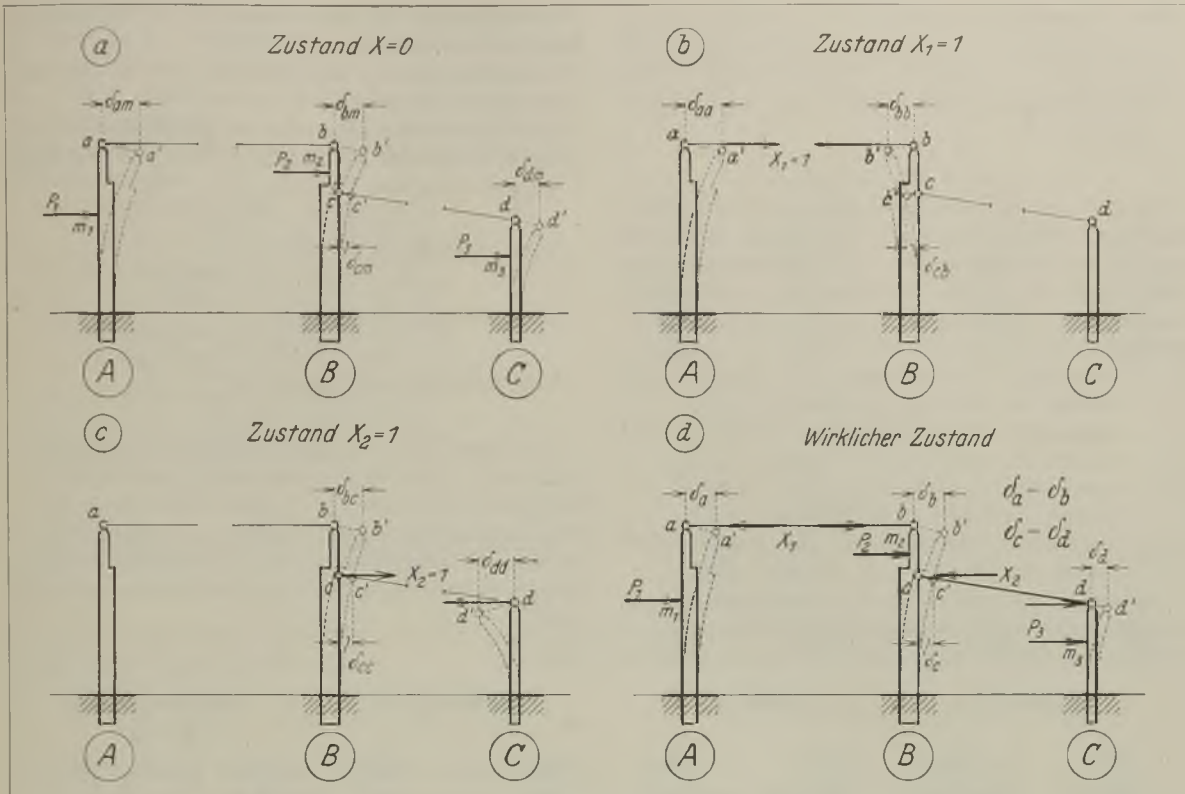


Abb. 143.

Zunächst wird das statisch bestimmte Grundgebilde durch das Durchschneiden der beiden Verbindungsstangen hergestellt (Abb. 142 a) und die durch die Belastung verursachten wagerechten Verschiebungen  $\delta_{am}$ ,  $\delta_{bm}$  und  $\delta_{cm}$  ermittelt:

- $\delta_{am}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „a“ infolge der Kraft  $P_1$  im Punkte „ $m_1$ “.  
 $\delta_{bm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft  $P_2$  im Punkte „ $m_2$ “.  
 $\delta_{cm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „c“ infolge der Kraft  $P_3$  im Punkte „ $m_3$ “.

Darauf wird an der Schnittstelle des Verbindungsstabes der Stützen A und B die Kraft  $X_1 = 1$  als Zugkraft angebracht und die dadurch hervorgerufenen wagerechten Verschiebungen  $\delta_{aa}$  und  $\delta_{bb}$  bestimmt (Abb. 142 b):

- $\delta_{aa}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „a“ infolge der Kraft 1 im Punkte „a“,  
 $\delta_{bb}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft 1 im Punkte „b“.

Ebenso wird an der Schnittstelle des Verbindungsstabes der Stützen B und C die Kraft  $X_2 = 1$  als Zugkraft angebracht und die dadurch verursachten wagerechten Verschiebungen  $\delta_{bb}$  und  $\delta_{cc}$  ermittelt (Abb. 142 c):

- $\delta_{bb}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft 1 im Punkte „b“,  
 $\delta_{cc}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „c“ infolge der Kraft 1 im Punkte „c“.

Infolge der starren Verbindung der Gelenkpunkte „a“ und „b“ sowie „b“ und „c“ müssen bei eintreten der Belastung die beiden benachbarten Schnittpunkte die gleichen Verschiebungen im gleichen Sinne haben, also

Verschiebung  $\delta_a$  des Punktes „a“ = Verschiebung  $\delta_b$  des Punktes „b“,

Verschiebung  $\delta_b$  des Punktes „b“ = Verschiebung  $\delta_c$  des Punktes „c“.

Es ergeben sich nunmehr die einzelnen Verschiebungen der Punkte „a“, „b“ und „c“ wie folgt:

Verschiebung des Punktes „a“:

$$\delta_a = \delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa},$$

Verschiebung des Punktes „b“:

$$\delta_b = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb} + X_2 \cdot \delta_{bb},$$

Verschiebung des Punktes „c“:

$$\delta_c = \delta_{cm} - X_2 \cdot \delta_{cc}.$$

Die beiden Formänderungsgleichungen lauten nunmehr:

$$1) \delta_a = \delta_b,$$

$$2) \delta_b = \delta_c.$$

Nach Einsetzen der vorher ermittelten Ausdrücke erhält man die Gleichungen in geordneter Form:

$$1) X_1(\delta_{aa} + \delta_{bb}) - X_2 \cdot \delta_{bb} = \delta_{bm} - \delta_{am},$$

$$2) X_1 \cdot \delta_{bb} + X_2(\delta_{bb} + \delta_{cc}) = \delta_{cm} - \delta_{bm};$$

worin der Einfluß von  $X_1$  und  $X_2$  zum Ausdruck kommt:

Die Gleichung aufgelöst:

$$X_1 = \frac{1}{C} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(\delta_{bb} + \delta_{cc}) + (\delta_{cm} - \delta_{bm})\delta_{bb}],$$

$$X_2 = \frac{1}{C} [(\delta_{cm} - \delta_{bm})(\delta_{aa} + \delta_{bb}) + (\delta_{bm} - \delta_{am})\delta_{bb}].$$

Hierin ist:

$$C = (\delta_{aa} + \delta_{bb})(\delta_{bb} + \delta_{cc}) - \delta_{bb}^2.$$

Handelt es sich um Gebilde mit verschieden hochliegenden Verbindungsstäben (Abb. 143), so werden nach dem Durchschneiden der Verbindungsstäbe (Abb. 143a) die durch die Belastung verursachten wagerechten Verschiebungen  $\delta_{am}$ ,  $\delta_{bm}$ ,  $\delta_{cm}$ ,  $\delta_{dm}$  ermittelt:

- $\delta_{am}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „a“ infolge der Kraft  $P_1$  im Punkte „ $m_1$ “.
- $\delta_{bm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft  $P_2$  im Punkte „ $m_2$ “.
- $\delta_{cm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „c“ infolge der Kraft  $P_2$  im Punkte „ $m_2$ “.
- $\delta_{dm}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „d“ infolge der Kraft  $P_3$  im Punkte „ $m_3$ “.

Darauf werden wieder an den Schnittstellen bzw. Angriffsstellen der Verbindungsstäbe die Kräfte  $X_1 = 1$  und  $X_2 = 1$  als Zugkräfte angebracht und die dadurch

Verschiebung  $\delta_a$  des Punktes „a“ = Verschiebung  $\delta_b$  des Punktes „b“,  
 Verschiebung  $\delta_c$  des Punktes „c“ = Verschiebung  $\delta_d$  des Punktes „d“.

Es ergeben sich nunmehr die einzelnen Verschiebungen der Punkte „a“, „b“, „c“ und „d“ wie folgt:

Verschiebung des Punktes „a“:

$$\delta_a = \delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa},$$

Verschiebung des Punktes „b“:

$$\delta_b = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb} + X_2 \cdot \delta_{bc},$$

Verschiebung des Punktes „c“:

$$\delta_c = \delta_{cm} - X_1 \cdot \delta_{cc} + X_2 \cdot \delta_{cb},$$

Verschiebung des Punktes „d“:

$$\delta_d = \delta_{dm} - X_2 \cdot \delta_{dd}$$

Nach dem Mohr-Maxwellschen Satz (vgl. Bd. II, Teil I b, C, 1 c) ist die Verschiebung  $\delta_{bc}$  des Punktes „b“ infolge der im Punkte „c“ angreifenden Last 1 gleich der Verschiebung  $\delta_{cb}$  des Punktes „c“ infolge der im Punkte „b“ angreifenden Last 1, wobei die Verschiebungen wagerecht, in Richtung der Lasten zu messen sind:

$$1 \cdot \delta_{bc} = 1 \cdot \delta_{cb}$$

oder

$$\delta_{bc} = \delta_{cb}.$$

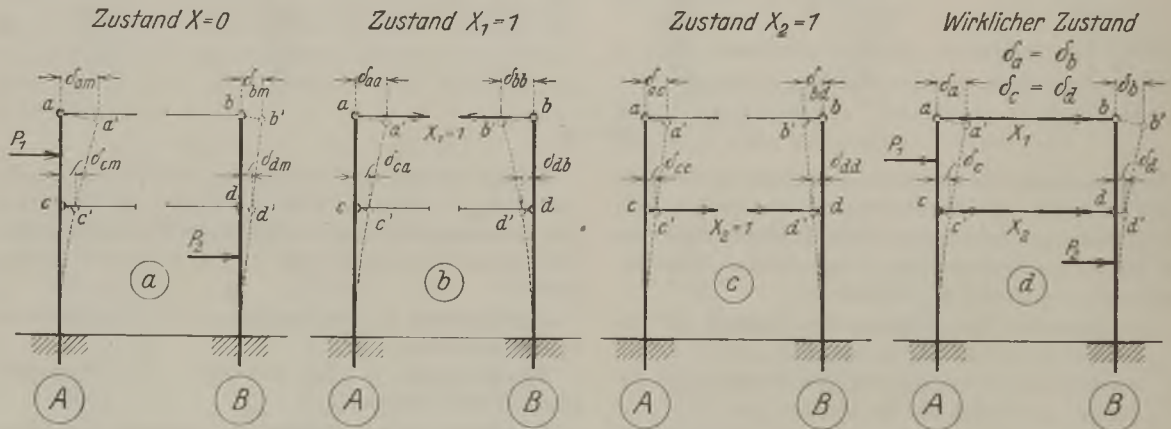


Abb. 144.

hervorgerufenen wagerechten Verschiebungen  $\delta_{aa}$ ,  $\delta_{bb}$ ,  $\delta_{bc}$ ,  $\delta_{cc}$ ,  $\delta_{cb}$  und  $\delta_{dd}$  ermittelt (Abb. 143 b und c):

- $\delta_{aa}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „a“ infolge der Kraft 1 im Punkte „a“.
- $\delta_{bb}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft 1 im Punkte „b“.
- $\delta_{bc}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „b“ infolge der Kraft 1 im Punkte „c“.
- $\delta_{cc}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „c“ infolge der Kraft 1 im Punkte „c“.
- $\delta_{cb}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „c“ infolge der Kraft 1 im Punkte „b“.
- $\delta_{dd}$  = wagerechte Verschiebung des Punktes „d“ infolge der Kraft 1 im Punkte „d“.

Infolge der starren Verbindung müssen die benachbarten Schnittpunkte der Verbindungsstäbe die gleichen Verschiebungen im gleichen Sinne durchmachen, also:

Die beiden Formänderungsgleichungen lauten:

$$1) \delta_a = \delta_b,$$

$$2) \delta_c = \delta_d.$$

Nach Einsetzen der vorher ermittelten Ausdrücke erhält man in geordneter Form:

$$1) X_1(\delta_{aa} + \delta_{bb}) - X_2 \cdot \delta_{bc} = \delta_{bm} - \delta_{am},$$

$$2) -X_1 \cdot \delta_{bc} + X_2(\delta_{cc} + \delta_{dd}) = \delta_{dm} - \delta_{cm},$$

worin der Einfluß von  $X_1$  und  $X_2$  zum Ausdruck kommt.

Die Gleichung aufgelöst:

$$X_1 = \frac{1}{C} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(\delta_{cc} + \delta_{dd}) + (\delta_{dm} - \delta_{cm}) \cdot \delta_{bc}],$$

$$X_2 = \frac{1}{C} [(\delta_{dm} - \delta_{cm})(\delta_{aa} + \delta_{bb}) + (\delta_{bm} - \delta_{am}) \cdot \delta_{cb}].$$

Hierin bedeutet:

$$C = (\delta_{aa} + \delta_{bb})(\delta_{cc} + \delta_{dd}) - \delta_{bc}^2.$$

In sinngemäßer Weise ist natürlich auch ein Gebilde aus zwei eingespannten Stützen mit mehreren Ver

bindungsstäben (Abb. 144) zu lösen: Bei dem Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich infolge der Belastung die wagerechten Verschiebungen  $\delta_{am}$ ,  $\delta_{bm}$ ,  $\delta_{cm}$  und  $\delta_{dm}$ . Nach Anbringung der Kräfte  $X_1$  ergeben sich die Verschiebungen  $\delta_{aa}$ ,  $\delta_{bb}$ ,  $\delta_{cc}$  und  $\delta_{dd}$ . Die Bedeutung der Verschiebung ist aus Vorstehendem hinlänglich bekannt.

Die Verschiebung des Punktes „a“:

$$\delta_a = \delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa} + X_2 \cdot \delta_{ac}$$

Die Verschiebung des Punktes „b“:

$$\delta_b = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb} - X_2 \cdot \delta_{bd}$$

Die Verschiebung des Punktes „c“:

$$\delta_c = \delta_{cm} + X_1 \cdot \delta_{ca} + X_2 \cdot \delta_{cd}$$

Die Verschiebung des Punktes „d“:

$$\delta_d = \delta_{dm} - X_1 \cdot \delta_{db} - X_2 \cdot \delta_{dd}$$

Nach Mohr-Maxwell ist:

$$\delta_{ac} = \delta_{ca}$$

$$\delta_{bd} = \delta_{db}$$

Die beiden Formänderungsgleichungen lauten:

$$1) \delta_a = \delta_b$$

$$2) \delta_c = \delta_d$$

Nach Einsetzung der vorher ermittelten Ausdrücke erhält man in geordneter Form:

$$1) X_1(\delta_{aa} + \delta_{bb}) + X_2(\delta_{ac} + \delta_{bd}) = \delta_{bm} - \delta_{am}$$

$$2) X_1(\delta_{ac} + \delta_{bd}) + X_2(\delta_{cc} + \delta_{dd}) = \delta_{dm} - \delta_{cm}$$

#### 4. Das beliebig vielfach statisch unbestimmte Gebilde.

In gleicher Weise lassen sich auch die Formänderungsgleichungen für beliebig viele Unbekannte auffinden. So sind z. B. bei den dreifach statisch unbestimmten Gebilden die wagerechten Verschiebungen (Abb. 145):

$$\delta_a = \delta_{am} + X_1 \cdot \delta_{aa}$$

$$\delta_b = \delta_{bm} - X_1 \cdot \delta_{bb} + X_2 \cdot \delta_{bc}$$

$$\delta_c = \delta_{cm} - X_1 \cdot \delta_{cb} + X_2 \cdot \delta_{cc}$$

$$\delta_d = \delta_{dm} - X_2 \cdot \delta_{dc} + X_3 \cdot \delta_{de}$$

$$\delta_e = \delta_{em} - X_2 \cdot \delta_{ed} + X_3 \cdot \delta_{ee}$$

$$\delta_f = \delta_{fm} - X_3 \cdot \delta_{ff}$$

Nach Mohr-Maxwell ist:

$$\delta_{bc} = \delta_{cb}$$

$$\delta_{de} = \delta_{ed}$$

Die drei gleichen Gleichungen lauten nunmehr:

$$1) \delta_a = \delta_b$$

$$2) \delta_c = \delta_d$$

$$3) \delta_e = \delta_f$$

Nach Einsetzung der vorher ermittelten Ausdrücke erhält man in geordneter Form:

$$1) X_1(\delta_{aa} + \delta_{bb}) - X_2 \cdot \delta_{bc} = \delta_{bm} - \delta_{am}$$

$$2) -X_1 \cdot \delta_{bc} + X_2(\delta_{cc} + \delta_{dd}) - X_3 \cdot \delta_{de} = \delta_{dm} - \delta_{cm}$$

$$3) -X_2 \cdot \delta_{de} + X_3(\delta_{ee} + \delta_{ff}) = \delta_{fm} - \delta_{em}$$

Aus diesen drei Bedingungen ergeben sich, wie bekannt, die drei Unbekannten  $X_1$ ,  $X_2$  und  $X_3$ .

Sinngemäß wird auch das dreifach statisch unbestimmte Gebilde nach Abb. 146 berechnet.

Die Berechnung von vielfach statisch unbestimmten Gebilden ist ziemlich zeitraubend und unbequem; aber abgesehen von der größeren Büroarbeit ist die

in der statischen Berechnung vorausgesetzte starre Einspannung und die gelenkige Verbindung der einzelnen Stützen kaum vorhanden. Ebenso können Montagefehler und Bodensenkungen die unbekannt

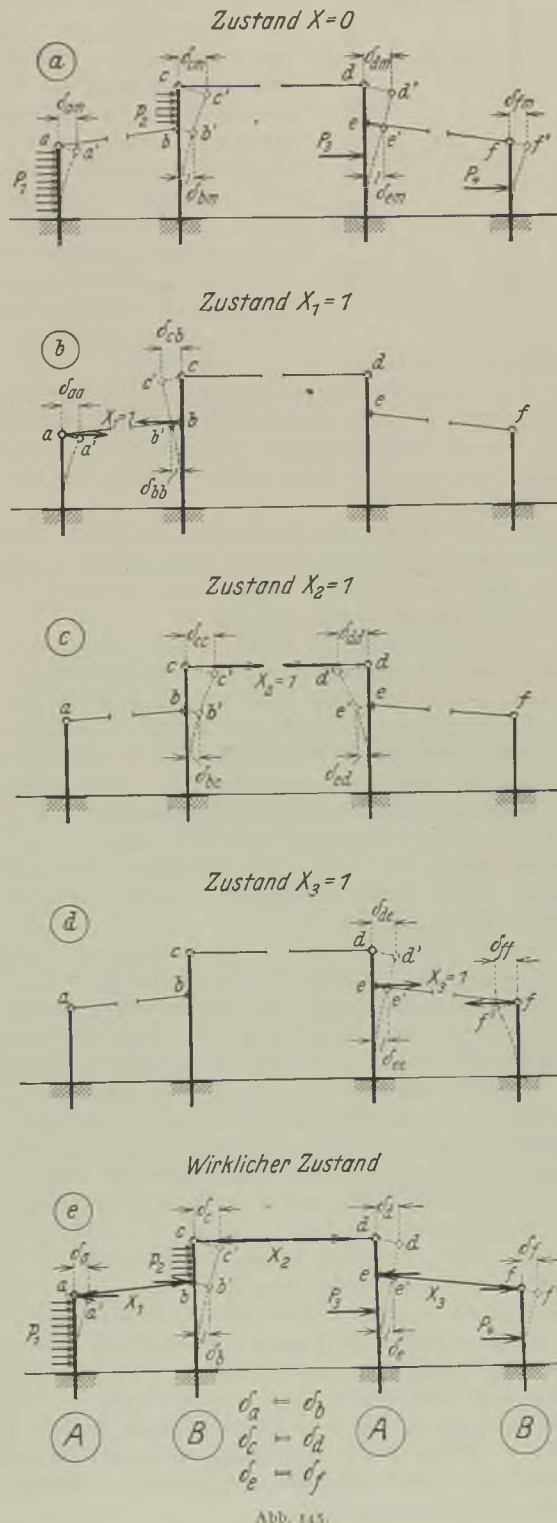


Abb. 145.

Größen und damit die Stabkräfte, Spannungen usw. sehr verändern. Auch kommt durch eine vielfache statische Unbestimmtheit von Gebäuden keine besondere Gewichtsersparnis heraus.

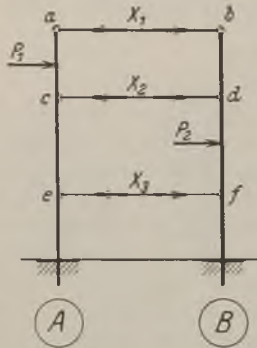


Abb. 146.

Außerdem werden die Grundbaukosten bei gelenkig gelagerten Stützen bedeutend geringer als bei eingespannten. Es empfiehlt sich daher, vielfach statisch unbestimmte Gebilde in statisch bestimmte Gebilde oder solche mit weniger Unbekannten umzuwandeln.

In Abb. 147a ist ein dreifach statisch unbestimmtes Gebilde, so, wie es im vorangehenden Teil besprochen ist, abgebildet.

In Abb. 147b ist es auf ein zweifach statisch unbestimmtes Gebilde zurückgeführt. Die Seitenhalle AB ist als Dreigelenkbogen ausgebildet; es bleiben daher nur noch drei eingespannte Stützen mit zwei Unbekannten übrig.

In Abb. 147c sind beide Seitenhallen als Dreigelenkbogen angenommen, so daß nur noch zwei Stützen eingespannt sind und nur eine Unbekannte vorhanden ist.

In Abb. 147d ist nur die Stütze B unten eingespannt. Alle anderen Stützen sind oben und unten gelenkig gelagert, so daß das ganze Netz statisch bestimmt ist.

Abb. 147e zeigt ebenfalls ein statisch bestimmtes Gebilde, indem in der Mittelhalle ein durchlaufender Längswandwindträger angeordnet ist. Die beiden Dreigelenkseithallen lehnen sich gegen die Stütze B und C, die sich wiederum gegen den Längswandwindträger lagern. Bei dieser Ausführung ist überhaupt keine Stütze unten eingespannt, sie sind sämtlich unten gelenkig gelagert.

In Abb. 147f ist die Mittelhalle als Zweigelenk- und die beiden Außenhallen als Dreigelenkbogen angenommen. Die Ausführung ist demnach einfach statisch unbestimmt. Die Berechnung der Zweigelenkbogen erfolgt nach Bd. I, 5. Auflage, 5. Abschnitt, Teil E.

Schließlich ist noch in Abb. 147g eine Ausführung gezeigt, in der die Mittelhalle und die beiden Seitenhallen aus Dreigelenkbogen bestehen. Zur Verringerung der Binderspannweite der Seitenhalle und zur Entlastung der Konstruktion der Mittelhalle können an den Stützen A und B — wie auch in Abb. 147g dargestellt — Kragarme angenommen werden.

Wie aus Vorstehendem ersichtlich, können die Gebäude in der mannigfaltigsten Weise ausgebildet werden. Bei unsicherem Baugrund ist eine vollkommen gelenkige Lagerung empfehlenswert. Welches Gebilde nun den Vorzug erhalten soll, kann im allgemeinen nur durch Vergleichsrechnungen bestimmt werden. Wie schon vorher gesagt, sind die Gebäude möglichst statisch bestimmt oder höchstens zweifach unbestimmt anzunehmen.

Wie aus Vorstehendem ersichtlich, können die Gebäude in der mannigfaltigsten Weise ausgebildet werden. Bei unsicherem Baugrund ist eine vollkommen gelenkige Lagerung empfehlenswert. Welches Gebilde nun den Vorzug erhalten soll, kann im allgemeinen nur durch Vergleichsrechnungen bestimmt werden. Wie schon vorher gesagt, sind die Gebäude möglichst statisch bestimmt oder höchstens zweifach unbestimmt anzunehmen.

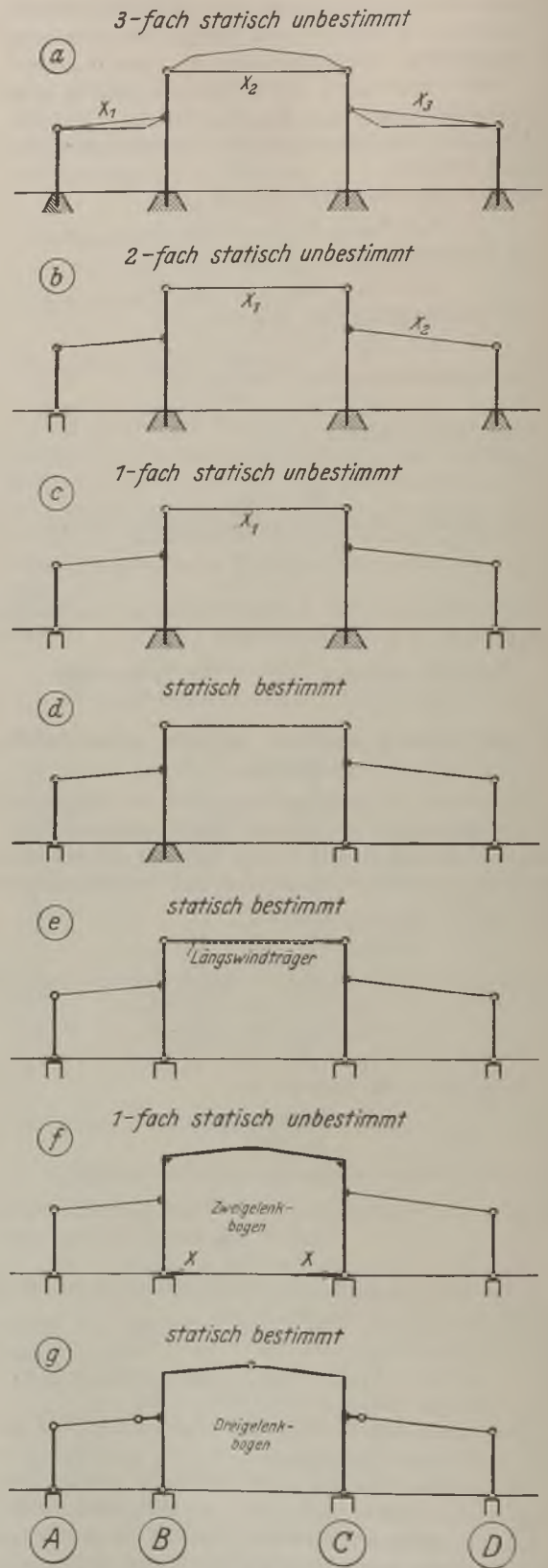
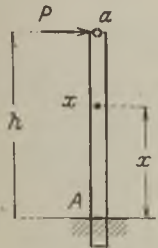


Abb. 147.

Tafel 8. Besondere Fälle zur Bestimmung der wagerechten Verschiebungen für Stützen mit unveränderlichem Trägheitsmoment.



1. Fall:

Wagerechte Einzellast am Gelenkpunkt „a“.

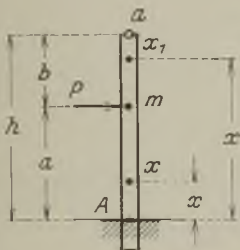
Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,a} = \frac{P \cdot h^3}{3J};$$

Abb. zum 1. Fall.

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Aa}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot x^2}{2 \cdot J} \left( h - \frac{x}{3} \right);$$



2. Fall:

Wagerechte Einzellast an beliebiger Stelle.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot a^2}{6 \cdot J} (3h - a);$$

Abb. zum 2. Fall.

Verschiebung des Punktes „m“:

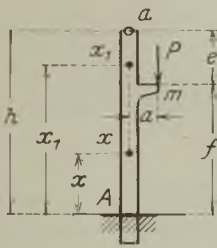
$$E \cdot \delta_{m,m} = \frac{P \cdot a^3}{3 \cdot J};$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Ax}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot x^2}{2 \cdot J} \left( a - \frac{x}{3} \right);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x1“ der Strecke  $\bar{ma}$  im Abstand  $x_1$  von A:

$$E \cdot \delta_{x_1,m} = \frac{P \cdot a^2}{2J} \left( x_1 - \frac{a}{3} \right);$$



3. Fall:

Lotrechte außermittige Einzelast an beliebiger Stelle der Strecke  $\bar{Aa}$ .

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot a \cdot f}{J} \left( \frac{f}{2} + e \right);$$

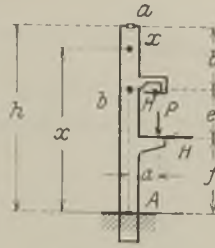
Abb. zum 3. Fall.

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Am}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot a \cdot x^2}{2 \cdot J};$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x1“ der Strecke  $\bar{ma}$  im Abstand  $x_1$  von A:

$$E \cdot \delta_{x_1,m} = \frac{P \cdot a \cdot f}{J} \left( x_1 - \frac{f}{2} \right);$$



4. Fall:

Konsolkran.

Hilfswert:

$$\omega = x + b - h.$$

Abb. zum 4. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{1}{6 \cdot J} \left[ H \cdot e^2 (3b + 2e) + 6f \left( h - \frac{1}{2} \right) (H \cdot e + P \cdot a) \right];$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{ba}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{1}{6 \cdot J} \left[ H \cdot e^2 (3\omega + 2e) + 6f \left( x - \frac{1}{2} \right) (H \cdot e + P \cdot a) \right];$$



5. Fall:

Gleichmäßig verteilte Last auf die ganze Stütze.

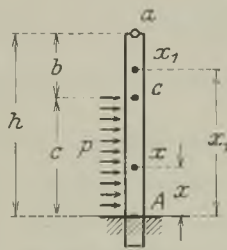
Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{p \cdot h^4}{8 \cdot J};$$

Abb. zum 5. Fall.

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Aa}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{p \cdot x^2 \cdot h^2}{2 \cdot J} \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{h} + \frac{1}{12} \frac{x^2}{h^2} \right);$$



6. Fall:

Gleichmäßig verteilte Streckenlast an der Einspannstelle A.

Abb. zum 6. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{p \cdot c^3}{6 \cdot J} \left( h - \frac{c}{4} \right);$$

Verschiebung des Punktes „c“:

$$E \cdot \delta_{c,m} = \frac{p \cdot c^4}{8 \cdot J};$$

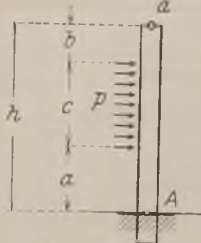
Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Ac}$  im Abstand  $x$  von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{p \cdot x^2 \cdot c^2}{2 \cdot J} \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \frac{x}{c} + \frac{1}{12} \frac{x^2}{c^2} \right);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x1“ der Strecke  $\bar{ca}$  im Abstand  $x_1$  von A:

$$E \cdot \delta_{x_1,m} = \frac{p \cdot c^3}{6 \cdot J} \left( x_1 - \frac{c}{4} \right);$$

Fortsetzung von Tafel 8.

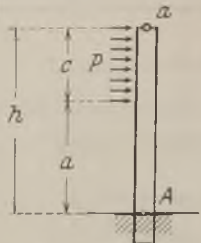


**7. Fall:**  
Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage.

Abb. zum 7. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a,m} = \frac{p}{24 \cdot J} \{ (b+c)^4 - b^4 + 2 \cdot h^2 \cdot c [h + 3(a-b)] \}.$$

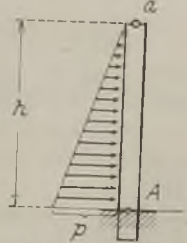


**8. Fall:**  
Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Gelenkpunkt „a“.

Abb. zum 8. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a,m} = \frac{p \cdot c}{24 \cdot J} [c^3 + 2 \cdot h^2 (h + 3a)].$$



**9. Fall:**  
Dreiecksbelastung mit Maximum an der Einspannstelle A.

Abb. zum 9. Fall.

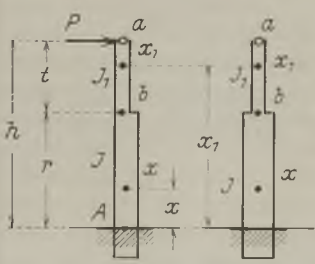
Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a,m} = \frac{p \cdot h^4}{30 \cdot J}.$$

Tafel 9. Besondere Fälle zur Bestimmung der wagerechten Verschiebungen für Stützen mit verschiedenem Trägheitsmoment.

Hilfswert:

$$k = \frac{J - J_1}{J_1}.$$



**1. Fall:**  
Wagerechte Einzellast am Gelenkpunkt „a“.

Abb. zum 1. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

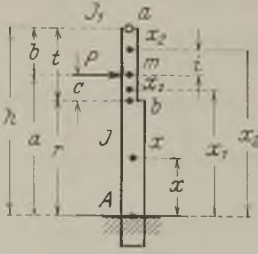
$$E \cdot \delta_{a,m} = \frac{P}{3 \cdot J} (h^3 + t^3 \cdot k);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{ab}$  im Abstand x von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot x^2}{6 \cdot J} (3 \cdot h - x);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x<sub>1</sub>“ der Strecke  $\bar{ba}$  im Abstand x<sub>1</sub> von A:

$$E \cdot \delta_{x_1,m} = \frac{P}{2 \cdot J} \left[ \left( r \cdot t - \frac{r^2}{3} - x_1 \cdot h - x_1 \cdot t \right) \cdot r \cdot k + \left( h - \frac{x_1}{3} \right) x_1^2 (k + 1) \right].$$



**2. Fall:**  
Wagerechte Einzellast an beliebiger Stelle der Strecke  $\bar{ba}$ .

Abb. zum 2. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a,m} = \frac{P}{6 \cdot J} [a^2(2a + 3b) + c^2 \cdot k(2c + 3b)];$$

Verschiebung des Punktes „m“:

$$E \cdot \delta_{m,m} = \frac{P}{3 \cdot J} (a^3 + c^2 \cdot k);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Ab}$  im Abstand x von A:

$$E \cdot \delta_{x,m} = \frac{P \cdot x^2}{2 \cdot J} \left( a - \frac{x}{3} \right);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x<sub>1</sub>“ der Strecke  $\bar{bm}$  im Abstand x<sub>1</sub> von A:

$$E \cdot \delta_{x_1,m} = \frac{P}{2 \cdot J} \left[ \left( r \cdot c - \frac{r^2}{2} - x_1 \cdot a - x_1 \cdot c \right) r \cdot k + \left( a - \frac{x_1}{3} \right) \cdot x_1^2 (k + 1) \right];$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x<sub>2</sub>“ der Strecke  $\bar{m\bar{a}}$  im Abstand x<sub>2</sub> von A:

$$E \cdot \delta_{x_2,m} = \frac{P}{6 \cdot J} [a^2(2a + 3i) + c^2 \cdot k(2c + 3i)].$$

Fortsetzung von Tafel 9.

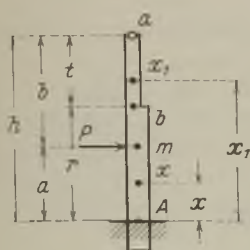


Abb. zum 3. Fall.

3. Fall:  
Wagerechte Einzellast  
an beliebiger Stelle  
der Strecke  $Ab$ .

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a_m} = \frac{P \cdot a^2}{6 \cdot J} (3h - a);$$

Verschiebung des Punktes „m“:

$$E \cdot \delta_{m_m} = \frac{P \cdot a^3}{3 \cdot J};$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Am}$  im Abstand  $x$  von  $A$ :

$$E \cdot \delta_{x_m} = \frac{P \cdot x^2}{2 \cdot J} \left( a - \frac{x}{3} \right);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x1“ der Strecke  $\bar{ma}$  im Abstand  $x_1$  von  $A$ :

$$E \cdot \delta_{x_1 m} = \frac{P \cdot a^2}{2 \cdot J} \left( x_1 - \frac{a}{3} \right).$$

4. Fall:

Lotrechte außermittige Einzellast an beliebiger Stelle der Strecke  $Ab$ .

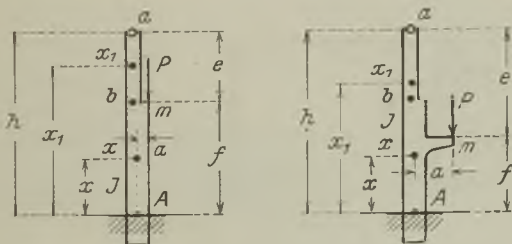


Abb. zum 4. Fall.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a_m} = \frac{P \cdot a \cdot f}{J} \left( \frac{f}{2} + c \right);$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{Am}$  im Abstand  $x$  von  $A$ :

$$E \cdot \delta_{x_m} = \frac{P \cdot a \cdot x^2}{2 \cdot J};$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x1“ der Strecke  $\bar{ma}$  im Abstand  $x_1$  von  $A$ :

$$E \cdot \delta_{x_1 m} = \frac{P \cdot a \cdot f}{J} \left( x_1 - \frac{f}{2} \right).$$

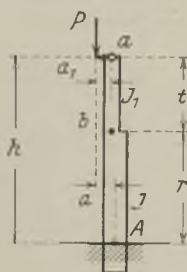


Abb. zum 5. Fall.

5. Fall:

Lotrechte außermittige  
Einzellast an beliebiger  
Stelle der Strecke  $\bar{ba}$ .

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a_m} = \frac{P \cdot a}{2 \cdot J} \left[ h^2 - f^2 + t^2 \cdot \frac{a_1}{a} (1 + k) \right];$$

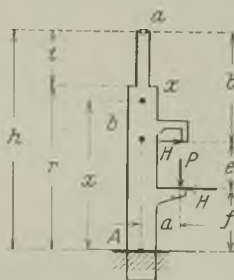


Abb. zum 6. Fall.

6. Fall:  
Konsolkran.

Hilfswert:

$$\omega = x + b - h.$$

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a_m} = \frac{I}{6 \cdot J} \left[ H \cdot e^2 (3b + 2e) + 6f \left( h - \frac{f}{2} \right) (H \cdot e + P \cdot a) \right];$$

Verschiebung eines beliebigen Punktes „x“ der Strecke  $\bar{ba}$  im Abstand  $x$  von  $A$ :

$$E \cdot \delta_{x_m} = \frac{I}{6 \cdot J} \left[ H \cdot e^2 (3\omega + 2e) + 6f \left( x - \frac{f}{2} \right) (H \cdot e + P \cdot a) \right];$$

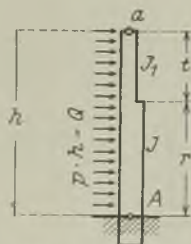


Abb. zum 7. Fall.

7. Fall:

Gleichmäßig verteilte  
Last auf die ganze Stütze.

Verschiebung des Gelenkpunktes „a“:

$$E \cdot \delta_{a_m} = \frac{p}{8 \cdot J} (h^4 + t^4 \cdot h);$$



Tafel 10. Besondere Fälle zur Bestimmung der Unbekannten X für zwei gelenkig verbundene Stützen mit unveränderlichem Trägheitsmoment.

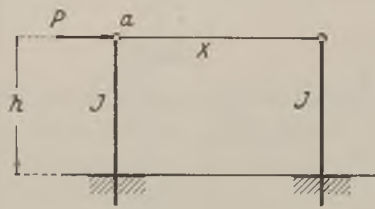


Abb. zum 1. Fall.

$$X = \frac{P}{2}$$

1. Fall:  
Wagerechte  
Einzellast  
am Gelenk-  
punkt „a“.

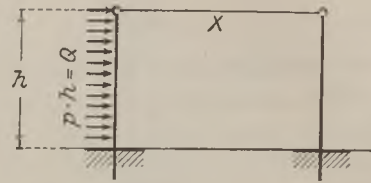


Abb. zum 5. Fall.

$$X = \frac{3}{16} \cdot p \cdot h.$$

5. Fall:  
Gleichmäßig  
verteilte Last  
auf die ganze  
Stütze.

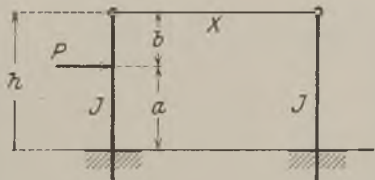


Abb. zum 2. Fall.

$$X = \frac{P \cdot a^2}{4 \cdot h^3} (b + 2h).$$

2. Fall:  
Wagerechte  
Einzellast an  
beliebiger  
Stelle.

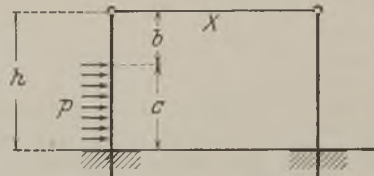


Abb. zum 6. Fall.

$$X = \frac{p \cdot c^3}{16 \cdot h^3} (4b + 3c).$$

6. Fall:  
Gleichmäßig  
verteilte Strecken-  
last an der  
Einspannstelle.

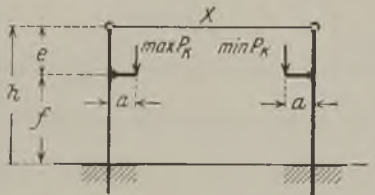


Abb. zum 3. Fall.

$$X = \frac{3}{2 \cdot h^3} (\max P_K + \min P_K) a \cdot f \left( \frac{f}{2} + e \right).$$

3. Fall:  
Laufkran.  
(Katze einseitig  
ausgefahren.)

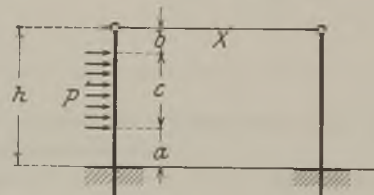


Abb. zum 7. Fall.

$$X = \frac{p}{16 \cdot h^3} \{ (b+c)^4 - b^4 + 2 \cdot h^2 \cdot c [h + 3(a-b)] \}.$$

7. Fall:  
Gleichmäßig  
verteilte  
Streckenlast  
in beliebiger  
Lage.

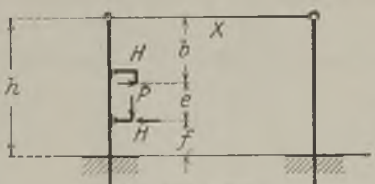


Abb. zum 4. Fall.

$$X = \frac{1}{4 \cdot h^3} \left[ H \cdot e^2 (3b + 2e) + 6f \left( h - \frac{f}{2} \right) (H \cdot e + P \cdot a) \right].$$

4. Fall:  
Konsolkran.

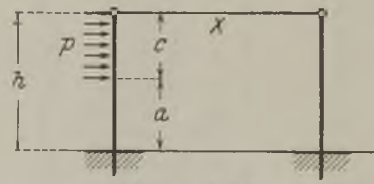


Abb. zum 8. Fall.

$$X = \frac{p \cdot c}{16 \cdot h^3} [c^3 + 2 \cdot h^2 (h + 3a)].$$

8. Fall:  
Gleichmäßig  
verteilte  
Streckenlast  
am  
Gelenkpunkt.

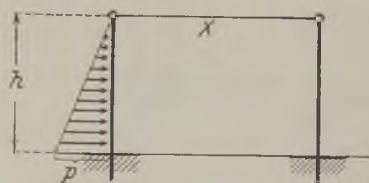


Abb. zum 9. Fall.

$$X = \frac{p \cdot h}{20}$$

9. Fall:  
Dreiecks-  
belastung mit  
Maximum  
an der  
Einspannstelle.

## Fb) Berechnung der Fußplatten und Anker.

### 1. Allgemeines.

Die Einspannung der Stützen im Fundament wird meistens durch eine Verankerung hergestellt. Bei vollwandigen Stützen kann man auch von einer Verankerung absehen und die Stützenstiele — ähnlich wie bei dem Freitragler — entsprechend tief in das Fundament einlassen (vgl. Teil II, Cb, b dieses Abschnittes).

Die Wirkung der an der Stütze außermittig angreifenden Kräfte (Abb. 148a) kann man durch die Summe der statischen Momente aller Kräfte in bezug auf den Schwerpunkt der Platte und durch die

die Verwendung von Ankern aus L- oder C-Eisen sehr zu empfehlen.

Nach den Bestimmungen vom 25. Februar 1925 beträgt die zulässige Beanspruchung der Anker für St. 37 800 kg/cm<sup>2</sup>; bei Berücksichtigung der im Teil B angeführten Belastungsfälle darf die Beanspruchung zweimal um je 1/10 erhöht werden, also auf 933 bzw. 1067 kg/cm<sup>2</sup>. Eigentlich ist nicht einzusehen, warum Anker, vor allem L- und C-Eisenanker, nicht wie andere Zugstäbe mit 1200, 1400 bzw. 1600 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht werden dürfen; hoffentlich werden bei

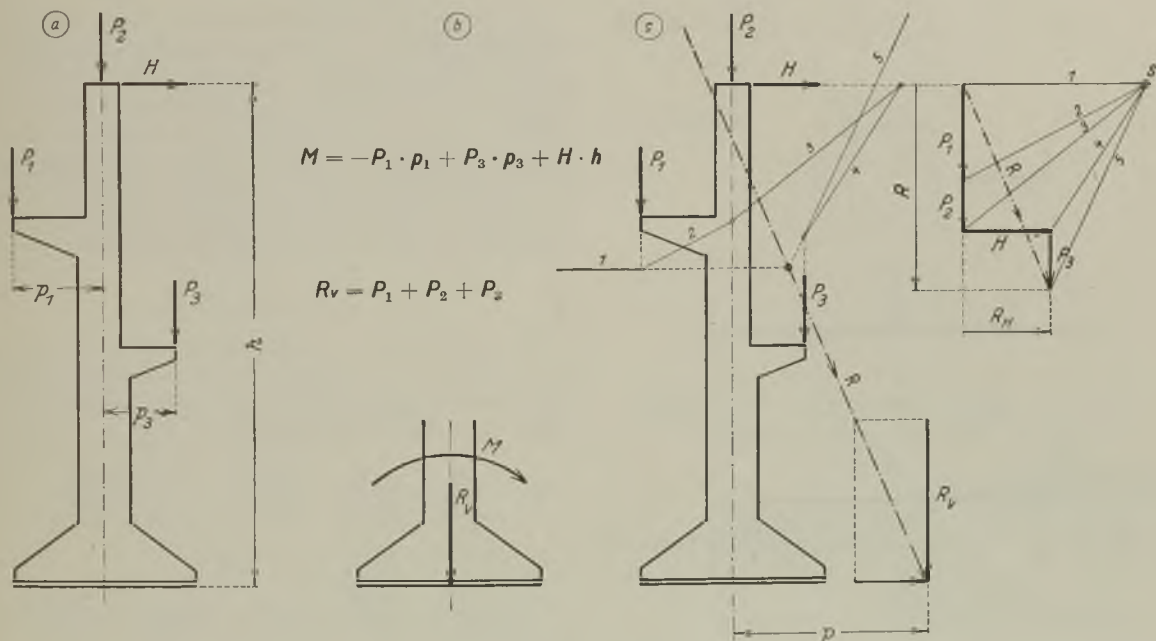


Abb. 148.

Summe aller Vertikalkräfte als zentrische Normallast ersetzen (Abb. 148b). Das Moment  $M$  und die Ersatzkraft  $R_v$  kann man wiederum ersetzen durch eine außermittig angreifende Größe  $= R_v$ , die im Abstand  $p = \frac{M}{R_v}$  von der Stützenachse entfernt angreift (Abb. 148c). In Abb. 148c ist das Maß  $p$  auch zeichnerisch durch Kraft- und Seileck ermittelt.

Die Summe aller wagerechten Seitenkräfte ( $R_H$ ) darf vernachlässigt werden, sie wird durch die Reibung zwischen Fußplatte und Fundamentkörper oder durch an der Fußplatte angebrachte Rippen in den Fundamentkörper übertragen.

Als Ankerquerschnitt werden im allgemeinen Rundisen verwendet. Bei größeren Zugkräften ist jedoch, um das Gewindefschneiden bei zu starken Rundisen oder das Anschweißen von Gewindeenden zu vermeiden (vgl. Teil II, Ca, Ausführung von Verankerungen),

einer Neuausgabe der Bestimmungen auch hier Änderungen getroffen.

Für die Berechnung der Platten und Anker sind verschiedene Berechnungsarten im Gebrauch. Nachstehend sollen die bekanntesten aufgeführt und gleichzeitig für jede Berechnungsart ein und dasselbe Zahlenbeispiel durchgeführt und die Ergebnisse zum Schluß zusammengestellt werden. Bei den folgenden Berechnungsarten und Beispielen sind die nachstehenden Bezeichnungen gültig:

- $L$  die Fußplattenlänge in cm,
- $B$  die Fußplattenbreite in cm,
- $R_v$  die Summe aller Vertikalkräfte in kg,
- $p$  der Abstand der Ersatzkraft  $R_v$  von der Stützenachse in cm,
- $k$  die zulässige Pressung des Fundamentkörpers in kg/cm<sup>2</sup>.

2. Die verschiedenen Berechnungsarten.

a) Allgemein übliche, aber nicht empfehlenswerte Berechnungsart (Abb. 149).

α) Bestimmung der Fußplatte.

Die größte Fundamentpressung  $k_{max}$  entsteht an der in der Richtung des Momentes liegenden Plattenkante  $c$ . Die kleinste Pressung  $k_{min}$ , die meistens negativ wird, tritt an der entgegengesetzten Plattenkante  $d$  auf (Abb. 149). Nach Bestimmung der beiden Werte  $M$  und  $R_v$  ergibt sich

$$k_{max} = \frac{R_v}{F} + \frac{M}{W} = \frac{R_v}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

$$k_{min} = \frac{R_v}{F} - \frac{M}{W} = \frac{R_v}{B \cdot L} - \frac{6M}{B \cdot L^2}$$

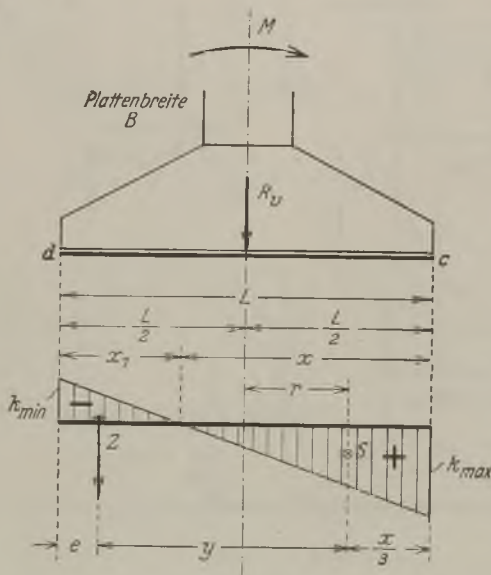


Abb. 149.

Je nachdem  $B$  oder  $L$  bekannt ist, ergibt sich dann die Plattenlänge

$$L = \frac{R_v}{2 \cdot B \cdot k} + \sqrt{\left(\frac{R_v}{2 \cdot B \cdot k}\right)^2 + \frac{6M}{B \cdot k}}$$

und die Plattenbreite

$$B = \frac{R_v}{L \cdot k} + \frac{6M}{L^2 \cdot k}$$

β) Bestimmung der Anker.

Nach Ermittlung der beiden Kantenpressungen  $k_{max}$  und  $k_{min}$  zeichnet man die Plattenlänge  $L$  maßstäblich auf, trägt die beiden Kantenpressungen  $k_{max}$  und  $k_{min}$  an und verbindet deren Endpunkte mit einer Geraden (Abb. 149). Darauf zeichnet man den Anker mit einem Abstand  $e = 100$  bis  $150$  mm von Außenkante Platte ein, bestimmt den Schwerpunkt  $s$  des Druckdreiecks und erhält aus der Zeich-

nung die beiden Abmessungen  $r$  und  $y$ . Rechnerisch werden die Werte für  $r$  und  $y$  wie folgt ermittelt:

$$x_1 = \frac{k_{min} \cdot L}{k_{max} + k_{min}} \quad x = \frac{k_{max} \cdot L}{k_{max} + k_{min}}$$

$$r = \frac{L}{2} - \frac{x}{3} \quad \text{und} \quad y = L - \frac{x}{3} - a$$

In bezug auf den Schwerpunkt  $s$  des Druckdreiecks wird nun die Momentengleichung aufgestellt:

$$M - R_v \cdot r - Z \cdot y = 0,$$

daraus der Ankerzug

$$Z = \frac{M - R_v \cdot r}{y}$$

Die vorstehende Berechnung des Ankerzuges ist allgemein üblich, aber nicht einwandfrei: die Gleichgewichtsbedingung  $\sum V = 0$  (Summe aller lotrechten Kräfte gleich Null) für die Fußplatte ist nur dann erfüllt, wenn der Ankerzug im Schwerpunkt des Zugdreiecks angreift; bei jeder anderen Ankerlage ist das Gleichgewicht nicht vorhanden. Außerdem ist das elastische Verhalten der Zuganker und des Fundamentkörpers ganz unberücksichtigt geblieben.

γ) Rechnungsbeispiel.

Die Plattenlänge  $L$  beträgt  $120$  cm, die Breite  $B = 65$  cm;  $R_v = 28500$  kg und  $M = 1858000$  cmkg. Der Ankerabstand  $e$  wird mit  $12$  cm angenommen (Abb. 149). Kantenpressungen:

$$k_{max} = \frac{R_v}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2} = \frac{28500}{65 \cdot 120} + \frac{6 \cdot 1858000}{65 \cdot 120^2}$$

$$= 3,65 + 11,9 = 15,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$k_{min} = \frac{R_v}{B \cdot L} - \frac{6M}{B \cdot L^2} = 3,65 - 11,9 = -8,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Abmessungen  $x_1$ ,  $x$ ,  $r$  und  $y$ :

$$x_1 = \frac{k_{min} \cdot L}{k_{max} + k_{min}} = \frac{8,3 \cdot 120}{15,6 + 8,3} = 41,5 \text{ cm},$$

$$x = L - a = 120 - 41,5 = 78,5 \text{ cm},$$

$$r = \frac{L}{2} - \frac{x}{3} = \frac{120}{2} - \frac{78,5}{3} = 34,0 \text{ cm},$$

$$y = L - \frac{x}{3} - e = 120 - \frac{78,5}{3} - 12,0 = 82,0 \text{ cm}.$$

Ankerzug:

$$Z = \frac{M - R_v \cdot r}{y} = \frac{1858000 - 28500 \cdot 34,0}{82,0} = 10850 \text{ kg}.$$

Querschnitt:

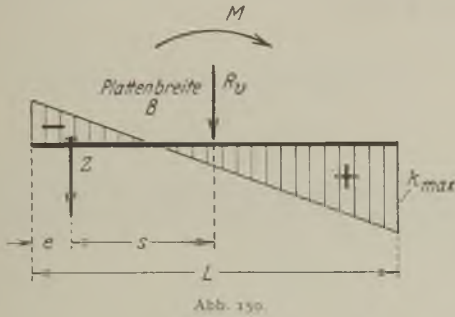
Vorhanden 2 Anker mit einem äußeren Durchmesser von  $1\frac{3}{8}$ " und einem Kernquerschnitt  $F$  von  $13,67$  cm<sup>2</sup>. Die Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{Z}{F} = \frac{10850}{13,67} = 795 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Verfahren nach W. L. Andrée (Abb. 150).  
(Die Statik des Eisenbaues S. 18.)

α) Allgemeines.

Die Plattengröße ist zunächst anzunehmen und je nach dem bei der nachfolgenden Ankerberechnung sich ergebenden Werte  $k_{max}$  zu vergrößern oder zu verkleinern.



β) Bestimmung der Anker und der größten Kantenpressung.

Die Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor

$$Z = \frac{6 \cdot M - R_v \cdot L}{6 \cdot a + L},$$

$$k_{max} = 2 \frac{R_v + Z}{L \cdot B}$$

γ) Rechnungsbeispiel.

Für das gewählte Beispiel ist:

$$L = 120 \text{ cm}, \quad B = 65 \text{ cm},$$

$$R_v = 28500 \text{ kg}, \quad M = 1858000 \text{ cmkg},$$

$$s = \frac{L}{2} - e = \frac{120}{2} - 12 = 48 \text{ cm},$$

$$Z = \frac{6 \cdot 1858000 - 28500 \cdot 120}{6 \cdot 48 + 100} = 19900 \text{ kg},$$

$$k_{max} = \frac{2 \cdot 28500 + 19900}{120 \cdot 65} = 12,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Vorhanden sind 2 Anker  $1\frac{3}{8}'' \varnothing$  mit einem Kernquerschnitt von  $13,67 \text{ cm}^2$ ; Ankerbeanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{19900}{13,67} = 1456 \text{ kg/cm}^2.$$

( $\sigma_{vorh}$  ist unzulässig hoch; die Anker müssen bei dieser Berechnungsart entsprechend stärker ausgeführt werden.)

c) Verfahren nach Max Fischer (Abb. 151).

(Statik und Festigkeitslehre I. Bd., 2. Aufl., S. 591.)

α) Allgemeines.

Bei dieser Untersuchung sind die Plattenabmessungen vorerst anzunehmen und entsprechend der bei der Berechnung des Ankerzuges erhaltenen Werte  $k_{max}$  zu verändern: wird die Kantenpressung  $k_{max}$  unzulässig hoch, dann muß die Platte entsprechend vergrößert werden.

β) Bestimmung der Anker und der größten Kantenpressung.

Bei der Ableitung dieser Formeln kommt das elastische Verhalten des Fundamentkörpers im Vergleich zu dem der Ankereisen zum Ausdruck.

In dem Zentralblatt der Bauverwaltung Jahr 1914, S. 495, hat Herr Dipl.-Ing. Wendt Formeln entwickelt, die mit den Ergebnissen von Fischer übereinstimmen.

Sämtliche Bezeichnungen sind aus der Abbildung ersichtlich.

$$-Z + D = R_v;$$

$$D = R_v + Z = \frac{3}{2} \cdot k_{max} \cdot v \cdot B;$$

hieraus die Kantenpressung:

$$(I) \quad k_{max} = \frac{R_v + Z}{1,5 \cdot v \cdot B};$$

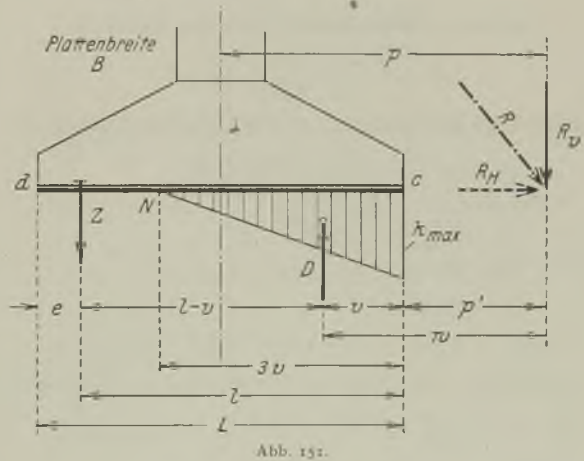
die Zugkraft:

$$(II) \quad Z(l - v) = R_v \cdot w;$$

$$Z = \frac{R_v \cdot w}{l - v};$$

die Druckkraft:

$$(III) \quad D = Z \cdot \frac{9}{2} \cdot \frac{E}{E'} \cdot \frac{v^3}{l - 3 \cdot v} \cdot \frac{B}{F};$$



hierin bedeutet:

- E der Elastizitätsmodul des Fundamentmaterials,
- E' der Elastizitätsmodul des Ankers,
- F der Querschnitt des Ankers.

$$(IVa) \quad \frac{l - v}{-1 + \left( \frac{9}{2} \cdot \frac{E \cdot B}{E' \cdot F} \right) \frac{v^2}{l - 3v}} = v + p'.$$

Der Ausdruck in der runden Klammer ist zur Abkürzung mit K bezeichnet, also

$$\frac{9}{2} \cdot \frac{E \cdot B}{E' \cdot F} = K.$$

Das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Betons zu dem des Eisens kann man setzen

$$\frac{E}{E'} = \frac{1}{15}$$

$$(V) \quad v^3 + v^2 \cdot p' + v \cdot 3 \cdot \frac{l \pm p'}{K} - l \cdot \frac{l \pm p'}{K} = 0.$$

Das positive Vorzeichen bei  $p'$  gilt, wenn  $p'$  rechts von der Kante  $c$  liegt; das negative gilt, wenn  $p'$  links von  $c$  fällt. Aus der Gleichung (V) läßt sich nun für  $v$  unmittelbar eine Formel aufstellen; da letztere aber recht unbequem wird, so ist es praktischer, die Gleichung durch Probieren zu lösen. Sobald dann  $v$  bekannt ist, ergeben sich aus den Gleichungen (II) und (I) auch  $Z$  und  $D$  bzw.  $k_{\max}$ .

#### γ) Berechnungsbeispiel.

Für das gewählte Beispiel ist  $L = 120$  cm,  $B = 65$  cm,  $R_v = 28500$  kg,  $M = 1858000$  cmkg, Ankerquerschnitt  $F = 13,67$  cm<sup>2</sup>; die in Gleichung (V) gebrauchten Werte ergeben sich dann der Reihe nach zu

$$p = \frac{1858000}{28500} = 65,2 \text{ cm,}$$

$$p' = 65,2 - 60 = 5,2 \text{ cm,}$$

$$i = 120 - 12 = 108,0 \text{ cm}$$

(12 cm = Ankerabstand von der Kante  $d$ ),

$$K = \frac{9}{2} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{65}{13,67} = 1,426,$$

somit wird die Gleichung (V) für vorstehende Aufgabe

$$v^3 + v^2 \cdot 5,2 + v \cdot 3 \cdot \frac{108,0 + 5,2}{1,426}$$

$$- 108,0 \cdot \frac{108,0 + 5,2}{1,426} = 0,$$

$$v^3 + v^2 \cdot 5,2 + v \cdot 238,1 - 8573 = 0,$$

$$v = 15,42;$$

$$15,42^3 + 15,42^2 \cdot 5,2 + 15,42 \cdot 238,1 - 8573 = 0.$$

Nachdem  $v$  bestimmt ist, findet man die Zugkraft:

$$(II) \quad Z = \frac{R_v \cdot w}{l - v} = \frac{28500 \cdot (15,42 + 5,2)}{108,0 - 15,42} = 6340 \text{ kg.}$$

Ankerbeanspruchung:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{6340}{13,67} = 464 \text{ kg/cm}^2.$$

Kantenpressung:

$$(I) \quad k_{\max} = \frac{28500 + 6340}{1,5 \cdot 15,42 \cdot 65} = 23,2 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Verfahren nach A. Mecklenbeck (Abb. 152).

(Zeitschrift „Der Eisenbau“ 4. Jahrg., Heft 6.)

#### α) Bestimmung der Fußplatte.

Die Bezeichnungen gehen aus der Abb. 152 hervor. Abgesehen von jeder Elastizitätsbedingung wird der Gleichgewichtszustand in der Lagerfuge unter-

sucht unter der Bedingung, daß die Kantenpressung  $k_{\max}$  einen bestimmten zulässigen Wert nicht überschreitet.

Der Abstand  $l$  von Zuganker bis zur Plattenkante  $c$  wird zunächst angenommen.

$$x = \frac{3}{2} \left( l \pm \sqrt{l^2 - \frac{8}{3 k_{\max}} \frac{M + R_v \cdot s}{B}} \right),$$

die Plattenlänge

$$L = l + e.$$

#### β) Bestimmung der Zuganker.

$$Z = k_{\max} \cdot \frac{B \cdot x}{2} - R_v.$$

Wird der Ankerzug zu groß, dann muß die Plattenlänge  $L$  bzw. der Abstand  $l$  größer angenommen werden.

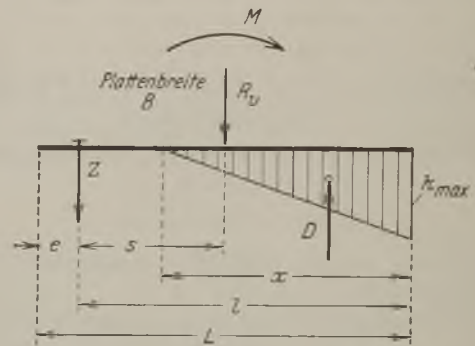


Abb. 152.

#### γ) Berechnungsbeispiel.

Für das Beispiel ist

$$R_v = 28500 \text{ kg,} \quad M = 1858000 \text{ cmkg,}$$

$$k_{\max} = 15,6 \text{ kg/cm}^2, \quad l = 108,0 \text{ cm,}$$

$$B = 65,0 \text{ cm,} \quad s = 48,0 \text{ cm,}$$

$$x = \frac{3}{2} \left( 108 \pm \sqrt{108^2 - \frac{8}{3 \cdot 15,6} \frac{1858000 + 28500 \cdot 48,0}{65,0}} \right) = 78,0 \text{ cm,}$$

$$Z = 15,6 \cdot \frac{65,0 \cdot 78,0}{2} - 28500 = 11050 \text{ kg.}$$

Vorhanden 2 Anker 1 3/8" ∅ mit einem Kernquerschnitt von 13,67 cm<sup>2</sup>; Ankerbeanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{11050}{13,67} = 808 \text{ kg/cm}^2.$$

e) Verfahren nach Dipl.-Ing. Spangenberg (Abb. 153).

(Zentralblatt der Bauverwaltung Jahrgang 1915, S. 406.)

#### α) Allgemeines.

Bei dem Verfahren nach Fischer bzw. Wendt (Teil c) ist die Zugkraft  $Z$  und die größte Kantenpressung  $k_{\max}$  ermittelt unter der Annahme der Fußplattengröße und der Stärke der Verankerung.

Spangenberg geht von einem anderen Standpunkt aus: Die zulässige größte Druckbeanspruchung  $k_{max}$  des Fundamentkörpers und die zulässige Beanspruchung  $\sigma_{zul}$  der Verankerung nimmt er — wie es auch praktisch ist — als bekannt an und bestimmt die Abmessungen der Fußplatte und der Verankerung. Außerdem vermeidet Spangenberg die unbequeme Auflösung einer Gleichung dritten Grades.

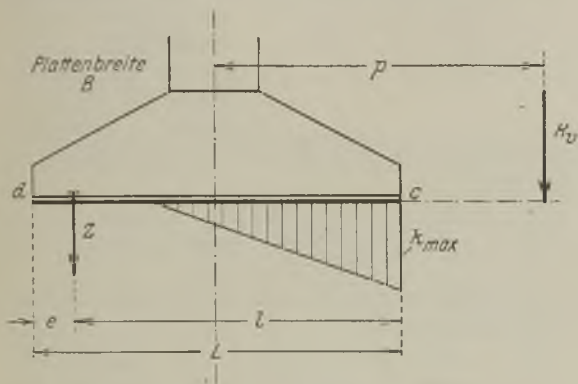


Abb. 153.

Hilfswerte:

$$1) \alpha = \frac{n \cdot k_{max}}{n \cdot k_{max} + \sigma_{zul}}$$

$$2) \beta = 2 \cdot k_{max} \cdot \alpha \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

Es ist

$n$  die Elastizitätsziffer  $\frac{E'}{E} = 10$  bis  $15$  für Stampfbeton,

( $E'$  = Elastizitätsmodul des Fundamentmaterials,

$E$  = Elastizitätsmodul des Ankers),

$k_{max}$  die größte Druckbeanspruchung des Fundamentkörpers in  $kg/cm^2$ ,

$\sigma_{zul}$  die zulässige Ankerbeanspruchung =  $800, 933$  bzw.  $1067 kg/cm^2$ .

Die Hilfswerte  $\alpha$  und  $\beta$  sind für bestimmte zulässige Druckbeanspruchungen  $k_{max}$  und für die zulässige Ankerbeanspruchung  $\sigma_{zul}$   $800, 933$  bzw.  $1067 kg/cm^2$  unter Annahme des bestimmten Wertes von  $n = 15$  für Stampfbeton aus der Zusammenstellung X zu entnehmen. Am besten rechnet man mit dem üblichen und auch amtlich vorgeschriebenen Wert  $n = 15$ , obwohl bei einem guten Beton der Wert  $n = 10$  der Wirklichkeit mehr entspricht.

Zusammenstellung X, Hilfswerte  $\alpha$  und  $\beta$ .

$k_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_e = 800 kg/cm^2$		$\sigma_e = 933 kg/cm^2$		$\sigma_e = 1067 kg/cm^2$	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
40	0,429	29,41	0,391	27,23	0,360	25,34
35	0,396	24,06	0,360	22,18	0,330	20,55
30	0,360	19,01	0,325	17,41	0,297	16,04
25	0,319	14,27	0,287	12,97	0,260	11,88
20	0,273	9,93	0,243	8,94	0,219	8,14
15	0,220	6,12	0,194	5,45	0,174	4,92

Je größer die Druckspannung  $k_{max}$ , desto geringer wird die Fußplattenlänge.

$\beta$ ) Bestimmung der Fußplatte.

Die Fußplattenbreite ist anzunehmen. Sie ergibt sich aus der Ausbildung des Stützenfußes.

Der Abstand von der Fußplattenkante  $c$  bis zum Anker:

$$l = \frac{R_v}{\beta \cdot B} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \beta \cdot B}{R_v} (2 \cdot p - e)} \right]$$

die Fußplattenlänge:

$$L = l + e.$$

$\gamma$ ) Bestimmung der Anker.

Die Zugkraft

$$Z = \frac{1}{2} \alpha \cdot B \cdot l \cdot k_{max} - R_v,$$

$\delta$ ) Rechnungsbeispiel.

Für das Beispiel ist

$$R_v = 28500 kg,$$

$$B = 65,0 cm,$$

$$p = 65,2 cm,$$

$$e = 12 cm.$$

Angenommen wird

$$k_{max} \text{ mit } 25 kg/cm^2;$$

$$\sigma_{zul} \quad 800 kg/cm^2;$$

$$n = 15.$$

Hilfswerte (vgl. Zusammenstellung X):

$$\alpha = 0,319, \quad \beta = 14,27.$$

Abstand von der Plattenkante  $c$  bis zum Anker

$$l = \frac{28500}{14,27 \cdot 65} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 14,27 \cdot 65}{28500} (2 \cdot 65,2 - 12)} \right] = 117,0;$$

die Fußplattenlänge

$$L = 117 + 12 = 129 cm;$$

die Zugkraft

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 0,319 \cdot 65 \cdot 117,25 - 28500 = 1900 kg.$$

Vorhanden 2 Anker von  $1\frac{3}{8}'' \varnothing$  mit einem Kernquerschnitt von  $13,67 cm^2$ .

Ankerbeanspruchung

$$\sigma_{vorh} = \frac{1900}{1367} = 139 kg/cm^2.$$

f) Vergleich der verschiedenen Berechnungsverfahren.

Wie aus folgender Zusammenstellung XI hervorgeht, sind die Unterschiede in den verschiedenen Berechnungsverfahren sehr groß.

M. E. ist das Verfahren nach Fischer bzw. Wendt das zweckmäßigste.

Zusammenstellung XI.

Berechnung nach	Plattenlänge <i>L</i> cm	Plattenbreite <i>B</i> cm	Kantenpressung <i>k</i> <sub>max</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Ankerzug <i>Z</i> kg	Ankerbeanspruchung <i>σ</i> kg/cm <sup>2</sup>
der üblichen Weise	120	65	15,6	10850	798
W. L. Andree . . .	120	65	12,4	19900	1456
Max Fischer . . .	120	65	23,2	6340	464
A. Mecklenbeck . .	120	65	15,6	11050	808
Spangenberg . . .	129	65	25,0	1900	139

Als Beispiel zur Bestimmung der ungünstigsten Fußplattenbelastung diene die nach Abb. 154 belastete Stütze.

Zur Bestimmung der größten Kantenpressung an der rechten Plattenseite erhält man die ungünstigsten Werte für die an der Platte angreifende

3. Die ungünstigste Belastungsweise zur Bestimmung der Fußplatte und des größten Ankerzuges.

a) Die Belastungsart, die die größte Kantenpressung ergibt.

Bei der Bestimmung der größten Kantenpressung *k*<sub>max</sub> sind folgende Regeln zu beachten: Die größte Fundamentpressung an der rechten Plattenkante *c* ergibt sich, wenn man alle Kräfte, die in ihrer Verlängerung die Platte innerhalb der Kernpunkte schneiden (also bei der rechteckigen Platte innerhalb des mittleren Drittels bleiben), stets mit den Größtwerten einsetzt, ganz gleichgültig, ob sie rechts oder links um den Schwerpunkt der Platte drehen (*P*<sub>1</sub> und *P*<sub>5</sub> in Abb. 154).

Für die Kräfte, die die Platte nicht innerhalb der Kernpunkte schneiden, sind bei Drehung der Kraft rechts um den Plattenschwerpunkt (*H* und *P*<sub>3</sub> in Abb. 154) die Größtwerte und bei Drehung der Kraft links herum (*P*<sub>2</sub> und *P*<sub>4</sub> in Abb. 154) die Kleinstwerte einzusetzen. Umgekehrt bekommt man die größte Kantenpressung an der linken Plattenkante *d*. Beide max-

Kantenpressungen dürfen die zulässige Druckbeanspruchung *k* nicht überschreiten.

Die Größtwerte (*max P*) entstehen bei Vollbelastung der auf der Stütze gelagerten Bauteile, z. B. bei dem Dachbinder aus Eigengewicht, Schnee und Wind und bei der Decke aus Eigengewicht und Nutzlast.

Für die Kleinstwerte (*min P*) setzt man nur die Eigengewichte ein.

zentrische Normallast *R*<sub>v</sub> und für das Moment *M* wie folgt:

$$R_v = \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \min P_4 + \max P_5,$$

$$M = \max H \cdot h - \max P_1 \cdot p_1 - \min P_2 \cdot p_2 + \max P_3 \cdot p_3 - \min P_4 \cdot p_4.$$

Die größte Kantenpressung an der linken Plattenseite ergibt sich mit

$$R_v = \max P_1 + \max P_2 + \min P_3 + \max P_4 + \max P_5,$$

$$M = -\min H \cdot h + \max P_1 \cdot p_1 + \max P_2 \cdot p_2 - \min P_3 \cdot p_3 + \max P_4 \cdot p_4.$$

Mehrere Kräfte, die nur zusammen auftreten können (z. B. Kranlast, Seitenschub und Unbekannte *X*), müssen natürlich auch vereint betrachtet werden; hier ist die Richtung der Ersatzkraft maßgebend.

b) Die Belastungsart, die den größten Ankerzug ergibt.

Die zur Bestimmung der größten Kantenpressung maßgebende Belastungsart ergibt jedoch nicht den größten Ankerzug.

Zur Feststellung des größten Ankerzuges sind vielmehr folgende Regeln zu beachten:

Alle an der Stütze angreifenden Kräfte, die in ihrer Verlängerung die Fußplatte innerhalb der Kernpunkte schneiden, sind stets mit den Kleinstwerten einzusetzen, ganz gleichgültig, ob sie rechts oder links um den Plattenschwerpunkt drehen.

Die Kräfte, die die Platte nicht innerhalb der Kernpunkte schneiden, sind bei Drehung der Kraft nach der Seite des Ankers mit den Kleinstwerten und bei Drehung der Kraft nach der dem Anker entgegengesetzten Seite mit den Größtwerten einzusetzen.

Als Beispiel zur Ermittlung der Belastung, die den größten Ankerzug ergibt, diene die nach Abb. 154 belastete Stütze:

Zur Bestimmung des größten Ankerzuges an der linken Plattenseite findet man die Werte für die an der Platte angreifende zentrische Normallast *R*<sub>v</sub> und für das Moment *M* wie folgt:

$$R_v = \min P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \min P_4 + \min P_5,$$

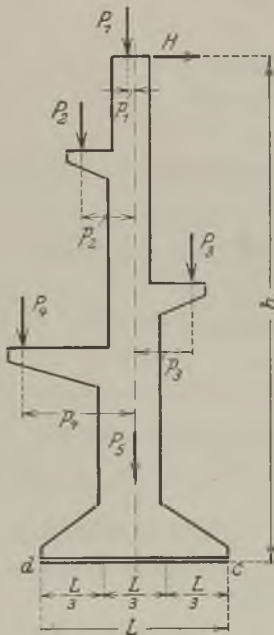
$$M = \max H \cdot h - \min P_1 \cdot p_1 - \min P_2 \cdot p_2 + \max P_3 \cdot p_3 - \min P_4 \cdot p_4.$$

Der größte Ankerzug an der rechten Plattenseite ergibt sich mit den Werten:

$$R_v = \min P_1 + \max P_2 + \min P_3 + \max P_4 + \min P_5;$$

$$M = -\min H \cdot h + \min P_1 \cdot p_1 + \max P_2 \cdot p_2 - \min P_3 \cdot p_3 + \max P_4 \cdot p_4.$$

Abb. 154.



### Fc) Berechnung der unten eingespannten vollwandigen Stützen.

#### 1. Allgemeine Berechnung

Nachdem durch den vorangehenden Teil Fa die Bestimmung der Unbekannten  $X$  bekannt ist, bietet die weitere Berechnung der Momente, Normalkräfte, Querkräfte und Querschnitte nichts Neues: Die Stützen können als Freitragler angesehen werden (vgl. Bd. I, 5. Aufl., 6. Abschnitt, Teil I, D). Für die Bestimmung der Querschnitte ist Teil Ea, 3 dieses Abschnittes zu beachten.

Die Momente und Normalkräfte werden am besten rechnerisch ermittelt. Die einzelnen Belastungsfälle müssen streng gesondert untersucht und die ungünstigsten Werte zusammengefaßt werden. Natürlich ist zu beachten, daß die Wirkung des Eigengewichtes stets zu berücksichtigen ist, während die zufälligen Lasten infolge Schnee, Wind, Kranlast usw. entweder gleichzeitig, getrennt oder gar nicht vorhanden sein können.

Nachstehend sind zwei Berechnungsbeispiele gegeben.

#### 2. Zwei Zahlenbeispiele.

2a) 1. Beispiel.

a) Allgemeines.

Die Stützen für die in Abb. 155 dargestellte Halle sind zu berechnen. Die Trägheitsmomente der Stützen  $A$  und  $B$  sind gleich. Außer der Dachlast und dem Winddruck besteht die Belastung aus einem 15 t-Laufkran.

Das Gebilde ist einfach statisch unbestimmt; als Unbekannte  $X$  wird die Horizontalkraft in der Verbindungsstange (Binder) eingeführt.

b) Untersuchung infolge  $X = 1$ .

(Abb. 156 a.)

Stütze  $A$  und  $B$ .

$$M_{0A} = M_{0B} = 1,0 \cdot 7,0 = 7,0 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = \mathfrak{F}_{0B} = \frac{7,0 \cdot 7,0}{2} = 24,5 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{E}_{0A} = \mathfrak{E}_{0B} = \frac{2}{3} \cdot 7,0 = 4,67 \text{ m};$$

$$\delta_{aa} = \delta_{bb} = \mathfrak{F}_0 \cdot \mathfrak{E}_0 = 24,5 \cdot 4,67 = 114,4 \text{ m}^3\text{t}.$$

Längswand-Ansicht



Querschnitt

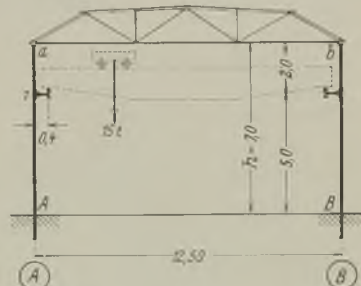


Abb. 155.

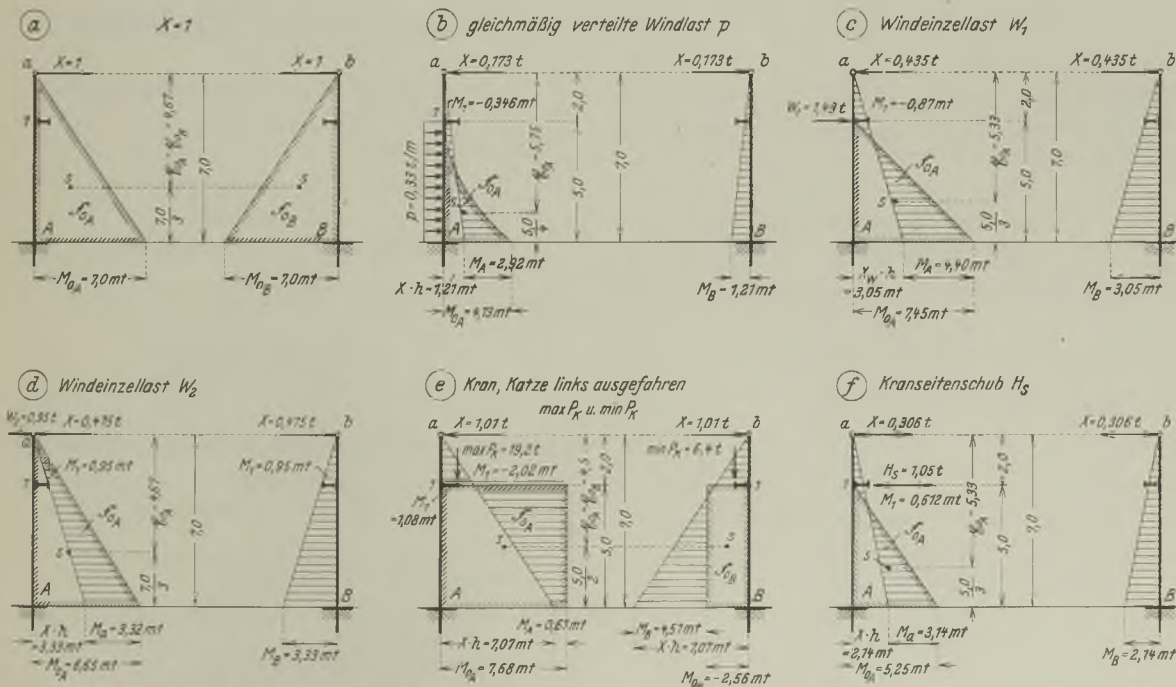


Abb. 156.



c) Untersuchung infolge der gleichmäßig verteilt wirkenden Windlast  $p$ .

(Abb. 156b.)

α) Werte für den Zustand  $X = 0$ .

1) Stütze A.

$$M_{0A} = \frac{0,33 \cdot 5,0^2}{2} = 4,13 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = \frac{4,13 \cdot 5,0}{3} = 6,88 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{E}_{0A} = \frac{3}{4} \cdot 5,0 + 2,0 = 5,75 \text{ m};$$

$$\delta_{am} = \mathfrak{F}_{0A} \cdot \mathfrak{E}_{0A} = 6,88 \cdot 5,75 = 39,56 \text{ m}^3\text{t}.$$

2) Stütze B.

$$M_{0B} = 0, \text{ daher } \delta_{bm} = 0.$$

β) Unbekannte  $X$ .

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 39,56}{114,3 + 114,3} = -0,173 \text{ t}.$$

γ) Momente und Normalkräfte.

1) Stütze A.

Einspannmoment

$$M_A = M_{0A} - X \cdot h = 4,13 - 0,173 \cdot 7,0 \\ = 4,13 - 1,21 = 2,92 \text{ mt};$$

$$M_1 = -0,173 \cdot 2,0 = -0,346 \text{ mt}.$$

Normalkraft  $N = 0$ .

2) Stütze B.

Einspannmoment

$$M_B = X \cdot h = 0,173 \cdot 7,0 = 1,21 \text{ mt};$$

$$M_1 = 0,173 \cdot 2,0 = 0,346 \text{ mt}.$$

Normalkraft  $N = 0$ .

(Die Momente sind in der Abb. 156b zeichnerisch dargestellt und können auch an jeder Stelle abgegriffen werden.)

d) Untersuchung der Windlast  $W_1$ .

(Abb. 156c.)

α) Werte für den Zustand  $X = 0$ .

1) Stütze A.

$$M_{0A} = 1,49 \cdot 5,0 = 7,45 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = \frac{7,45 \cdot 5,0}{2} = 18,63 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{E}_{0A} = \frac{2}{3} \cdot 5,0 + 2,0 = 5,33 \text{ m};$$

$$\delta_{am} = \mathfrak{F}_{0A} \cdot \mathfrak{E}_{0A} = 18,63 \cdot 5,33 = 99,30 \text{ m}^3\text{t}.$$

2) Stütze B.

$$M_{0B} = 0, \text{ daher } \delta_{bm} = 0.$$

β) Unbekannte  $X$ .

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 99,30}{114,3 + 114,3} = -0,435 \text{ t}.$$

γ) Momente und Normalkräfte.

1) Stütze A.

Einspannmoment

$$M_A = M_{0A} - X \cdot h = 7,45 - 0,435 \cdot 7,0 \\ = 7,45 - 3,05 = 4,40 \text{ mt};$$

$$M_1 = -0,435 \cdot 2,0 = -0,87 \text{ mt}.$$

Normalkraft  $N = 0$ .

2) Stütze B.

Einspannmoment

$$M_B = X \cdot h = 0,435 \cdot 7,0 = 3,05 \text{ mt};$$

$$M_1 = 0,435 \cdot 2,0 = 0,87 \text{ mt}.$$

e) Untersuchung infolge der Windlast  $W_2$ .

(Wind auf Wand und wagerechte Seitenkraft des Windes auf das Dach.) (Abb. 156d.)

α) Werte für den Zustand  $X = 0$ .

1) Stütze A.

$$M_{0A} = 0,95 \cdot 7,0 = 6,65 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = \frac{6,65 \cdot 7,0}{2} = 23,3 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{E}_{0A} = \frac{2}{3} \cdot 7,0 = 4,67 \text{ m};$$

$$\delta_{am} = \mathfrak{F}_{0A} \cdot \mathfrak{E}_{0A} = 23,3 \cdot 4,67 = 108,8 \text{ m}^3\text{t}.$$

2) Stütze B.

$$M_{0B} = 0, \text{ daher } \delta_{bm} \text{ ebenfalls } 0.$$

β) Unbekannte  $X$ .

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 108,8}{114,3 + 114,3} = 0,475 \text{ t}.$$

γ) Momente und Normalkräfte.

1) Stütze A.

Einspannmoment

$$M_A = M_{0A} - X \cdot h = 6,65 - 0,475 \cdot 7,0 \\ = 6,65 - 3,33 = 3,32 \text{ mt};$$

$$M_1 = (0,95 - 0,475) \cdot 2,0 = 0,95 \text{ mt}.$$

2) Stütze B.

Einspannmoment

$$M_B = 0,475 \cdot 7,0 = 3,33 \text{ mt};$$

$$M_1 = 0,475 \cdot 2,0 = 0,95 \text{ mt}.$$

f) Untersuchung infolge Kran, Katze links ausgefahren.

(Abb. 156e.)

α) Werte für den Zustand  $X = 0$ .

1) Stütze A.

$$M_{0A} = 19,2 \cdot 0,4 = 7,68 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = 7,68 \cdot 5,0 = 38,40 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{E}_{0A} = \frac{5,0}{2} + 2,0 = 4,5 \text{ m};$$

$$\delta_{am} = \mathfrak{F}_{0A} \cdot \mathfrak{E}_{0A} = 38,4 \cdot 4,5 = 172,8 \text{ m}^3\text{t}.$$

2) Stütze B.

$$M_{0B} = -6,4 \cdot 0,4 = 2,56 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0B} = -2,56 \cdot 5,0 = -12,80 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{z}_{0B} = \frac{5,0}{2} + 2,0 = 4,5 \text{ m};$$

$$\delta_{bm} = \mathfrak{F}_{0B} \cdot \mathfrak{z}_{0B} = -12,8 \cdot 4,5 = -57,6 \text{ m}^3\text{t}.$$

β) Unbekannte X.

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{-57,6 - 172,8}{114,3 + 114,3} = -1,01 \text{ t}.$$

(Hier erhält der Wert  $\delta_{bm}$  das negative Vorzeichen, da die Kraft  $\min P_K$  links herumdreht; vgl. Teil Fa.)

γ) Momente und Normalkräfte.

1) Stütze A.

Einspannmoment

$$M_A = M_{0A} - X \cdot h = 7,68 - 1,01 \cdot 7,0 \\ = 7,68 - 7,07 = 0,61 \text{ mt};$$

$$M_1 = -1,01 \cdot 2,0 = -2,02 \text{ mt}.$$

Normalkräfte: für die Strecke  $A1 = -19,2 \text{ t}$ .  
für die Strecke  $1a = 0$ .

2) Stütze B.

Einspannmoment

$$M_B = -M_{0B} + X \cdot h = -2,56 + 1,01 \cdot 7,0 \\ = -2,56 + 7,07 = 4,51 \text{ mt};$$

$$M_1 = 1,01 \cdot 2,0 = 2,02 \text{ mt}.$$

Normalkräfte: für die Strecke  $B1 = -6,4 \text{ t}$ .  
für die Strecke  $1b = 0$ .

g) Untersuchung infolge Kranseitenschub  $H_s$ .

(Abb. 156f.)

α) Werte für den Zustand  $X=0$ .

1) Stütze A.

$$M_{0A} = 1,05 \cdot 5,0 = 5,25 \text{ mt};$$

$$\mathfrak{F}_{0A} = \frac{5,25 \cdot 5,0}{2} = 13,13 \text{ m}^2\text{t};$$

$$\mathfrak{z}_{0A} = \frac{2}{3} \cdot 5,0 + 2,0 = 5,33 \text{ m};$$

$$\delta_{am} = \mathfrak{F}_{0A} \cdot \mathfrak{z}_{0A} = 13,13 \cdot 5,33 = 70,0 \text{ m}^3\text{t}.$$

2) Stütze B.

$$M_{0B} = 0, \text{ daher } \delta_{bm} \text{ ebenfalls } 0.$$

β) Unbekannte X.

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 70,0}{114,3 + 114,3} = -0,306 \text{ t}.$$

Es ist zu beachten, daß der Kranseitenschub  $H_s$  auch nach außen wirkt. Die Werte erhalten dann das entgegengesetzte Vorzeichen.

γ) Momente und Normalkräfte.

1) Stütze A.

Einspannmoment

$$M_A = M_{0A} - X \cdot h = 5,25 - 0,306 \cdot 7,0 \\ = 5,25 - 2,14 = \pm 3,14 \text{ mt};$$

$$M_1 = \mp 0,306 \cdot 2,0 = \mp 0,612 \text{ mt}.$$

2) Stütze B.

Einspannmoment

$$M_B = \pm 0,306 \cdot 7,0 = \pm 2,14 \text{ mt};$$

$$M_1 = \pm 0,306 \cdot 2,0 = \pm 0,612 \text{ mt}.$$

h) Untersuchung infolge Dachlast.

Der lotrechte Binderauflagerdruck  $P$  greift an der Stütze mittig an. Er ruft daher keine Kraft in der Verbindungsstange hervor, ebenso auch keine Momente. Der Auflagerdruck  $\max P_D$  beträgt 8,5 t und  $\min P_D = 5,1 \text{ t}$ . Bei diesen Lasten ist das Stützeigengewicht bereits berücksichtigt.

Stütze A und B.

$$M = 0.$$

Normalkraft für die Strecke  $aA$  bzw.  $bB = -8,5 \text{ t}$ .

i) Ungünstigste Wirkung von Moment und Normalkraft.

Bei Betrachtung der in Abb. 156 dargestellten Momentenflächen ist sofort zu übersehen, daß das absolut größte Gesamtmoment an der Einspannstelle auftritt.

Größtes von außen nach innen drehendes Moment:

$$\max M = 2,92 + 4,40 + 3,33 + 0,61 + 3,14 \\ = 14,40 \text{ mt} = 1440,00 \text{ cmt}.$$

Größtes von innen nach außen drehendes Moment:

$$\min M = -1,21 - 3,05 - 3,33 - 4,51 - 2,14 \\ = -14,24 \text{ mt} = -1424,00 \text{ cmt}.$$

Die größte dazu gehörige Normalkraft beträgt bei dem nach innen drehenden Moment

$$-19,2 - 8,5 = -27,7 \text{ t};$$

und bei dem nach außen drehenden Moment

$$-6,4 - 8,5 = -14,9 \text{ t}.$$

k) Vorhandener Querschnitt und Beanspruchung für Stütze A und B.

Vorhanden  $\text{IP}30$  mit  $F = 154,0 \text{ cm}^2$ ;

$$W_x = 1717 \text{ cm}^3;$$

$$i_x = 12,9 \text{ cm}; i_y = 7,65 \text{ cm}.$$

Die Knicklänge beträgt in der  $x$ -Achse = 7,0 m, in der  $y$ -Achse = 5,0 m.

$$\lambda_x = \frac{700}{12,9} = 54; \quad \omega = 1,21,$$

$$\lambda_y = \frac{500}{7,65} = 66; \quad \omega = 1,34.$$

Vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{N \cdot \omega}{F} + \frac{M}{W} \\ = \frac{27,7 \cdot 1,34}{154,0} + \frac{14400,0}{1717} = 0,241 + 0,837 = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

1) Platten und Verankerung.

α) Allgemeines.

Die Plattengröße und die Verankerung wird nach Teil I, Fb), 2c bestimmt.

Die Plattenlänge  $L$  ist 110 cm, die Plattenbreite  $B$  ist 60 cm.

Die Platte und Verankerung sind symmetrisch ausgebildet; in 15 cm Abstand von der äußeren und inneren Plattenkante sind je zwei Anker  $\Phi 1/4''$  angeordnet, die einen Kernquerschnitt von 11,54 cm<sup>2</sup> aufweisen.

$\beta$ ) Größte Kantenpressung.

Die größte Kantenpressung wird an der inneren Plattenkante bestimmt; folgende Werte sind maßgebend:  $\max P_D$ , Wind,  $\max P_K$  und  $H_e$ . Es sind überall die max-Kräfte einzusetzen, da die Mittelkraft

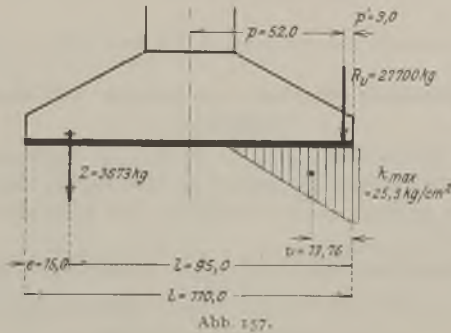


Abb. 157.

der zusammengehörigen Kräfte (Belastung mit der dazu gehörigen  $X$ -Kraft) stets innerhalb der Kernpunkte bzw. außerhalb des Kernes nach der Platteninnenkante zu fällt.

Nach vorstehendem wird (Abb. 157):

$$M = 1440,0 \text{ cmt} = 1440000 \text{ cmkg},$$

$$R_v = 27700 \text{ kg}.$$

Nach Teil I, Fb), 2c ergeben sich:

$$p = \frac{1440000}{27700} = 52,0 \text{ cm};$$

$$p' = 52,0 - \frac{110,0}{2} = -3,0 \text{ cm};$$

$$l = 110,0 - 15,0 = 95,0 \text{ cm}$$

(15,0 cm = Ankerabstand von der Kante);

$$K = \frac{9}{2} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{60,0}{11,54} = 1,56;$$

somit wird

$$v^3 + v^2 \cdot 3,0 + v \cdot 3 \cdot \frac{95,0 - 3,0}{1,56} - 95,0 \cdot \frac{95,0 - 3,0}{1,56} = 0;$$

$$v^3 + v^2 \cdot 3,0 + v \cdot 177 - 5603 = 0;$$

$$v = 13,76;$$

$$13,76^3 + 13,76^2 \cdot 3,0 + 13,76 \cdot 177 - 5603 = 0.$$

Nachdem  $v$  bestimmt ist, findet man die Zugkraft

$$Z = \frac{R_v \cdot w}{l - v} = \frac{27700(13,77 - 3,0)}{95,0 - 13,77} = 3673 \text{ kg}.$$

Ankerbeanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{3673}{11,54} = 317 \text{ kg/cm}^2.$$

Kantenpressung

$$k_{\text{max}} = \frac{27700 + 3673}{1,5 \cdot 13,77 \cdot 60} = 25,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$\gamma$ ) Größter Ankerzug.

Die größte Beanspruchung erleiden die an der inneren Plattenkante befindlichen Anker.

Nach den Belastungsregeln (vgl. Teil I, Fb, 3b) ist hier die kleinste Dachlast einzusetzen, da diese in den Kernpunkt der Platte fällt. Bei der Kranlast ist  $\min P_K$  einzusetzen. Die Mittelkraft von  $\min P_K$  und der dazugehörigen Kraft  $X = 1,01 \text{ t}$  fällt nach außen über den Kern hinaus:

$$p = \frac{1,01 \cdot 700}{6,4} = 111 \text{ cm}.$$

Nach vorangehendem wird (Abb. 158):

$$M = 1424,0 \text{ cmt} = 1424000 \text{ cmkg},$$

$$R_v = \min P_D + \min P_K = 5,1 + 6,4 = 11,5 \text{ t}.$$

Nach Teil I, Fb, 2c ergeben sich:

$$p = \frac{1424000}{11500} = 124,0 \text{ cm},$$

$$p' = 124,0 - \frac{110,0}{2} = 69,0 \text{ cm},$$

$$l = 110,0 - 15,0 = 95,0 \text{ cm}$$

(15,0 cm = Ankerabstand von der Kante),

$$K = \frac{9}{2} \cdot \frac{1}{15} \cdot \frac{60,0}{11,54} = 1,56;$$

somit wird

$$v^3 + v^2 \cdot 69,0 + v \cdot 3 \cdot \frac{95,0 + 69,0}{1,56} - 95,0 \cdot \frac{95,0 + 69,0}{1,56} = 0,$$

$$v^3 + v^2 \cdot 69,0 + v \cdot 315 - 9987 = 0,$$

$$v = 9,45;$$

$$9,45^3 + 9,45^2 \cdot 69,0 + 9,45 \cdot 315 - 9987 = 0.$$

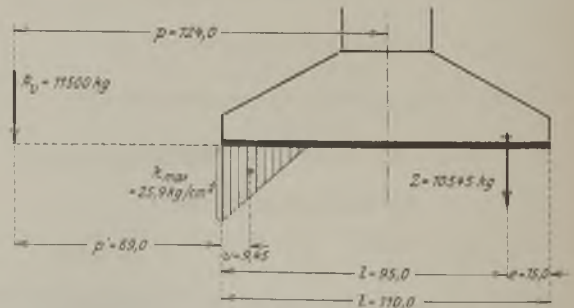


Abb. 158.

Nachdem  $v$  bestimmt ist, findet man die Zugkraft

$$Z = \frac{R_v \cdot w}{l - v} = \frac{11500 \cdot (9,45 + 69,0)}{95,0 - 9,45} = 10545 \text{ kg}.$$

Ankerbeanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{10545}{11,54} = 914 \text{ kg/cm}^2.$$

(Bei einer Eisenbeanspruchung  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  darf die Ankerbeanspruchung  $800 + \frac{1}{11} \cdot 800 = 933 \text{ kg/cm}^2$  sein.)

Kantenpressung:

$$k_{\max} = \frac{11500 + 10530}{1,5 \cdot 9,45 \cdot 60} = 25,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Daß bei diesem Belastungsfall die Pressung an der äußeren Plattenkante noch etwas größer wird als bei dem Belastungsfall zur Bestimmung von  $k_{\max}$  an der inneren Plattenkante kommt daher, daß die Anker an der Innenkante bedeutend höher beansprucht sind als die an der Außenkante. Würde man die Anker gleichmäßig ausnützen und daher verschieden stark wählen, dann ergibt sich entsprechend der im Teil I, Fb, 3 angegebenen ungünstigsten Belastungsweise die Pressung an der äußeren Plattenkante geringer als die an der inneren. Wegen der Gefahr der Verwechslung der Anker ist die Verwendung von verschiedenen Ankern nicht zu empfehlen.

### m) Betrachtung zu dem Beispiel.

Im Beispiel sind die Verschiebungen und die Unbekannten mit Hilfe des Momentenflächenverfahrens ermittelt worden. Die Werte für die Verschiebungen sowie für die  $X$ -Kräfte sollen nachstehend mit Hilfe der in der Tafel 8 und 10 gegebenen Sonderfälle berechnet werden.

$\alpha$ ) Untersuchung infolge  $X = 1$ .

Verschiebung  $\delta_{aa}$  nach Tafel 8; 1. Fall:

$$\delta_{aa} = \frac{P \cdot h^3}{3 \cdot J} = \frac{1,0 \cdot 7,0^3}{3} = 114,3;$$

$J$  bleibt unberücksichtigt, da die Stützen  $A$  und  $B$  das gleiche Trägheitsmoment haben.

$\beta$ ) Untersuchung infolge der gleichmäßig verteilt wirkenden Windlast  $p$ .

Verschiebung  $\delta_{am}$  nach Tafel 8; 6. Fall:

$$\delta_{am} = \frac{0,33 \cdot 5,0^3}{6} \left( 7,0 - \frac{5,0}{4} \right) = 39,56;$$

$X$  ergibt sich unmittelbar nach Tafel 10; 6. Fall:

$$X = \frac{0,33 \cdot 5,0^3}{16 \cdot 7,0^3} (4 \cdot 2,0 + 3 \cdot 5,0) = 0,173 \text{ t.}$$

$\gamma$ ) Untersuchung infolge der Einzellast  $W_1$ .

$\delta_{am}$  nach Tafel 8; 2. Fall:

$$\delta_{am} = \frac{1,49 \cdot 5,0^2}{6} (3 \cdot 7,0 - 5,0) = 99,3.$$

Die Unbekannte  $X$  wird nach Tafel 10; 2. Fall:

$$X = \frac{1,49 \cdot 5,0^2}{4 \cdot 7,0^3} (2,0 + 2,0 \cdot 7,0) = 0,434 \text{ t.}$$

$\delta$ ) Untersuchung infolge Windeinzellast  $W_2$ .

Bei diesem Fall, Einzellast im Gelenkpunkt angreifend, braucht die Unbekannte  $X$  nicht besonders berechnet zu werden, sie ist einfach einhalb der angreifenden Last (vgl. auch Tafel 10; 1. Fall).

$\epsilon$ ) Untersuchung infolge Kran.

Die Verschiebung  $\delta_{am}$  bzw.  $\delta_{bm}$  nach Tafel 8; 3. Fall:

$$\delta_{am} = 19,2 \cdot 0,4 \cdot 5,0 \left( \frac{5,0}{2} + 2,0 \right) = 172,8,$$

$$\delta_{bm} = 6,4 \cdot 0,4 \cdot 5,0 \left( \frac{5,0}{2} + 2,0 \right) = 57,6.$$

Die Unbekannte  $X$  wird nach Tafel 10; 3. Fall:

$$X = \frac{3}{2 \cdot 7,0^3} (19,2 + 6,4) \cdot 0,4 \cdot 5,0 \left( \frac{5,0}{2} + 2,0 \right) = 1,01 \text{ t.}$$

$\zeta$ ) Untersuchung infolge Kranseitenschub  $H_s$ .

Die Verschiebung  $\delta_{am}$  ergibt sich nach Tafel 8; 2. Fall:

$$\delta_{am} = \frac{1,05 \cdot 5,0^2}{6} (3 \cdot 7,0 - 5,0) = 70,0.$$

Die Unbekannte  $X$  wird nach Tafel 10; 2. Fall:

$$X = \frac{1,05 \cdot 5,0^2}{4 \cdot 7,0^3} (2,0 + 2,0 \cdot 7,0) = 0,306 \text{ t.}$$

Die mit Hilfe der Momentenflächen ermittelten Verschiebungen bzw. Unbekannten  $X$  ergeben mit den in den Tafeln 8 und 10 gegebenen Formeln eine genaue Übereinstimmung.

### 2b) 2. Beispiel.

#### a) Allgemeines.

Das zweifach statisch unbestimmte Gebilde nach Abb. 159 ist zu berechnen. Außer der Dachlast und dem Winddruck besteht die Belastung aus zwei 10 t-Laufkränen. Als Unbekannte  $X_1$  und  $X_2$  werden die Horizontalkräfte in den Verbindungsstangen (Binder)  $ab$  und  $bc$  eingeführt.

b) Untersuchung infolge  $X_1 = 1$  und  $X_2 = 1$ .

(Abb. 160.)

$\alpha$ ) Hilfwert  $k$  für Stütze  $B$

(vgl. Tafel 9).

$$k = \frac{2,2 - 0,6}{0,6} = 2,67.$$

$\beta$ ) Verschiebung infolge  $X_1 = 1$ .

$$\delta_{aa} = \frac{1,0 \cdot 8,7^3}{3 \cdot 1,0} = 220$$

(vgl. Tafel 8, 1. Fall).

$$\delta_{bb} = \frac{1,0}{3 \cdot 2,2} (8,7^3 + 2,3^3 \cdot 2,67) = 105$$

(vgl. Tafel 9, 1. Fall).

$$\delta_{cc} = 0.$$

$\gamma$ ) Verschiebung infolge  $X_2 = 1$ .

$$\delta_{aa} = 0,$$

$$\delta_{bb} = \frac{1,0}{3 \cdot 2,2} (8,7^3 + 2,3^3 \cdot 2,67) = 105,$$

$$\delta_{cc} = \frac{1,0 \cdot 8,7^3}{3 \cdot 1,0} = 220$$

(vgl. Tafel 8, 1. Fall).

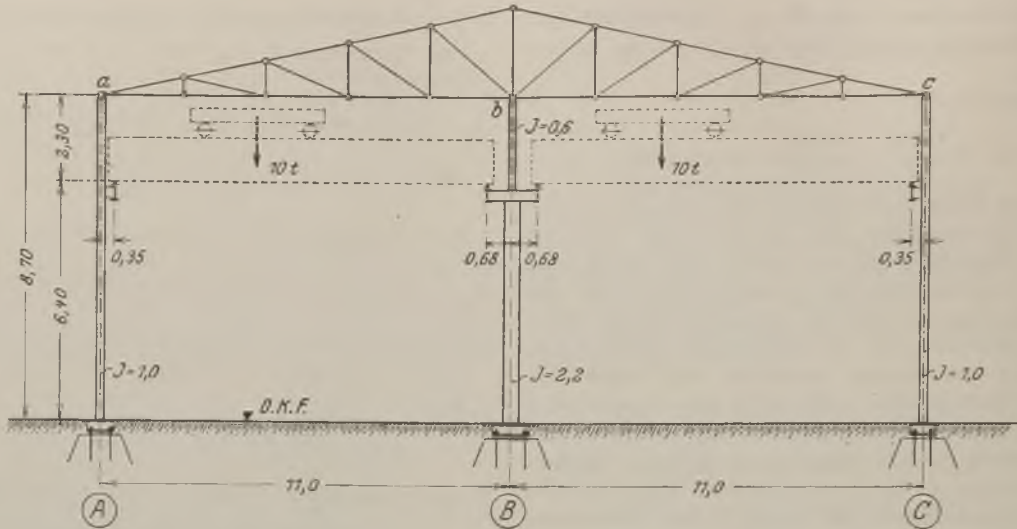


Abb. 159.

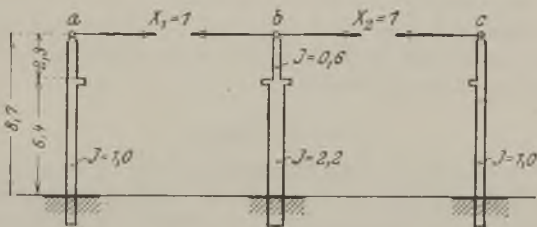


Abb. 160.

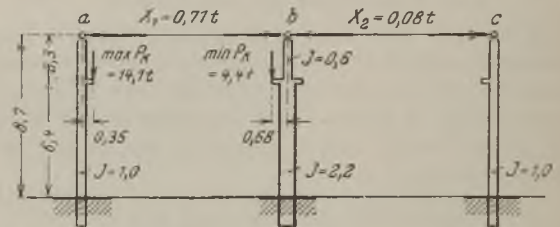


Abb. 161.

c) Gleichung zur Bestimmung von  $X_1$  und  $X_2$ .

$$X_1 = \frac{I}{C} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(\delta_{bb} + \delta_{cc}) + (\delta_{cm} - \delta_{bm}) \cdot \delta_{bb}]$$

$$\frac{I}{C} [(\delta_{cm} - \delta_{bm})(\delta_{aa} + \delta_{bb}) + (\delta_{bm} - \delta_{am}) \cdot \delta_{bb}]$$

hierin ist  $C = (\delta_{aa} + \delta_{bb})(\delta_{bb} + \delta_{cc}) - \delta_{bb}^2$ .

Da bei allen nachstehend zur Berechnung kommenden Belastungsfällen die Werte  $(\delta_{aa} + \delta_{bb})$ ,  $(\delta_{bb} + \delta_{cc})$  und  $\delta_{bb}$  gleich sind, so kann man für das vorliegende Berechnungsbeispiel die Gleichungen wie folgt verkürzen.

$$C = (220 + 105)(105 + 220) - 105^2 = 94600,$$

$$X_1 = \frac{I}{94600} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(105 + 220) + (\delta_{cm} - \delta_{bm})105],$$

$$X_2 = \frac{I}{94600} [(\delta_{cm} - \delta_{bm})(220 + 105) + (\delta_{bm} - \delta_{am})105],$$

hieraus

$$X_1 = 0,003436(-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0,001111(-\delta_{bm} + \delta_{cm}),$$

$$X_2 = 0,001111(-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0,003436(-\delta_{bm} + \delta_{cm}).$$

d) Untersuchung infolge des 10 t-Laufkrans im Seitenschiff **AB**, Katze links ausgefahren.

(Abb. 161.)

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich folgende Verschiebungen:

$$\delta_{am} = \frac{14 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 6,4}{1,0} \left( \frac{6,4}{2} + 2,3 \right) = 174,$$

$$\delta_{bm} = -\frac{4 \cdot 4 \cdot 0,68 \cdot 6,4}{2,2} \left( \frac{6,4}{2} + 2,3 \right) = -48$$

(vgl. Tafel 8; 3. Fall),

$$\delta_{cm} = 0;$$

hiermit erhält man die beiden Unbekannten

$$X_1 = 0,003436(-174 - 48) + 0,001111[-(-48) + 0] = -0,71 t,$$

$$X_2 = 0,001111(-174 - 48) + 0,003436[-(-48) + 0] = -0,08 t.$$

e) Untersuchung infolge des 10 t-Laufkrans im Seitenschiff **AB**, Katze rechts ausgefahren.

(Abb. 162.)

$$\delta_{am} = \frac{4 \cdot 4 \cdot 0,35 \cdot 6,4}{1,0} \left( \frac{6,4}{2} + 2,3 \right) = 54,$$

$$\delta_{bm} = -\frac{14 \cdot 1 \cdot 0,68 \cdot 6,4}{2,2} \left( \frac{6,4}{2} + 2,3 \right) = -153$$

(vgl. Tafel 8; 3. Fall),

$$\delta_{cm} = 0;$$

hiermit erhält man die beiden Unbekannten

$$X_1 = 0,003436(-54 - 153) + 0,001111[-(-153) + 0] = -0,54 t,$$

$$X_2 = 0,001111(-54 - 153) + 0,003436[-(-153) + 0] = +0,30 t.$$

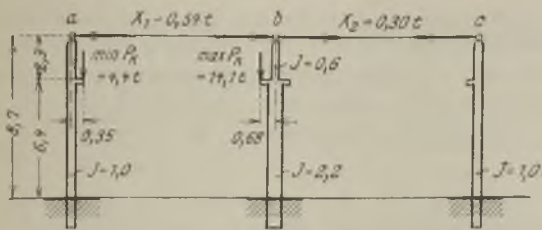


Abb. 162.

f) Untersuchung infolge des 10 t-Laufkrans im Seitenschiff  $\overline{BC}$ , Katze links ausgefahren.

Hier ergeben sich die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  sinngemäß nach vorstehendem Teil e:

$$X_1 = +0,30 \text{ t},$$

$$X_2 = -0,54 \text{ t}.$$

g) Untersuchung infolge des 10 t-Laufkrans im Seitenschiff  $\overline{BC}$ , Katze rechts ausgefahren.

Hier ergeben sich die beiden Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  sinngemäß nach Abschnitt d:

$$X_1 = -0,08 \text{ t},$$

$$X_2 = -0,71 \text{ t}.$$

h) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$  an Stütze A.

(Abb. 163.)

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen

$$\delta_{am} = \pm \frac{0,8 \cdot 6,4^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 8,7 - 6,4) = \pm 108$$

(vgl. Tafel 8; 2. Fall),

$$\delta_{bm} = 0, \quad \delta_{cm} = 0;$$

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,003436 (\mp 108 + 0) + 0,001111 (-0 + 0) = \mp 0,37 \text{ t},$$

$$X_2 = 0,001111 (\mp 108 + 0) + 0,003436 (-0 + 0) = \mp 0,12 \text{ t}.$$

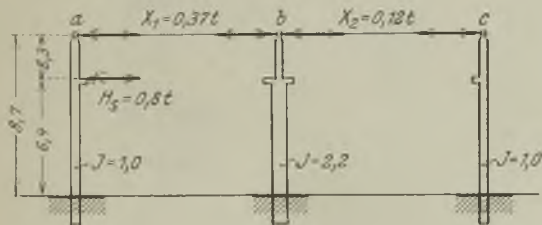


Abb. 163.

i) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$  an Stütze C.

Die beiden Unbekannten ergeben sich sinngemäß nach Teil h:

$$X_1 = \pm 0,12 \text{ t},$$

$$X_2 = \pm 0,37 \text{ t}.$$

k) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$  an Stütze B.

(Abb. 164.)

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen

$$\delta_{am} = 0,$$

$$\delta_{bm} = \pm \frac{0,8 \cdot 6,4^2}{6 \cdot 2,2} (3 \cdot 8,7 - 6,4) = \pm 49$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall),

$$\delta_{cm} = 0;$$

hiermit ergeben sich die beiden Unbekannten

$$X_1 = 0,003436 (-0 \pm 49) + 0,001111 (\mp 49 + 0) = \pm 0,11 \text{ t},$$

$$X_2 = 0,001111 (-0 \pm 49) + 0,003436 (\mp 49 + 0) = \mp 0,11 \text{ t}.$$

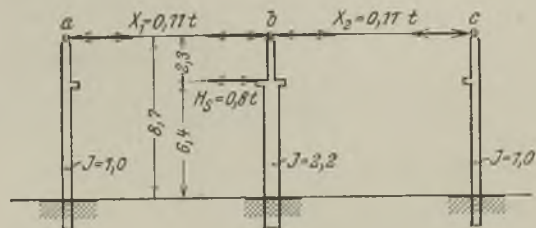


Abb. 164.

l) Untersuchung infolge des gleichmäßig verteilten Winddruckes auf Wand A.

(Abb. 165.)

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen

$$\delta_{am} = \frac{0,7 \cdot 8,7^4}{8 \cdot 1,0} = 501$$

(vgl. Tafel 8; 5. Fall),

$$\delta_{bm} = 0, \quad \delta_{cm} = 0;$$

hieraus die beiden Unbekannten

$$X_1 = 0,003436 (-501 + 0) + 0,001111 (-0 + 0) = -1,72 \text{ t},$$

$$X_2 = 0,001111 (-501 + 0) + 0,003436 (-0 + 0) = -0,56 \text{ t}.$$

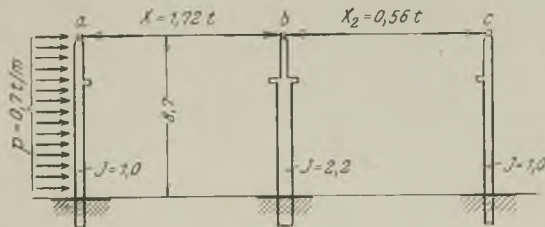


Abb. 165.

m) Untersuchung infolge des gleichmäßig verteilten Winddruckes auf Wand C.

Hier ergeben sich die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  sinngemäß wie im Teil l:

$$X_1 = -0,56 \text{ t},$$

$$X_2 = -1,72 \text{ t}.$$

n) Zusammenstellung der Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$ .

In der Zusammenstellung XII sind die Größen der Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  für die verschiedenen Belastungsfälle eingetragen.

Nachdem die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  bekannt sind, bietet die weitere Berechnung der Normalkräfte

und Momente und damit der Querschnitte keinerlei Schwierigkeiten mehr. Im vorhergehenden Beispiel 2a) sind die Normalkräfte, Querschnitte, Platten-Größen und Verankerungen berechnet; hier erfolgt die Berechnung sinngemäß.

Zusammenstellung XII. Die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  in t.

Belastungsfall			$X_1$	$X_2$
Dachlast . . . . .			—	—
10 t-Kran im Schiff AB	Kranlast	Katze links ausgefahren . . . . .	-0,71	-0,08
		Katze rechts ausgefahren . . . . .	-0,54	+0,30
	Kranschub	$H_s$ an Stütze A . . . . .	$\mp$ 0,37	$\mp$ 0,12
		$H_s$ an Stütze B . . . . .	$\pm$ 0,11	$\mp$ 0,11
10 t-Kran im Schiff BC	Kranlast	Katze links ausgefahren . . . . .	+0,30	-0,54
		Katze rechts ausgefahren . . . . .	-0,08	-0,71
	Kranschub	$H_s$ an Stütze C . . . . .	$\pm$ 0,12	$\pm$ 0,37
		$H_s$ an Stütze B . . . . .	$\pm$ 0,11	$\mp$ 0,11
Wind	in Richtung auf Wand A . . . . .	-1,72	-0,56	
	in Richtung auf Wand C . . . . .	-0,56	-1,72	

## Fd) Berechnung der unten eingespannten fachwerkartigen Stützen.

### 1. Allgemeine Berechnung.

Im vorangegangenen Teil Fa ist die Bestimmung der Unbekannten  $X$  und im Teil Fb die Berechnung der Fußplatten und der Verankerung behandelt. Die Ermittlung der Stabkräfte und der Querschnitte bietet nichts Neues; es ergibt sich alles nach Band I, 5. Auflage, vierter Abschnitt, Teil I C. Bei der Ermittlung der Druckstäbe ist gemäß der Vorschrift vom 25. Februar 1925 das  $\omega$ -Verfahren zu beachten. Im ersten Abschnitt, Teil I B, des vorliegenden Bandes ist das Verfahren besprochen.

Die einzelnen Belastungsfälle müssen streng gesondert untersucht und die ungünstigsten Werte zusammengefaßt werden. Dabei ist zu beachten, daß bei der Vereinigung der Teilwerte zum Gesamtwert die Stabkräfte infolge Eigengewicht stets dabei sind, während die Stabkräfte aus Schnee, Wind, Kranlast usw. entweder gleichzeitig, getrennt oder gar nicht vorhanden sein können.

Nachstehend sind zwei Berechnungsbeispiele gegeben.

### 2. Zwei Zahlenbeispiele.

#### 2a) Erstes Beispiel.

##### a) Allgemeines.

Die Stützen  $A$  und  $B$  für die in Abb. 166 dargestellte Halle sind zu berechnen. Außer der Dachlast und dem Winddruck besteht die Belastung aus einem 30 t-Laufkran und einem 5 t-Konsolkran.

In Abb. 167 sind für die Stützen die zur Bestimmung der Stabkräfte erforderlichen Abmessungen eingetragen.

Zur Bestimmung der wagerechten Verschiebungen sind die in Tafel 9 zusammengestellten Sonderfälle benutzt. Die in Betracht kommenden Sonderfälle sind jeweils bei den einzelnen Belastungsfällen angegeben.

#### b) Untersuchung infolge $X = 1$ .

(Abb. 168.)

##### $\alpha$ ) Hilfswerte $k$ .

(Vgl. Tafel 9.)

Für Stütze  $A$

$$k = \frac{J - J_1}{J_1} = \frac{1,2 - 0,15}{0,15} = 7,0,$$

für Stütze  $B$

$$k = \frac{J - J_1}{J_1} = \frac{1,0 - 0,15}{0,15} = 5,7.$$

##### $\beta$ ) Verschiebungen infolge $X = 1$ .

$$\delta_{xx} = \frac{1}{3 \cdot 1,2} (12,5^3 + 3,1^3 \cdot 7,0) = 600$$

(vgl. Tafel 9; 1. Fall),

$$\delta_{xx} = \frac{1}{3 \cdot 1,0} (12,5^3 + 3,1^3 \cdot 5,7) = 707$$

(vgl. Tafel 9; 1. Fall).

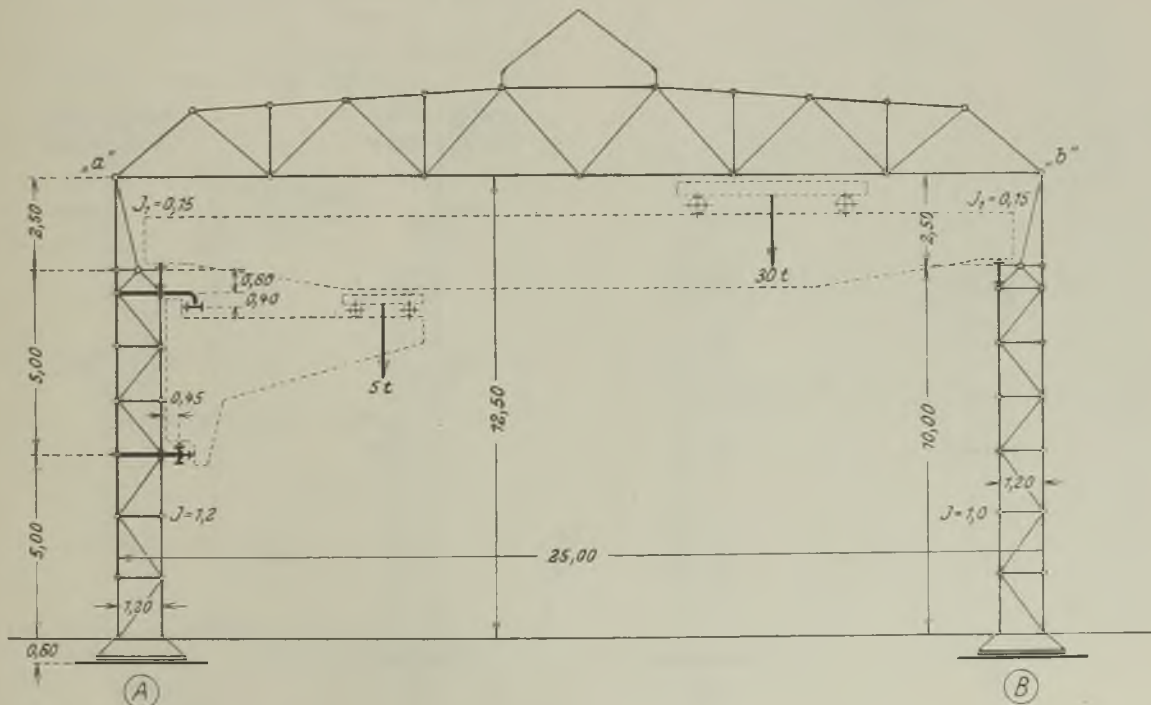
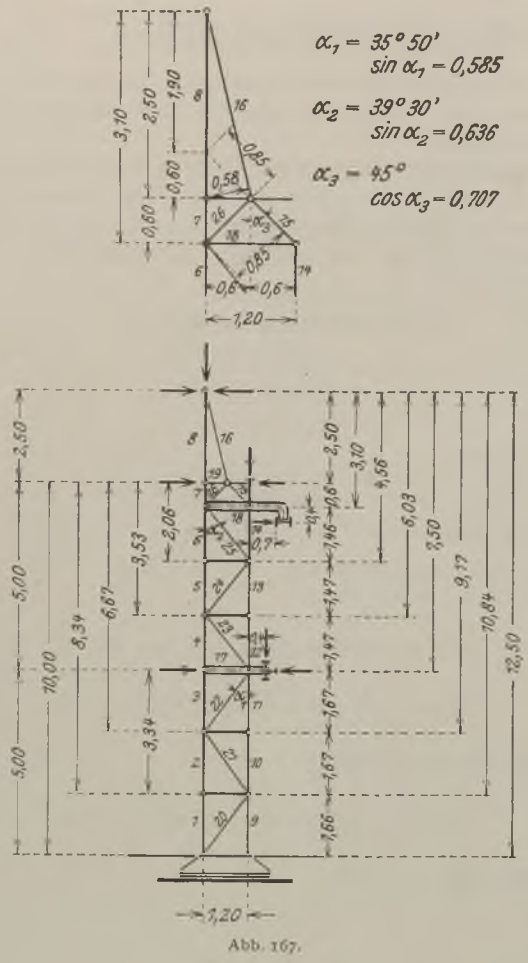


Abb. 166.





c) Untersuchung infolge der max-Dachlast.  
(Abb. 169.)

α) Bestimmung von X.

$$\delta_{am} = -\frac{17,5 \cdot 0,6}{2 \cdot 1,2} [12,5^2 - 3,1^2 + 3,1^2 \cdot \frac{0,4}{0,6} (1 + 7,0)] = -865$$

(vgl. Tafel 9; 5. Fall),

$$\delta_{bm} = \frac{17,5 \cdot 0,6}{2 \cdot 1,0} [12,5^2 - 3,1^2 + 3,1^2 \cdot \frac{0,4}{0,6} (1 + 5,7)] = 995$$

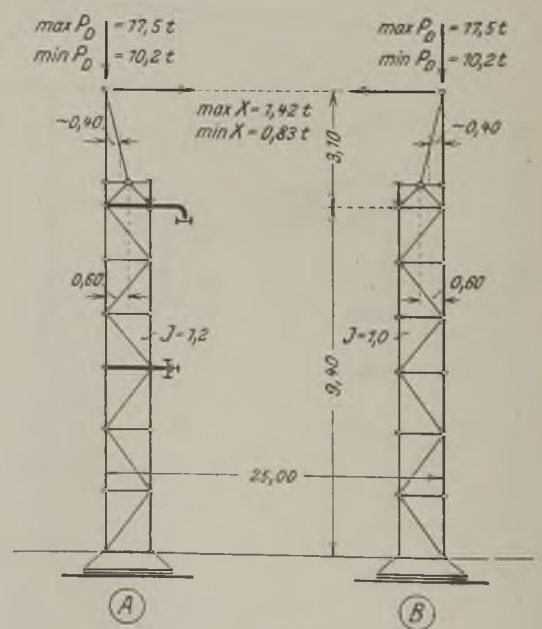
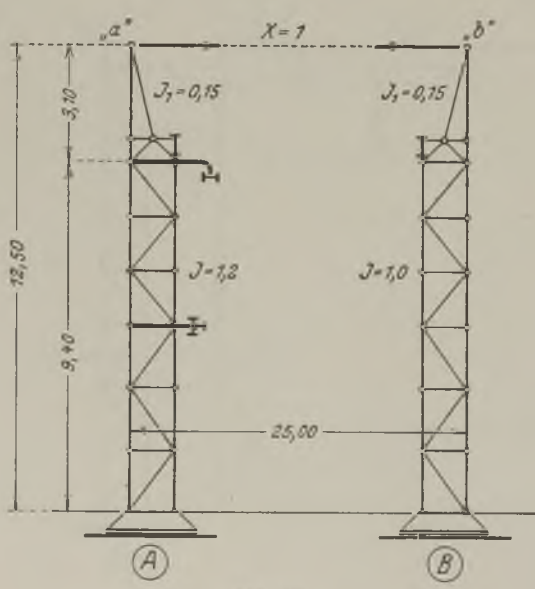
(vgl. Tafel 9; 5. Fall),

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{995 - (-865)}{600 + 707} = 1,42 \text{ t.}$$

β) Bestimmung der Stabkräfte.  
(Vgl. auch Abb. 167.)

Stütze A und B.

- $S_1$  und  $S_2 = -17,5 + (1,42 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} = -4,7 \text{ t,}$
- $S_3$  und  $S_4 = -17,5 + (1,42 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} = -8,6 \text{ t,}$
- $S_5$  und  $S_6 = -17,5 + (1,42 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} = -12,1 \text{ t,}$
- $S_7$  und  $S_8 = -17,5 + (1,42 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,6} = -11,6 \text{ t,}$
- $S_9 = -(1,42 \cdot 12,5) \cdot \frac{1}{1,2} = -14,8 \text{ t,}$
- $S_{10}$  und  $S_{11} = -(1,42 \cdot 9,17) \cdot \frac{1}{1,2} = -10,8 \text{ t,}$
- $S_{12}$  und  $S_{13} = -(1,42 \cdot 6,03) \cdot \frac{1}{1,2} = -7,1 \text{ t,}$
- $S_{14} = -(1,42 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{1,2} = -3,7 \text{ t,}$



$$\begin{aligned}
 S_{15} &= -(1,42 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{0,85} \dots\dots\dots = -5,2 \text{ t}, \\
 S_{16} &= -(1,42 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,58} \dots\dots\dots = -6,1 \text{ t}, \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &\dots\dots\dots = 0 \\
 S_{18} &= -S_{16} \cos \alpha_3 = -(-5,2) \cos \alpha_3 \dots\dots = +3,7 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= +1,42 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots\dots\dots = +2,4 \text{ t}, \\
 S_{21} &\dots\dots\dots = -2,4 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= -1,42 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots\dots\dots = -2,2 \text{ t}, \\
 S_{24} &\dots\dots\dots = +2,2 \text{ t}, \\
 S_{26} &= -1,42 \cdot \frac{1,90}{0,85} \dots\dots\dots = -3,2 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

d) Untersuchung infolge der min-Dachlast.  
(Abb. 169.)

α) Bestimmung von X.

$$X = \max X \cdot \frac{\min P_D}{\max P_D} = 1,42 \cdot \frac{10,2}{17,5} = 0,83 \text{ t}.$$

( $\max X$  infolge  $\max P_D$  ergibt sich aus dem vorangehenden Teil c zu 1,42 t.)

β) Bestimmung der Stabkräfte.  
(Vgl. auch Abb. 167.)

Stütze A und B.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= -10,2 + (0,83 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} = -2,7 \text{ t}, \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= -10,2 + (0,83 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} = -5,0 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= -10,2 + (0,83 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} = -7,0 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= -10,2 + (0,83 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,6} = -6,7 \text{ t}, \\
 S_9 &= -(0,83 \cdot 12,5) \cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots\dots = -8,6 \text{ t}, \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} &= -(0,83 \cdot 9,17) \cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots = -6,4 \text{ t}, \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} &= -(0,83 \cdot 6,03) \cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots = -4,2 \text{ t}, \\
 S_{14} &= -(0,83 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots\dots = -2,1 \text{ t}, \\
 S_{15} &= -(0,83 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{0,85} \dots\dots\dots = -3,0 \text{ t}, \\
 S_{16} &= -(0,83 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,58} \dots\dots\dots = -3,6 \text{ t}, \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &\dots\dots\dots = 0 \\
 S_{18} &= -S_{16} \cdot \cos \alpha_3 = -(-3,0) \cdot \cos \alpha_3 \dots = +2,1 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= +0,83 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots\dots\dots = +1,4 \text{ t}, \\
 S_{21} &\dots\dots\dots = -1,4 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= -0,83 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots\dots\dots = -1,3 \text{ t}, \\
 S_{24} &\dots\dots\dots = +1,3 \text{ t}, \\
 S_{26} &= -0,83 \cdot \frac{1,00}{0,85} \dots\dots\dots = -1,9 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

e) Untersuchung infolge Wind auf Stütze A.  
(Abb. 170.)

α) Bestimmung von X.

$$\begin{aligned}
 \delta_{am} &= \frac{4,0 \cdot 5,0^2}{6 \cdot 1,2} (3 \cdot 12,5 - 5,0) \\
 &+ \frac{3,0}{6 \cdot 1,2} [10,0^2 (2 \cdot 10,0 + 3 \cdot 2,5) \\
 &+ 0,6^2 \cdot 7,0 \cdot (2 \cdot 0,6 + 3 \cdot 2,5)] \\
 &+ \frac{1,85}{3 \cdot 1,2} (12,5^3 + 3 \cdot 1^3 \cdot 7,0) \\
 &= 452 + 1155 + 1110 = 2717
 \end{aligned}$$

(vgl. Tafel 9; 3., 2. und 1. Fall),

$$\delta_{bm} = 0,$$

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 2717}{600 + 707} = -2,08 \text{ t}.$$

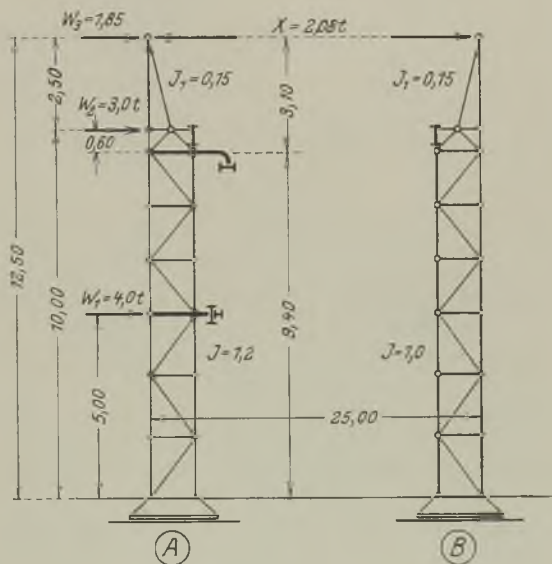


Abb. 170.

β) Bestimmung der Stabkräfte.  
(Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= [4,0 \cdot 3,34 + 3,0 \cdot 8,34 \\
 &+ (1,85 - 2,08) \cdot 10,84] \cdot \frac{1}{1,2} \dots = +29,9 \text{ t}, \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= [3,0 \cdot 5,0 + (1,85 - 2,08) \cdot 5,7] \\
 &\cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots\dots = +11,1 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= [3,0 \cdot 2,06 + (1,85 - 2,08) \cdot 4,56] \\
 &\cdot \frac{1}{1,2} \dots\dots\dots = +4,3 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= [(1,85 - 2,08) \cdot 2,5] \cdot \frac{1}{0,6} \dots = -1,0 \text{ t}, \\
 S_9 &= -[4,0 \cdot 5,0 + 3,0 \cdot 10,0 \\
 &+ (1,85 - 2,08) \cdot 12,5] \cdot \frac{1}{1,2} = -39,2 \text{ t},
 \end{aligned}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = -[4,0 \cdot 1,67 + 3,0 \cdot 6,67 + (1,85 - 2,08) \cdot 9,17] \cdot \frac{I}{1,2} = -20,5 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = -[3,0 \cdot 3,53 + (1,85 - 2,08) \cdot 6,03] \cdot \frac{I}{1,2} = -7,7 \text{ t}$$

$$S_{14} = -[3,0 \cdot 0,6 + (1,85 - 2,08) \cdot 3,1] \cdot \frac{I}{1,2} = -0,9 \text{ t}$$

$$S_{15} = -[3,0 \cdot 0,6 + (1,85 - 2,08) \cdot 3,1] \cdot \frac{I}{0,85} = -1,3 \text{ t}$$

$$S_{16} = -[(1,85 - 2,08) \cdot 2,5] \cdot \frac{I}{0,58} = +1,0 \text{ t}$$

$$S_{17} = -4,0 \text{ t}$$

$$S_{18} = -S_{15} \cos \alpha_3 = -(-1,3) \cdot 0,707 = +0,9 \text{ t}$$

$$S_{19} = -3,0 \text{ t}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = +[(1,85 - 2,08) + 3,0 + 4,0] \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = +11,6 \text{ t}$$

$$S_{21} = -11,6 \text{ t}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = -[(1,85 - 2,08) + 3,0] \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = -4,4 \text{ t}$$

$$S_{24} = +4,4 \text{ t}$$

$$S_{26} = [(-1,85 + 2,08) \cdot 1,9 + 3,0 \cdot 0,6] \cdot \frac{I}{0,85} = +2,7 \text{ t}$$

2) Stütze B.

$$S_1 \text{ und } S_2 = -(2,08 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} = -18,8 \text{ t}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = -(2,08 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} = -13,0 \text{ t}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = -(2,08 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} = -7,9 \text{ t}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = -(2,08 \cdot 2,5) \cdot \frac{I}{0,6} = -8,7 \text{ t}$$

$$S_9 = (2,08 \cdot 12,50) \cdot \frac{I}{1,2} = +21,7 \text{ t}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = (2,08 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = +15,9 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = (2,08 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} = +10,5 \text{ t}$$

$$S_{14} = (2,08 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} = +5,4 \text{ t}$$

$$S_{15} = (2,08 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} = +7,6 \text{ t}$$

$$S_{16} = (2,08 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = +9,0 \text{ t}$$

$$S_{17} = S_{19} = 0$$

$$S_{18} = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -7,6 \cdot 0,707 = -5,4 \text{ t}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = -2,08 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = -3,6 \text{ t}$$

$$S_{21} = +3,6 \text{ t}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = 2,08 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = +3,3 \text{ t}$$

$$S_{24} = -3,3 \text{ t}$$

$$S_{26} = 2,08 \cdot \frac{1,90}{0,85} = +4,7 \text{ t}$$

f) Untersuchung infolge Wind in der Richtung auf die Wand B. (Abb. 171.)

α) Bestimmung von X.

$$\delta_{xm} = 0,$$

$$\delta_{bm} = -\frac{4,0 \cdot 5,0^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 12,5 - 5,0)$$

$$- \frac{3,0}{6 \cdot 1,0} [10,0^2 (2 \cdot 10,0 + 3 \cdot 2,5)]$$

$$+ 0,6^2 \cdot 5,7 (2 \cdot 0,6 + 3 \cdot 2,5)]$$

$$- \frac{1,85}{3 \cdot 1,0} (12,5^3 + 3 \cdot 1^3 \cdot 5,7)$$

$$= -541 - 1384 - 1310 = -3235$$

(vgl. Tafel 9; 3., 2. und 1. Fall).

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{xm}}{\delta_{xm} + \delta_{bs}} = \frac{-3235 - 0}{600 + 707} = -2,48 \text{ t}$$

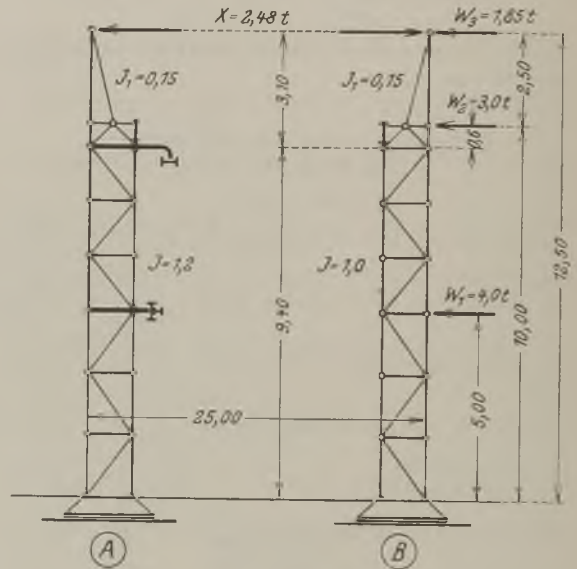


Abb. 171.

β) Bestimmung der Stabkräfte. (Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

$$S_1 \text{ und } S_2 = -(2,48 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} = -22,4 \text{ t}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = -(2,48 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} = -15,5 \text{ t}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = -(2,48 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} = -9,4 \text{ t}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = -(2,48 \cdot 2,5) \cdot \frac{I}{0,6} = -10,3 \text{ t}$$

$$S_9 = (2,48 \cdot 12,50) \cdot \frac{I}{1,2} = +25,9 \text{ t}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = (2,48 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = +18,9 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = (2,48 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = +12,4 \text{ t}$$

$$S_{14} = (2,48 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = + 6,4 \text{ t}$$

$$S_{15} = (2,48 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} \dots = + 9,1 \text{ t}$$

$$S_{16} = (2,48 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} \dots = +10,7 \text{ t}$$

$$S_{17} \text{ und } S_{19} \dots = 0,$$

$$S_{18} = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -9,1 \cdot 0,707 \dots = - 6,4 \text{ t}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = -2,48 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} \dots = - 4,2 \text{ t}$$

$$S_{21} \dots = + 4,2 \text{ t}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = 2,48 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} \dots = + 3,9 \text{ t}$$

$$S_{24} \dots = - 3,9 \text{ t}$$

$$S_{26} = 2,48 \cdot \frac{1,90}{0,85} \dots = + 5,6 \text{ t}$$

2) Stütze B.

$$S_1 \text{ und } S_2 = [4,0 \cdot 3,34 + 3,0 \cdot 8,34 + (1,85 - 2,48) \cdot 10,84] \cdot \frac{I}{1,2} \dots = +26,3 \text{ t}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = [3,0 \cdot 5,0 + (1,85 - 2,48) \cdot 7,5] \cdot \frac{I}{1,2} \dots = + 8,6 \text{ t}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = [3,0 \cdot 2,06 + (1,85 - 2,48) \cdot 4,56] \cdot \frac{I}{1,2} \dots = + 2,8 \text{ t}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = [(1,85 - 2,48) \cdot 2,5] \cdot \frac{I}{0,6} \dots = - 2,6 \text{ t}$$

$$S_9 = -[4,0 \cdot 5,0 + 3,0 \cdot 10,0 + (1,85 - 2,48) \cdot 12,5] \cdot \frac{I}{1,2} \dots = -35,0 \text{ t}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = -[4,0 \cdot 1,67 + 3,0 \cdot 6,67 + (1,85 - 2,48) \cdot 9,17] \cdot \frac{I}{1,2} = -17,4 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = -[3,0 \cdot 3,53 + (1,85 - 2,48) \cdot 6,03] \cdot \frac{I}{1,2} \dots = - 5,7 \text{ t}$$

$$S_{14} = -[3,0 \cdot 0,6 + (1,85 - 2,48) \cdot 3,1] \cdot \frac{I}{1,2} = + 0,2 \text{ t}$$

$$S_{15} = -[3,0 \cdot 0,6 + (1,85 - 2,48) \cdot 3,1] \cdot \frac{I}{0,85} = + 0,2 \text{ t}$$

$$S_{16} = -[(1,85 - 2,48) \cdot 2,5] \cdot \frac{I}{0,58} \dots = + 2,7 \text{ t}$$

$$S_{17} \dots = - 0,4 \text{ t}$$

$$S_{18} = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -0,2 \cdot 0,707 \dots = - 0,1 \text{ t}$$

$$S_{19} \dots = - 3,0 \text{ t}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = [(1,85 - 2,48) + 3,0 + 4,0] \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} \dots = +10,9 \text{ t}$$

$$S_{21} \dots = -10,9 \text{ t}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = -[(1,85 - 2,48) + 3,0] \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = - 3,7 \text{ t}$$

$$S_{24} \dots = + 3,7 \text{ t}$$

$$S_{26} = [(-1,85 + 2,48) \cdot 1,9 + 3,0 \cdot 0,6] \cdot \frac{I}{0,85} = + 3,5 \text{ t}$$

g) Untersuchung infolge des 30 t-Laufkranes, Katze nach Stütze A ausgefahren (Abb. 172).

α) Bestimmung von X.

$$\delta_{am} = \frac{37,2}{1,2} \cdot 0,6 \cdot 9,4 \left( \frac{9,4}{2} + 3,1 \right) = 1365,$$

$$\delta_{bm} = \frac{11,8}{1,0} \cdot 0,6 \cdot 9,4 \left( \frac{9,4}{2} + 3,1 \right) = -519,$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall).

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{a1} + \delta_{b1}} = \frac{-519 - (+1365)}{600 + 707} = -1,44 \text{ t}$$

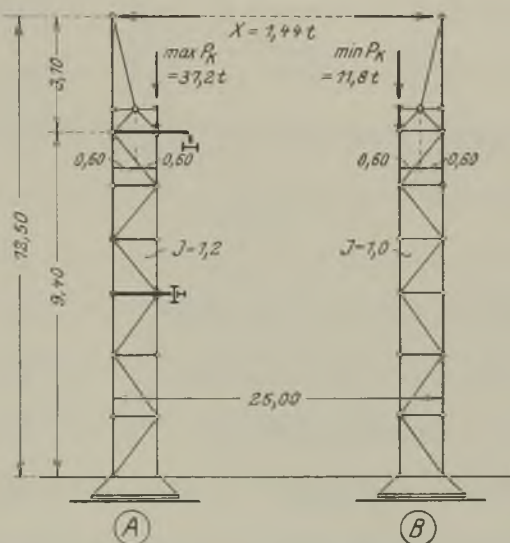


Abb. 172.

β) Bestimmung der Stabkräfte. (Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

$$S_1 \text{ und } S_2 = -(1,44 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = -13,0 \text{ t}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = -(1,44 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = - 9,0 \text{ t}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = -(1,44 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = - 5,5 \text{ t}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = -(1,44 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,6} \dots = - 6,0 \text{ t}$$

$$S_9 = -37,2 + (1,44 \cdot 12,5) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = -22,2 \text{ t}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = -37,2 + (1,44 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = -26,2 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = -37,2 + (1,44 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} = -30,0 \text{ t}$$

$$S_{14} = -37,2 + (1,44 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = -33,5 \text{ t}$$

$$S_{15} = (1,44 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} \dots = + 5,3 \text{ t}$$

$$S_{16} = (1,44 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} \dots = + 6,2 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}
 S_{17} \text{ und } S_{19} &= 0, \\
 S_{18} &= -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -5,3 \cdot 0,707 = -3,8 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= -1,44 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = -2,5 \text{ t}, \\
 S_{21} &= +2,5 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= 1,44 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = +2,3 \text{ t}, \\
 S_{24} &= -2,3 \text{ t}, \\
 S_{26} &= 1,44 \cdot \frac{I,90}{0,85} = +3,2 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

2) Stütze B.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= -(1,44 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} = -13,0 \text{ t}, \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= -(1,44 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} = -9,0 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= -(1,44 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} = -5,5 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= -(1,44 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,6} = -6,0 \text{ t}, \\
 S_9 &= -11,8 + (1,44 \cdot 12,5) \cdot \frac{I}{1,2} = +3,2 \text{ t}, \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} &= -11,8 + (1,44 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = -0,8 \text{ t}, \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} &= -11,8 + (1,44 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} = -4,6 \text{ t}, \\
 S_{14} &= -11,8 + (1,44 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} = -8,1 \text{ t}, \\
 S_{15} &= (1,44 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} = +5,3 \text{ t}, \\
 S_{16} &= (1,44 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = +6,2 \text{ t}, \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &= 0, \\
 S_{18} &= -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -5,3 \cdot 0,707 = -3,8 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= -1,44 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = -2,5 \text{ t}, \\
 S_{21} &= +2,5 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= 1,44 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = +2,3 \text{ t}, \\
 S_{24} &= -2,3 \text{ t}, \\
 S_{26} &= 1,44 \cdot \frac{I,90}{0,85} = +3,2 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

h) Untersuchung infolge des 30 t-Laufkranes, Katze nach Stütze B ausgefahren (Abb. 173).

α) Bestimmung von X.

$$\begin{aligned}
 \delta_{am} &= \frac{11,8}{1,2} \cdot 0,6 \cdot 9,4 \left( \frac{9,4}{2} + 3,1 \right) = 432, \\
 \delta_{bm} &= \frac{37,2}{1,0} \cdot 0,6 \cdot 9,4 \left( \frac{9,4}{2} + 3,1 \right) = -1635,
 \end{aligned}$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall).

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{-1635 - (+432)}{600 + 707} = -1,58 \text{ t}$$

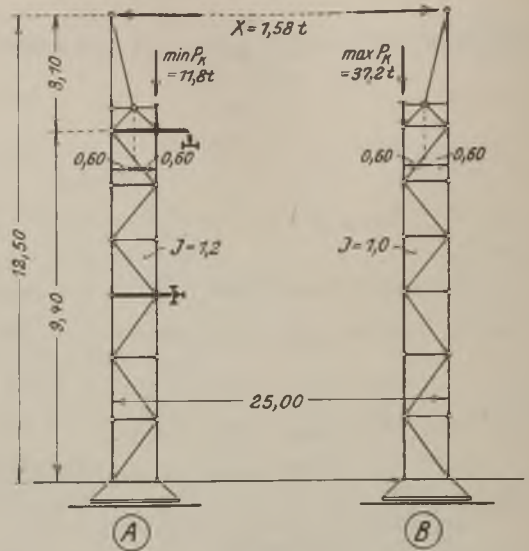


Abb. 173.

β) Bestimmung der Stabkräfte. (Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= -(1,58 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} = -14,3 \text{ t}, \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= -(1,58 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} = -9,9 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= -(1,58 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} = -6,0 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= -(1,58 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,6} = -6,6 \text{ t}, \\
 S_9 &= -11,8 + (1,58 \cdot 12,5) \cdot \frac{I}{1,2} = +4,7 \text{ t}, \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} &= -11,8 + (1,58 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = +0,3 \text{ t}, \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} &= -11,8 + (1,58 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} = -3,9 \text{ t}, \\
 S_{14} &= -11,8 + (1,58 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} = -7,7 \text{ t}, \\
 S_{15} &= (1,58 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} = +5,8 \text{ t}, \\
 S_{16} &= (1,58 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = +6,8 \text{ t}, \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &= 0, \\
 S_{18} &= -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -5,8 \cdot 0,707 = -4,1 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= -1,58 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = -2,7 \text{ t}, \\
 S_{21} &= +2,7 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= 1,58 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = +2,5 \text{ t}, \\
 S_{24} &= -2,5 \text{ t}, \\
 S_{26} &= 1,58 \cdot \frac{I,90}{0,85} = +3,5 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

2) Stütze B.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= -(1,58 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -14,3 \text{ t,} \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= -(1,58 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -9,9 \text{ t,} \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= -(1,58 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -6,0 \text{ t,} \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= -(1,58 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,6} \dots = -6,6 \text{ t,} \\
 S_9 &= -37,2 + (1,58 \cdot 12,5) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -20,7 \text{ t,} \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} &= -37,2 + (1,58 \cdot 9,17) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -25,1 \text{ t,} \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} &= -37,2 + (1,58 \cdot 6,03) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -29,3 \text{ t,} \\
 S_{14} &= -37,2 + (1,58 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = -33,1 \text{ t,} \\
 S_{15} &= (1,58 \cdot 3,10) \cdot \frac{1}{0,85} \dots = +5,8 \text{ t,} \\
 S_{16} &= (1,58 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,58} \dots = +6,8 \text{ t,} \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &\dots = 0, \\
 S_{18} &= -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -5,8 \cdot 0,707 \dots = -4,1 \text{ t,} \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= -1,58 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots = -2,7 \text{ t,} \\
 S_{21} &\dots = +2,7 \text{ t,} \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= 1,58 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots = +2,5 \text{ t,} \\
 S_{24} &\dots = -2,5 \text{ t,} \\
 S_{26} &= 1,58 \cdot \frac{1,90}{0,85} \dots = +3,5 \text{ t,}
 \end{aligned}$$

i) Untersuchung infolge Kranseitenschub  $H_s$  an Stütze A (Abb. 174).

α) Bestimmung von X.

$$\delta_{sm} = \pm \frac{2,10}{6 \cdot 1,2} [10,0^2 (2 \cdot 10,0 + 3 \cdot 2,5) + 0,6^2 \cdot 7,0 (2 \cdot 0,6 + 3 \cdot 2,5)] = \pm 808$$

(vgl. Tafel 9; 2. Fall).

$$\delta_{sm} = 0,$$

$$X = \frac{\delta_{sm} - \delta_{sm}}{\delta_{sa} + \delta_{sb}} = \frac{0 - (\pm 808)}{600 + 707} = \mp 0,62 \text{ t.}$$

β) Bestimmung der Stabkräfte.

(Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= (\mp 0,62 \cdot 10,84 \pm 2,10 \cdot 8,34) \cdot \frac{1}{1,2} = \pm 9,0 \text{ t,} \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= (\mp 0,62 \cdot 7,5 \pm 2,10 \cdot 5,00) \cdot \frac{1}{1,2} = \pm 4,9 \text{ t,} \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= (\mp 0,62 \cdot 4,56 \pm 2,10 \cdot 2,06) \cdot \frac{1}{1,2} = \pm 1,3 \text{ t,} \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= (\mp 0,62 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,6} \dots = \mp 2,6 \text{ t,}
 \end{aligned}$$

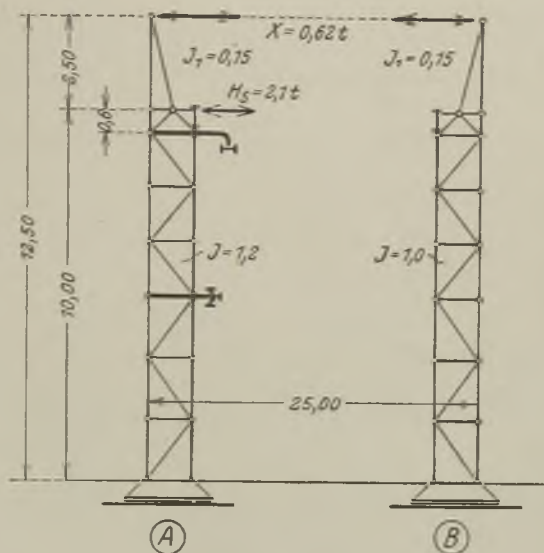


Abb. 174.

$$\begin{aligned}
 S_9 &= (\pm 0,62 \cdot 12,5 \mp 2,10 \cdot 10,0) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \mp 11,0 \text{ t,} \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} &= (\pm 0,62 \cdot 9,17 \mp 2,10 \cdot 6,67) \cdot \frac{1}{1,2} = \mp 6,9 \text{ t,} \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} &= (\pm 0,62 \cdot 6,03 \mp 2,10 \cdot 3,53) \cdot \frac{1}{1,2} = \mp 3,1 \text{ t,} \\
 S_{14} &= (\pm 0,62 \cdot 3,10 \mp 2,10 \cdot 0,6) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \pm 0,6 \text{ t,} \\
 S_{15} &= (\pm 0,62 \cdot 3,10 \mp 2,10 \cdot 0,6) \cdot \frac{1}{0,85} \dots = \pm 0,8 \text{ t,} \\
 S_{16} &= (\pm 0,62 \cdot 2,50) \cdot \frac{1}{0,58} \dots = \pm 2,7 \text{ t,} \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} &\dots = 0, \\
 S_{18} &= -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -(\pm 0,8 \cdot 0,707) \dots = \mp 0,6 \text{ t,} \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} &= (\mp 0,62 \pm 2,10) \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots = \pm 2,5 \text{ t,} \\
 S_{21} &\dots = \mp 2,5 \text{ t,} \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} &= (\pm 0,62 \mp 2,10) \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots = \mp 2,3 \text{ t,} \\
 S_{24} &\dots = \pm 2,3 \text{ t,} \\
 S_{26} &= (\pm 0,62 \cdot 1,90 \pm 2,10 \cdot 0,60) \frac{1}{0,85} \dots = \pm 2,9 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

2) Stütze B.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 &= \mp (0,62 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \mp 5,6 \text{ t,} \\
 S_3 \text{ und } S_4 &= \mp (0,62 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \mp 3,9 \text{ t,} \\
 S_5 \text{ und } S_6 &= \mp (0,62 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \mp 2,4 \text{ t,} \\
 S_7 \text{ und } S_8 &= \mp (0,62 \cdot 2,5) \cdot \frac{1}{0,6} \dots = \mp 2,6 \text{ t,} \\
 S_9 &= \pm (0,62 \cdot 12,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots = \pm 6,5 \text{ t,}
 \end{aligned}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = \pm(0,62 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 4,7 \text{ t,}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = \pm(0,62 \cdot 6,3) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 3,1 \text{ t,}$$

$$S_{14} = \pm(0,62 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 1,6 \text{ t,}$$

$$S_{15} = \pm(0,62 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} = \pm 2,3 \text{ t,}$$

$$S_{16} = \pm(0,62 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = \pm 2,7 \text{ t,}$$

$$S_{17} - S_{19} = 0,$$

$$S_{18} = \mp S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = \mp 2,3 \cdot 0,707 = \mp 1,6 \text{ t,}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = \mp 0,62 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = \mp 1,1 \text{ t,}$$

$$S_{21} = \pm 1,1 \text{ t,}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = \pm 0,62 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = \pm 1,0 \text{ t,}$$

$$S_{24} = \mp 1,0 \text{ t,}$$

$$S_{26} = \pm 0,62 \cdot \frac{I \cdot 90}{0,85} = \pm 1,4 \text{ t.}$$

k) Untersuchung infolge Kranseitenschub  $H_s$  an Stütze B (Abb. 175).

$\alpha$ ) Bestimmung von X.

$$\delta_{am} = 0,$$

$$\delta_{bm} = \mp \frac{2,10}{6 \cdot 1,0} [10,0^2 (2 \cdot 10,0 + 3 \cdot 2,5) + 0,6^2 \cdot 5,7 (2 \cdot 0,6 + 3 \cdot 2,5)] = \mp 968$$

(vgl. Tafel 9; 2. Fall).

$$X = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{\mp 968 - 0}{600 + 707} = \mp 0,74 \text{ t.}$$

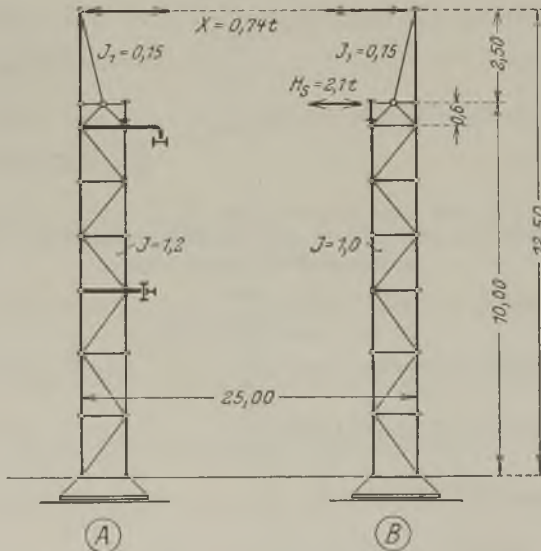


Abb. 175.

$\beta$ ) Bestimmung der Stabkräfte.

(Vgl. auch Abb. 167).

1) Stütze A.

$$S_1 \text{ und } S_2 = \mp(0,74 \cdot 10,84) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 6,8 \text{ t,}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = \mp(0,74 \cdot 7,50) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 4,6 \text{ t,}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = \mp(0,74 \cdot 4,56) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 2,8 \text{ t,}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = \mp(0,74 \cdot 2,5) \cdot \frac{I}{0,6} = \mp 3,1 \text{ t,}$$

$$S_9 = \pm(0,74 \cdot 12,50) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 7,8 \text{ t,}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = \pm(0,74 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 5,6 \text{ t,}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = \pm(0,74 \cdot 6,3) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 3,7 \text{ t,}$$

$$S_{14} = \pm(0,74 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 1,9 \text{ t,}$$

$$S_{15} = \pm(0,74 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,58} = \pm 2,7 \text{ t,}$$

$$S_{16} = \pm(0,74 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = \pm 3,2 \text{ t,}$$

$$S_{17} \text{ und } S_{19} = 0,$$

$$S_{18} = \mp S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = \mp 2,7 \cdot 0,707 = \mp 1,9 \text{ t,}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = \mp 0,74 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} = \mp 1,3 \text{ t,}$$

$$S_{21} = \pm 1,3 \text{ t,}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = \pm 0,74 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} = \pm 1,2 \text{ t,}$$

$$S_{24} = \mp 1,2 \text{ t,}$$

$$S_{26} = \pm 0,74 \cdot \frac{I \cdot 90}{0,85} = \pm 1,7 \text{ t,}$$

2) Stütze B.

$$S_1 \text{ und } S_2 = (\mp 0,74 \cdot 10,84 \pm 2,10 \cdot 8,33) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 7,9 \text{ t,}$$

$$S_3 \text{ und } S_4 = (\mp 0,74 \cdot 7,50 \pm 2,10 \cdot 5,00) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 4,1 \text{ t,}$$

$$S_5 \text{ und } S_6 = (\mp 0,74 \cdot 4,56 \pm 2,10 \cdot 2,06) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 0,7 \text{ t,}$$

$$S_7 \text{ und } S_8 = (\mp 0,74 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,6} = \mp 3,1 \text{ t,}$$

$$S_9 = (\pm 0,74 \cdot 12,5 \mp 2,10 \cdot 10,0) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 9,8 \text{ t,}$$

$$S_{10} \text{ und } S_{11} = (\pm 0,74 \cdot 9,17 \mp 2,10 \cdot 6,67) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 6,0 \text{ t,}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = (\pm 0,74 \cdot 6,03 \mp 2,10 \cdot 3,53) \cdot \frac{I}{1,2} = \mp 2,5 \text{ t,}$$

$$S_{14} = (\pm 0,74 \cdot 3,10 \mp 2,10 \cdot 0,6) \cdot \frac{I}{1,2} = \pm 0,9 \text{ t,}$$

$$S_{15} = (\pm 0,74 \cdot 3,10 \mp 2,10 \cdot 0,6) \cdot \frac{I}{0,85} = \pm 1,2 \text{ t,}$$

$$S_{16} = (\pm 0,74 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} = \pm 3,2 \text{ t,}$$

$$\begin{aligned}
 S_{17} \text{ und } S_{19} & \dots \dots \dots = 0, \\
 S_{18} & = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -(\pm 1,2 \cdot 0,707) \dots \dots = \mp 0,9 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} & = (\mp 0,74 \pm 2,10) \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots \dots = \pm 2,3 \text{ t}, \\
 S_{21} & \dots \dots \dots = \mp 2,3 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} & = (\pm 0,74 \mp 2,10) \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots \dots = \mp 2,1 \text{ t}, \\
 S_{24} & \dots \dots \dots = \pm 2,1 \text{ t}, \\
 S_{26} & = (\pm 0,74 \cdot 1,90 \pm 2,10 \cdot 0,60) \cdot \frac{1}{0,85} \dots \dots = \pm 3,1 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

1) Untersuchung infolge des Konsolkrans (Abb. 176).

α) Bestimmung von X.

$$\begin{aligned}
 \delta_{am} & = \frac{1}{6 \cdot 1,2} \left[ 12,6 \cdot 4,0^2 (3 \cdot 3,5 + 2 \cdot 4,0) \right. \\
 & \quad \left. + 6 \cdot 5,0 \left( 12,5 - \frac{5,0}{2} \right) \cdot (12,6 \cdot 4,0 + 15,2 \cdot 1,05) \right] \\
 & = 3270
 \end{aligned}$$

(vgl. Tafel 9; 6. Fall),

$$\begin{aligned}
 \delta_{bm} & = 0, \\
 X & = \frac{\delta_{bm} - \delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{bb}} = \frac{0 - 3270}{600 + 707} = -2,50 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

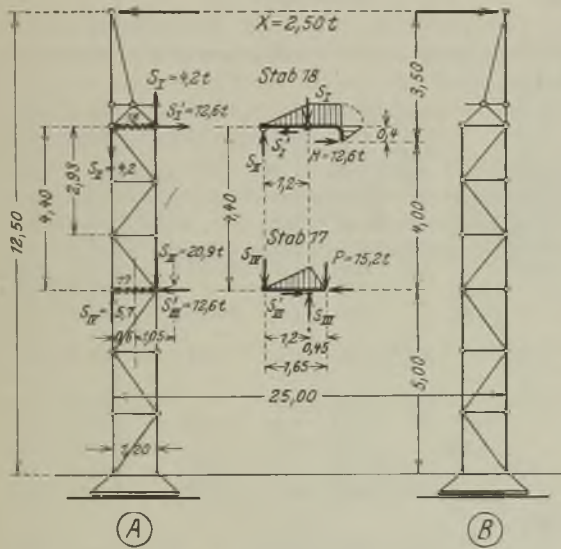


Abb. 176.

β) Bestimmung der Stabkräfte. (Vgl. auch Abb. 167.)

1) Stütze A.

Stützdrücke der Kragträger.

$$\begin{aligned}
 S_I & = S_{II} = \frac{12,6 \cdot 0,4}{1,2} = 4,2 \text{ t}, \\
 S_I' & \dots \dots \dots = 12,6 \text{ t}, \\
 S_{III} & = \frac{15,2 \cdot 1,65}{1,2} \dots \dots = 20,9 \text{ t}, \\
 S_{III}' & \dots \dots \dots = 12,6 \text{ t}, \\
 S_{IV} & = \frac{15,2 \cdot 0,45}{1,2} \dots \dots = 5,7 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

Die Stützdrücke der in der Abb. 176 besonders dargestellten Kragträger greifen an der Stütze mit entgegengesetzter Pfeilrichtung an.

Stabkräfte.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 & = +5,70 - 4,20 + (12,6 \cdot 4,40 - 2,50 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = +25,1 \text{ t}, \\
 S_3 & = +5,70 - 4,20 + (12,6 \cdot 4,40 - 2,50 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = +32,1 \text{ t}, \\
 S_4 & = -4,20 + (12,6 \cdot 4,40 - 2,50 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = +26,4 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 & = -4,2 + (12,6 \cdot 1,46 - 2,50 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = +1,7 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 & = -(2,50 \cdot 2,5) \cdot \frac{1}{0,6} \dots \dots = -10,4 \text{ t}, \\
 S_9 & = -20,9 + 4,2 - (12,6 \cdot 4,40 - 2,50 \cdot 12,5) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -36,9 \text{ t}, \\
 S_{10} \text{ und } S_{11} & = -20,9 + 4,2 - (12,6 \cdot 4,40 - 2,50 \cdot 9,17) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -43,8 \text{ t}, \\
 S_{12} \text{ und } S_{13} & = +4,2 - (12,6 \cdot 2,93 - 2,50 \cdot 6,03) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -14,0 \text{ t}, \\
 S_{14} & = +4,2 + (2,50 \cdot 3,10) \frac{1}{1,2} \dots \dots = +10,7 \text{ t}, \\
 S_{15} & = +(2,50 \cdot 3,1) \cdot \frac{1}{0,85} \dots \dots = +9,1 \text{ t}, \\
 S_{16} & = +(2,50 \cdot 2,5) \cdot \frac{1}{0,58} \dots \dots = +10,8 \text{ t}, \\
 S_{17} \text{ und } S_{19} & \dots \dots \dots = 0, \\
 S_{18} & = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 + 12,6 = -9,1 \cdot 0,707 + 12,60 \dots \dots = +6,2 \text{ t}, \\
 S_{20} \text{ und } S_{22} & = -2,50 \cdot \frac{1}{\sin \alpha_1} \dots \dots = -4,3 \text{ t}, \\
 S_{21} & \dots \dots \dots = +4,3 \text{ t}, \\
 S_{23} \text{ und } S_{25} & = +(2,50 - 12,6) \cdot \frac{1}{\sin \alpha_2} \dots \dots = -15,9 \text{ t}, \\
 S_{24} & \dots \dots \dots = +15,9 \text{ t}, \\
 S_{26} & = +(2,50 \cdot 1,90) \cdot \frac{1}{0,85} \dots \dots = +5,6 \text{ t}
 \end{aligned}$$

2) Stütze B.

$$\begin{aligned}
 S_1 \text{ und } S_2 & = -(2,50 \cdot 10,84) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -22,6 \text{ t}, \\
 S_3 \text{ und } S_4 & = -(2,50 \cdot 7,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -15,6 \text{ t}, \\
 S_5 \text{ und } S_6 & = -(2,50 \cdot 4,56) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = -9,5 \text{ t}, \\
 S_7 \text{ und } S_8 & = -(2,50 \cdot 2,5) \cdot \frac{1}{0,6} \dots \dots = -10,4 \text{ t}, \\
 S_9 & = (2,50 \cdot 12,50) \cdot \frac{1}{1,2} \dots \dots = +26,1 \text{ t},
 \end{aligned}$$



$$S_{10} \text{ und } S_{11} = (2,50 \cdot 9,17) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = +19,1 \text{ t}$$

$$S_{12} \text{ und } S_{13} = (2,50 \cdot 6,03) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = +12,6 \text{ t}$$

$$S_{14} = (2,50 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{1,2} \dots = +6,5 \text{ t}$$

$$S_{15} = (2,50 \cdot 3,10) \cdot \frac{I}{0,85} \dots = +9,1 \text{ t}$$

$$S_{16} = (2,50 \cdot 2,50) \cdot \frac{I}{0,58} \dots = +10,8 \text{ t}$$

$$S_{17} = S_{19} \dots = 0$$

$$S_{18} = -S_{15} \cdot \cos \alpha_3 = -9,1 \cdot 0,707 \dots = -6,5 \text{ t}$$

$$S_{20} \text{ und } S_{22} = -2,50 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_1} \dots = -4,3 \text{ t}$$

$$S_{21} \dots = +4,3 \text{ t}$$

$$S_{23} \text{ und } S_{25} = 2,50 \cdot \frac{I}{\sin \alpha_2} \dots = +3,9 \text{ t}$$

$$S_{24} \dots = -3,9 \text{ t}$$

$$S_{26} = 2,50 \cdot \frac{1,90}{0,85} \dots = +5,6 \text{ t}$$

m) Zusammenstellung der Stabkräfte.

In der Zusammenstellung XIII sind die vorher berechneten Stabkräfte infolge Dachlast, Wind, Laufkran und Konsolkran zusammengestellt. Zur Ermittlung der Querschnitte sind dann für jeden Stab die sich aus den verschiedenen Belastungsfällen ergebenden ungünstigsten Stabkräfte zu dem größten Gesamtwert vereinigt. Bei allen Belastungsfällen sind die ungünstigsten positiven Stabkräfte mit einem †, und die ungünstigsten negativen mit einem \* be-

Zusammenstellung XIII. Stabkräfte in t.

Stab	Stabkräfte infolge															Größtwerte der Stabkräfte		
	Dachlast		Wind auf				30 t-Kran				Konsolkran							
			Stütze A		Stütze B		Katze ausgefahren nach		Seitenschuban									
	max	min	+	-	+	-	+	-	+	-	±	±	+	-	†	*		
<b>a) Stütze A.</b>																		
I u. 2	-	4,7*	-	2,7†	29,9†	-	-	22,4*	-	13,0	-	14,3*	9,0*	6,8	25,1†	-	52,3	50,4
3 u. 4	-	8,6*	-	5,0†	11,1†	-	-	15,5*	-	9,0	-	9,9*	4,9*	4,6	32,1†	-	38,2	38,9
5 u. 6	-	12,1*	-	7,0	4,3	-	-	9,4*	-	5,5	-	6,0*	1,3	2,8*	1,7	-	-	30,3
7 u. 8	-	11,6*	-	6,7	-	1,0	-	10,3*	-	6,0	-	6,6*	2,6	3,1*	-	10,4*	-	42,0
9	-	14,8*	-	8,6†	-	39,2*	25,9†	-	-	22,2*	4,7†	-	11,0*†	7,8	-	36,9*	33,0	124,1
10 u. 11	-	10,8*	-	6,4†	-	20,5*	18,9†	-	-	26,2*	0,3†	-	6,9*†	5,6	-	43,8*	19,7	108,2
12 u. 13	-	7,1*	-	4,2†	-	7,7	12,4†	-	-	30,0*	-	3,9	3,1	3,7*	-	14,0*	8,2	62,5
14	-	3,7*	-	2,1†	-	0,9*	6,4†	-	-	33,5*	-	7,7	0,6	1,9*	10,7†	-	15,0	40,0
15	-	5,2*	-	3,0†	-	1,3*	9,1†	-	5,3	-	5,8†	-	0,8	2,7†	-	9,1*	14,6	15,6
16	-	6,1*	-	3,6†	1,0	-	10,7†	-	6,2	-	6,8†	-	2,7	3,2†	10,8†	-	27,9	6,1
17	-	-	-	-	-	4,0*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0
18	3,7†	-	2,1*	-	0,9†	-	-	6,4*	-	3,8	-	4,1*	0,6	1,9*	6,2†	-	10,8	10,3
19	-	-	-	-	-	3,0*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0
20 u. 22	2,4†	-	1,4*	-	11,6†	-	-	4,2*	-	2,5	-	2,7*	2,5*	1,3	-	4,3*	14,0	12,3
21	-	2,4*	-	1,4†	-	11,6*	4,2†	-	2,5	-	2,7†	-	2,5†	1,3	4,3†	-	12,3	14,0
23 u. 25	-	2,2*	-	1,3†	-	4,4*	3,9†	-	2,3	-	2,5†	-	2,3†	1,2	-	15,9*	7,4	22,5
24	2,2†	-	1,3*	-	4,4†	-	-	3,9*	-	2,3	-	2,5*	2,3*	1,2	15,9†	-	22,5	7,4
26	-	3,2*	-	1,9†	2,7	-	5,6†	-	3,2	-	3,5†	-	2,9†	1,7	5,6†	-	15,7	3,2
<b>b) Stütze B.</b>																		
I u. 2	-	4,7*	-	2,7†	-	18,8*	26,3†	-	-	13,0	-	14,3*	5,6	7,9*	-	22,6*	23,6	68,3
3 u. 4	-	8,6*	-	5,0†	-	13,0*	8,6†	-	-	9,0	-	9,9*	3,9	4,1*	-	15,6*	3,6	51,2
5 u. 6	-	12,1*	-	7,0	-	7,9*	2,8	-	5,5	-	6,0*	2,4*	0,7	-	9,5*	-	-	37,9
7 u. 8	-	11,6*	-	6,7	-	8,7*	-	2,6	6,0	-	6,6*	2,6	3,1*	-	10,4*	-	-	40,4
9	-	14,8*	-	8,6†	21,7†	-	-	35,0*	3,2†	-	-	20,7*	6,5	9,8*†	26,1†	-	52,2	80,3
10 u. 11	-	10,8*	-	6,4†	15,9†	-	-	17,4*	-	0,8	-	25,1*	4,7	6,0*	19,1†	-	28,6	59,3
12 u. 13	-	7,1*	-	4,2†	10,5†	-	-	5,7*	-	4,6	-	29,3*	3,1*	2,5	12,6†	-	18,9	45,2
14	-	3,7*	-	2,1†	5,4†	-	0,2	-	8,1	-	33,1*	1,6*	0,9	6,5†	-	9,8	38,4	
15	-	5,2*	-	3,0†	7,6†	-	0,2	-	5,3	-	5,8†	-	2,3†	1,2	9,1†	-	21,8	5,2
16	-	6,1*	-	3,6	9,0†	-	2,7	-	6,2	-	6,8†	-	2,7	3,2†	10,8†	-	26,2	6,1
17	-	-	-	-	-	-	-	0,4*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,4
18	3,7	-	2,1*	-	-	5,4*	-	0,1	-	3,8	-	4,1*	1,6*	0,9	-	6,5*	-	15,5
19	-	-	-	-	-	-	-	3,0*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0
20 u. 22	2,4†	-	1,4*	-	3,6*	10,9†	-	-	2,5	-	2,7*	-	1,1	2,3*	-	4,3*	13,3	11,5
21	-	2,4*	-	1,4†	3,6†	-	-	10,9*	2,5	-	2,7†	-	1,1	2,3†	4,3	-	11,5	13,3
23 u. 25	-	2,2*	-	1,3†	3,3†	-	-	3,7*	2,3	-	2,5†	-	1,0	2,1†	3,9†	-	10,5	5,9
24	2,2†	-	1,3*	-	3,3*	3,7†	-	-	2,3	-	2,5*	-	1,0	2,1*	-	3,9*	5,9	10,5
26	-	3,2*	-	1,9†	4,7†	-	3,5	-	3,2	-	5,3†	-	1,4	3,1†	5,6†	-	16,8	3,2

zeichnet. Aus der verschiedenen Lage der Bezeichnungen erkennt man deutlich die Notwendigkeit der Trennung der einzelnen Belastungsfälle.

Die Bestimmung der Querschnitte erfolgt wie bekannt.

Die Ermittlung der Fußplatte und Anker bietet auch nichts Neues (vgl. Teil Fc, 2a).

**n) Betrachtungen zu dem Beispiel.**

Die Bestimmung der Stabkräfte infolge der Kraft  $X$  kann bei verschiedenen Belastungsfällen bedeutend vereinfacht werden. Man bestimmt für  $X=1,0t$  sämtliche Stabkräfte und multipliziert diese einfach mit den wirklichen Größen von  $X$ .

Die Stabkräfte können auch mit Hilfe von Kräfteplänen ermittelt werden; in Abb. 177 sind z. B. für die Stütze A infolge des 30 t-Laufkrans, Last nach Stütze B zu ausgefahren (Teil h), die Stabkräfte zeichnerisch gefunden; ein Vergleich mit den entsprechenden im Teil ermittelten Stabkräften zeigt völlige Übereinstimmung.

**2b) 2. Beispiel.**

**a) Allgemeines.**

Die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  für die in Abb. 178 dargestellte Halle sind zu berechnen. Außer der Dachlast und dem Winddruck besteht die Belastung aus einem 40t-Laufkran (Hauptschiff) und einem 7,5t-Laufkran (Seitenschiff).

Zur Bestimmung der wagerechten Verschiebung sind die in Tafel 9 zusammengestellten Sonderfälle benutzt. Die in Betracht kommenden Sonderfälle sind jeweils bei den einzelnen Belastungsfällen angegeben.

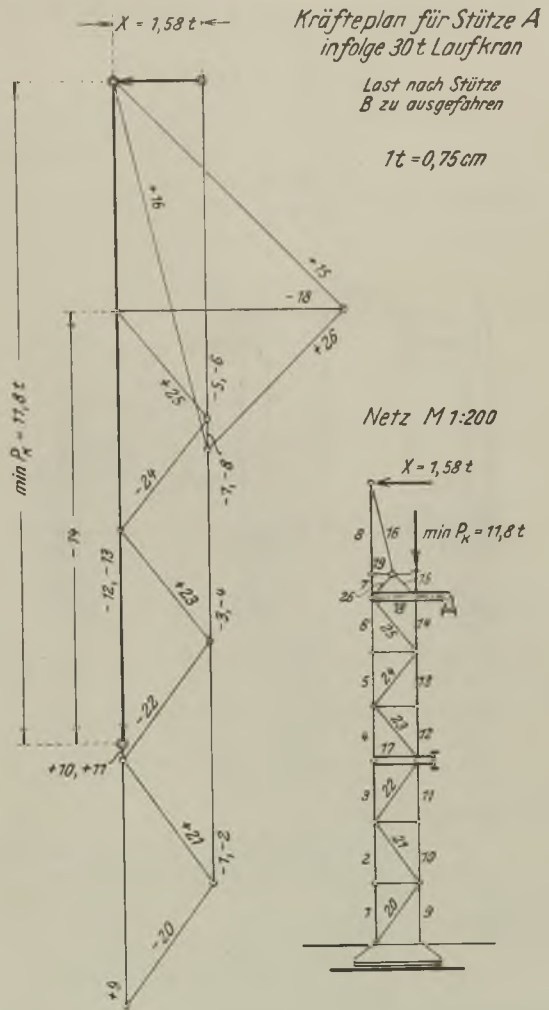


Abb. 177.

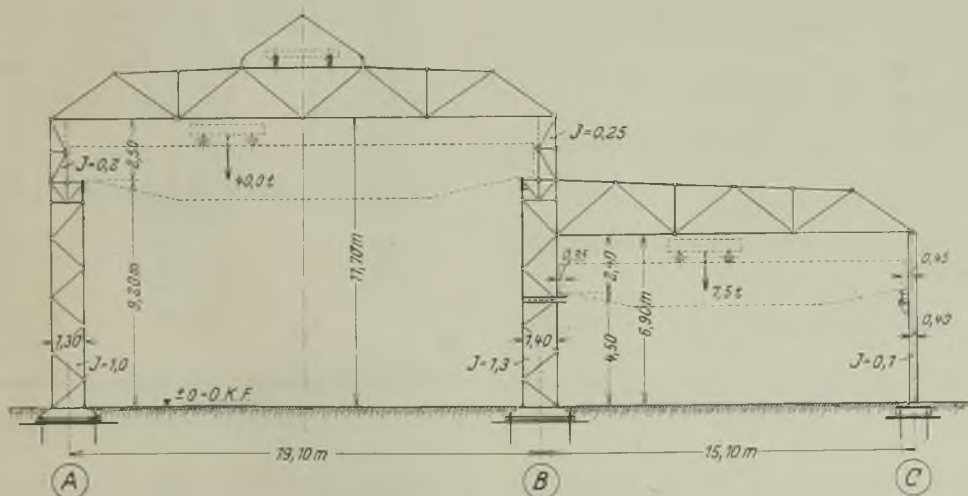


Abb. 178.

b) Untersuchung infolge  $X_1 = 1$  und  $X_2 = 1$  (Abb. 179).

α) Hilfswert  $k$  (vgl. Tafel 9).

Stütze A:  $k = \frac{J - J_1}{J_1} = \frac{1,0 - 0,2}{0,2} = 4,0,$

Stütze B:  $k = \frac{1,3 - 0,25}{0,25} = 4,2,$

Stütze C: . . . . . = 0.

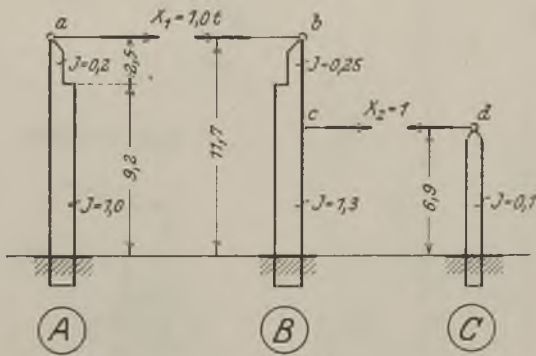


Abb. 179.

β) Verschiebungen infolge  $X_1 = 1$ .

$\delta_{aa} = \frac{1,0}{3 \cdot 1,0} (11,7^3 + 2,5^3 \cdot 4,0) = 555$   
(vgl. Tafel 9; 1. Fall);

$\delta_{bb} = \frac{1,0}{3 \cdot 1,3} (11,7^3 + 2,5^3 \cdot 4,2) = 427$   
(vgl. Tafel 9; 1. Fall);

$\delta_{cb} = \frac{1,0 \cdot 6,9^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 6,9) = 172$   
(vgl. Tafel 9; 1. Fall).

γ) Verschiebungen infolge  $X_2 = 1$ .

$\delta_{aa} = 0,$

$\delta_{bc} = \delta_{cb} = 172$  (Mohr-Maxwellscher Satz),

$\delta_{cc} = \frac{1,0 \cdot 6,9^3}{3 \cdot 1,3} = 84$  (vgl. Tafel 9; 3. Fall),

$\delta_{dd} = \frac{1,0 \cdot 6,9^3}{3 \cdot 0,7} = 1095$  (vgl. Tafel 9; 1. Fall).

δ) Gleichungen.

Nach Teil Fa, 3 sind die Gleichungen zur Bestimmung von  $X_1$  und  $X_2$ :

$X_1 = \frac{1}{C} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(\delta_{cc} + \delta_{dd}) + (\delta_{dm} - \delta_{cm}) \cdot \delta_{cb}];$

$X_2 = \frac{1}{C} [(\delta_{dm} - \delta_{cm})(\delta_{aa} + \delta_{bb}) + (\delta_{bm} - \delta_{am}) \cdot \delta_{cb}];$

hierin ist  $C = (\delta_{aa} + \delta_{bb})(\delta_{cc} + \delta_{dd}) - \delta_{cb}^2.$

Da bei allen nachstehend zur Berechnung kommenden Belastungsfällen die Werte  $(\delta_{aa} + \delta_{bb}), (\delta_{cc} + \delta_{dd})$

und  $\delta_{cb}$  gleich sind, so kann man für vorliegendes Berechnungsbeispiel die Gleichungen wie folgt kürzen:

$C = (555 + 427)(84 + 1095) - 172^2 = 1128200.$

$X_1 = \frac{1}{1128200} [(\delta_{bm} - \delta_{am})(84 + 1095) + (\delta_{dm} - \delta_{cm}) \cdot 172];$

$X_2 = \frac{1}{1128200} [(\delta_{dm} - \delta_{cm})(555 + 427) + (\delta_{bm} - \delta_{am}) \cdot 172];$

hieraus

$X_1 = 0,001045 (-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0,000152 (-\delta_{cm} + \delta_{dm});$

$X_2 = 0,000152 (-\delta_{am} + \delta_{bm}) + 0,000870 (-\delta_{cm} + \delta_{dm}).$

c) Untersuchung infolge der Dachlast (Abb. 180).

Infolge der Dachlasten erhält man für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  folgende Verschiebungen:

α) max-Dachlasten.

$\delta_{aa} = -\frac{15,5 \cdot 0,65}{2 \cdot 1,0} [11,7^2 - 2,5^2 + 2,5^2 \cdot \frac{0,3}{0,65} (1 + 4,0)] = -731$  (vgl. Tafel 9; 5. Fall);

$\delta_{bb} = \frac{15,5 \cdot 0,70}{2 \cdot 1,3} [11,7^2 - 2,5^2 + 2,5^2 \cdot \frac{0,35}{0,70} (1 + 4,2)] + \frac{15,5 \cdot 0,70 \cdot 6,9}{1,3} (\frac{6,9}{2} + 4,8) = 613 + 475 = 1088$

(vgl. Tafel 9; 5. und 4. Fall);

$\delta_{cm} = \frac{(15,5 + 11,5) \cdot 0,70 \cdot 6,9^2}{2 \cdot 1,3} = 346$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall).

$\delta_{dm} = 0.$

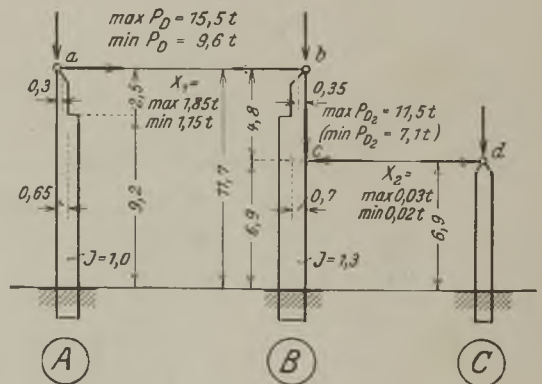


Abb. 180.

Hiermit erhält man die beiden Unbekannten

$X_1 = 0,001045 [ -(-731) + 1088 ] + 0,000152 (-346 + 0) = +1,85 t;$

$X_2 = 0,000152 [ -(-731) + 1088 ] + 0,000870 (-346 + 0) = -0,03 t.$

$\beta$ ) min-Dachlasten.

$$\delta_{a,m} = -\frac{9,6 \cdot 0,65}{2 \cdot 1,0} \left[ 11,7^2 - 2,5^2 + 2,5^2 \cdot \frac{0,3}{0,65} (1 + 4,0) \right]$$

$$= -454 \quad (\text{vgl. Tafel 9; 5. Fall});$$

$$\delta_{b,m} = \frac{9,6 \cdot 0,70}{2 \cdot 1,3} \left[ 11,7^2 - 2,5^2 + 2,5^2 \cdot \frac{0,35}{0,70} (1 + 4,2) \right]$$

$$+ \frac{9,6 \cdot 0,70 \cdot 6,9}{1,3} \left( \frac{6,9}{2} + 4,8 \right) = 380 + 294 = 674$$

(vgl. Tafel 9; 5. und 4. Fall).

$$\delta_{c,m} = \frac{(9,6 + 7,1) \cdot 0,70 \cdot 6,9^2}{2 \cdot 1,3} = 214$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{d,m} = 0.$$

$$X_1 = 0,001045 [ -(-454) + 674 ] + 0,000152 (-214 + 0) = +1,15 \text{ t};$$

$$X_2 = 0,000152 [ -(-454) + 674 ] + 0,000870 (-214 + 0) = -0,02 \text{ t}.$$

d) Untersuchung infolge des 40 t-Laufkranes, Katze nach der Stütze A zu ausgefahren

(Abb. 181).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich folgende Verschiebungen:

$$\delta_{a,m} = \frac{46,7 \cdot 0,65 \cdot 9,2}{1,0} \left( \frac{9,2}{2} + 2,5 \right) = 1981$$

(vgl. Tafel 9, 4. Fall);

$$\delta_{b,m} = -\frac{17,3 \cdot 0,70 \cdot 9,2}{1,3} \left( \frac{9,2}{2} + 2,5 \right) = -608$$

(vgl. Tafel 9, 4. Fall);

$$\delta_{c,m} = -\frac{17,3 \cdot 0,70 \cdot 6,9^2}{2 \cdot 1,3} = -222$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{d,m} = 0;$$

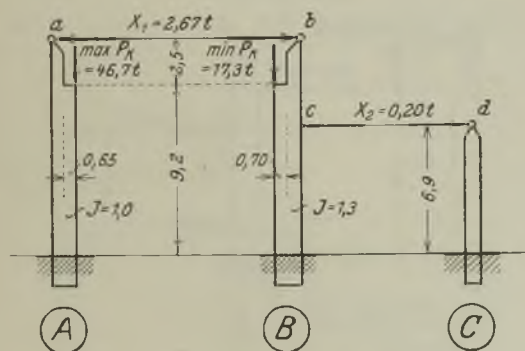


Abb. 181.

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045 (-1981 - 608) + 0,000152 [ -(-222) + 0 ] = -2,67 \text{ t};$$

$$X_2 = 0,000152 (-1981 - 608) + 0,000870 [ -(-222) + 0 ] = -0,20 \text{ t}.$$

Gregor, Eisenhochbau III.

e) Untersuchung infolge des 40 t-Laufkranes, Katze nach der Stütze B zu ausgefahren

(Abb. 182).

$$\delta_{a,m} = \frac{17,3 \cdot 0,65 \cdot 9,2}{1,0} \left( \frac{9,2}{2} + 2,5 \right) = 734$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{b,m} = -\frac{46,7 \cdot 0,70 \cdot 9,2}{1,3} \left( \frac{9,2}{2} + 2,5 \right) = -1641$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{c,m} = -\frac{46,7 \cdot 0,70 \cdot 6,9^2}{2 \cdot 1,3} = -599$$

(vgl. Tafel 9; 5. Fall);

$$\delta_{d,m} = 0;$$

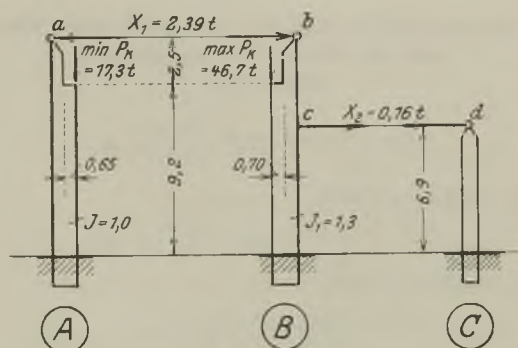


Abb. 182.

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045 (-734 - 1641) + 0,000152 [ -(-599) + 0 ] = -2,39 \text{ t};$$

$$X_2 = 0,000152 (-734 - 1641) + 0,000870 [ -(-599) + 0 ] = +0,16 \text{ t}.$$

f) Untersuchung infolge des 7,5 t-Laufkranes, Katze nach der Stütze B zu ausgefahren

(Abb. 183).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich folgende Verschiebungen:

$$\delta_{a,m} = 0;$$

$$\delta_{b,m} = \frac{15,6 \cdot 1,05 \cdot 4,5}{1,3} \left( \frac{4,5}{2} + 7,2 \right) = 536$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{c,m} = \frac{15,6 \cdot 1,05 \cdot 4,5}{1,3} \left( 6,9 - \frac{4,5}{2} \right) = 264$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{d,m} = -\frac{7,7 \cdot 0,45 \cdot 4,5}{0,1} \left( \frac{4,5}{2} + 2,4 \right) = -658$$

(vgl. Tafel 8; 3. Fall);

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045 (-0 + 536) + 0,000152 (-264 - 658) = +0,42 \text{ t};$$

$$X_2 = 0,000152 (-0 + 536) + 0,000870 (-264 - 658) = -0,72 \text{ t}.$$

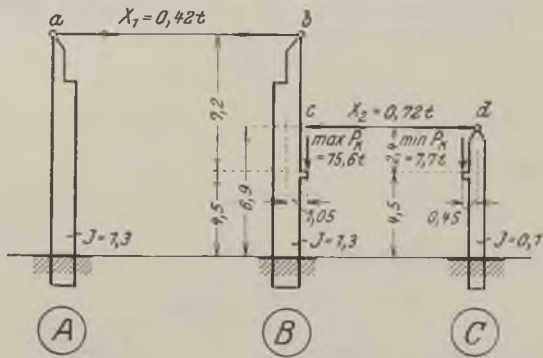


Abb. 183.

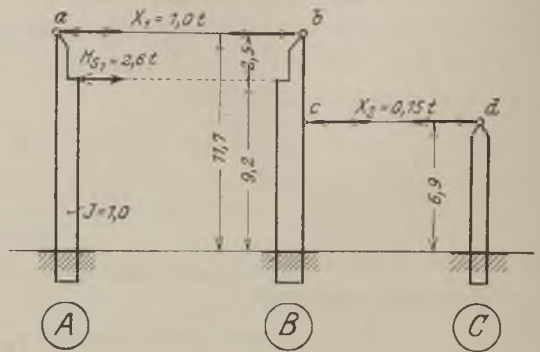


Abb. 185.

g) Untersuchung infolge des 7,5 t-Laufkranes, Katze nach der Stütze C zu ausgefahren (Abb. 184).

$$\delta_{am} = 0;$$

$$\delta_{bm} = \frac{7,7 \cdot 1,05 \cdot 4,5}{1,3} \left( \frac{4,5}{2} + 7,2 \right) = 265$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{cm} = \frac{7,7 \cdot 1,05 \cdot 4,5}{1,3} \left( 6,9 - \frac{4,5}{2} \right) = 130$$

(vgl. Tafel 9; 4. Fall);

$$\delta_{dm} = - \frac{15,6 \cdot 0,45 \cdot 4,5}{0,1} \left( \frac{4,5}{2} + 2,4 \right) = 1334$$

(vgl. Tafel 8; 3. Fall);

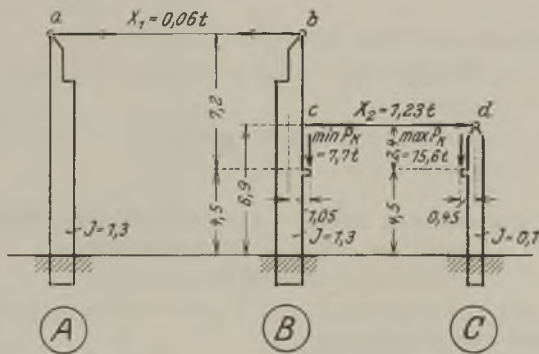


Abb. 184.

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045(-0 + 265) + 0,000152(-130 - 1334) = +0,06t;$$

$$X_2 = 0,000152(-0 + 265) + 0,000870(-130 - 1334) = -1,23t.$$

h) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$  an Stütze A (Abb. 185).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = \pm \frac{2,6 \cdot 9,2^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 11,7 - 9,2) = \pm 952$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall);

$$\delta_{bm} = 0; \quad \delta_{cm} = 0 \quad \text{und} \quad \delta_{dm} = 0;$$

und hiermit die Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045[-(\pm 952) + 0] + 0,000152(-0 + 0) = \mp 1,0t;$$

$$X_2 = 0,000152[-(\pm 952) + 0] + 0,000870(-0 + 0) = \mp 0,15t.$$

i) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$  an Stütze B (Abb. 186).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen

$$\delta_{am} = 0;$$

$$\delta_{bm} = \pm \frac{2,6 \cdot 9,2^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 9,2) = \pm 730$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall);

$$\delta_{cm} = \pm \frac{2,6 \cdot 6,9^2}{2 \cdot 1,3} \left( 9,2 - \frac{6,9}{3} \right) = \pm 328$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall);

$$\delta_{dm} = 0;$$

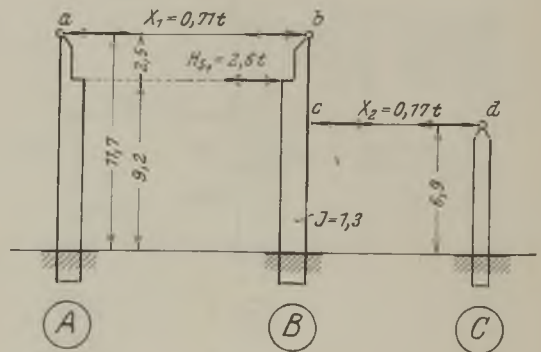


Abb. 186.

hiermit erhält man die Unbekannten

$$X_1 = 0,001045(-0 \pm 730) + 0,000152[-(\pm 328) + 0] = \pm 0,71t;$$

$$X_2 = 0,000152(-0 \pm 730) + 0,000870[-(\pm 328) + 0] = \mp 0,17t.$$

k) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$ , an Stütze B (Abb. 187).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = 0;$$

$$\delta_{bm} = \pm \frac{0,7 \cdot 4,5^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 4,5) = \pm 56$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall);

$$\delta_{cm} = \pm \frac{0,7 \cdot 4,5^2}{2 \cdot 1,3} \left(6,9 - \frac{4,5}{3}\right) = \pm 29$$

(vgl. Tafel 9; 3. Fall);

$$\delta_{dm} = 0;$$

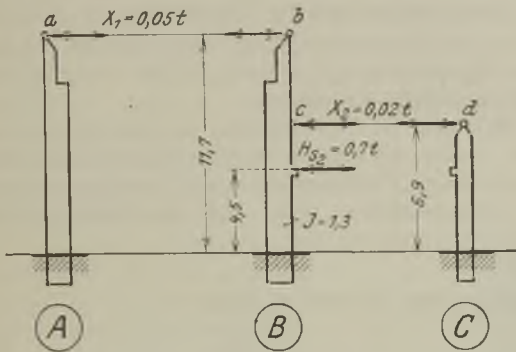


Abb. 187.

hiermit erhält man die beiden Unbekannten:

$$X_1 = 0,001045(-0 \pm 56) + 0,000152[-(\pm 29) + 0] = \pm 0,05t;$$

$$X_2 = 0,000152(-0 \pm 56) + 0,000870[-(\pm 29) + 0] = \mp 0,02t.$$

l) Untersuchung infolge des Kranseitenschubes  $H_s$ , an Stütze C (Abb. 188).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen

$$\delta_{am} = 0; \quad \delta_{bm} = 0; \quad \delta_{cm} = 0;$$

$$\delta_{dm} = \pm \frac{0,7 \cdot 4,5^2}{6 \cdot 0,1} (3 \cdot 6,9 - 4,5) = \pm 383$$

(vgl. Tafel 8; 2. Fall);

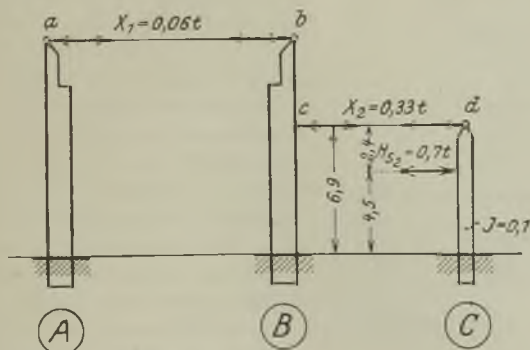


Abb. 188.

hiermit erhält man die Unbekannten

$$X_1 = 0,001045(-0 + 0) + 0,000152(-0 \pm 383) = \pm 0,06t;$$

$$X_2 = 0,000152(-0 + 0) + 0,000870(-0 \pm 383) = \pm 0,33t.$$

m) Untersuchung infolge Wind in der Richtung auf die Wand A (Abb. 189).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = \frac{1,80 \cdot 2,25^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 11,7 - 2,25)$$

$$+ \frac{1,86 \cdot 4,50^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 11,7 - 4,50)$$

$$+ \frac{1,88 \cdot 6,90^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 11,7 - 6,90)$$

$$+ \frac{1,92 \cdot 9,20^2}{6 \cdot 1,0} (3 \cdot 11,7 - 9,20)$$

$$+ \frac{2,20}{3 \cdot 1,0} (11,7^3 + 2,5^3 \cdot 4,0) = 2584$$

(vgl. Tafel 9; 3. und 1. Fall);

$$\delta_{bm} = 0; \quad \delta_{cm} = 0 \quad \text{und} \quad \delta_{dm} = 0;$$

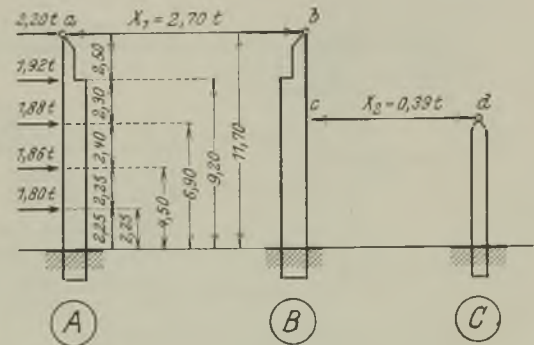


Abb. 189.

hiermit ergeben sich die Unbekannten

$$X_1 = 0,001045(-2584 + 0) + 0,000152(-0 + 0) = -2,70t;$$

$$X_2 = 0,000152(-2584 + 0) + 0,000870(-0 + 0) = -0,39t.$$

n) Untersuchung infolge Wind in der Richtung auf die Wand C bzw. B (Abb. 190).

Für den Zustand  $X_1$  und  $X_2 = 0$  ergeben sich die Verschiebungen:

$$\delta_{am} = 0;$$

$$\delta_{bm} = - \frac{2,20}{3 \cdot 1,3} (11,7^3 + 2,5^3 \cdot 4,2)$$

$$- \frac{1,00 \cdot 9,2^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 9,2) = -1223$$

(vgl. Tafel 9; 1. und 3. Fall);

$$\delta_{2m} = -\frac{2,20 \cdot 6,9^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 6,9) - \frac{1,00 \cdot 9,2^2}{6 \cdot 1,3} (3 \cdot 11,7 - 9,2) = -660$$

(vgl. Tafel 9; 1. Fall);

$$\delta_{2m} = -\frac{1,80 \cdot 2,25^2}{6 \cdot 0,1} (3 \cdot 6,9 - 2,25)$$

$$- \frac{1,86 \cdot 4,5^2}{6 \cdot 0,1} (3 \cdot 6,9 - 4,50)$$

$$- \frac{1,54 \cdot 6,9^3}{3 \cdot 0,1} = 2981$$

(vgl. Tafel 8; 2. und 1. Fall);

hiermit erhält man die Unbekannten

$$X_1 = 0,001045(-0 - 1223) + 0,000152[-(-660) - 2981] = -1,63 \text{ t};$$

$$X_2 = 0,000152(-0 - 1223) + 0,000870[-(-660) - 2981] = -2,20 \text{ t}.$$

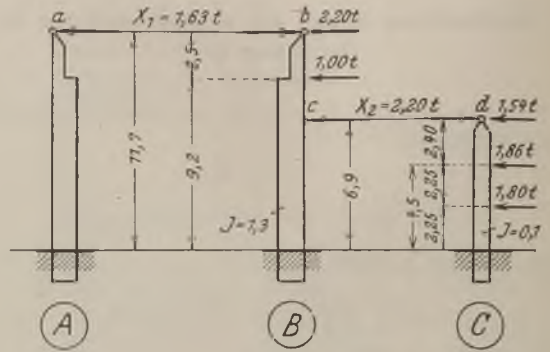


Abb. 190.

o) Zusammenstellung der Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$ .

In der Zusammenstellung XIV sind die Größen der Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  für die verschiedenen Belastungsfälle eingetragen.

Nachdem die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  bekannt sind, bietet die weitere Berechnung der Stabkräfte, Querschnitte, Plattengrößen und Verankerung keinerlei Schwierigkeiten mehr (vgl. die Zahlenbeispiele Teil Eb, 2 und Fc, 2a).

Zusammenstellung XIV. Die Unbekannten  $X_1$  und  $X_2$  in t.

Belastungsfall		$X_1$	$X_2$	
Dachlast	max-Last . . . . .	+1,85	-0,03	
	min-Last . . . . .	+1,15	-0,02	
40 t-Kran	Kranlast	Katze nach Stütze A zu ausgefahren . .	-2,67	-0,20
		Katze nach Stütze B zu ausgefahren . .	-2,39	+0,16
	Kranschub	$H_{s_1}$ an Stütze A . . . . .	$\mp$ 1,00	$\mp$ 0,15
		$H_{s_1}$ an Stütze B . . . . .	$\pm$ 0,71	$\mp$ 0,17
7,5 t-Kran	Kranlast	Katze nach Stütze B zu ausgefahren . .	+0,42	-0,72
		Katze nach Stütze C zu ausgefahren . .	+0,06	-1,23
	Kranschub	$H_{s_2}$ an Stütze B . . . . .	$\pm$ 0,05	$\mp$ 0,02
		$H_{s_2}$ an Stütze C . . . . .	$\pm$ 0,06	$\pm$ 0,33
Wind	in Richtung auf Wand A . . . . .	-2,70	-0,39	
	in Richtung auf Wand C bzw. B . . . . .	-1,63	-2,20	

## G. Berechnung der Portale.

### Ga) Allgemeine Berechnung.

In diesem Teil sollen vorwiegend Portale mit beweglicher Belastung (Kranträgerportale) behandelt werden. Für eine ruhende Belastung sind die Portale im 1. Abschnitt, Teil I, D 5, ausführlich gegeben. Die Portale steifen die Halle in der Längsrichtung aus und leiten die Bremskräfte in den Grundbau. Oft werden auch Teile des auf die Giebelwände wirkenden Winddrucks durch die Portale aufgenommen. Damit die Halle für die Wärmeausdehnungen möglichst nachgiebig ist, werden die Portale am besten in Hallenmitte angeordnet; in der Längsrichtung der Halle sind dann die Stützen und Giebelwände pendelnd anzunehmen. Die Ausführung hat entsprechend zu erfolgen: die Stützenfußbreiten sind so gering als möglich zu bemessen; die Stützenverankerung, die meistens für das quer zur Halle gerichtete Einspannmoment gebraucht wird, ist im geringsten Abstand von der Stützenachse oder noch besser in Stützenmitte anzuordnen; da die einzelnen Kranträger infolge des Schienenstoßes keine größere Beweglichkeit erhalten dürfen (höchstens 2–3 mm), so müssen, um ein ungehindertes Pendeln der Stützen und der Giebelwand zu gewährleisten, die höher liegenden Binderunterzüge, Pfetten usw. eine größere Beweglichkeit erhalten (bei diesen Bauteilen ist es ja leicht möglich, durch Langlöcher usw. 5–10 mm Beweglichkeit zu erreichen). Sind massive Giebelwände vorhanden, dann müssen, um ein Zerreißen der Giebelwände zu verhindern, bei den aufgelegten Konstruktionsteilen Gleitlager oder besser Rollen bzw. Pendellager angeordnet werden. Abb. 191 zeigt die Pendelauflagerung eines Kranträgers auf eine massive Giebelwand.

Werden im Gegensatz zu dem vorher Gesagten die Portale an beiden Hallenenden angeordnet, dann müssen in Hallenmitte oder an mehreren Stellen größere Ausdehnungsfugen (Dilatationsfugen) angeordnet werden. Bei Konstruktionsteilen mit ruhender Belastung (Pfetten, Binderunterzüge, Decken, Wände usw.) bietet die Ausführung größerer

Ausdehnungsfugen keinerlei Schwierigkeiten. Etwas anders ist es jedoch bei Kranträgern; hier dürfen, um größere Stöße zu vermeiden, die Schienenstöße bei den allgemeinen Ausführungen höchstens 2–3 mm Spielraum haben (Abb. 192a). Eine Stoßanordnung nach Abb. 192b ist nicht gut möglich, da im Querschnitt  $\alpha-\alpha$  der Druck auf den dort vorhandenen halben Schienenquerschnitt verdoppelt wird; durch den größeren Druck, der einseitigen Wirkung und die durch die vorhandenen größeren Schienenzwischenräume entstehenden Kranstöße wird der Schienenstoß bald zermürbt und unbrauchbar.

Der notwendige größere Spielraum der Schienen kann, wie in Abb. 192c veranschaulicht, durch Einsatz- oder Auflauflaschen aus Stahlguß ge-

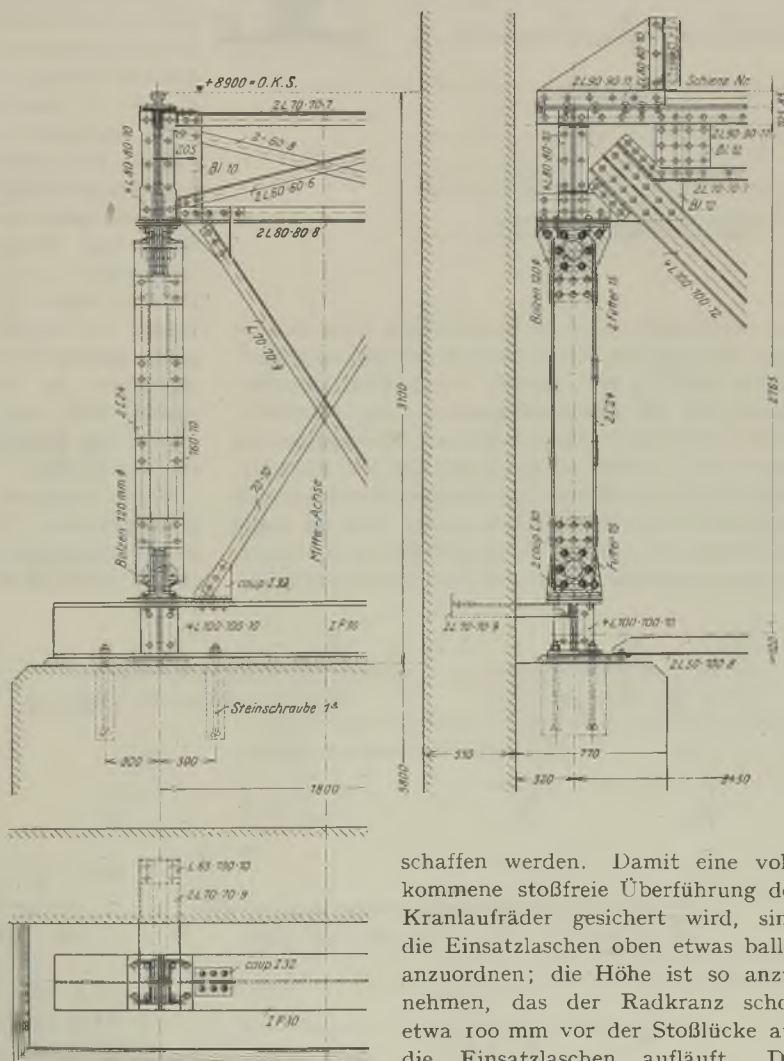


Abb. 191.

schaffen werden. Damit eine vollkommene stoßfreie Überführung der Kranlaufräder gesichert wird, sind die Einsatzlaschen oben etwas ballig anzuordnen; die Höhe ist so anzunehmen, das der Radkranz schon etwa 100 mm vor der Stoßlücke auf die Einsatzlaschen aufläuft. Die Laschen sind an einem Schienenende



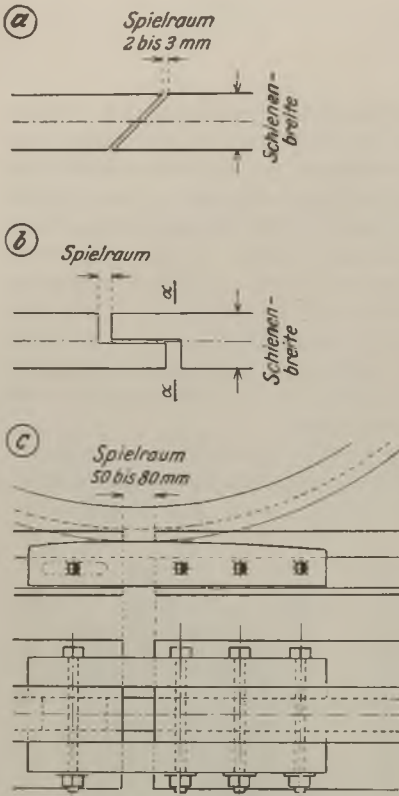


Abb. 192.

fest verschraubt und an dem anderen Ende mittels einer Schraube, die sich in einem in der Schiene befindlichem Langloch frei bewegt, verschiebbar gehalten. Damit sich die Laschenschrauben nicht losrütteln, werden die Muttern durch federnde Unterlagsscheiben festgestellt. Es ist zu beachten, daß der Radspurkanz und die Einsatzlaschen den gesamten Raddruck auszuhalten haben; die Stärke dieser Teile ist somit mindestens wie die der Schienenbreite anzunehmen. Bei dieser Ausführung ist eine Ausdehnungsmöglich-

keit der Schiene unbedingt gesichert; natürlich müssen die Kranträger selbst entsprechend verschiebbar eingerichtet werden.

Bei der Anordnung von Portalen ist somit die sehr zweifelhafte Ausführung von größeren Kranträger-Ausdehnungsfugen zu beachten.

In der Praxis wird nun vielfach zur Vereinfachung der statischen Berechnung von der Ausführung eines Portals abgesehen und einfach zwei vom normalen Kranträger bis zum Stützenfuß reichende Zugschrägen angeordnet. Bei senkrechter Belastung hat man es dann mit einem einfachen Träger auf zwei Stützen zu tun: die Zugschrägen  $S_1$  und  $S_2$  übertragen keinen Druck und bleiben spannungslos (Abb. 193 a).

Ist eine Horizontalkraft (Bremskraft, Wind usw.) in den Grundbau zu leiten, so wird, je nach welcher Seite die Kraft gerichtet ist, die Zugschräge  $S_1$  bzw.  $S_2$  benutzt und  $S_2$  bzw.  $S_1$  bleiben spannungslos (Abb. 193 b und c).

Eine Ausführung nach Abb. 194 mit beiden Schrägen an einer Stütze ist ebenfalls möglich. Hier bleiben bei senkrechter Last wieder beide Schrägen spannungslos; bei Wirkung einer Horizontalkraft wird entweder  $S_1$  oder  $S_2$  beansprucht.

Die Annahme von zwei Zugschrägen ist gewiß sehr einfach, aber nicht einwandfrei: man darf die beiden Zugschrägen nicht beliebig ein- und ausschalten, sie bestehen im Gesamtnetz und werden daher bei senkrechter Belastung durch die Durchbiegung der Netzpunkte „a“ und „b“ (Abb. 193 a) belastet. Da nun aber die Schrägen nicht druckfest sind, biegen sie natürlich sehr sichtbar seitlich aus und geben hierdurch ein unschönes und unverständliches Aussehen. Bei kreuzförmig angeordneten Schrägen gemäß Abb. 195, die ein ungehindertes Durchbiegen des Kranträgers ermöglichen, ist die Ausführung richtig.

Besser ist immer die richtige Annahme von Zweigelenkportalen. Mit nachstehend angegebenen Berechnungsverfahren lassen sich dieselben verhältnismäßig einfach berechnen.

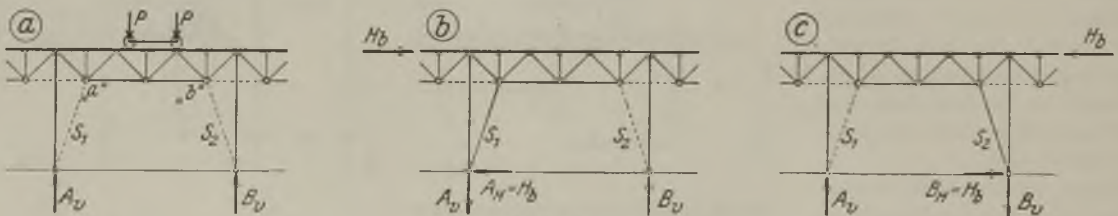


Abb. 193.

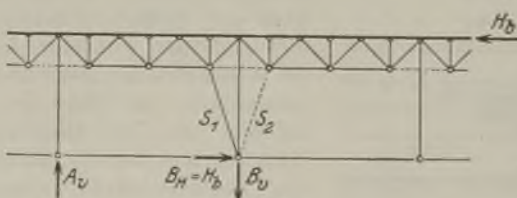


Abb. 194.

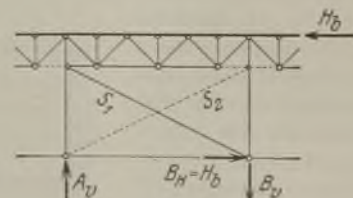


Abb. 195.

## Gb) Berechnung der vollwandigen Portale.

### 1. Allgemeines.

Das Zweigelenportal (Abb. 196a) ist einfach statisch unbestimmt; als unbekannte Größe wird der Horizontalschub eingeführt. Die Berechnung erfolgt nach dem Momentenflächenverfahren (vgl. Band I, 5. Auflage, 5. Abschnitt, Teil I, E).

Die  $X$ -Linie ist in Abb. 196b dargestellt. Die Höhe  $y_m$  unter einer im Schnitte „m“ stehenden Last  $P=1$  ist nach Band I, 5. Abschnitt, Teil I, E, 4:

$$y_m = \frac{3 \cdot 1,0 \cdot x_m (l - x_m)}{2 \cdot h \cdot l (2k + 3)}$$

hierin ist:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

Berechnet man nun die Höhe  $y$  an verschiedenen Schnitten und trägt sie von einer Geraden ab, dann erhält man die  $X$ -Linie. Da die  $X$ -Linie sich nach einer Parabel ändert, braucht man nur die Höhe  $y_{\text{Mitte}}$  in Portalmitte zu bestimmen:

$$y_{\text{Mitte}} = \frac{3 \cdot 1,0 \cdot l}{8 h (2k + 3)}$$

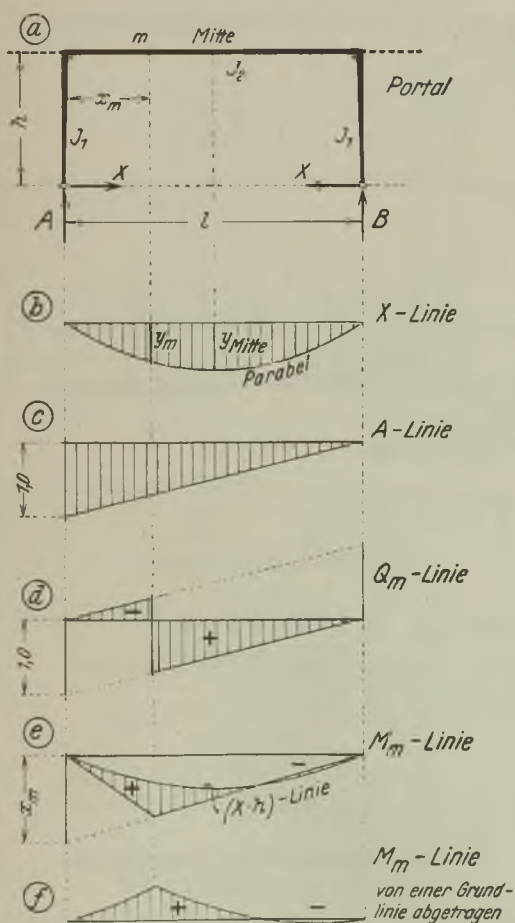


Abb. 196.

Die  $A$ -Linie veranschaulicht die Abb. 196c; sie ergibt sich wie bei dem einfachen Träger auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ib, B, 2 a).

Die  $Q_m$ -Linie (Abb. 196d) ist wieder übereinstimmend mit der des einfachen Trägers auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ib, B, 2 b).

Die  $M_m$ -Linie ist in Abb. 196e dargestellt. Man zeichnet zunächst die Momentenlinie für den Zustand  $X=0$ , also wie für einen einfachen Träger auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ib, B, 2 c). Dann trägt man von der gleichen Grundlinie die mit  $h$  multiplizierte  $X$ -Linie ab: der Unterschied der beiden Flächen, der in Abb. 196e schraffiert gezeichnet ist, ergibt dann die Einflußlinie für das Moment  $M_m$ . Beweis:

$$M_m = M_{0m} - X \cdot h$$

Hierin bedeutet:

$M_m$  das Moment für den Zustand  $X=0$ , wie bei dem einfachen Träger auf zwei Stützen.

In Abb. 196f ist die  $M_m$ -Linie von einer Grundlinie aus abgetragen.

Für eine Bremskraft  $H_b$  (Abb. 197) wird die Unbekannte ( $A_H$ )

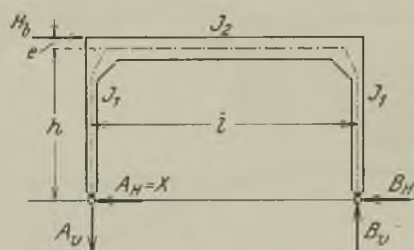


Abb. 197.

$$X = \frac{H_b}{2} - \frac{3 \cdot H_b \cdot e}{2 \cdot h \cdot (2k + 3)}$$

hierin ist

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}$$

$$A_V = B_V = H_b \cdot \frac{(h + e)}{l}$$

$$A_H = X;$$

$$B_H = H_b - A_H.$$

Greift eine wagerechte Kraft  $H$  in der Schwerlinie des Kranträgers an, dann wird

$$X = \frac{H_b}{2};$$

$$A_V = B_V = \frac{H \cdot h}{l};$$

$$A_H = B_H = X.$$

Der Wärmeeinfluß ist von nur geringer Bedeutung, der dadurch hervorgerufene Horizontalschub

$$X_t = \frac{E \cdot J_2 \cdot \varepsilon \cdot t}{h^2 \cdot \left(1 + \frac{2}{3} k\right)}$$

Hierin bezeichnet:

- $\epsilon$  die Längenausdehnungszahl bei  $1^\circ\text{C}$  (für Flußeisen =  $0,000118$ );
- $t$  die Wärmeschwankung (normal  $\pm 35^\circ\text{C}$ ).

Bei Wärmezunahme ist  $X$ , nach innen gerichtet, also positiv; bei Wärmeabnahme nach außen, also negativ. Dieser Einfluß kann somit die aus der Belastung erzeugten Momente entweder vergrößern oder verringern; praktisch darf er meistens vernachlässigt werden.

Bei anderen Belastungsfällen ist Band I, 5. Auflage, 5. Abschnitt, Teil I, E, 1 nachzuschlagen.

Ist der Kranträger ein durchlaufender Gelenkträger (Gerber- oder Koppelträger, vgl. Band II, Teil Ib, D), dann erhält die  $X$ -Linie einfach zwei

Die  $A$ - und  $Q_m$ -Linien sind für den Gerber- und Koppelträger ebenfalls Band II, Teil I b, D zu entnehmen.

**2. Zahlenbeispiel.**

**a) Allgemeines.**

Für das in Tafel 11 dargestellte Portal sind die Auflagerdrücke und Momente zu bestimmen; Abmessungen und Belastungen sind aus der Tafel ersichtlich.

**b) Bestimmung der  $X$ -Linie.**

Auf der Tafel 11 ist die  $X$ -Linie gezeichnet.

**a) Hilfwert.**

$$k = \frac{3}{1} \cdot \frac{4,1}{7,2} = 1,71.$$

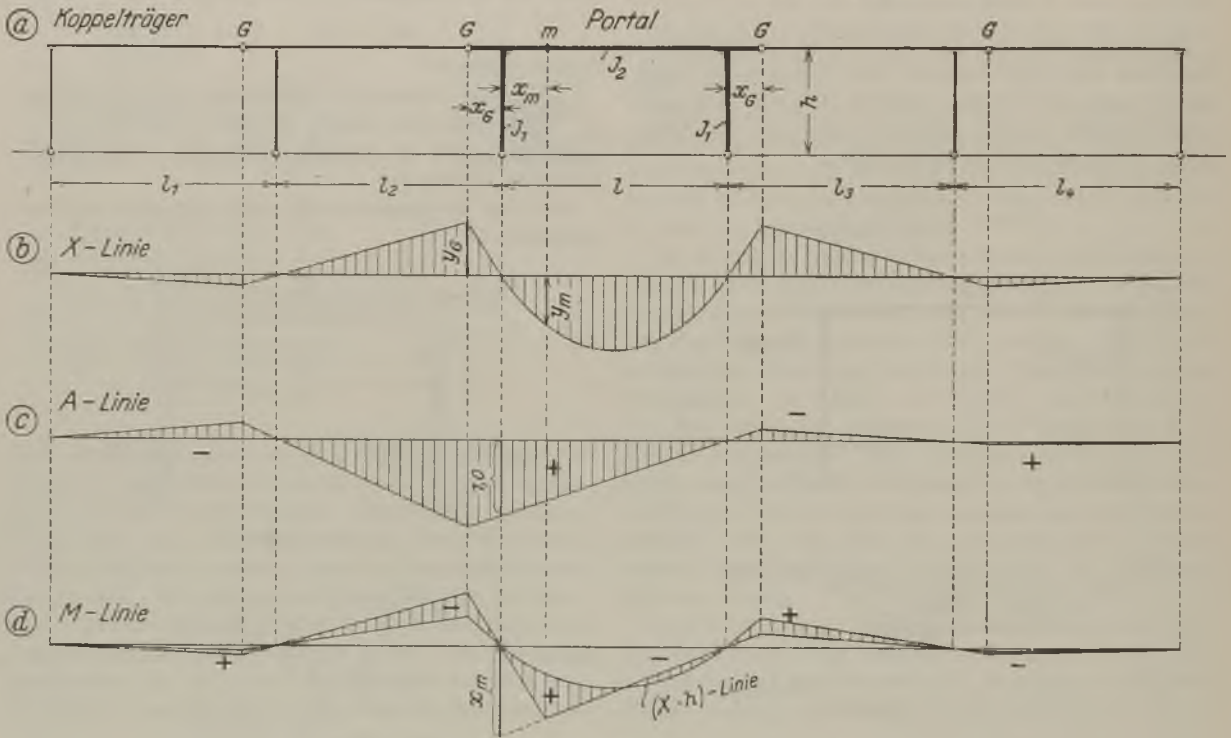


Abb. 195.

gerade Ausläufe bis zu den Gelenkpunkten: bei dem Koppelträger verläuft sie dann wie in Abb. 198b und bei dem Gerberträger wie in dem folgenden Beispiel gezeigt.

Rechnerisch wird die Höhe  $y_G$  (Abb. 198b):

$$y_G = \frac{1,0 \cdot x_G}{2 \cdot h \left( 1 + \frac{2}{3} k \right)}$$

Die  $M_m$ -Linie ist für einen Koppelträger in Abb. 198d dargestellt; sie ergibt sich wieder aus dem Unterschied der  $X$ - und der  $M_{0m}$ -Linie (vgl. auch Band II, Teil I b, D, 2). Für einen Gerberträger ist die  $M_m$ -Linie aus dem folgenden Beispiel ersichtlich.

**β) Höhen der  $X$ -Linie.**

$$y_{\text{Mitte}} = \frac{3 \cdot 1,0 \cdot 7,2}{8 \cdot 4,1 (2 \cdot 1,71 + 3)} = 0,103,$$

$$y_1 = \frac{4 \cdot 0,103 \cdot 1,2 \cdot 6,0}{7,2^2} = 0,057,$$

$$y_2 = \frac{4 \cdot 0,103 \cdot 2,4 \cdot 4,8}{7,2^2} = 0,092,$$

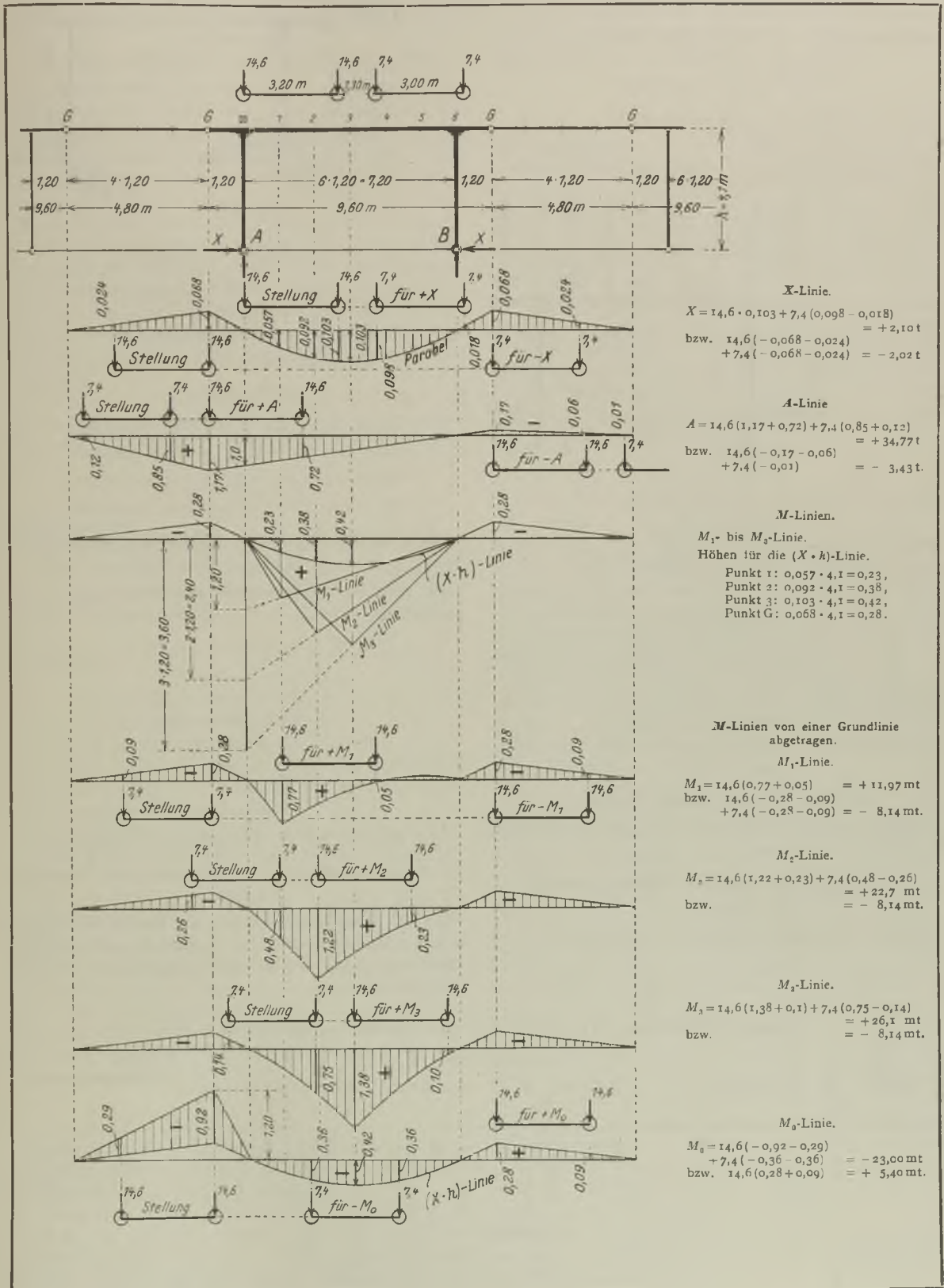
$$y_G = \frac{1,0 \cdot 1,2}{2 \cdot 4,1 \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot 1,71 \right)} = 0,068.$$

**c) Untersuchung infolge Eigengewicht.**

**α) Die Unbekannte  $X$ .**

Zur Bestimmung von  $X$ , kann die Einflußlinie von  $X$  benutzt werden. Das Eigengewicht des Kran-

Tafel 11. Berechnung eines vollwandigen Kranträgerportales.



trägers, das 0,3 t/m beträgt, darf mit genügender Genauigkeit als Einzellast in den einzelnen Schnittpunkten eingesetzt werden (Abb. 199):

$$P_G = \left( \frac{4,8}{2} + \frac{1,2}{2} \right) \cdot 0,3 = 0,90 \text{ t},$$

$$P_0 \text{ bis } P_6 = 1,2 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ t},$$

$$X = -2 \cdot 0,90 \cdot 0,068 + 0,36(2 \cdot 0,057 + 2 \cdot 0,092 + 0,103) = \approx 0.$$

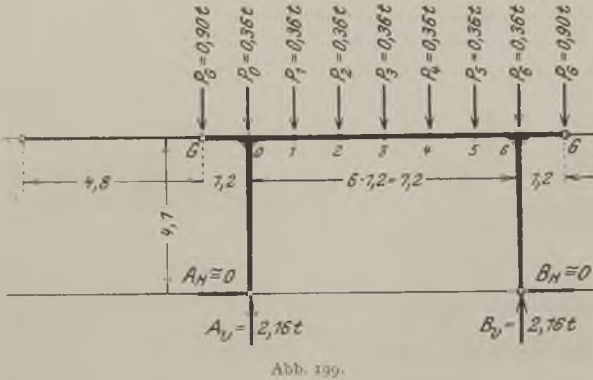


Abb. 199.

β) Auflagerdrücke.

$$A_V = B_V = 0,90 + 3 \cdot 0,36 = 2,16 \text{ t},$$

$$A_H = B_H = 0.$$

γ) Momente.

$$M_0 = -0,90 \cdot 1,2 = -1,08 \text{ mt},$$

$$M_1 = (2,16 - 0,36) \cdot 1,2 - 0,90 \cdot 2,4 = \approx 0,$$

$$M_2 = (2,16 - 0,36) \cdot 2,4 - 0,90 \cdot 3,6 - 0,36 \cdot 1,2 = +0,65 \text{ mt},$$

$$M_3 = (2,16 - 0,36) \cdot 3,6 - 0,90 \cdot 4,8 - 0,36(2,4 + 1,2) = +0,86 \text{ mt}.$$

d) Untersuchung infolge Kranlast.

Hierfür sind die Auflagerdrücke und Momente in der Tafel II berechnet.

e) Untersuchung infolge der Bremskraft  $H_b$ .

α) Die Unbekannte X.

Die Bremskraft  $H_b$  beträgt 3,2 t (Abb. 200).

$$X = \frac{3,2}{2} - \frac{3 \cdot 3,2 \cdot 0,4}{2 \cdot 4,1(2 \cdot 1,71 + 3)} = \pm 1,53 \text{ t}.$$

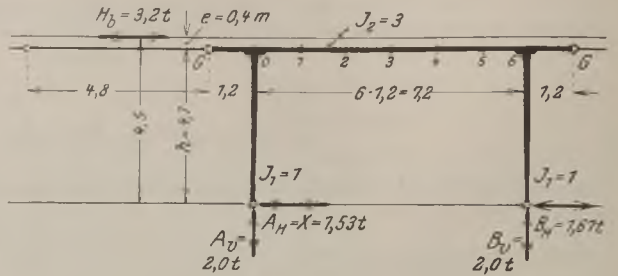


Abb. 200.

β) Auflagerdrücke.

$$A_V = B_V = \frac{3,2 \cdot 4,5}{7,2} = \pm 2,0 \text{ t},$$

$$A_H = X = \pm 1,53 \text{ t},$$

$$B_H = 3,2 - 1,53 = \pm 1,67 \text{ t}.$$

γ) Momente.

$$M_0 = 1,67 \cdot 4,1 = \pm 6,85 \text{ mt},$$

$$M_1 = 2,0 \cdot 1,2 - 1,67 \cdot 4,1 = \pm 4,45 \text{ mt},$$

$$M_2 = 2,0 \cdot 2,4 - 1,67 \cdot 4,1 = \pm 2,05 \text{ mt},$$

$$M_3 = 2,0 \cdot 3,6 - 1,67 \cdot 4,1 = \pm 0,35 \text{ mt}.$$

f) Untersuchung infolge Wärmeschwankungen.

α) Unbekannte X.

Es wird ein Wärmeunterschied von  $\pm 35^\circ \text{C}$  angenommen.

$$X_i = \frac{2100 \cdot 3 \cdot 0,000118 \cdot \pm 35}{4,1^2 \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot 1,71 \right)} = \pm 0,07 \text{ t}.$$

β) Auflagerkräfte.

$$A_V = B_V = 0,$$

$$A_H = B_H = X_i = \pm 0,07 \text{ t}.$$

γ) Momente.

$$M_0 \text{ und } M_1 \text{ bis } M_3 = \pm 0,07 \cdot 4,1 = \pm 0,30 \text{ mt}.$$

g) Zusammenstellung der Momente und Auflagerdrücke.

In der Zusammenstellung XV sind die Momente und Auflagerdrücke für die verschiedenen Belastungsfälle eingetragen und zu den ungünstigsten Gesamtwerten vereinigt.

Zusammenstellung XV. Momente in mt und Auflagerdrücke in t.

Schnitt	Momente infolge								Gesamtmomente	
	Eigengewicht		Kranlast		Bremskraft		Wärmeschwankungen			
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
0	0	1,08	5,40	23,00	6,85	6,85	0,30	0,30	11,47	31,23
1	0	0	11,97	8,14	4,45	4,45	0,30	0,30	16,72	12,89
2	0,65	0	22,70	8,14	2,05	2,05	0,30	0,30	25,70	9,84
3	0,86	0	26,10	8,14	0,35	0,35	0,30	0,30	27,61	7,93
Auflagerdrücke										
$A_V$ bzw. $B_V$	2,16	0	34,77	3,43	2,00	2,00	0	0	38,93	3,27
$A_H$ bzw. $A_H$	0	0	2,10	2,02	1,67	1,67	0,07	0,07	3,84	3,76

## Gc) Berechnung der fachwerkartigen Portale.

### 1. Allgemeines.

Das Zweigelenkportal (Abb. 201c) ist einfach statisch unbestimmt; als unbekannte Größe wird der Horizontalschub eingeführt. Die Bestimmung der Biegelinie ( $X$ -Linie) erfolgt nach dem „Gesetz von der Summierung der Wirkungen“ (vgl. Band I, 5. Auflage, fünfter Abschnitt, Teil I, F). Dieses Verfahren erfordert nicht mehr Kenntnisse, als wie sie für die Berechnung eines statisch bestimmten Fachwerks gebraucht werden. Die Biegelinie kann auch mit Hilfe des Williot'schen Verschiebungsplanes, des Stabzugverfahrens von Müller-Breslau und der elastischen  $\omega$ -Gewichte ermittelt werden; bei Berechnung von Kranträgerportalen ist aber die Einführung eines neuen Verfahrens nicht unbedingt erforderlich.

Die  $X$ -Linie ist in Abb. 201d dargestellt. Die Höhe  $y_{II}$  unter einer im Punkte II stehenden Last  $P=1$  ist nach Band I, fünfter Abschnitt, Teil I, F:

$$y_{II} = \frac{\sum S_0 \cdot S_a \cdot \varrho}{\sum S_a^2 \cdot \varrho},$$

hierin bedeutet:

$S_0$  die Stabkraft infolge der Belastung ( $P=1$ ) bei dem Zustand  $X=0$ , also bei dem statisch bestimmten Hauptnetz (Abb. 201a);

$S_a$  die Stabkraft infolge  $X=-1$  (Abb. 201b);

$$\varrho = \frac{s}{E \cdot F},$$

$s$  die Stablänge bzw. Netzlänge,

$E$  das Elastizitätsmodul,

$F$  die Querschnittsfläche des Stabes.

Berechnet man die Höhen  $y$  an den Punkten I bis IV und trägt sie von einer Geraden ab, dann erhält man die  $X$ -Linie.

Mit genügender Genauigkeit darf man annehmen, daß die  $X$ -Linie sich nach einer Parabel ändert; es ist dann nur eine Höhe  $y$  zu berechnen.

Die  $A$ -Linie veranschaulicht die Abb. 201e; sie ergibt sich wie bei dem einfachen Träger auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ic, A, 1).

Die  $S_1$ -Linie zeigt die Abb. 201f. Man zeichnet zunächst die  $A$ -Linie; dann trägt man von der gleichen Grundlinie die mit  $S_a$  multiplizierte  $X$ -Linie ab. Der Unterschied der beiden Flächen, der in Abb. 201f schraffiert gezeichnet ist, ergibt dann die Einflußlinie für die Stabkraft  $S_1$ :

$$S_1 = A - X \cdot S_a.$$

Die Einflußlinie einer Obergurtstabkraft ( $O_2$ -Linie) ist in Abb. 201g dargestellt. Man zeichnet zunächst die Momentenlinie für den Zustand  $X=0$ , also wie für einen einfachen Träger auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ic, 2a). Dann trägt man von der gleichen Grundlinie die mit  $S_a$  multiplizierte  $X$ -Linie ab; der Unterschied der beiden Flächen, der in

Abb. 201g schraffiert gezeichnet ist, ergibt dann die Einflußlinie für die Stabkraft  $O_2$ . Beweis:

$$S = S_0 - X \cdot S_a.$$

In Abb. 201h ist die  $O_2$ -Linie von einer Grundlinie aus abgetragen.

Die Einflußlinie einer Untergurtstabkraft ( $U_2$ -Linie) wird in derselben Weise gezeichnet wie die für einen Obergurtstab (Abb. 201i). In Abb. 201k ist die  $U_2$ -Linie von der Grundlinie aus abgetragen.

Die Einflußlinie einer Strebenstabkraft ( $D_2$ -Linie) zeigt die Abb. 201l. Man zeichnet zunächst wieder die Momentenlinie für den Zustand  $X=0$ , also wie für einen einfachen Träger auf zwei Stützen (vgl. Band II, Teil Ic, 2c). Dann trägt man von der gleichen Grundlinie die mit  $S_a$  multiplizierte  $X$ -Linie ab; der Unterschied der beiden Flächen, der in Abb. 201l schraffiert gezeichnet ist, ergibt dann die Einflußlinie für die Stabkraft  $D_2$ :

$$S = S_0 - X \cdot S_a.$$

In Abb. 201m ist die  $D_2$ -Linie von einer Grundlinie abgetragen.

Die Stäbe, die durch  $X=1$  spannungslos bleiben (in Abb. 201b punktiert gezeichnet), bleiben naturgemäß von  $X$  unbeeinflusst; die Einflußlinien dieser Stabkräfte sind genau wie für einen einfachen Träger auf zwei Stützen; in Abb. 209n ist z. B. die Einflußlinie für die Stabkraft  $D_3$  gezeichnet.

Die Abb. 201o zeigt schließlich noch die Einflußlinie für die Stäbe  $S_2$  bis  $S_4$ , diese werden nur durch die Kraft  $X$  beansprucht. Die Einflußlinie ist daher einfach die  $(S_a \cdot y)$ -Linie, bzw. die  $X$ -Linie mit dem Multiplikator  $S_a$ .

Bei durchlaufenden fachwerkartigen Gelenkträgern werden die Einflußlinien sinngemäß wie bei dem vorher behandelten durchlaufenden vollständigen Gelenkträger behandelt. In Abb. 202 sind verschiedene Einflußlinien dargestellt. Abb. 202b veranschaulicht die  $X$ -Linie. Die Höhen  $y_I$  bis  $y_{IV}$  sowie  $y_G$  werden wie vorher angegeben berechnet.

Die  $X$ -Linie kann man auch zugleich als Einflußlinie für die Stäbe  $S_2$  bis  $S_4$  benutzen, da die Stabkräfte dieser Stäbe nur von der Unbekannten  $X$  abhängig sind. Die  $X$ -Linie wird für eine Stabkraft  $=-1$  gezeichnet; je nachdem nun, wie sich die wirkliche Größe ergibt, verändern sich auch die Kräfte  $S_1$  bis  $S_4$ . Der Multiplikator der Einflußlinie für die Stäbe  $S_1$  bis  $S_4$  beim Gebrauch der  $X$ -Linie ist daher  $S_a$ . In Abb. 202d ist die Einflußlinie einer Obergurtstabkraft, in Abb. 202e einer Untergurtstabkraft und in Abb. 202f einer Strebenstabkraft gezeichnet. Die Einflußlinien ergeben sich einfach wieder aus dem Unterschied der in Band II, Teil Ic, C, behandelten Einflußlinien für den Zustand  $X=0$  bzw. für das statisch bestimmte Hauptsystem und der mit  $S_a$  multiplizierten  $X$ -Linie.

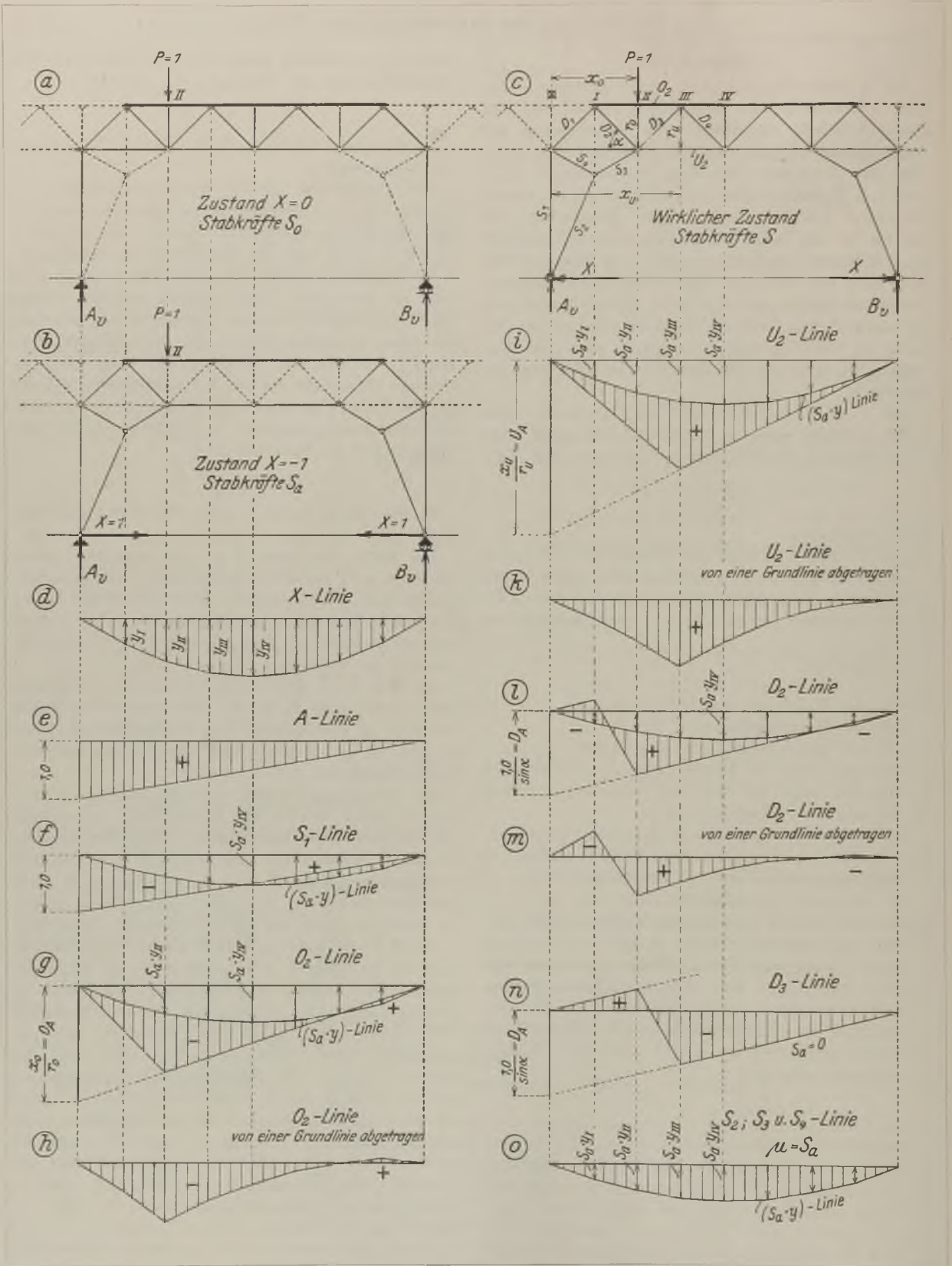


Abb. 201.

2. Zahlenbeispiel.

In der Tafel 12 ist ein fachwerkartiges Kranträgerportal berechnet. Das statisch bestimmte Hauptnetz stimmt mit dem in Band II, Teil Ic, A, 5 berechneten Kranträger überein; aus diesem Grunde sind die nicht durch  $X$  beeinflussten Stäbe (z. B.  $D_3$  bis  $D_7$ ) dem genannten Beispiel entnommen.

Bei Berücksichtigung des Wärmeeinflusses werden die Stabkräfte nach Band I, 5. Auflage, fünften Abschnitt, Teil I, F, 2 b berechnet und den in der Tafel 12 zusammengestellten Größtwerten der Stabkräfte zugeschlagen.

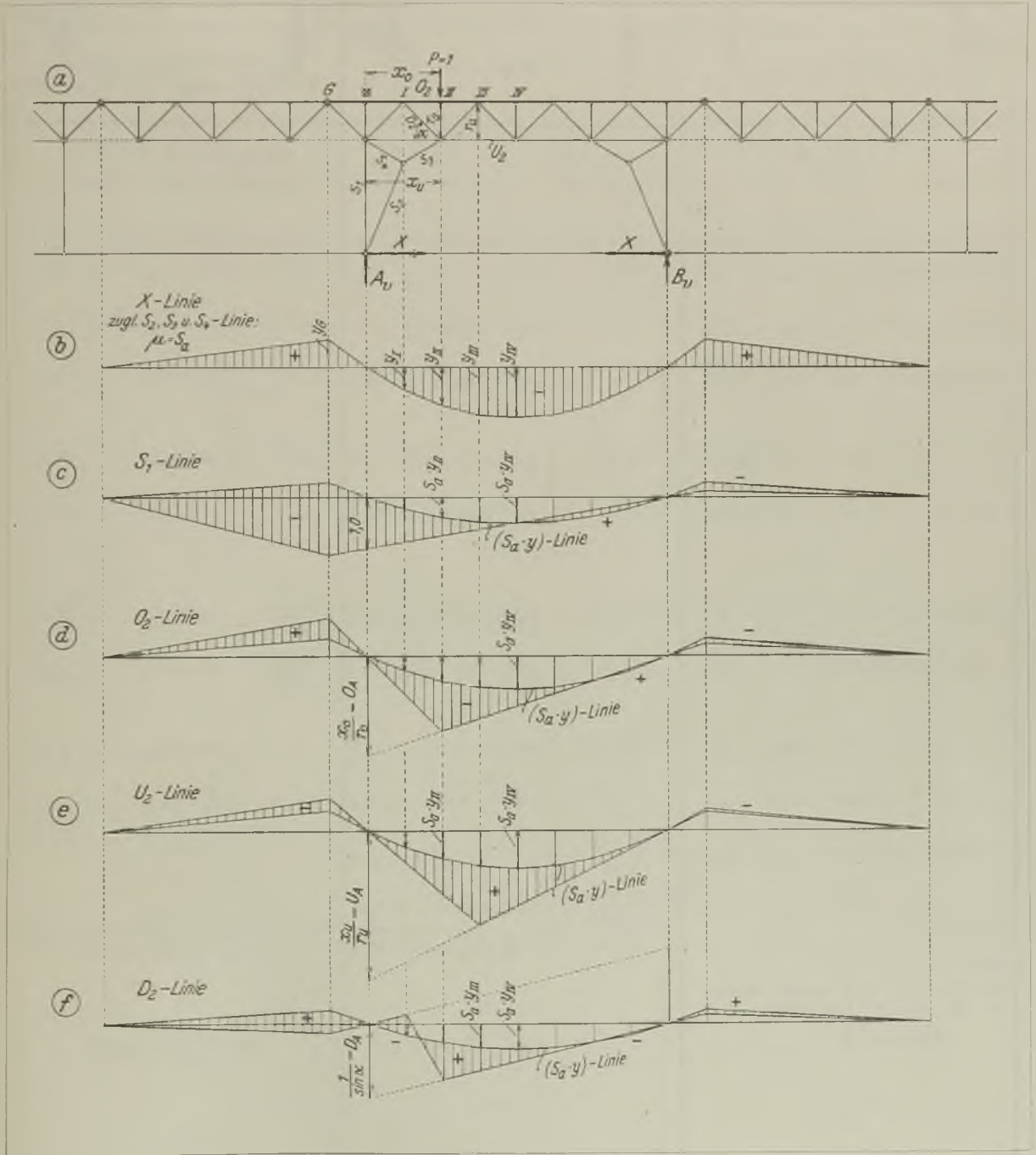


Abb. 202.



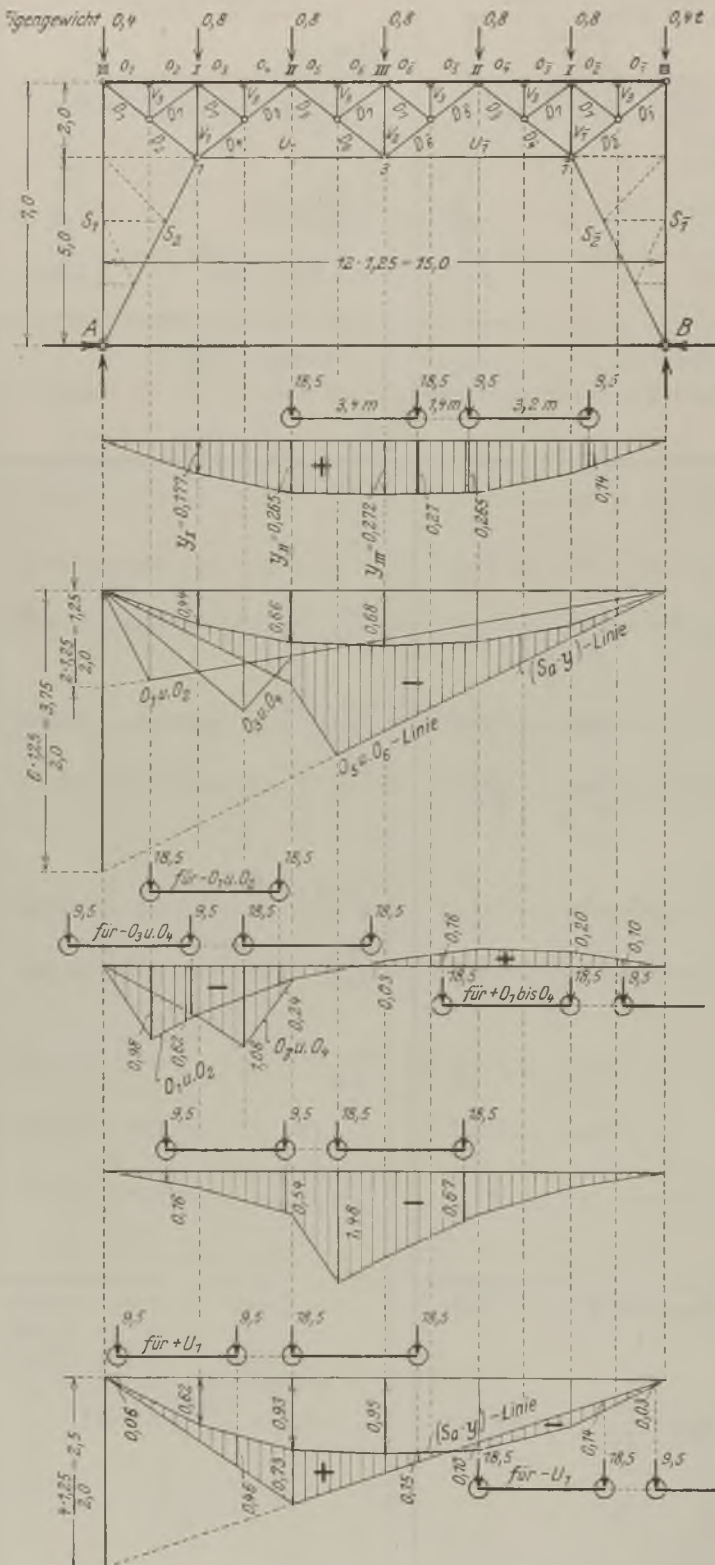
Tafel 12. Berechnung eines fachwerkartigen

Allgemeine Werte				Zustand $X = -1,0t$			$P = 1,0t$ im Punkt I		
Stab	Stablänge $s$ cm	Fläche $F$ cm <sup>2</sup>	$\varrho = \frac{s}{E \cdot F}$ ( $E = 1$ )	Stabkräfte $S_a$ (Zustand $X = -1$ ) t	$S_a \cdot \varrho$	$S_a^2 \cdot \varrho$	Stabkräfte $S_{0I}$ (Zustand $X = 0$ ) t	$S_{0I} \cdot (S_a \cdot \varrho)$	
$O_1, O_2, O_3$ u. $O_4$	500	135,0	3,7	$-\frac{1,0 \cdot 5,0}{2,0} = -2,5$	- 9,25	+ 23,1	$-\frac{0,833 \cdot 2,5}{2,0} = -1,04$	+ 9,6	
$O_5, O_6, O_6$ u. $O_5$	500	135,0	3,7	$-\frac{1,0 \cdot 5,0}{2,0} = -2,5$	- 9,25	+ 23,1	$-\frac{0,167 \cdot 7,5}{2,0} = -0,63$	+ 5,8	
$O_1, O_3, O_3$ u. $O_1$	500	135,0	3,7	$-\frac{1,0 \cdot 5,0}{2,0} = -2,5$	- 9,25	+ 23,1	$-\frac{0,167 \cdot 2,5}{2,0} = -0,21$	+ 1,9	
$U_1$	500	38,4	13,0	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{2,0} = +3,5$	+ 45,50	+ 159,3	$+\frac{0,167 \cdot 10,0}{2,0} = +0,84$	+ 38,2	
$U_1$	500	38,4	13,0	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{2,0} = +3,5$	+ 45,50	+ 159,3	$+\frac{0,167 \cdot 5,0}{2,0} = +0,42$	+ 19,1	
$D_1$ u. $D_2$	320	38,4	8,3	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{2,2} = +3,2$	+ 26,56	+ 85,0	$+\frac{0,833}{\sin \alpha} = +1,33$	+ 35,3	
$D_1$ u. $D_2$	320	38,4	8,3	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{2,2} = +3,2$	+ 26,56	+ 85,0	$+\frac{0,167}{\sin \alpha} = +0,27$	+ 7,2	
$S_1$	700	163,0	4,3	$-\frac{1,0 \cdot 5,0}{2,5} = -2,0$	- 8,60	+ 17,2	- 0,833	+ 7,2	
$S_1$	700	163,0	4,3	$-\frac{1,0 \cdot 5,0}{2,5} = -2,0$	- 8,60	+ 17,2	- 0,167	+ 1,4	
$S_2$	560	45,5	12,3	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{3,15} = +2,2$	+ 27,06	+ 59,6	-	-	
$S_2$	560	45,5	12,3	$+\frac{1,0 \cdot 7,0}{3,15} = +2,2$	+ 27,06	+ 59,6	-	-	
$D_3, D_4, D_5, D_6$ $D_6, D_5, D_4, D_3$ $D_7, V_1, V_2, V_1$ $V_3$				$\sum S_a^2 \cdot \varrho = 711,5$			$\sum S_{0I} \cdot (S_a \cdot \varrho) = 125,7$		
haben keinen Einfluß auf X				$\eta = \frac{\sum S_{0I} \cdot S_a \cdot \varrho}{\sum S_a^2 \cdot \varrho}$			$\eta_I = \frac{125,7}{711,5} = 0,177$		

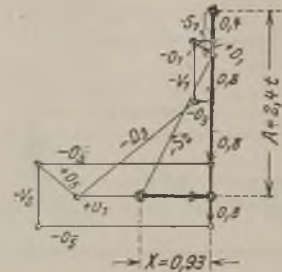
Kranträger-Portales.

<p><i>P=1,0t im Punkt II</i></p>		<p><i>P=1,0t im Punkt III</i></p>		<p><i>H<sub>b</sub>=4,0t im Punkt III</i></p>	
Stabkräfte $S_{0II}$ (Zustand $X = 0$ )	$S_{0II} \cdot (S_a \cdot e)$	Stabkräfte $S_{0III}$ (Zustand $X = 0$ )	$S_{0III} \cdot (S_a \cdot e)$	Stabkräfte $S_{0III}$ (Zustand $X = 0$ )	$S_{0III} \cdot (S_a \cdot e)$
t	t	t	t	t	t
$-\frac{0,667 \cdot 2,5}{2,0} = -0,83$	+ 7,7	$-\frac{0,5 \cdot 2,5}{2,0} = -0,63$	+ 5,8	$-\frac{1,87 \cdot 12,5}{2,0} = -11,70$	+ 108,2
$-\frac{0,333 \cdot 7,5}{2,0} = -1,25$	+ 11,6	$-\frac{0,5 \cdot 7,5}{2,0} = -1,88$	+ 17,4	$-\frac{1,87 \cdot 7,5}{2,0} = -7,02$	+ 64,8
$-\frac{0,333 \cdot 2,5}{2,0} = -0,42$	+ 3,9	$-\frac{0,5 \cdot 2,5}{2,0} = -0,63$	+ 5,8	$-\frac{1,87 \cdot 2,5}{2,0} = -2,34$	+ 21,6
$+\frac{0,667 \cdot 5,0}{2,0} = +1,67$	+ 76,0	$+\frac{0,5 \cdot 5,0}{2,0} = +1,25$	+ 56,9	$+\frac{1,87 \cdot 10,0}{2,0} = +9,45$	+ 429,0
$+\frac{0,333 \cdot 5,0}{2,0} = +0,83$	+ 37,8	$+\frac{0,5 \cdot 5,0}{2,0} = +1,25$	+ 56,9	$+\frac{1,87 \cdot 5,0}{2,0} = +4,68$	+ 214,0
$+\frac{0,667}{\sin \alpha} = +1,07$	+ 28,5	$+\frac{0,5}{\sin \alpha} = +0,80$	+ 21,2	$-\frac{1,87 \cdot 11,5}{2,2} = -9,80$	+ 261,0
$+\frac{0,333}{\sin \alpha} = +0,53$	+ 14,1	$+\frac{0,5}{\sin \alpha} = +0,80$	+ 21,2	$+\frac{1,87}{\sin \alpha} = +2,98$	+ 79,1
-0,667	+ 5,7	-0,50	+ 4,3	$-\frac{4,0 \cdot 5,0}{2,5} + 1,87 = -6,13$	+ 52,8
-0,333	+ 2,9	-0,50	+ 4,3	- 1,87	+ 16,1
-	-	-	-	$+\frac{4,0 \cdot 7,0}{3,15} = +8,90$	+ 241,0
-	-	-	-	-	-
$\sum S_{0II} \cdot (S_a \cdot e) = 188,2$		$\sum S_{0III} \cdot (S_a \cdot e) = 193,8$		$\sum S_{0III} \cdot (S_a \cdot e) = 1487,6$	
$y_{II} = \frac{188,2}{711,5} = 0,265$		$y_{III} = \frac{193,8}{711,5} = 0,272$		$X_{H_b} = \frac{1487,6}{711,5} = 2,09 \text{ t}$	

Netz 1:200



Kräfteplan infolge Eigengewicht  
1t=1cm



$$X = 0,8 [2(0,177 + 0,265) + 0,272] = 0,93 \text{ t}$$

**X-Linie.**

$$X = 18,5(0,265 + 0,27) + 9,5(0,265 + 0,14) = -13,75 \text{ t}$$

**O-Linien.**

Die  $O_5$ - und  $O_6$ -Linie ist schraffiert gezeichnet.

Höhen für die  $(S_a \cdot y)$ -Linie aller O-Stäbe.

- Punkt I:  $2,5 \cdot 0,177 = 0,44$ ,
- Punkt II:  $2,5 \cdot 0,265 = 0,66$ ,
- Punkt III:  $2,5 \cdot 0,272 = 0,68$ .

**O-Linien von einer Grundlinie abgetragen.**

$$O_1 \text{ u. } O_2 = 18,5(-0,98 - 0,24) = -22,57 \text{ t}$$

bzw.  $18,5(0,16 + 0,20) + 9,5 \cdot 0,1 = + 7,61 \text{ t}$

$$O_3 \text{ u. } O_4 = 18,5(-1,06 + 0,03) + 9,5(-0,62) = -24,93 \text{ t}$$

bzw.  $18,5(0,16 + 0,20) + 9,5 \cdot 0,1 = + 7,61 \text{ t}$

$$O_5 \text{ u. } O_6 = 18,5(-1,48 - 0,67) + 9,5(-0,54 - 0,16) = -46,43 \text{ t}$$

**$U_1$ -Linie.**

Höhen für die  $(S_a \cdot y)$ -Linie.

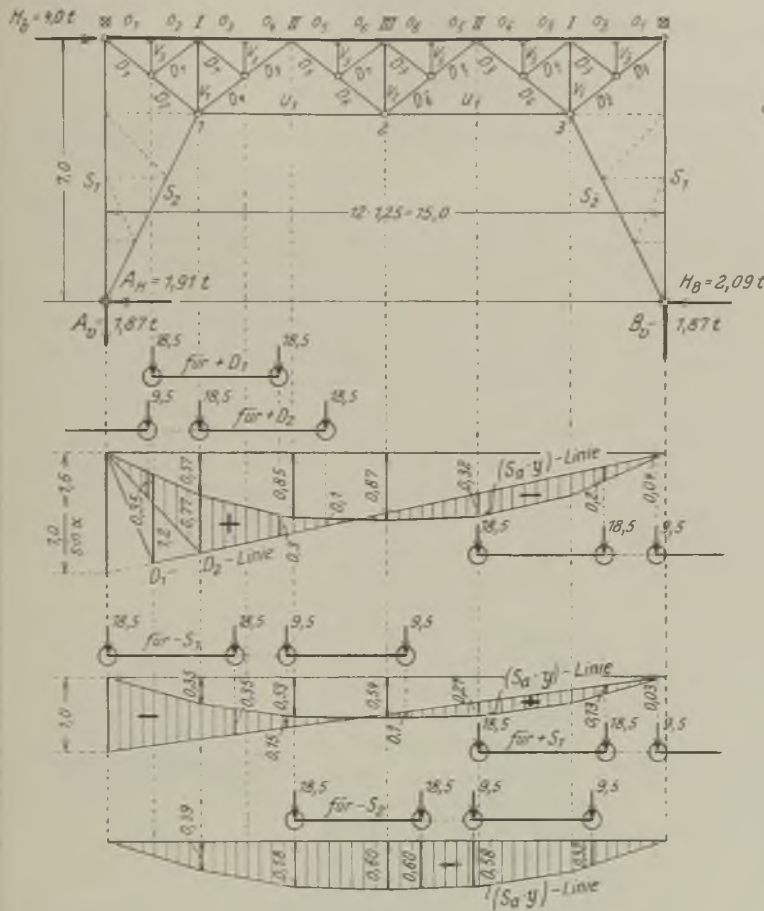
- Punkt I:  $3,5 \cdot 0,177 = 0,62$ ,
- Punkt II:  $3,5 \cdot 0,265 = 0,93$ ,
- Punkt III:  $3,5 \cdot 0,272 = 0,95$ .

$$U_1 = 18,5(0,73 + 0,15) + 9,5(0,46 + 0,06) = +21,22 \text{ t}$$

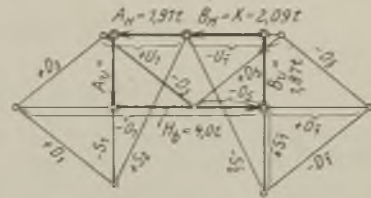
bzw.  $18,5(-0,10 - 0,14) + 9,5(-0,03) = - 4,73 \text{ t}$

artigen Kranträger-Portales.

Netz 1:200



Kräfteplan infolge der Bremskraft  $H_b$   
 $1t = 0,5cm$



**D<sub>1</sub>- und D<sub>2</sub>-Linie.**

Höhen für die  $(S_a \cdot y)$ -Linie.

- Punkt I:  $3,2 \cdot 0,177 = 0,57$ ,
- Punkt II:  $3,2 \cdot 0,265 = 0,85$ ,
- Punkt III:  $3,2 \cdot 0,272 = 0,87$ .

$$D_1 = 18,5(1,2 + 0,3) = +27,75 t$$

bzw.  $18,5(-0,32 - 0,2) + 9,5(-0,04) = -10,00 t$

$$D_2 = 18,5(0,77 + 0,1) + 9,5 \cdot 0,35 = +19,42 t$$

bzw.  $18,5(-0,32 - 0,2) + 9,5(-0,04) = -10,00 t$

**S<sub>1</sub>-Linie.**

Höhen für die  $(S_a \cdot y)$ -Linie.

- Punkt I:  $2,0 \cdot 0,177 = 0,35$ ,
- Punkt II:  $2,0 \cdot 0,265 = 0,53$ ,
- Punkt III:  $2,0 \cdot 0,272 = 0,54$ .

$$S_1 = 18,5(-1,0 - 0,35) + 9,5(-0,15 + 0,10) = -25,50 t$$

bzw.  $18,5(0,21 + 0,13) + 9,5 \cdot 0,03 = + 6,58 t$

**S<sub>2</sub>-Linie.**

Höhen für die  $(S_a \cdot y)$ -Linie.

- Punkt I:  $2,2 \cdot 0,177 = 0,39$ ,
- Punkt II:  $2,2 \cdot 0,265 = 0,58$ ,
- Punkt III:  $2,2 \cdot 0,272 = 0,60$ .

$$S_2 = 18,5(-0,58 - 0,60) + 9,5(-0,58 - 0,32) = -30,38 t$$

Zusammenstellung der Stabkräfte in t.

Stab	Stabkräfte infolge								Größtwerte der Stabkräfte		Stab
	Eigengewicht		Kranbahn		Seitenschub nach Bd. II; S. 103		Bremskraft		+	-	
	+	-	+	-	+	-	+	-			
$O_1$ u. $O_2$	-	0,3	7,61	22,57	1,9	1,9	2,9	6,6	12,11	31,37	$O_1$ u. $O_2$
$O_3$ u. $O_4$	-	0,3	7,61	24,93	4,5	4,5	2,9	6,6	14,71	36,33	$O_3$ u. $O_4$
$O_5$ u. $O_6$	-	2,3	-	46,43	5,8	5,8	-	1,9	-	56,43	$O_5$ u. $O_6$
$U_1$	0,8	-	21,22	4,73	-	-	2,2	2,5	24,22	6,43	$U_1$
$D_1$	0,3	-	27,75	10,00	-	-	3,3	3,6	31,35	13,30	$D_1$
$D_2$	0,3	-	19,42	10,00	-	-	3,3	3,6	23,02	13,30	$D_2$
$D_3$	-	2,0	8,10	40,40	-	-	3,1	3,1	9,20	45,50	$D_3$
$D_4$	-	2,0	5,00	40,40	-	-	3,1	3,1	6,10	45,50	$D_4$
$D_5$	0,7	-	32,30	13,10	-	-	3,1	3,1	36,10	15,50	$D_5$
$D_6$	0,7	-	25,70	13,10	-	-	3,1	3,1	29,50	15,50	$D_6$
$V_1$	-	0,8	-	22,70	-	-	-	-	-	23,50	$V_1$
$V_2$	-	0,8	-	18,50	-	-	-	-	-	19,30	$V_2$
$S_1$	-	0,6	6,58	25,50	-	-	2,2	2,0	8,18	28,10	$S_1$
$S_2$	-	2,1	-	30,38	-	-	4,4	4,7	2,30	37,18	$S_2$



## II. Ausführung der Stützen und Portale.

### A. Ausführung der Geschoßbaustützen.

#### 1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße.

##### a) Allgemeines.

Über die Berechnung und Ausführung von Stützenfüßen besteht eine große Unsicherheit und Unkenntnis. Häufig findet man trotz größter Eisenverschwendung unzulässig hoch beanspruchte Teile sowie infolge fehlerhafter Anordnung der Stützensaussteifungen und falscher Übertragung der Belastung auf die Fußplatte stellenweise eine Überschreitung der zulässigen Fundamentpressung um ein Vielfaches. Auch werden nicht selten, um eine Anzahl Niete zu sparen, von vornherein falsche Annahmen gemacht. So wird z. B. oft der Fehler gemacht, nur einen Teil der Belastung an die Fußbleche anzuschließen und den anderen Teil  $P_a$  (Abb. 203) durch die auf der Fuß-

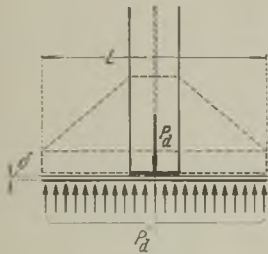


Abb. 203.

platte aufgesetzten Stielquerschnitte unmittelbar zu übertragen. Da nun aber die Gesamtbelastung, mithin auch die als Einzellast auf die Platte wirkende Kraft  $P_a$ , gleichmäßig auf das Fundament übertragen werden soll, so erhält die Fußplatte durch die Einzellast

naturgemäß ein größeres Biegemoment

$$\left( M = \frac{P_a \cdot L}{8} \right),$$

das natürlich eine bedeutend stärkere Platte erforderlich macht, als in der Regel mit 10 bis 20 mm angenommen wird.

Auch die Annahme, nur einen Teil der von den Stützenstielen in die Fußbleche übertragenen Kraft an die Fußwinkel anzuschließen und den anderen Teil durch die auf der Fußplatte aufgesetzten Fußbleche unmittelbar zu übertragen, ist unzulässig, da man nach der Zusammennietung des Fußes nicht die Gewißheit hat, daß die auf der Platte aufsitzenden Blechkanten, die gefräst sein müssen, auch wirklich überall gleichmäßig auf der Platte aufliegen.

Da eine fehlerhafte Stützenfußausbildung die Sicherheit des ganzen Gebäudes gefährdet und die spätere Verstärkung eines fehlerhaften Stützenfußes nur mit großen Kosten verbunden ist, so muß jeder Stützenfuß auf das allersorgfältigste und gewissenhafteste durchgearbeitet werden.

Wie die nachstehenden Ausführungen zeigen, ist für eine in allen Teilen einwandfreie Stützenfußausbildung vielerlei zu beachten.

Die Berechnung der Fußplatte und der Bodenpressung gehört zum statischen Nachweis und ist dementsprechend aus Teil I, D, 2e zu ersehen.

##### α) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile.

Der frei abstehende Teil der Platte bzw. der Platte mit dem angelenkten horizontalen Winkelschenkel ist mit der gleichmäßig verteilt wirkenden Fundamentpressung  $k$  belastet und auf Biegung zu untersuchen (Abb. 204).

Das größte Biegemoment der Platte ergibt sich im Schnitt  $\alpha_1 - \alpha_1$  und dasjenige für die Platte mit

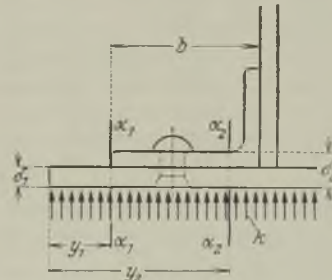


Abb. 204.

dem Winkelschenkel im Schnitt  $\alpha_2 - \alpha_2$ . Der Abstand  $y_1$  bzw.  $y_2$  ist so zu wählen, daß im Schnitt  $\alpha_1 - \alpha_1$  sowie im Schnitt  $\alpha_2 - \alpha_2$  die zulässige Biegebeanspruchung nicht überschritten wird.

Ist

$y_1$  bzw.  $y_2$  = die Länge des frei abstehenden Teiles in cm,

$\delta_1$  bzw.  $\delta_2$  = die Dicke desselben in cm,

$M_1$  bzw.  $M_2$  = das größte Biegemoment eines Streifens von 1,0 cm Breite

$$= \frac{k \cdot y_1^2}{2} \quad \text{bzw.} \quad \frac{k \cdot y_2^2}{2} \quad \text{in cm kg,}$$

$W_1$  bzw.  $W_2$  = das Widerstandsmoment von dem frei abstehenden Teil eines Streifens von 1,0 cm Breite

$$= \frac{\delta_1^3 \cdot 1,0}{6} \quad \text{bzw.} \quad \frac{\delta_2^3 \cdot 1,0}{6} \quad \text{in cm}^3,$$

$\sigma$  = die zulässige Bieigungsbeanspruchung  
 = 1200 bzw. 1400 kg/cm<sup>2</sup>,

dann ist:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_1} \quad \text{bzw.} \quad \frac{M_2}{W_2} = \frac{k \cdot y_1^2}{2 \cdot \delta_1^2 \cdot 1,0} \quad \text{bzw.} \quad \frac{k \cdot y_2^2}{2 \cdot \delta_2^2 \cdot 1,0}$$

und hieraus der größte zulässige Abstand  
 bei einer Beanspruchung von 1200 kg/cm<sup>2</sup>:

$$y_1 \text{ bzw. } y_2 = \delta_1 \cdot \sqrt{\frac{400}{k}} \quad \text{bzw.} \quad \delta_2 \cdot \sqrt{\frac{400}{k}}$$

bei einer Beanspruchung von 1400 kg/cm<sup>2</sup>:

$$y_1 \text{ bzw. } y_2 = \delta_1 \cdot \sqrt{\frac{467}{k}} \quad \text{bzw.} \quad \delta_2 = \sqrt{\frac{467}{k}}$$

Liegt das Maß  $y_1$  bzw.  $y_2$  fest, so erhält man die  
 kleinste zulässige Stärke

bei einer Beanspruchung von 1200 kg/cm<sup>2</sup>:

$$\delta_1 \text{ bzw. } \delta_2 = y_1 \cdot \sqrt{\frac{k}{400}} \quad \text{bzw.} \quad y_2 \cdot \sqrt{\frac{k}{400}}$$

bei einer Beanspruchung von 1400 kg/cm<sup>2</sup>:

$$\delta_1 \text{ bzw. } \delta_2 = y_1 \cdot \sqrt{\frac{k}{467}} \quad \text{bzw.} \quad y_2 \cdot \sqrt{\frac{k}{467}}$$

In der Tafel 13 sind für verschiedene Fundament-  
 pressungen  $k$  die freien Abstände  $y_1$  bzw.  $y_2$  bei  
 einer zulässigen Beanspruchung von 1200 bzw.  
 1400 kg/cm<sup>2</sup> und einer Eisenstärke von 10 bis 50 mm  
 zusammengestellt.

Tafel 13. Die zulässigen Abstände  $y_1$  bzw.  $y_2$ . (Abb. 204.)

Platten- dicke $\delta$ mm	Die zulässigen Abstände $y$ in mm bei einer Fundamentpressung $k$ in kg/cm <sup>2</sup> .																	
	Eisenbeanspruchung $\sigma = 1200$ kg/cm <sup>2</sup>									Eisenbeanspruchung $\sigma = 1400$ kg/cm <sup>2</sup>								
	7	10	12	15	20	25	30	35	40	7	10	12	15	20	25	30	35	40
10	75	63	57	51	44	40	36	34	32	82	68	62	56	48	43	39	37	34
11	83	69	63	56	49	44	40	37	35	90	75	68	61	53	48	43	40	38
12	90	75	69	61	53	48	43	41	38	98	82	75	67	58	52	47	44	41
13	98	82	75	67	58	52	47	44	41	106	89	81	73	63	56	51	48	44
14	105	88	80	72	62	56	50	47	44	114	96	87	78	68	60	55	51	48
15	113	94	86	77	67	60	54	51	47	123	102	93	84	73	65	59	55	51
16	120	101	92	82	71	64	58	54	51	131	109	100	89	77	69	63	59	55
17	128	107	98	87	76	68	61	58	54	139	116	106	95	82	73	67	62	58
18	136	113	103	92	80	72	65	61	57	147	123	112	100	87	78	71	66	62
19	143	120	109	98	84	76	69	64	60	155	130	119	106	92	82	75	70	65
20	151	126	115	103	89	80	72	68	63	163	137	125	112	96	86	79	73	68
21	158	132	121	108	93	84	76	71	66	172	143	131	117	101	91	83	77	72
22	166	139	127	113	98	88	80	75	70	180	150	137	123	106	95	87	81	75
23	173	145	132	118	102	92	83	78	73	188	157	143	128	111	99	91	84	79
24	181	151	138	123	107	96	87	81	76	196	164	150	134	116	104	95	88	82
25	188	158	144	129	111	100	91	85	79	204	170	156	140	121	108	99	91	85
26	196	164	150	134	116	104	94	88	82	212	177	162	145	125	112	102	95	89
27	204	170	155	139	120	108	98	91	85	221	184	168	151	130	117	106	99	92
28	211	177	161	144	125	112	101	95	89	229	191	175	156	135	121	110	102	96
29	219	183	167	149	129	116	105	98	92	237	198	181	162	140	125	114	106	99
30	226	189	173	154	134	120	109	102	95	245	205	187	168	145	130	118	110	102
31	234	196	178	160	138	124	112	105	98	253	211	193	173	150	134	122	113	106
32	241	203	184	165	143	128	116	108	101	262	218	200	178	155	138	126	117	109
33	249	208	190	170	147	132	120	112	104	270	225	206	184	159	143	130	121	113
34	257	215	196	175	152	136	123	115	107	278	232	212	190	164	147	134	124	116
35	264	221	202	180	156	140	127	118	111	286	239	218	196	169	151	138	128	120
36	272	227	207	185	160	144	131	122	114	294	245	224	201	174	155	142	132	123
37	279	233	213	191	165	148	134	125	117	302	252	231	207	179	160	146	135	126
38	287	240	219	196	169	152	138	129	120	311	259	237	212	183	164	150	139	130
39	294	246	225	201	174	156	141	132	123	319	266	244	218	188	168	154	143	133
40	302	252	230	206	178	160	145	135	127	327	273	250	224	193	173	158	147	137
41	309	259	236	211	183	164	149	139	130	335	280	256	229	198	177	161	150	140
42	317	265	242	216	187	168	152	142	133	344	287	262	234	203	181	165	154	143
43	325	271	248	222	192	172	156	145	136	352	294	268	240	208	186	169	157	147
44	332	278	254	227	196	176	160	149	139	359	300	274	246	212	190	173	161	150
45	340	284	259	232	201	180	163	152	142	368	307	280	252	217	194	177	165	154
46	347	290	265	237	205	184	167	155	145	376	314	287	257	222	198	181	168	157
47	355	297	271	242	210	188	171	159	149	384	321	293	262	227	203	185	172	160
48	362	303	277	247	214	192	174	162	152	392	328	300	268	232	207	189	176	164
49	370	309	282	252	219	196	178	166	155	400	334	306	274	237	212	193	179	167
50	377	316	288	258	223	200	182	169	158	408	341	312	280	242	216	197	183	171

β) Berechnung des Stützenfußquerschnitts.

Der Stützenfuß hat die durch den Stützenstiel übertragene Gesamtlast gleichmäßig auf die Platte bzw. das Fundament zu übertragen. Die Fußkonstruktionen sind daher auch auf Biegung zu untersuchen. Der Einfachheit halber nehme man den Fuß als Kragträger an, der mit der gleichmäßig verteilten



Abb. 205.

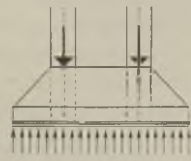


Abb. 206.

wirkenden Fundamentpressung  $k$  belastet ist und sein bzw. seine Auflager an den Stützenstielen hat (Abb. 205 und 206).

Das größte Moment tritt an der Stelle auf, wo die Querkraft das Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird. Annäherungsweise darf man die gesamte Stiel-

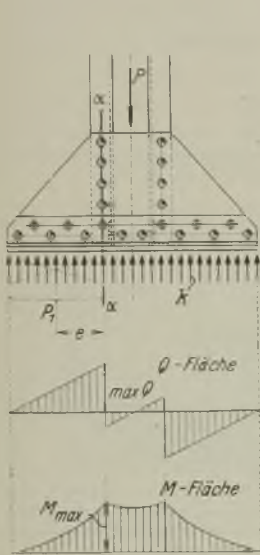


Abb. 207.

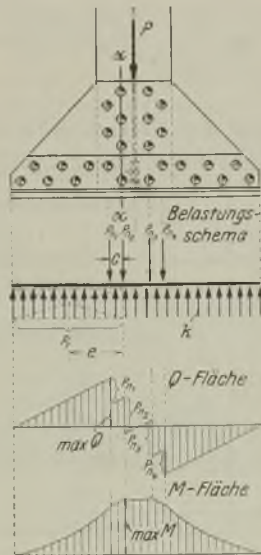


Abb. 208.

kraft in Stielmitte angreifend sich denken (Abb. 205 und 206); es macht jedoch auch nicht mehr Arbeit, die durch die lotrechten Nietreihen zu übertragenden Kräfte zu bestimmen und als Einzellasten  $P_{n_1}, P_{n_2}, P_{n_3} \dots$  anzunehmen.

Bei dem Fuß nach Abb. 207 liegt der gefährliche Querschnitt im Schnitte  $\alpha-\alpha$ . Das Biegemoment beträgt dann:

$$M = P_1 \cdot e$$

(hierin ist  $P_1$  die Fundamentbelastung vom Schnitt  $\alpha-\alpha$  bis zur Außenkante der Platte;  $e$  ist der Hebelarm der angreifenden Kraft  $P_1$ ).

Bei dem Fuß nach Abb. 208 liegt der gefährliche Querschnitt im Schnitte  $\alpha-\alpha$ . Das Biegemoment:

$$M = P_1 \cdot e - P_{n_1} \cdot c$$

(hierin ist  $P_1$  die Fundamentbelastung vom Schnitt  $\alpha-\alpha$  bis zur Außenkante der Platte;  $e$  ist der Hebelarm der angreifenden Kraft  $P_1$ ;  $c$  ist der Hebelarm der durch die erste Nietreihe übertragenen Kraft  $P_{n_1}$ ).

Der durch die Stegwinkel unmittelbar auf die Platte übertragene Kraftanteil könnte bei der Berechnung des Momentes abgezogen werden. Da aber der Gewinn kein großer ist, so wird angenommen, daß die gesamte Kraft durch die Fußbleche in die Platte geht.

Nach Berechnung des größten Biegemomentes erhält man das erforderliche Widerstandsmoment des Fußquerschnittes durch Division des max-Momentes mit der zulässigen Beanspruchung:

$$W = \frac{\max M}{\sigma_{zul}}$$

Der Fußquerschnitt besteht aus den Stehblechen, den unteren und gegebenenfalls auch den oberen Gurtwinkeln. Die Fußplatte selbst bleibt am besten unberücksichtigt, da durch die Heranziehung der Platte zum Gesamtquerschnitt die Nietteilung zum Anschluß der unteren Gurtwinkel an das Stehblech sehr eng wird und durch den Anschluß der Platte selbst eine größere Anzahl von Nieten notwendig wird. In der Regel kann der Querschnitt ohne Nieterschwächung gerechnet werden, da die Fußplatte schließlich doch etwas zum Widerstandsmoment beiträgt.

Der Fußquerschnitt braucht in seiner Gesamtheit nicht in der ganzen Plattenlänge durchgeführt werden, sondern er kann nach seinem Ende zu entsprechend dem geringer werdenden Moment mit abfallender Höhe ausgeführt werden.

γ) Ermittlung der Stützenfußaussteifungen.

Nach der Ermittlung der Fußplatte und des Fußquerschnittes werden jetzt die erforderlichen Aussteifungen berechnet. Durch die unteren Gurtwinkel, Stiele und Aussteifungen wird die Platte in einzelne rechteckige Felder geteilt (Abb. 209). Diese Platten-

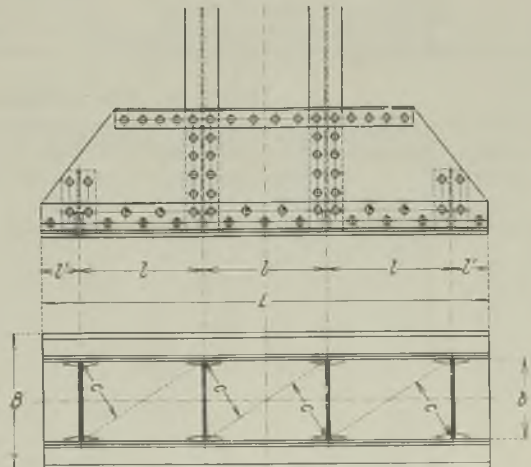


Abb. 209.



teile sind mit der gleichmäßig verteilten Fundament-  
 pressung  $k$  belastet und müssen auf Biegung unter-  
 sucht werden. Trapezlasten können als gleichmäßig  
 verteilt angenommen werden. Bezeichnet

$l$  = die Länge des Plattenfeldes von Mitte zu Mitte  
 Stiel oder Aussteifungen in cm,

$b$  = die Breite des Plattenfeldes von Innenkante zu  
 Innenkante Stehblech in cm,

$c$  = die Länge des Lotes von der Ecke eines Platten-  
 felde auf die Diagonale in cm,

dann darf für das an allen vier Seiten als einge-  
 spannt angesehene Plattenfeld die Länge des Lotes  
 nicht größer werden als:

$$c = \sqrt{\frac{2 \cdot \delta^2 \cdot \sigma_{zul}}{0,75 \cdot k}}$$

und daraus:

$$l = \frac{b \cdot c}{\sqrt{b^2 - c^2}}$$

(Diese Formeln sind in der „Hütte“, 24. Auflage,  
 Bd. I, S. 718–721, zur Berechnung von Behälter-  
 böden in entsprechender Weise gegeben.)

Aus der Tafel 14 sind für verschiedene Fundament-  
 pressungen  $k$  und Plattenstärken  $\delta = 10$  bis 20 mm  
 die Werte für die Länge der Lote  $c$  zu entnehmen.

Die Plattenfelder an den Enden sind an drei Seiten  
 eingespannt (Abb. 209). Für diese Endfelder macht

man die Länge  $l' = 0,35 \cdot$  der Länge  $l$ , die sich bei  
 gleicher Breite  $b$  mit allseitiger Einspannung ergibt.  
 Sollte  $l$  sehr klein werden, so kann die Länge  $l'$  der  
 Endfelder, nach Tafel 13 bestimmt werden, indem  
 man von der Einspannung an den beiden Längsseiten  
 absieht und sich dort die Platte durchschnitten denkt.

Umgekehrt kann man aber bei schmalen Platten-  
 feldbreiten  $b$  von der Einspannung am Stiel bzw. an  
 der Aussteifung absehen und an diesen Stellen die  
 Platte durchschnitten annehmen. Man hat es dann  
 mit einem Träger auf zwei Stützen zu tun, der an  
 beiden Seiten eingespannt ist. Das größte Moment  
 ergibt sich an der Einspannstelle:

$$M = - \frac{b \cdot \delta_2}{12}$$

Zur Vereinfachung der Berechnung kann man sich  
 einen Streifen von 1 cm Breite herausgeschnitten  
 denken (Abb. 210). Das Widerstandsmoment der  
 Platte ist dann:

$$W = \frac{\delta^2 \cdot 1,0}{6}$$

In der Tafel 15 sind für verschiedene Fundament-  
 pressungen  $k$  und Plattenstärken  $\delta = 10$  bis 20 mm  
 die Werte für die zulässigen Feldbreiten  $b$  gegeben,  
 und zwar für eine Beanspruchung von 1200 und  
 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

Tafel 14. Die zulässigen Längen der Lote  $c$  (Abb. 209).

Platten- dicke $\delta$ mm	Die zulässigen Längen der Lote $c$ in mm bei einer Fundamentpressung $k$ in kg/cm <sup>2</sup> .																	
	Eisenbeanspruchung $\sigma = 1200$ kg/cm <sup>2</sup>									Eisenbeanspruchung $\sigma = 1400$ kg/cm <sup>2</sup>								
	7	10	12	15	20	25	30	35	40	7	10	12	15	20	25	30	35	40
10	214	179	163	146	126	113	103	96	90	231	193	177	158	137	122	112	103	97
11	235	197	180	161	139	124	114	105	98	254	212	194	174	151	134	123	114	106
12	257	215	196	175	152	136	124	115	107	277	232	212	189	164	147	134	124	116
13	278	233	212	190	164	147	134	125	116	300	251	230	205	178	159	145	135	126
14	299	250	229	205	177	158	145	134	125	324	271	248	221	192	171	156	145	136
15	321	268	245	219	189	170	155	144	134	347	290	265	237	205	183	168	155	145
16	342	286	261	234	203	181	165	153	143	370	309	282	253	219	196	179	165	155
17	363	304	277	248	215	192	176	163	152	393	328	300	268	233	208	190	176	165
18	385	322	294	263	228	204	186	172	161	416	348	318	284	246	220	201	186	174
19	406	340	310	278	240	215	196	182	170	439	367	336	300	260	232	212	196	184
20	428	358	326	292	253	226	207	192	179	462	386	353	316	274	244	223	207	194

Tafel 15. Die zulässigen Feldbreiten  $b$  (Abb. 210).

Platten- dicke $\delta$ mm	Die zulässigen Feldbreiten „ $b$ “ in mm bei einer Fundamentpressung $k$ in kg/cm <sup>2</sup> .																	
	Eisenbeanspruchung $\sigma = 1200$ kg/cm <sup>2</sup>									Eisenbeanspruchung $\sigma = 1400$ kg/cm <sup>2</sup>								
	7	10	12	15	20	25	30	35	40	7	10	12	15	20	25	30	35	40
10	185	155	142	127	110	98	90	83	78	200	167	153	137	118	106	95	90	84
11	204	171	156	139	120	108	98	91	85	220	184	168	150	130	116	105	98	92
12	222	186	170	152	131	118	107	99	93	240	201	183	164	142	127	114	107	100
13	241	202	184	165	142	127	116	108	101	260	218	198	178	154	138	124	116	109
14	259	217	198	177	153	137	125	116	108	280	234	214	191	166	148	133	125	117
15	278	233	212	190	164	147	134	124	116	300	251	229	205	178	159	143	134	126
16	296	248	226	202	175	157	143	133	124	320	268	244	219	189	169	152	143	134
17	315	264	241	215	186	167	152	141	132	340	285	260	232	201	180	162	152	142
18	333	279	255	228	197	176	161	149	139	360	301	275	246	213	191	171	161	151
19	352	295	269	240	208	186	170	157	147	380	318	290	260	225	201	181	170	160
20	372	310	283	253	219	196	179	166	155	400	335	306	273	237	212	190	179	167

Zu beachten ist, daß die Aussteifungen an die Stehbleche auch angeschlossen werden, da sie sonst wenig oder gar nichts nützen. Wie man die Anschlußkraft ermittelt, ist im nachfolgenden Teil gesagt.

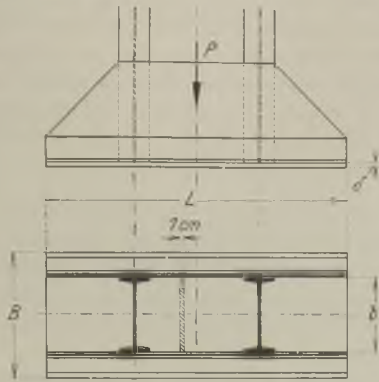


Abb. 210.

δ) Bestimmung der Anschlußniete.

Für die Fußausbildung nach Abb. 211a soll nunmehr der Gang der Berechnung zur Bestimmung der Anschlußniete gezeigt werden.

Die Verteilung der Gesamtbelastung geschieht ungefähr nach Abb. 211c. Danach übernehmen die Stielstege den Druck auf die wagrecht schraffierten Flächen, die Aussteifungen den Druck auf die nicht-schraffierten Flächen und die unteren Gurtwinkel den Druck auf die senkrecht schraffierten Flächen.

1) Anschluß der Stützenstiele.

Die beiden Stiele übertragen die Gesamtlast  $P$ .

Stegniete.

Ein kleiner Teil der Gesamtbelastung  $P$  wird, ohne erst in die Stehbleche zu gelangen, durch den Winkelanschluß der Stielstege übertragen. Nach Abb. 211c beträgt die hier zu übertragende Kraft für jeden Stiel:

$$P_s = l \cdot b \cdot k.$$

Vorhanden sind  $n$  Niete mit einem Durchmesser  $d$ . Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{P_s}{n \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}}$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{P_s}{n \cdot \delta \cdot d}.$$

Soll der Steg eine größere Kraft auf die Fußplatte übertragen, so ist die Anbringung von Konsolen nach Abb. 212 erforderlich. Die Anordnung ist in vielen Fällen sehr vorteilhaft, da dadurch eine gleichmäßige Kräfteverteilung erzielt wird. Die Berechnung derartiger Anschlüsse ist im Teil II, A, 1f gegeben.

Flanschniete.

Die übrigbleibende Kraft  $P_f = P - P_s$  wird durch die Stielflansche in die Stehbleche übertragen. Ist  $n$  die Anzahl der Niete, so entfällt auf jedes Niet die lotrechte Last:

$$V = \frac{P_f}{n}.$$

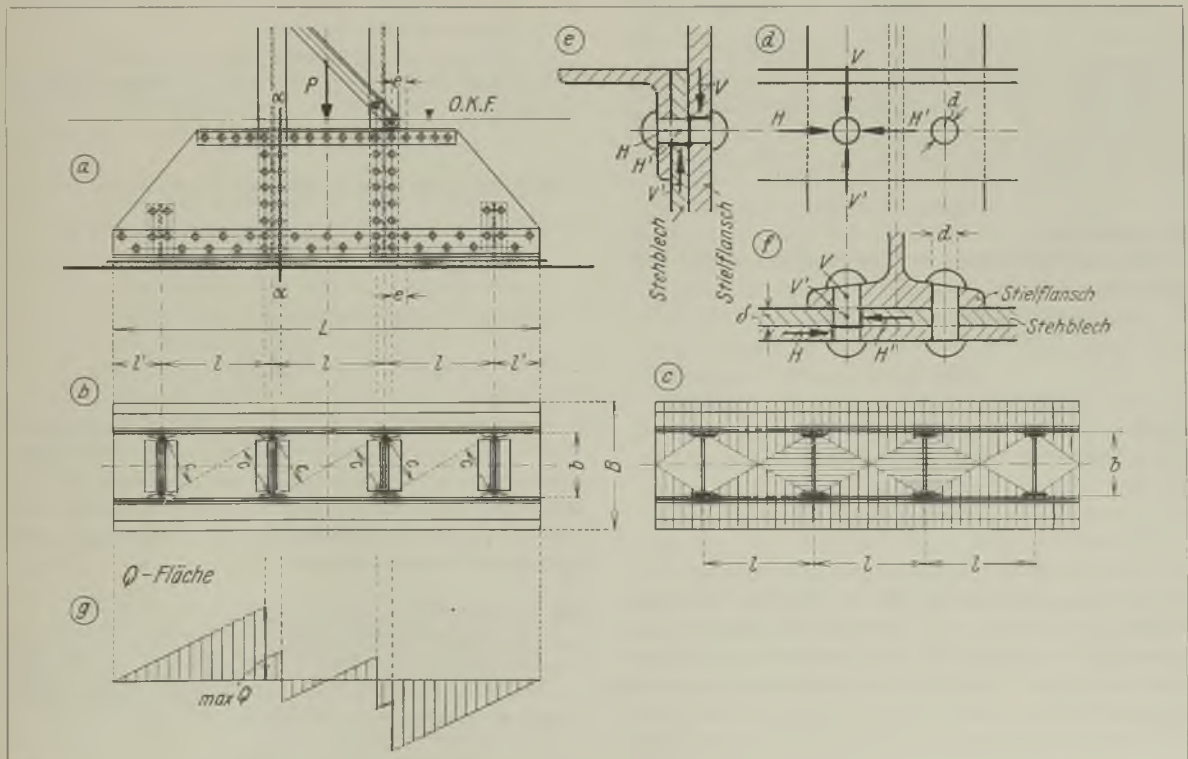


Abb. 211.

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{V}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}}$$

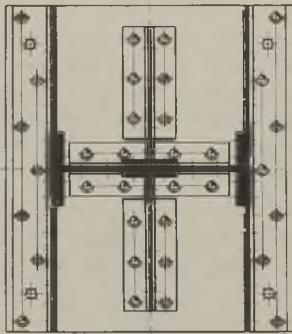
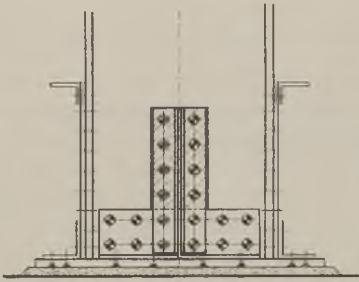


Abb. 212.

2) Niete zum Anschluß der Aussteifungen.

Ein Teil der in die Stehbleche übertragenen Kraft wird, ohne erst in die unteren Gurtwinkel zu gelangen, durch die Aussteifungen auf die Fußplatte geleitet. Nach Abb. 211c hat jede Aussteifung:

$$P_a = \infty l \cdot b \cdot k$$

zu übertragen.

An den Stehblechen ist jede Aussteifung mit  $n$  einschnittigen Niete angeschlossen.

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{P_a}{n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}}$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{P_a}{n \cdot \delta \cdot d}$$

3) Anschluß der unteren Gurtwinkel an die Stehbleche.

Die Gesamtbelastung ist  $P$ . Durch die beiden Stielstege werden  $2 \cdot P_s$  und durch die zwei Aussteifungen  $2 \cdot P_a$  auf die Platte übertragen. Es bleiben somit für den Anschluß der Stehbleche an die unteren Gurtwinkel:

$$P_u = P - (2 \cdot P_s + 2 \cdot P_a)$$

übrig.

Diese Kraft ergibt sich auch aus Abb. 211c durch Multiplikation der senkrecht schraffierten Fläche mit der vorhandenen Fundamentpressung  $k$ .

Vorhanden sind  $n$  einschnittige Niete; die Niete, die gleichzeitig durch die Flansche der Stiele und Aussteifungen gehen und zum Anschluß für diese Teile bereits benutzt sind, werden voll mitgerechnet. Die Richtigkeit dieser Annahme wird später bewiesen.

Es entfällt somit auf jedes Niet die lotrechte Last:

$$V = \frac{P_u}{n}$$

Da die Stehbleche mit den Gurtwinkeln als ein zusammenhängender Querschnitt gerechnet werden und somit auch zusammen die gleiche Formänderung durchmachen müssen, haben die Niete außer der lotrechten Last  $V$  noch eine wagerecht wirkende Schubkraft aufzunehmen.

Die durch diese Schubkraft hervorgerufene Horizontalkraft  $H$  auf einen Niet beträgt:

$$H = \frac{e}{2} \cdot \frac{Q \cdot S}{J}$$

(Der Nietabstand  $e$  ist in der obigen Formel durch 2 dividiert, da ja 2 Stehbleche und mithin 2 Niete in Betracht kommen.)

Es bedeutet

$e$  = die für ein Niet in Betracht kommende Länge in cm,

$Q$  = die Querkraft in kg (die größte Querkraft  $Q$  ist nach Abb. 211g bestimmt),

$S$  = das statische Moment des anzuschließenden Querschnitts in  $\text{cm}^3$ ,

$J$  = das gesamte Trägheitsmoment in  $\text{cm}^4$ .

Die größte Kraft  $R$ , die auf ein Niet wirkt, ist somit:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2}$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{R}{\frac{d^2 \cdot \pi}{4}}$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{R}{\delta \cdot d}$$

Nach dem Ende und nach der Mitte des Fußes zu nimmt die Querkraft  $Q$  ab (Abb. 211g). Die Beanspruchung der Niete ist dann entsprechend der kleineren Schubkraft geringer. Natürlich kann man auch bei Abnahme der Querkraft die Nieteteilung entsprechend weiter machen.

4) Anschluß der oberen Gurtwinkel an die Stehbleche.

Die Anschlußniete dieser Gurtwinkel müssen die auftretenden Schubkräfte aufnehmen. Dafür sind  $n$  einschnittige Niete vorhanden. Die größte Schubkraft  $H$  beträgt für ein Niet:

$$H = \frac{e}{2} \cdot \frac{Q \cdot S}{J}$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{H}{d^2 \cdot \pi}$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_1 = \frac{H}{\delta \cdot d}$$

5) Untersuchung der Niete für gleichzeitigen Anschluß der Stiefmansche und der oberen Gurtwinkel an die Stehbleche.

Diese Niete werden gleichzeitig durch die Vertikalkraft  $V$  für den Anschluß der Flansche an die Stehbleche und durch die Horizontalkraft  $H$  für den Anschluß der oberen Gurtwinkel an die Stehbleche beansprucht.

Die Vertikallast  $V$  beansprucht das Niet auf Abscheren zwischen Stiefmansch und Stehblech; der Lochleibungsdruck wirkt im Stiefmansch auf die obere und im Stehblech auf die untere Fläche (Abb. 211e).

Die Horizontalkraft  $H$  beansprucht das Niet auf Abscheren zwischen Winkeleisen und Stehblech; der Lochleibungsdruck wirkt seitlich im Winkeleisen und im Stehblech (Abb. 211f).

Durch diese Überlegung findet man, daß die verschiedenen Beanspruchungen des Nietes unabhängig voneinander auftreten bis auf die Beanspruchung durch den Lochleibungsdruck im Stehblech (Abb. 211e =  $V'$ ; Abb. 211f =  $H'$ ). Die Beanspruchung hierfür ist:

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{V'^2 + H'^2}}{\delta \cdot d}$$

Im allgemeinen ist dieser Nachweis nicht zu führen, da diese Beanspruchung in normalen Fällen immer unter der zulässigen Grenze liegt.

6) Untersuchung der Niete für gleichzeitigen Anschluß der Stiefmansche und der unteren Gurtwinkel an die Stehbleche.

Auch hier werden die Niete für verschiedene Zwecke benutzt:

$V_1$  = Vertikallast für Stiefmanschanschluß,

$V_2$  = Vertikallast für Winkelanschluß,

$H$  = Horizontallast für Winkelanschluß.

$V_1$  beansprucht das Niet auf Abscheren zwischen Stiefmansch und Stehblech; der Lochleibungsdruck wirkt im Stiefmansch auf die obere Fläche und im Stehblech auf die untere Fläche.

$V_2$  und  $H$  beanspruchen das Niet auf Abscheren zwischen Winkeleisen und Stehblech; der Lochleibungsdruck wirkt im Winkel auf die untere bzw. seitliche Fläche und im Stehblech auf die obere bzw. seitliche Fläche.

Die verschiedenen Beanspruchungen des Nietes sind bis auf den Lochleibungsdruck im Stehblech vollkommen unabhängig voneinander. Größter Lochleibungsdruck im Stehblech:

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{(V_1 - V_2)^2 + H^2}}{\delta \cdot d}$$

$V_2$  wird von  $V_1$  subtrahiert, da der Leibungsdruck infolge  $V_1$  auf die untere Fläche und  $V_2$  auf die obere Fläche im Stehblech wirkt.

7) Anschluß der Fußplatte an die unteren Gurtwinkel.

Da die Platte im allgemeinen nicht zum Querschnitt gerechnet wird, so ist eine in der Längsrichtung wirkende Schubkraft nicht anzunehmen. Es müssen aber trotzdem Niete angeordnet werden, da ja nach Teil II, A, 1a,  $\alpha$  bei der Berechnung des Widerstandsmomentes des abstehenden Winkelschenkels und des Plattenteils die Gesamtstärke genommen ist und somit auch beide Eisenstärken verbunden werden müssen. Man wählt hierfür eine größere Nietteilung von ungefähr 10 bis 15  $d$  ( $d$  = Nietdurchmesser).

In den Fällen, wo die Fußplatte mit zum Querschnitt gerechnet wird, ist sie wie eine Gurtplatte zu behandeln und der auftretenden Schubkraft entsprechend anzuschließen. In diesem Falle ist aber dann bei der Berechnung der Schubkraft zum Anschluß der unteren Gurtwinkel an die Stehbleche für das statische Moment der anzuschließenden Fläche nicht nur das der Gurtwinkel, sondern auch das der Fußplatte zu nehmen.

8) Die Zementfuge zwischen der Fußplatte und dem Fundament.

Die Stärke der Zementfuge beträgt je nach der Größe des Fußes 20 bis 50 mm; sie soll nicht zu klein angenommen werden, damit bei der Aufstellung der Stützen zum Ausrichten genügend Spielraum vorhanden ist. Zum Ausgießen der Fuge wird Zement mit scharfem Sand im Verhältnis von 1 : 1 bis 1 : 2 gemischt. Damit der Zement gut haftet, ist darauf zu achten, daß die untere Fläche der Auflagerplatte einigermaßen metallisch rein ist, also keinen Anstrich oder Rost, kein Öl oder Fett aufweist. Sodann ist vor der Aufstellung der Stütze die obere Fläche des Betonfundamentes mit Hammer und Meißel oder, was denselben Zweck erfüllt und billiger ist, mit einer Spitzhacke rau zu hauen. Auf diese Weise wird etwas Verband hergestellt.

Nachdem die Stütze fertig aufgestellt und ausgerichtet ist, wird zunächst der Grundbau sauber mit Wasser abgospült. Es sind dann die Ankerkanäle mit Beton auszufüllen. Darauf wird der Stützenfuß mit einer Flachsicht ummauert, und zwar so, daß zwischen dem Fuß und dem Mauerwerk genügend Raum verbleibt, einmal zum Eingießen der Mischung und zum andern, um während des Gießens die Möglichkeit zu haben, die Mischung unter die Stützenfußplatte zu stopfen und sich etwaig bildende Luftblasen zu zerstören. Um noch sicherer eine Blasenbildung zu verhindern, ordnet man an der Fußplatte in Abständen von etwa 500 mm Luftlöcher von rd. 50 mm Durchmesser an.

b) Stützenfußquerschnitt aus Winkelisen.

α) Allgemeines.

Die Abb. 213 und 214 zeigen Stützenfußkonstruktionen, bei denen man zur Übertragung der Belastung auf die Fußplatte mit einfachen Winkelisen auskommt. Diese Ausführung ist die billigste und läßt sich bis zu Auflagerdrücken von 60 t bewerkstelligen.

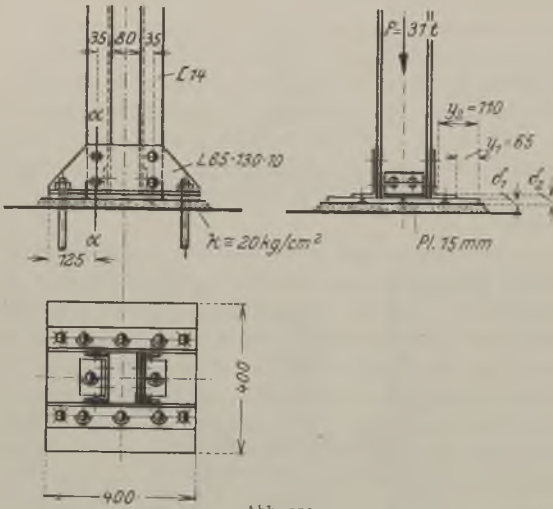


Abb. 213.

Bei der Ausführung gemäß Abb. 213 ist der Stützenstiel aus 2 L 14 gebildet, der Fußquerschnitt aus 2 Winkeln 65 · 130 · 10. Bei der Ausführung nach Abb. 214 besteht der Stiel aus einem IP 20 und der Fußquerschnitt aus 2 Winkeln 100 · 200 · 14.

β) Zahlenbeispiel.

Die Ausführung nach Abb. 213 soll nachstehend zahlenmäßig durchgerechnet werden. Der Auflagerdruck beträgt 31 t, die Abmessung der Fußplatte 40 · 40 cm, die Pressung  $k = rd. 20 \text{ kg/cm}^2$ . Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt  $1400 \text{ kg/cm}^2$ . Alle anderen Abmessungen und Querschnitte gehen aus der Abb. 213 hervor.

1) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile.

Die Plattenstärke  $\delta_1$  beträgt 15 mm und die Stärke  $\delta_2$  der Platte und des Winkels 25 mm. Mit diesen Werten kann nach der Tafel 13 der freie Abstand  $\gamma_1$  der Platte 73 mm und der freie Abstand  $\gamma_2$  der Platte mit den aufgenieteten Winkelschenkeln 121 mm betragen.

Da die Ausführung nach Abb. 213 für das Maß  $\gamma_1$  nur 65 mm und für das Maß  $\gamma_2$  nur 110 mm ergibt, so bleibt die Biegebungsbeanspruchung der frei überstehenden Plattenteile unter der zulässigen Grenze.

2) Berechnung des Stützenfußquerschnittes.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt  $\alpha-\alpha$ ; die Belastung des Stützenfußes links vom Schnitt  $\alpha-\alpha$  beträgt:

$$P' = 40 \cdot 12,5 \cdot k = 40 \cdot 12,5 \cdot 20 = 10000 \text{ kg} = 10,0 \text{ t};$$

das größte Moment:

$$M = 10,0 \cdot \frac{12,5}{2} = 62,5 \text{ cmt.}$$

Vorhanden:

$$\llcorner 65 \cdot 130 \cdot 10 \text{ mit } W = 2 \cdot 38,3 = 76,6 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W} = \frac{62,5}{76,6} = 0,816 \text{ t/cm}^2.$$

3) Bestimmung der Niete

Zur Übertragung des Auflagerdruckes  $P = 31,0 \text{ t}$  auf die Fußplatte sind in den L-Eisenstegen 4 einschneittige Niete von 17 mm Durchmesser und in den Flanschen 8 einschneittige Niete ebenfalls von 17 mm Durchmesser vorgesehen; insgesamt sind somit 12 einschneittige Niete von 17 mm Durchmesser vorhanden.

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{P}{n \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{31,0}{12 \cdot \frac{1,7^2 \cdot \pi}{4}} = 1,137 \text{ t/cm}^2.$$

(zulässig  $1,167 \text{ t/cm}^2$ ).

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_4 = \frac{P}{n \cdot \delta \cdot d} = \frac{31,0}{12 \cdot 0,7 \cdot 1,7} = 2,17 \text{ t/cm}^2,$$

(zulässig  $2,333 \text{ t/cm}^2$ ).

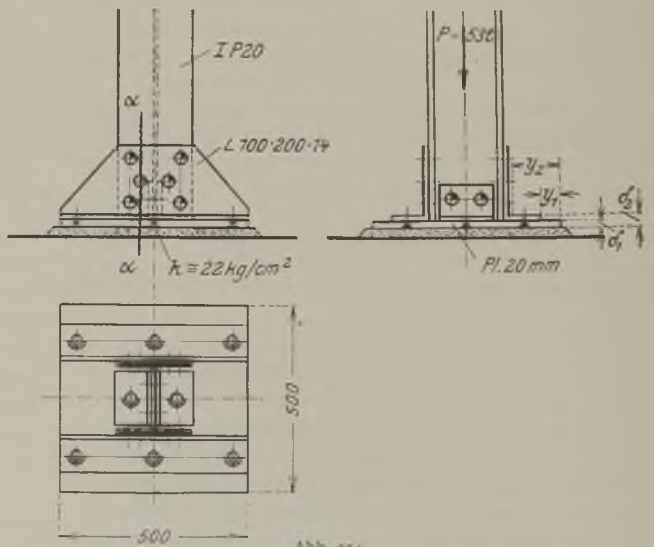


Abb. 214.

c) Stützenfußquerschnitt aus Blech und Winkelisen.

α) Allgemeines.

Kann man die erforderlichen Niete in einem einfachen Winkelisenfuß nicht mehr unterbringen, so muß der Fußquerschnitt aus Blechen und Winkelisen gebildet werden. In Abb. 215 ist eine derartige Konstruktion veranschaulicht, die nachstehend durchgerechnet wird.

β) Zahlenbeispiel.

Der Stützenfuß nach Abb. 215 wird untersucht. Der Auflagerdruck beträgt 150 t; die Fußplatte ist 85,0 · 70,0 cm groß; die Fundamentpressung  $k = rd. 25 \text{ kg/cm}^2$ . Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt

der Platte 86 mm und der freie Abstand  $y_2$  der Platte mit den aufgenieteten Winkelschenkeln 147 mm betragen.

Da die Ausführung nach Abb. 215 für das Maß  $y_1$  nur 68 mm und für das Maß  $y_2$  nur 141 mm ergibt, so bleibt die Biegebungsbeanspruchung der frei überstehenden Plattenteile unter der zulässigen Grenze.

2) Berechnung des Stützenfußquerschnitts.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt  $\alpha-\alpha$ ; die Belastung des Stützenfußes links vom Schnitt  $\alpha-\alpha$  beträgt: infolge der gleichmäßig verteilt wirkenden Fundamentpressung  $k$ :

$$P_k = 70 \cdot 31,2 \cdot k = 70 \cdot 31,2 \cdot 25 = 54600 \text{ kg} = 54,6 \text{ t};$$

infolge des als Einzellast wirkenden Nietanschlusses des äußeren Stiefelanschlusses:

$$P_n = \frac{P}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ t}.$$

Das größte Moment:

$$M = 54,6 \cdot \frac{31,2}{2} - 37,5 \cdot 7,4 = 574,26 \text{ cmt}.$$

Vorhanden ist der Querschnitt nach Abb. 215 f aus zwei Stehblechen 350 · 12 und zwei Fußwinkeln 100 · 150 · 14; das kleinste Widerstandsmoment des Querschnittes beträgt 672,4 cm<sup>3</sup>;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{574,26}{672,4} = 0,854 \text{ t/cm}^2.$$

3) Anschluß der Stützenstiele.

Der Steg eines Stieles überträgt durch den Steganschluß unmittelbar auf die Fußplatte:

$$P_f = rd. 30 \cdot \frac{34}{2} \cdot k = 30 \cdot \frac{34}{2} \cdot 25 = rd. 13000 \text{ kg} = 13,0 \text{ t}.$$

Vorhanden sind drei doppelschnittige Niete von 20 mm Durchmesser.

Die Beanspruchung infolge Lochleibungsdruck bzw. Scherkraft bleibt weit unter der zulässigen Grenze. Durch die Flansche müssen demnach noch:

$$P_f = P - 2 \cdot P_n = 150,0 - 2 \cdot 13,0 = 124,0 \text{ t}$$

übertragen werden.

Vorhanden sind 40 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser;

$$r = \frac{124,0}{40 \cdot \frac{2,0 \cdot \pi}{4}} = 0,99 \text{ t/cm}^2.$$

Der Lochleibungsdruck bleibt weit unter der zulässigen Grenze.

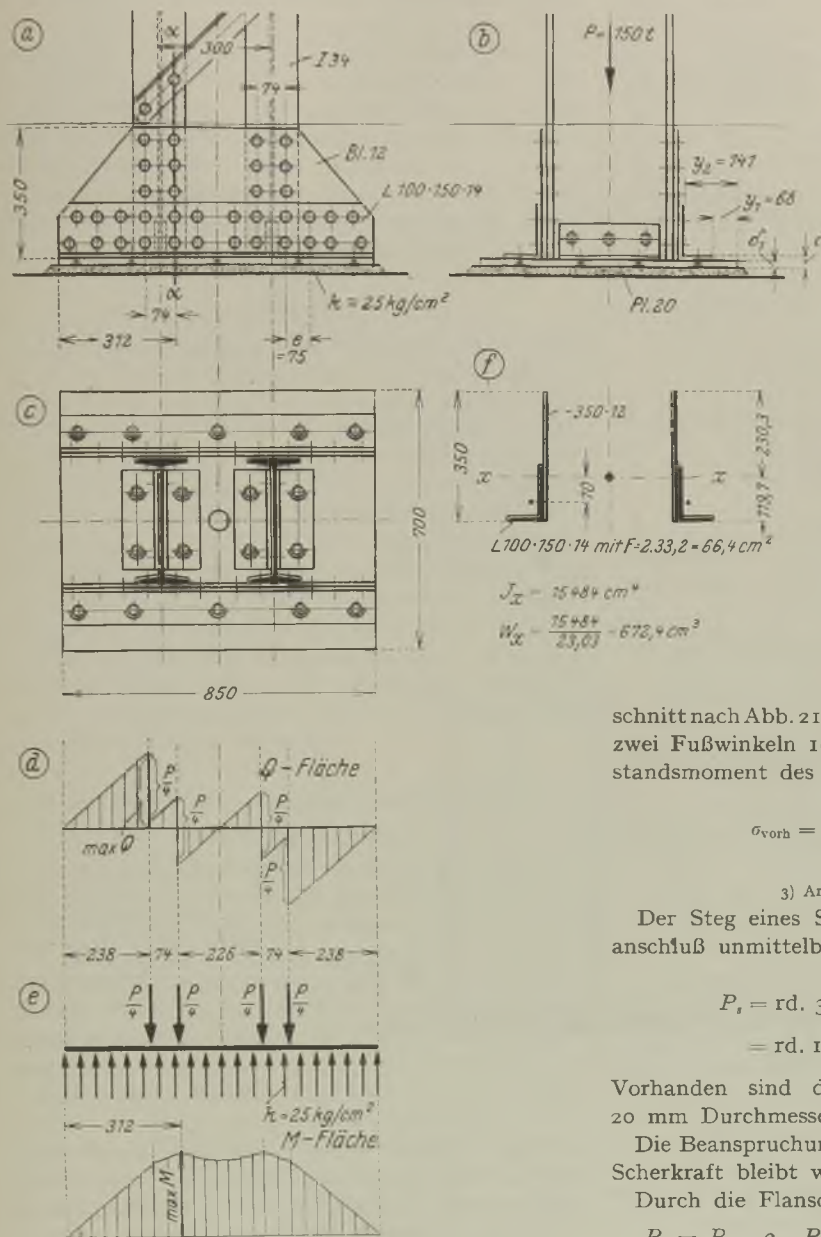


Abb. 215.

1400 kg/cm<sup>2</sup>. Die Abmessungen des Querschnittes gehen aus der Abbildung hervor.

1) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile.

Die Plattenstärke  $\delta_1$  beträgt 20 mm und die Stärke  $\delta_2$  der Platte und des Winkels 34 mm. Mit diesen Werten kann nach der Tafel 13 der freie Abstand  $y_1$

4) Anschluß der Gurtwinkel an die Stehbleche.

Die Gesamtbelastung beträgt 150 t; davon sind bereits durch die Stielstege  $2 \cdot 13 = 26,0$  t unmittel-

bar auf die Platte übertragen. Es bleiben somit für den Anschluß der Stehbleche an die Gurtwinkel  $150 - 26 = 124$  t übrig. Vorhanden sind 48 einschneittige Nieten von 20 mm Durchmesser. Es entfällt somit auf jedes Niet die lotrechte Last:

$$V = \frac{124}{48} = 2,58 \text{ t.}$$

Die Nieten haben außer der Last  $V$  noch eine horizontal wirkende Schubkraft aufzunehmen. Die durch diese Schubkraft hervorgerufene Horizontalkraft  $H$  beträgt auf das am meisten beanspruchte Niet (vgl. Teil I, a,  $\delta$ ):

$$H = \frac{e}{4} \cdot \frac{Q \cdot S}{J} = \frac{7,5}{4} \cdot \frac{23,8 \cdot 70 \cdot 25 \cdot 66,4 \cdot 7,0}{15484} = 2,34 \text{ t.}$$

(Der Nietabstand  $e$  ist durch 4 dividiert, da ja zwei Stehbleche mit zwei übereinanderstehenden Nieten in Betracht kommen; größte Querkraft  $Q$  in der äußersten Nietreihe des Stielflansches = Abb. 215d;  $S$  und  $J$  = Abb. 215f).

Die größte Kraft  $R$ , die auf ein Niet dann wirkt:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{2,58^2 + 2,34^2} = 3,49 \text{ t;}$$

$$\tau = \frac{3,49}{2,0^2 \cdot \pi} = 1,11 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{3,49}{1,2 \cdot 2,0} = 1,45 \text{ t/cm}^2.$$

d) Stützenfußquerschnitt aus  $\Gamma$ - oder coup  $\Gamma$ -Eisen.

a) Allgemeines.

In wirtschaftlichster Weise kann man die aus Stehblech und Winkel-

eisen gebildeten Stützenfußquerschnitte aus  $\Gamma$ -Eisen oder coup  $\Gamma$ -Eisen ersetzen. Derartige Ausführungen zeigen die Abb. 216 und Abb. 217. Die kurzen Trägerstücke ergeben sich aus Abfallenden, die bei diesen Konstruktionen vollkommen ausgenutzt werden.

Abb. 216 zeigt einen Stützenfuß aus 2  $\Gamma 30$ . Da im allgemeinen der gesamte Fuß unter Oberkante Fußboden liegt, so können die  $\Gamma$ -Eisen ohne Abschragung (wie in Abb. 216 punktiert angedeutet) ausgeführt werden. Die Anwendung von  $\Gamma$ -Eisen ist bis etwa 90 t Auflagerdruck möglich.

Wird der Auflagerdruck größer als 90 t, so müssen, um die Anschlußniete unterzubringen, coup  $\Gamma$ -Eisen verwendet werden; so ist z. B. in der Abb. 217 ein

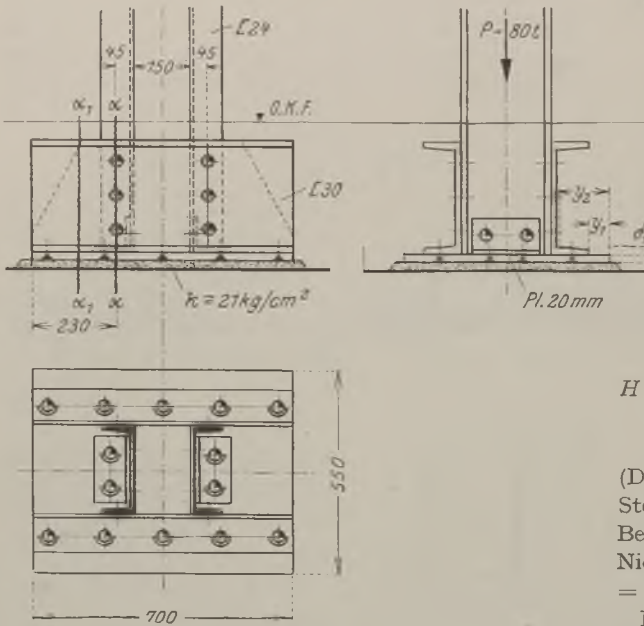


Abb. 216

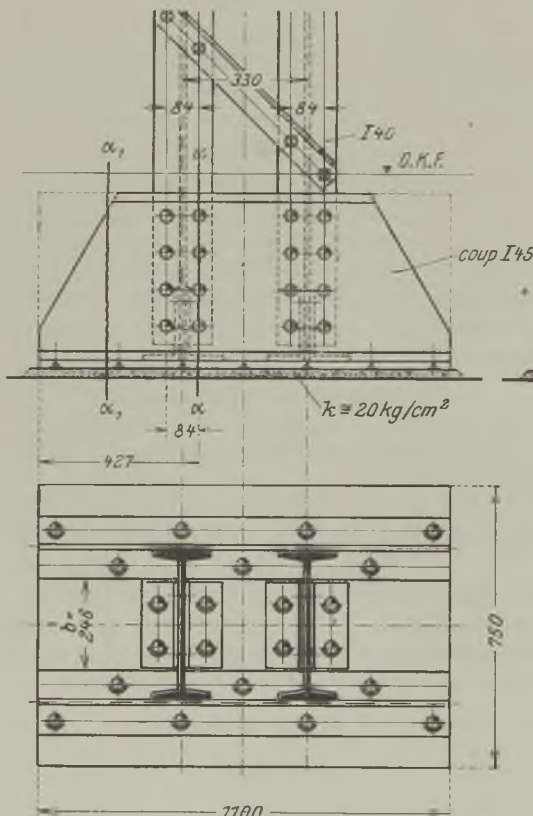


Abb. 217.

coup I 45 angeordnet. Die Trägerstücke brauchen an den Enden nicht abgeschrägt werden, sondern können auch, wie punktiert angedeutet, voll bestehen bleiben. Die Stützenstiele gehen bis zur Rundung der I-Eisen-Fußstücke, so daß der untere Flansch der I-Eisen ohne Ausklinkung durchlaufen kann. Diese Ausführung ist ohne weiteres möglich, da ja die Kraft vollkommen am Fuß angeschlossen ist. Natürlich können auch die Stützenstiele bis zur Fußplatte geführt werden; es muß aber dann der untere Flansch der I-Eisen-Fußstücke an den Stützenstielen ausgeklinkt werden (Abb. 218).

Zur Arbeitserleichterung sind für coup I- und I P-Eisen sämtliche erforderlichen Querschnittswerte in den Tafeln 16 und 17 zusammengestellt.

### β) Zahlenbeispiel.

Eine Durchrechnung der Fußkonstruktion nach Abb. 216 und 217 erübrigt sich. Die Berechnung geschieht sinngemäß wie bei den vorher gezeigten Beispielen. Die gefährlichen Querschnitte liegen wiederum im Schnitt  $\alpha-\alpha$ . Bei der Ausführung nach Abb. 216 mit abgeschrägten Ecken ist zu beachten, daß auch der Schnitt  $\alpha_1-\alpha_1$  untersucht werden muß, da an dieser Stelle das Widerstandsmoment bedeutend geringer ist als im Schnitt  $\alpha-\alpha$ . Bei der Ausführung nach Abb. 217 beträgt der lichte Abstand  $b$  der beiden I-Eisen-Füße 246 mm. Nach Tafel 15 darf bei der vorhandenen Bodenpressung  $k = 20 \text{ kg/cm}^2$  und einer Plattenstärke von 20 mm der Abstand  $b$  gleich 237 mm genommen werden; die kleine Überschreitung ist noch zulässig.

### e) Stützenfuß mit besonderer Plattenaussteifung.

#### α) Allgemeines.

Ergibt die vorgeschriebene Plattenabmessung große, freie Abstände  $\gamma$ , so daß die Plattenstärke  $\delta$  unwirtschaftlich stark wird, dann müssen, um die Platte in der gebräuchlichen Stärke zu belassen, besondere Plattenaussteifungen vorgesehen werden; in Abb. 218 ist eine am Rande mit I-Eisen ausgesteifte Stützenfußausführung dargestellt. Der Stützenstiel besteht aus einem I P 30; der Stützenfuß wird aus 2 coup I-Eisen 50 gebildet. Die Belastung  $P$  beträgt 173 t.

Zu dieser Ausführung ist noch zu sagen, daß der Stützenstiel, wie in Abb. 217 dargestellt, auch an der Rundung der Trägerfußstücke aufhören kann, so daß der untere Flansch der Fußträger ohne Ausklinkung durchläuft.

Die Verteilung der Gesamtbelastung auf die Fußplatte geschieht etwa nach Abb. 218f. Danach übernehmen die Rand-I-Eisen Pos. 1 den Druck auf die senkrecht schraffierten Flächen, die Kragträger Pos. 2 die Auflagerdrücke von Pos. 1 sowie den Druck auf die wagerecht schraffierten Flächen. Die Stützenfußträger Pos. 3 übernehmen dann die Auflagerdrücke der Kragträger Pos. 2, außerdem den Druck

auf die schräg schraffierten Flächen; der Druck auf die nicht schraffierte Fläche wird unmittelbar durch die Verbindung mit dem Stielsteg übertragen.

### β) Zahlenbeispiel.

Untersucht wird die Fußausführung nach Abb. 218; die Verteilung der Pressung  $k$  erfolgt nach Abb. 218f. Alle Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

1) Bestimmung der Querschnitte.

a) Rand-I-Eisen Pos. 1.

Stützweite  $l = 92,0 \text{ cm}$ ;

Belastung  $Q = 23,9 \cdot 92,0 \cdot k = 23,9 \cdot 92,0 \cdot 12 = 26400 \text{ kg} = 26,4 \text{ t}$ ;

Auflagerdruck  $A = B = \frac{26,4}{2} = 13,2 \text{ t}$ ;

$$\max M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{26,4 \cdot 92,0}{8} = 303,8 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 22 mit  $W = 245 \text{ cm}^3$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W} = \frac{303,8}{245} = 1,24 \text{ t/cm}^2.$$

b) Krag-I-Eisen Pos. 2.

Stützweite  $l = 31,8 \text{ cm}$ ;

Belastungen:  $Q = 14,0 \cdot 120,0 \cdot k = 14,0 \cdot 120 \cdot 12 = 20200 \text{ kg} = 20,2 \text{ t}$ ;

$P =$  Auflagerdruck  $A$  von Pos. 1 = 13,2 t;

Auflagerdruck  $A = B = \frac{20,2}{2} + 13,2 = 23,3 \text{ t}$ ;

$$\min M \text{ (am Auflager)} = \frac{20,2 \cdot 44,1}{120,0} \cdot \frac{44,1}{2} + 13,2 \cdot 31,1 = 574,7 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 28 mit  $W = 448 \text{ cm}^3$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W} = \frac{574,7}{448} = 1,28 \text{ t/cm}^2.$$

c) Stützenfußträger Pos. 3.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt  $\alpha-\alpha$ . Die Belastung links vom Schnitt  $\alpha-\alpha$  setzt sich wie folgt zusammen:

$P_{A_2} =$  Auflagerdruck des Kragträgers Pos. 2 = 23,3 t,  
 $p =$  gleichmäßig verteilt wirkende Fundamentpressung

$$p = 12 \cdot 25,2 = 302 \text{ kg/cm} = 0,302 \text{ t/cm},$$

$P_N =$  die von der äußersten Nietreihe des Stielflansches zu übertragende Kraft.

Nach dem folgenden Teil 2 b übertragen die Flansche eine Kraft von 162,0 t; insgesamt sind 36 Flanschniete vorhanden, davon 4 in der äußersten Nietreihe, die somit:

$$\frac{162,0 \cdot 4}{36} = 18,0 \text{ t}$$

übertragen.

$$\max M = 23,3 \cdot 40,0 + 0,302 \cdot \frac{40,0^2}{2} = 18,0 \cdot 5,0 = 1083,6 \text{ cmt};$$



Tafel 16. Werte für coup I-Eisen

Querschnitt	I Nr.	Breite <i>b</i> mm	Höhe <i>h</i> mm	Fläche <i>F</i> cm <sup>2</sup>	Gewicht <i>G</i> kg/m	Abstand des Schwerpunktes <i>e</i> cm	Trägheitsmoment <i>J</i> cm <sup>4</sup>	Widerstandsmoment <i>W</i> cm <sup>3</sup>	I Nr.
	30	67,9	300	59,9	47,0	17,2	7651	445	30
	32	71,3	320	67,5	53,0	18,3	9779	534	32
	34	74,6	340	75,4	59,2	19,4	12289	632	34
	36	78,0	360	84,4	66,3	20,6	15375	748	36
	38	81,4	380	93,1	73,1	21,7	18862	870	38
	40	84,7	400	102,8	80,7	22,8	22979	1008	40
	42 <sup>1/2</sup>	89,2	425	115,0	90,3	24,3	28709	1182	42 <sup>1/2</sup>
	45	93,1	450	128,3	100,7	25,6	36147	1412	45
	47 <sup>1/2</sup>	97,6	475	142,4	111,8	27,0	44586	1651	47 <sup>1/2</sup>
	50	101,5	500	157,5	123,6	28,4	54316	1913	50
	55	109,5	550	185,9	145,9	31,3	78147	2497	55
	60	118,3	600	222,7	174,4	34,0	110178	3241	60
	30	67,9	300	50,6	39,7	15,0	6076	405	30
	32	71,3	320	57,1	44,9	16,0	7774	486	32
	34	74,6	340	64,0	50,2	17,0	9781	575	34
	36	78,0	360	71,7	56,3	18,0	12251	681	36
	38	81,4	380	79,3	62,2	19,0	15050	792	38
	40	84,7	400	87,6	68,8	20,0	18345	917	40
	42 <sup>1/2</sup>	89,2	425	98,1	77,0	21,3	22571	1062	42 <sup>1/2</sup>
	45	93,1	450	109,6	86,1	22,5	28908	1285	45
	47 <sup>1/2</sup>	97,6	475	121,8	95,6	23,8	35699	1503	47 <sup>1/2</sup>
	50	101,5	500	134,9	105,9	25,0	43512	1740	50
	55	109,5	550	158,7	124,6	27,5	62478	2272	55
	60	118,3	600	191,3	149,8	30,0	88489	2950	60
	30	125	270	47,4	37,2	18,5	3931	213	30
	32	131	285	53,1	41,7	19,5	4377	225	32
	34	137	305	59,7	46,9	20,8	5641	272	34
	36	143	320	66,5	52,2	21,7	6934	319	36
	38	149	340	73,8	57,9	23,0	8731	379	38
	40	155	360	81,9	64,3	24,3	10865	447	40
	42 <sup>1/2</sup>	163	380	91,2	71,6	25,9	12536	485	42 <sup>1/2</sup>
	45	170	405	102,3	80,3	27,2	17220	633	45
	47 <sup>1/2</sup>	178	425	113,3	88,9	28,5	21024	737	47 <sup>1/2</sup>
	50	185	450	125,9	98,8	30,1	26164	870	50
	55	200	495	148,3	116,4	33,3	37281	1121	55
	60	215	540	178,4	139,7	35,9	53661	1493	60
	30	67,9	270	38,1	29,9	16,6	2821	170	30
	32	71,3	285	42,8	33,6	17,5	3519	201	32
	34	74,6	305	48,3	37,9	18,7	4548	244	34
	36	78,0	320	53,9	42,3	19,6	5582	286	36
	38	81,4	340	59,9	47,1	20,7	7029	339	38
	40	84,7	360	66,7	52,4	21,9	8755	401	40
	42 <sup>1/2</sup>	89,2	380	74,2	58,3	23,2	10444	449	42 <sup>1/2</sup>
	45	93,1	405	83,6	65,7	24,5	14654	598	45
	47 <sup>1/2</sup>	97,6	425	92,7	72,8	25,7	17925	697	47 <sup>1/2</sup>
	50	101,5	450	103,4	81,1	27,1	22230	819	50
	55	109,5	495	121,1	95,1	30,0	31692	1058	55
	60	118,3	540	147,1	115,1	32,4	45638	1407	60

Tafel 17. Werte für coup I P-Eisen.

Querschnitt	I P Nr.	Breite <i>b</i> mm	Höhe <i>h</i> mm	Fläche <i>F</i> cm <sup>2</sup>	Gewicht <i>G</i> kg/m	Abstand des Schwerpunktes <i>e</i> cm	Trägheitsmoment <i>J</i> cm <sup>4</sup>	Widerstandsmoment <i>W</i> cm <sup>3</sup>	I P Nr.
	36	157,0	360	157,2	123,4	21,7	33321	1538	36
	38	157,0	380	160,0	125,6	22,8	37739	1654	38
	40	157,0	400	171,4	134,5	24,1	44851	1865	40
	42 <sup>1/2</sup>	157,0	425	174,9	137,3	25,5	51572	2023	42 <sup>1/2</sup>
	45	157,5	450	191,7	150,5	26,9	62761	2334	45
	47 <sup>1/2</sup>	157,5	475	195,5	153,5	28,3	71124	2512	47 <sup>1/2</sup>
	50	158,0	500	212,7	167,0	29,7	84938	2859	50
	55	158,0	550	220,7	173,3	32,5	105984	3260	55
	60	158,5	600	243,6	191,3	35,3	137519	3898	60
	65	158,5	650	252,1	197,9	38,1	165783	4357	65
	70	159,0	700	276,1	216,7	40,8	207898	5098	70
	75	159,0	750	285,1	223,8	43,5	244480	5618	75
	36	177,0	360	122,9	96,4	18,0	25750	1431	36
	38	157,0	380	125,7	98,6	19,0	29201	1537	38
	40	157,0	400	134,3	105,4	20,0	34682	1734	40
	42 <sup>1/2</sup>	157,0	425	137,8	108,2	21,3	39935	1879	42 <sup>1/2</sup>
	45	157,5	450	151,8	119,2	22,5	48695	2164	45
	47 <sup>1/2</sup>	157,5	475	155,6	122,1	23,8	55260	2327	47 <sup>1/2</sup>
	50	158,0	500	170,1	133,6	25,0	66125	2645	50
	55	158,0	550	178,1	139,8	27,5	82746	3009	55
	60	158,5	600	198,3	155,7	30,0	107787	3593	60
	65	158,5	650	206,8	162,4	32,5	130315	4010	65
	70	159,0	700	228,1	179,1	35,0	163970	4685	70
	75	159,0	750	237,1	186,2	37,5	193372	5157	75
	36	300	315	116,6	91,5	24,3	10653	439	36
	38	300	335	119,4	93,7	25,6	12674	495	38
	40	300	355	128,0	100,5	27,2	15120	555	40
	42 <sup>1/2</sup>	300	375	130,8	102,7	28,6	17595	616	42 <sup>1/2</sup>
	45	300	400	144,3	113,3	30,2	23384	774	45
	47 <sup>1/2</sup>	300	425	148,1	116,3	31,9	26107	817	47 <sup>1/2</sup>
	50	300	445	161,3	126,7	33,1	32802	990	50
	55	300	495	169,3	132,9	36,4	42394	1166	55
	60	300	540	188,1	147,7	39,1	47283	1208	60
	65	300	590	196,6	154,4	42,3	72697	1720	65
	70	300	640	217,3	170,6	45,3	95313	2105	70
	75	300	690	226,3	177,7	48,3	116564	2413	75
	36	157,0	315	82,2	64,5	21,7	8949	411	36
	38	157,0	335	85,0	66,7	22,9	10523	459	38
	40	157,0	355	90,8	71,3	24,4	12566	516	40
	42 <sup>1/2</sup>	157,0	375	93,6	73,5	25,6	14584	571	42 <sup>1/2</sup>
	45	157,5	400	104,4	82,0	27,0	18507	685	45
	47 <sup>1/2</sup>	157,5	425	108,2	84,9	28,3	21730	769	47 <sup>1/2</sup>
	50	158,0	445	118,7	93,2	29,6	26181	885	50
	55	158,0	495	126,7	99,5	32,5	34694	1069	55
	60	158,5	540	142,9	112,1	34,9	46763	1339	60
	65	158,5	590	151,4	118,8	37,7	59216	1569	65
	70	159,0	640	169,4	133,0	40,5	77467	1914	70
	75	159,0	690	178,4	140,1	43,2	94615	2189	75

vorhanden ein L-förmig coup I 50 mit  $W = 1740 \text{ cm}^3$  (nach Tafel 16);

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W} = \frac{1083,6}{1740} = 0,623 \text{ t/cm}^2.$$

Müssen die Trägerkanten, wie in Abb. 218 a punk-

tiert angedeutet, weggeschnitten werden, dann ist auch der Schnitt  $\alpha_1-\alpha_1$  zu untersuchen. Man hat es in diesem Schnitt nur mit einem winkelförmig coup Träger zu tun, der ein bedeutend geringeres Widerstandsmoment hat als der L-förmig coup Träger.

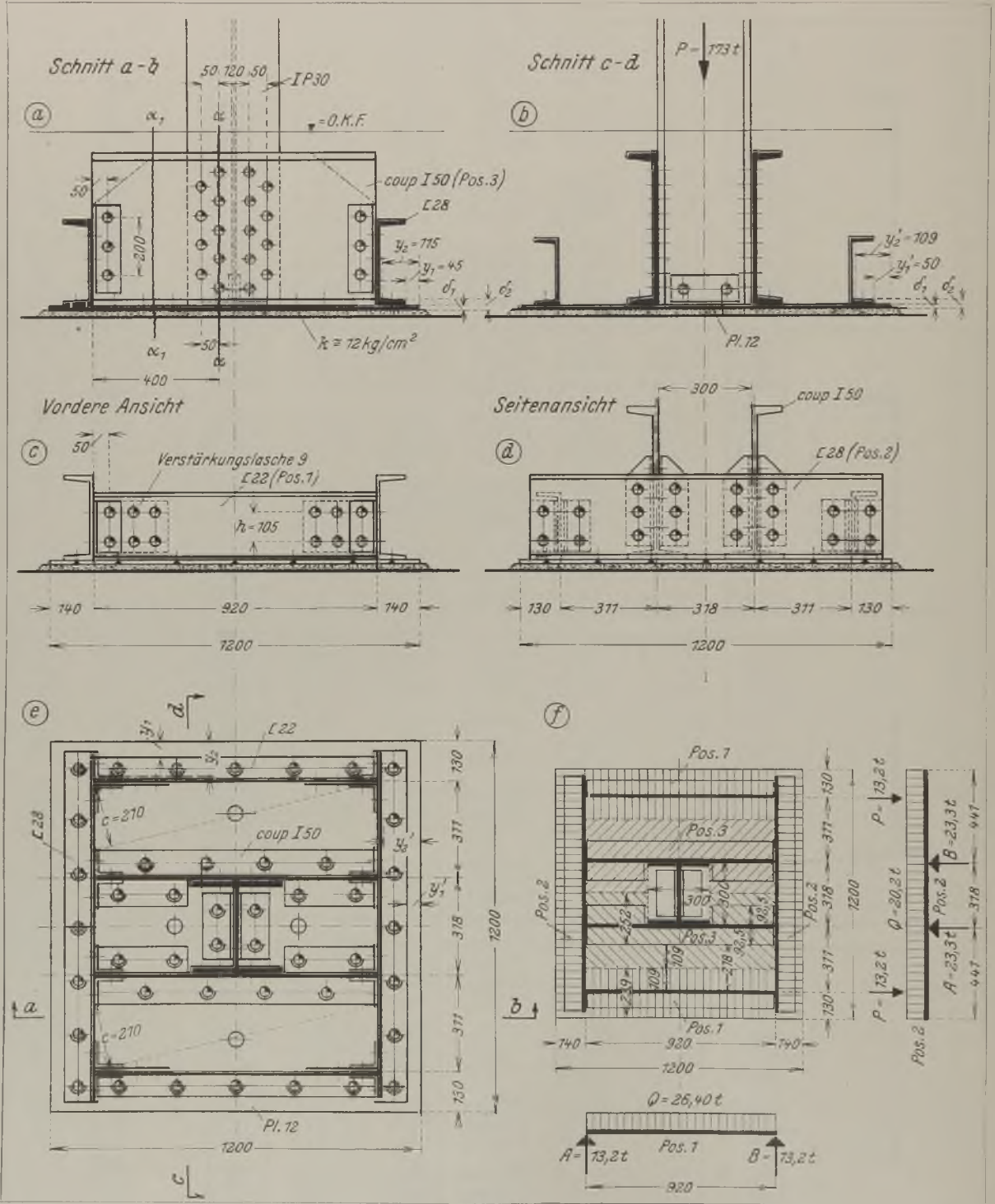


Abb. 218.

2) Bestimmung der Niete.

## a) Stützenstielsteganschluß.

Ein kleiner Teil der Gesamtbelastung wird, ohne erst in die Fußträger zu gelangen, durch den Winkelanschluß der Stielstegge unmittelbar auf die Platte übertragen.

Nach Abb. 218f beträgt die hier zu übertragende Kraft (nichtschräffierte Fläche)

$$P_s = 30,0 \cdot 30,0 \cdot k = 30,0 \cdot 30,0 \cdot 12 = 11000 \text{ kg} = 11,0 \text{ t.}$$

Vorhanden sind zwei doppelschnittige Niete von 23 mm Durchmesser; die Stegstärke beträgt 1,2 cm;

$$r = \frac{11,0}{2 \cdot 2 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,66 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{11,0}{2 \cdot 1,2 \cdot 2,3} = 2,00 \text{ t/cm}^2.$$

## b) Stützenstielflanschanschluß.

Die übrigbleibende Kraft von  $173 - 11 = 162 \text{ t}$  wird durch die Stielflanche in die Fußträger übertragen.

Vorhanden sind 36 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Die Flanschstärke des IP 30 beträgt 2,0 cm, und die Stielstärke des I 50 = 1,8 cm;

$$r = \frac{162,0}{36 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,08 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{162,0}{36 \cdot 1,8 \cdot 2,3} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

## c) Anschluß der Randträger Pos. 1 an die Kragträger Pos. 2.

Der Auflagerdruck  $A$  beträgt nach vorangehendem 13,2 t. Alle Abmessungen gehen aus der Abb. 218f, c und d hervor. Die Anschlüsse werden nach Band I, 5. Aufl., sechster Abschnitt, II A, bestimmt.

Winkelanschluß am Randträger [ 22, Pos. 1.

Vorhanden sind zwei doppelschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Damit eine größere Eisenstärke erzielt wird, ist am L-Eisensteg eine Verstärkungs-lasche von 9 mm Stärke angesetzt.

Jedes Niet enthält eine lotrecht wirkende Kraft:

$$V = \frac{A}{2} = \frac{13,2}{2} = 6,6 \text{ t;}$$

außerdem haben die Niete noch das Moment:

$$M = A \cdot a \quad (a = \text{Nietriß im Winkel}) \\ = 13,2 \cdot 5,0 = 66,0 \text{ cmt}$$

aufzunehmen. Hieraus ergibt sich für die Niete eine wagerecht wirkende Kraft:

$$H = \frac{M}{h} \quad (h = \text{Abstand der beiden Niete}) \frac{66,0}{10,5} = 6,3 \text{ t}$$

(bei Berechnung mit mehreren Nietten vgl. Band I, 5. Auflage, II, A3.)

Somit wird die von einem Niet aufzunehmende Kraft:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{6,6^2 + 6,3^2} = 9,12 \text{ t;}$$

$$r = \frac{9,12}{2 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,10 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{9,12}{1,8 \cdot 2,3} = 2,20 \text{ t/cm}^2.$$

Winkelanschluß an den Kragträger I 28, Pos. 2.

Vorhanden sind vier einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Die kleinste Einzelstärke beträgt 0,9 cm.

$$r = \frac{13,2}{4 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,795 \text{ t/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{13,2}{4 \cdot 0,9 \cdot 2,3} = 1,595 \text{ t/cm}^2.$$

## d) Anschluß der Randkragträger [ 28, Pos. 2 an den Stützenfußträger Pos. 3.

Der Auflagerdruck  $A$  beträgt nach vorangehendem 23,3 t; die Abmessungen gehen aus der Abb. 218a und d hervor.

Winkelanschluß am Randkragträger [ 28, Pos. 2.

Vorhanden sind sechs einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Die kleinste Blechstärke beträgt 0,9 cm.

$$r = \frac{23,3}{6 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,94 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{23,3}{6 \cdot 0,9 \cdot 2,3} = 1,88 \text{ t/cm}^2.$$

## Winkelanschluß an den Stützenfußträger I 50, Pos. 3.

Vorhanden sind drei doppelschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Die kleinste Blechstärke beträgt 1,8 cm. Jedes Niet enthält eine lotrechte Kraft:

$$V = \frac{23,3}{3} = 7,77 \text{ t.}$$

Außerdem haben die Niete noch das Moment:

$$M = A \cdot a = 23,3 \cdot 5,0 = 116,5 \text{ cmt}$$

aufzunehmen. Am meisten werden dadurch die beiden äußersten Niete beansprucht, für die sich eine wagerecht wirkende Kraft:

$$H = \frac{M}{h} = \frac{116,5}{20} = 5,83 \text{ t}$$

ergibt. Somit wird die von einem Niet aufzunehmende Kraft:

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{7,77^2 + 5,83^2} = 9,71 \text{ t;}$$

$$r = \frac{9,71}{2 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,17 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{9,71}{1,8 \cdot 2,3} = 2,34 \text{ t/cm}^2.$$

## 3) Untersuchung der Platte.

Die frei abstehenden Teile sind zu untersuchen. Die Fundamentpressung beträgt  $12 \text{ kg/cm}^2$  und die zulässige Biegebungsbeanspruchung  $1400 \text{ kg/cm}^2$ .

Der größte freie Plattenüberstand  $\gamma_1$  beträgt 50 mm. Nach Tafel 13 ist der zulässige freie Abstand bei der vorhandenen Stärke  $\delta = 12 \text{ mm}$  jedoch 75 mm.

Der größte freie Abstand  $\gamma_2$  der Platte mit aufgenietetem C-Eisenflansch beträgt 115 mm. Die dazugehörige Stärke der Platte und des C-Flansches ist 27 mm. Nach Tafel 13 ist ein Abstand von 168 mm zulässig.

Jetzt bleibt noch übrig, die durch die Rand-C-Eisen Pos. 1 und den Fußträger Pos. 3 eingespannte Plattenfläche zu untersuchen. Das Lot  $c$  beträgt 210 mm. Nach Tafel 14 sind jedoch 212 mm zulässig. Es bleibt somit die Biegebungsbeanspruchung überall unter der zulässigen Grenze.

## f) Stützenfuß mit konsolartigen Aussteifungen.

 $\alpha$ ) Allgemeines.

Will man den im vorigen Beispiel behandelten Stützenfuß nicht mit C-Eisen-Randträgern ausführen, dann müssen besondere Konsole zur Aussteifung der Platte angebracht werden. Eine Ausführung zeigt die Abb. 219. Bei der Darstellung ist das gleiche Beispiel gewählt wie im Teil vorher.

Die Verteilung der Gesamtbelastung erfolgt ungefähr nach Abb. 219f. Danach übernehmen die sechs Konsole den Druck auf die schräg schraffierten Flächen und die Stützenfußträger den Druck auf die lotrecht schraffierte Fläche. Der Druck auf die nicht-schraffierte Fläche wird unmittelbar durch die Stegverbindung von den Stützenstielen auf die Platte gebracht.

 $\beta$ ) Zahlenbeispiel.

Die Fußausführung nach Abb. 219 wird untersucht. Die Verteilung der Pressung  $k$  erfolgt nach Abb. 219f. Alle Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

$$\sigma_{\text{zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

## 1) Bestimmung der Konsolaussteifungen.

Die Konsole sind aus coup I 42 $\frac{1}{2}$  mit zwei ange Nieteten Winkeln gebildet. Der auf ein Konsol entfallende Auflagerdruck ist:

$$P_c = 40,0 \cdot 34,85 \cdot k = 40,0 \cdot 34,85 \cdot 12 = 16800 \text{ kg} = 16,8 \text{ t.}$$

Durch den außermittigen Kraftangriff entsteht nun das Moment:

$$M = P_c \cdot c = 16,8 \cdot 25,7 = 432,0 \text{ cmt,}$$

das durch die Auflagerung der Konsole am Steg des Stützenfußträgers und durch die Verbindung mit der Auflagerplatte aufgenommen wird.

Da man die oberste Ecke des Konsoles als Druckauflager ansehen kann (vgl. Abb. 219e), so ergeben sich die der außermittig angreifenden lotrechten

Kraft  $P_c$  entgegenwirkenden wagerechten Kräfte:

$$H = \frac{M}{e} = \frac{432,0}{38,0} = 11,4 \text{ t.}$$

Da die oberen  $H$ -Kräfte von den Stielstegen bzw. von den dazwischenliegenden C-Eisen 30 und die unteren  $H$ -Kräfte von der Platte aufgenommen werden, ist die gesamte Auflagerkonstruktion im Gleichgewicht. Nachstehend werden nunmehr noch die erforderlichen Nietanschlüsse ermittelt.

## a) Anschluß der Konsole am Stützenfußträger.

Nach vorangehendem beträgt die Anschlußkraft  $P_c = 16,8 \text{ t}$ . Vorhanden sind sechs einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser; die Stegstärke beträgt 1,8 cm;

$$\tau = \frac{16,8}{6 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,68 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{16,8}{6 \cdot 1,8 \cdot 2,3} = 0,68 \text{ t/cm}^2.$$

## b) Anschluß der Konsole an die Fußplatte.

Hier ist die Kraft  $H = 11,4 \text{ t}$  anzuschließen. Vorhanden sind vier einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser von geringer Beanspruchung.

## c) Anschluß der wagerechten Winkeleisen an die Konsolträgerstege.

Nach Abb. 219e sind die Winkel durch die lotrechte Last  $P_c = 16,8 \text{ t}$  und die wagerechte Kraft  $H = 11,4 \text{ t}$  belastet. Vorhanden sind drei doppelschnittige Niete von 26 mm Durchmesser. Die kleinste Eisenstärke beträgt 1,53 cm, und zwar ist es der Steg des I 42 $\frac{1}{2}$ .

Die lotrechte Last  $P$  verteilt sich auf die drei Niete gleichmäßig:

$$V_1 = \frac{P}{3} = \frac{16,8}{3} = 5,6 \text{ t.}$$

Die wagerechte Kraft  $H$  beansprucht die drei Niete in wagerechter Richtung:

$$H_1 = \frac{H}{3} = \frac{11,4}{3} = 3,8 \text{ t}$$

und außerdem infolge des außermittigen Lastangriffs in lotrechter Richtung mit:

$$V_2 = \frac{H \cdot a}{h} = \frac{11,4 \cdot 5,0}{27,0} = 2,11 \text{ t.}$$

Die lotrechte Kraft  $V_2$  wirkt bei dem äußeren Niet nach unten und bei dem inneren Niet nach oben. Die größte Belastung hat somit das innere Niet auszuhalten, da ja beide auftretenden lotrechten Kräfte  $V_1$  und  $V_2$  nach unten gerichtet sind. Somit wird:

$$R = \sqrt{(V_1 + V_2)^2 + H_1^2} = \sqrt{(5,6 + 2,1)^2 + 3,8^2} = 8,6 \text{ t;}$$

$$\tau = \frac{8,6}{2 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4}} = 0,81 \text{ t/cm}^2.$$

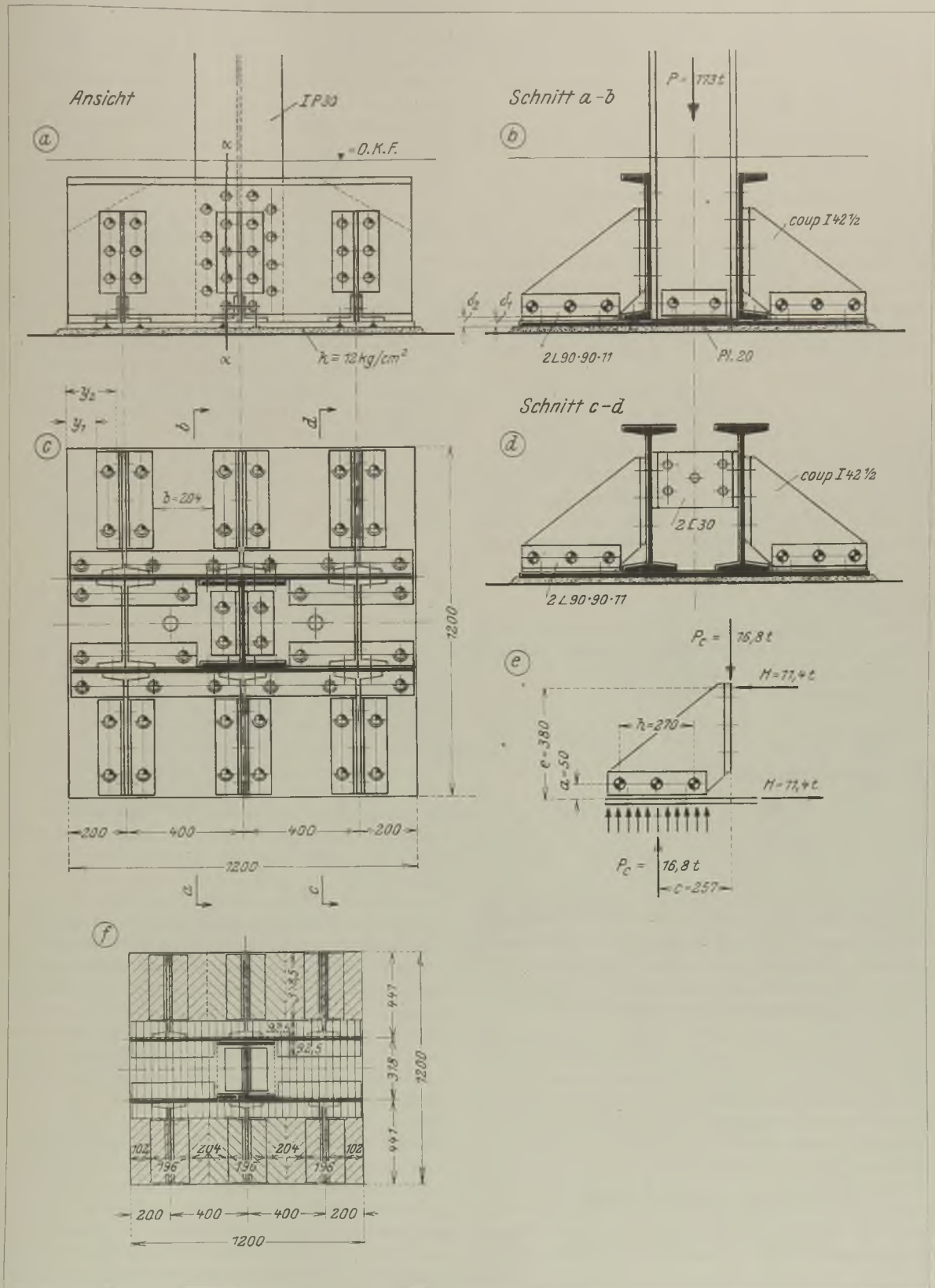


Abb. 219.

2) Untersuchung des Druckstückes aus  $\text{II } 30$ .

Das Druckstück wird durch die Kraft  $H = 11,4 \text{ t}$  auf Druck beansprucht. Die Untersuchung bietet nichts Neues und geschieht in der bekannten Weise.

## 3) Anschluß der Stützenstielstege und der Flansche.

Die Berechnung erfolgt in der gleichen Weise wie im Beispiel des vorangehenden Teiles.

## 4) Berechnung des Stützenfußquerschnittes.

Der gefährliche Schnitt liegt im Schnitt  $\alpha - \alpha$ . Die Berechnung erfolgt in bekannter Weise. An den Anschlußstellen der Konsole greift die Einzellast  $P_e$  an, außerdem wirkt die in Abb. 219f dargestellte gleichmäßig verteilte Last aus der Pressung  $k$ , schließlich ist noch die Anschlußkraft der äußersten Flanschnietreihe zu berücksichtigen (vgl. das vorhergehende Beispiel).

## 5) Plattenuntersuchung.

Für den freien Plattenüberstand  $\gamma_1$  ist die Plattenstärke  $\delta_1 = 20 \text{ mm}$ , und für den Abstand  $\gamma_2$  bis zum Anfang der Rundung des Winkeleisens ist die Stärke  $\delta_2 = 20 + 11 = 31 \text{ mm}$ . Bei der vorhandenen Pressung  $k = 12 \text{ kg/cm}^2$  kann nach Tafel 13  $\gamma_1 = 125 \text{ mm}$  und  $\gamma_2 = 193 \text{ mm}$  werden. Da die Ausführung nach Abb. 219 für das Maß  $\gamma_1$  nur 102 mm und  $\gamma_2$  171 mm ergibt, bleibt die Biegebungsbeanspruchung unter der zulässigen Grenze.

Für die Untersuchung der Platte zwischen den Konsolen kann man die Platte als einen an zwei Seiten eingespannten Träger annehmen.

Das Moment für 1,0 cm Breite:

$$M = 1,0 \cdot k \cdot \frac{b}{12} = 1,0 \cdot 0,012 \cdot \frac{20,4}{12} = 0,204 \text{ cmt};$$

das Widerstandsmoment der Platte:

$$W = \frac{\delta_1^3 \cdot 1,0}{6} = \frac{2,0^3 \cdot 1,0}{6} = 0,67 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{0,204}{0,67} = 0,305 \text{ t/cm}^2.$$

Die vorstehende Berechnung war praktisch nicht erforderlich, da sich nach Tafel 15 bei der Pressung  $k = 12 \text{ kg/cm}^2$  und der Plattenstärke  $\delta = 20 \text{ mm}$  ein zulässiger Abstand  $b$  von 306 mm ergibt.

## g) Stützenfuß mit Trägerrost.

Will man die vorangehend gegebenen Ausführungen zur Aussteifung der seitlich überstehenden Platten durch Rand  $\text{C}$ -Eisen bzw. Konsole vermeiden, so ist noch eine andere Ausführung, die eines Trägerrostes gemäß Abb. 220 möglich. Die Ausführung zeigt die allgemein gebräuchliche: die Rostträger erhalten eine gemeinschaftliche Auflagerplatte, mit der sie auch verbunden werden. Der Rost wird bei dieser Ausführung vor der Stützenaufstellung verlegt. Dann wird der Stützenfuß, der auch eine Platte erhält, darauf gesetzt. Diese Ausführung ist jedoch nicht ganz einwandfrei: Die Höhe ein und desselben Trägerquerschnitts differiert öfter um 1 bis 3 mm. Es ist

dann sehr gut möglich, daß gemäß Abb. 221 der Auflagerdruck nur von einem Teil der Rostträger übertragen wird, was natürlich zu einer großen Überbeanspruchung der belasteten Rostträger und des Fundamentes führt. Um nun die Rostträger alle genau gleich hoch zu erhalten, sind diese aus einem Trägerstück zu schneiden. Gut ist auch die Anordnung einer etwa 5 mm starken Bleiplatte zwischen Oberkante, Rost und Stützenfußplatte; kleinere Verschiedenheiten der Rostträgerhöhen gleicht dann die Bleiplatte durch Zusammenquetschung über den höher stehenden Trägern aus.

Besser ist, wie auch im nächsten Teil h) gezeigt wird, die Roste ohne Platte auszuführen und an den Stützenfuß anzunieten oder anzuschrauben. Durch diese Maßnahme hat man die Gewißheit, daß jeder Rostträger den auf ihn fallenden Kraftanteil auf das Fundament überträgt; die Trägerhöhenunterschiede werden dann am Fuße des Rostes durch die Zementfuge ohne weiteres ausgeglichen.

Die Stützenfußwinkel (in Abb. 220:  $L 100 \cdot 150 \cdot 12$ ) übertragen den Auflagerdruck gleichmäßig auf sämtliche Rostträger. Sind  $n$  Träger vorhanden, so entfällt auf jeden Rostträger

$$P_r = \frac{P}{n}.$$

Die Untersuchung geschieht wie bei einem Kragträger gemäß Abb. 220d. Die Auflagerpunkte nimmt man an den Stützenfußstehblechen an.

Wird der Trägerrost nicht einbetoniert, so müssen die Träger außer auf Biegung, auch auf Schubfestigkeit untersucht werden. (Vgl. Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt, Teil II, A, 4, sowie Teil II, D, 2, f, zweiter Abschnitt vorliegenden Bandes.)

Die Berechnung des Stützenfußquerschnittes erfolgt sinngemäß wie bei dem vorigen Beispiel. Anstatt der gleichmäßig verteilten Last sind die von den einzelnen Rostträgern ausgeübten Auflagerdrücke anzusetzen. Die Bestimmung der Niete bietet ebenfalls nichts Neues. Sie geschieht nach den gleichen Grundsätzen wie bei den vorangehenden Beispielen.

Hier ist noch zu bemerken, daß mit einer Kraftübertragung aus den Stegen auf den Rost nicht gerechnet werden darf, da dann die unter den Anschlüssen liegenden Rostträger gegenüber den anderen Rostträgern eine größere Last aushalten müßten. Die ganze Auflagerlast  $P$  ist, wie schon gesagt, durch die Fußbleche gleichmäßig auf die Fußwinkel zu übertragen, um von dort aus gleichmäßig auf die Rostträger zu gelangen.

## h) Fußausführung bei beschränkter Bauhöhe.

 $\alpha$ ) Allgemeines.

Bei beschränkter Bauhöhe ist häufig der Fußquerschnitt so gedrückt, daß die erforderlichen Niete nicht unterzubringen sind. Man kann sich dann damit helfen, daß auf die oberen Flansche des  $\text{C}$ -förmig ausgebildeten Fußquerschnitts Winkeleisen oder winkeleisenförmig coup  $\text{C}$ - bzw.  $\text{I}$ -Eisen aufgesetzt,

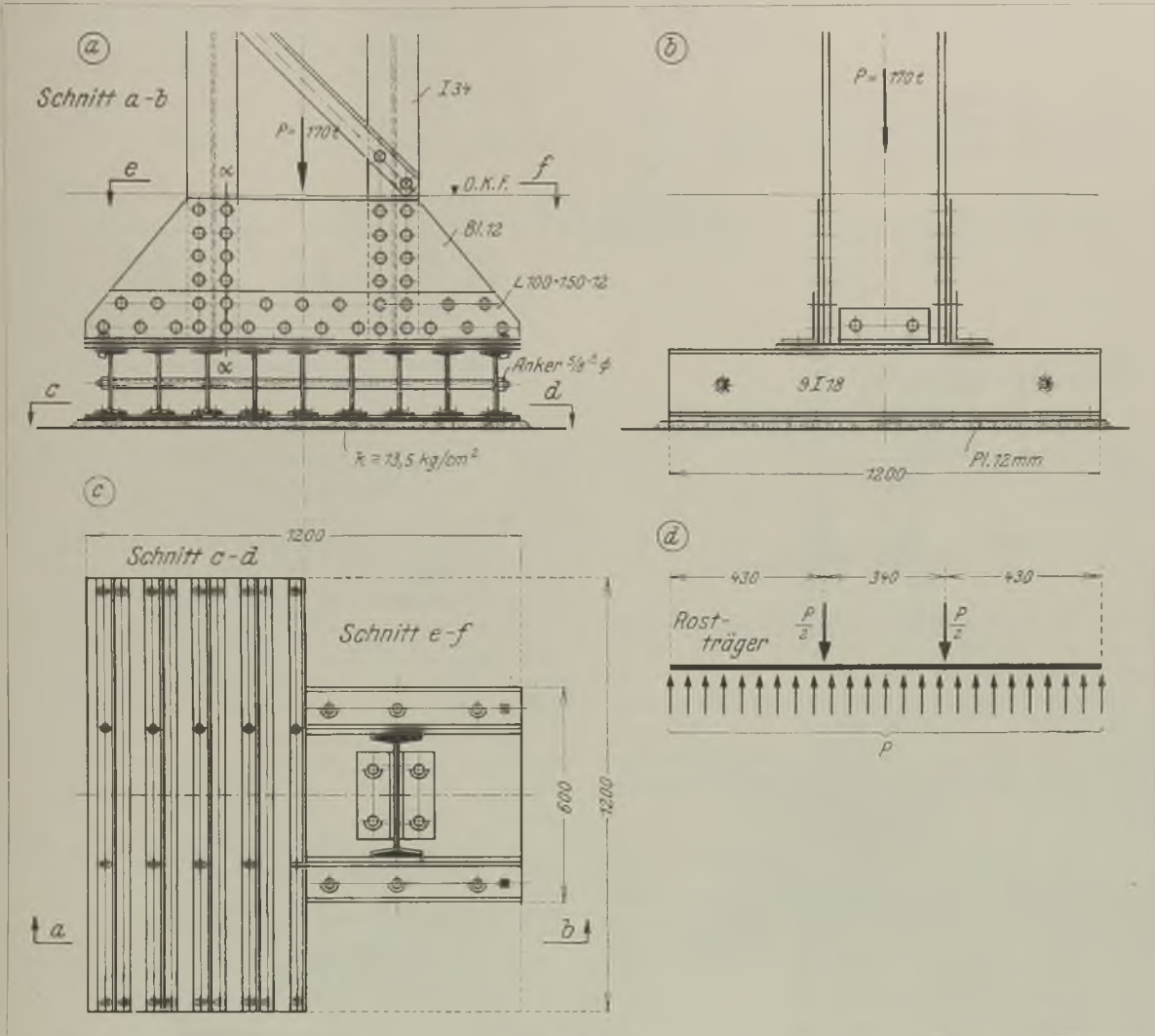


Abb. 220.

und somit ein Teil der Kräfte aus den oberhalb des Fußträgers liegenden Stützenstielanschlüssen unmittelbar in die Fußträger gebracht werden (Abb. 222). Die aufgesetzten winkelförmigen Eisenstücke müssen natürlich mit den Fußträgern vernietet werden, damit ein unmittelbares Aneinanderliegen der beiden Teile unbedingt gewährleistet ist, denn nur in diesem Falle ist eine Kraftübertragung möglich.

Sind auch mit vorstehender Maßnahme die Anschlußniete nicht unterzubringen, oder die Ausführung wie besprochen nicht möglich, dann müssen durch Anbringung von Laschen an den inneren Flanschen des Stützenstiels die Anschlußniete doppelschnittig gemacht werden (Abb. 223). Natürlich muß der Laschenanschluß am Steg der Fußträger außer der lotrechten Last  $P_i$  auch noch das Moment  $P_i \cdot e$  aufnehmen. Die von der Lasche zu übertragende Kraft  $P_i$  ist gleich der Hälfte der von einer Stielanschlusshälfte aufzunehmenden Kraft, also bei

dem Beispiel nach Abb. 223  $= \frac{P}{4} \cdot \frac{1}{2}$ . Bei einer derartigen Ausführung ist zu beachten, daß die zwischen Fußträgersteg und Konsolblech angeordneten Futterstücke noch besonders mit dem Fußträgersteg vernietet werden müssen, damit eine Biegebeanspruchung

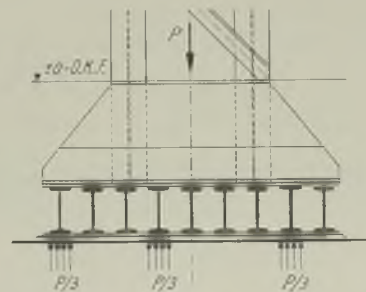


Abb. 223.



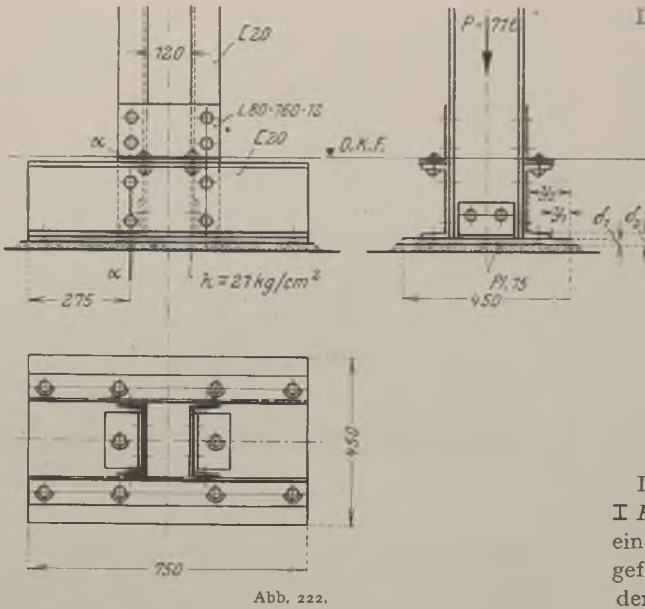


Abb. 222.

spruchung der Konsolblech-Anschlußniete vermieden wird. Die Berechnung des Anschlusses mit der Lasche bietet nichts Neues.

Die letzte Ausführung kann auch so vorgenommen werden, daß der Laschenanschluß, wie in Abb. 224e gezeigt, am Steg der Stützenstiele biegeunempfindlich gemacht wird. Die Berechnung geschieht im folgenden Beispiel.

β) 1. Beispiel.

In Abb. 224 ist ein Stützenfuß dargestellt, bei dem der Stützenstiel aus IP 40 besteht, der an den Flanschen durch vier aufgesetzte Winkelisen 100 · 200 · 16 und vier Flacheisen 120 · 20 verstärkt ist. Der Auflagerdruck  $P$  beträgt 640 t. Die Lagerung der Fußkonstruktion auf einen Trägerrost war bei der vorgeschriebenen Auflagerfläche von 1,6 · 1,6 m das Gegebene. Durch die beschränkte Bauhöhe des Fußes von 830 mm ist hier außerdem eine ganz besondere Fußausbildung erforderlich. Alle Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

1) Rost.

Als Rost sind 5 IP 26 vorhanden. Jeder Träger hat demnach die Kraft

$$P_r = \frac{P}{n} = \frac{640}{5} = 128 \text{ t}$$

auf das Fundament zu übertragen (Abb. 224g). Das größte Moment

$$M = \frac{P_r \cdot c}{l} \cdot \frac{c}{2} = \frac{128 \cdot 59,2}{160} \cdot \frac{59,2}{2} = 1.402,0 \text{ cmt};$$

Da IP 26 ein  $W = 1158 \text{ cm}^3$  hat, so ist

$$\sigma_{\text{verb}} = \frac{M}{W} = \frac{1402,0}{1158} = 1,210 \text{ t/cm}^2;$$

$$k = \frac{128 \cdot 000}{160 \cdot 26} = \approx 31 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Rostträger sind durch Bolzen mit dazwischen gelegten Gasrohrstücken verbunden und einzeln unter den Fußträgern durch Winkeleisen versteift. Eine besondere Untersuchung der Träger auf Schubfestigkeit ist hier nicht erforderlich, da der gesamte Rost vollständig einbetoniert wird.

2) Fußquerschnitt.

Der Fußträgerquerschnitt besteht aus 2 coup IP 50. Die oberen äußeren Flansche sind durch ein Flacheisen verstärkt, da an der Stelle des gefährlichen Querschnitts  $\alpha-\alpha$  die inneren Flansche der Fußträger in der Breite des Stützenfußquerschnittes ausgeklinkt werden mußten. Außerdem ist an den äußeren Stegen der Fußträger noch eine weitere Verstärkungslasche angebracht. Die an dem inneren Flansch der Fußträger angebrachten Laschen dürfen nicht mit zum Querschnitt gerechnet werden, da sie nur zur Übertragung der Kraft aus den Stiefelflanschen in die Fußträgerstege infolge der zweischichtig gemachten Flanschanschlußniete ausgenutzt werden.

Das Belastungsschema des Fußquerschnittes ist in Abb. 224f dargestellt.

$P_r$  = Belastung durch den Rostträger, nach vorangehend . . . . . = 128,0 t;

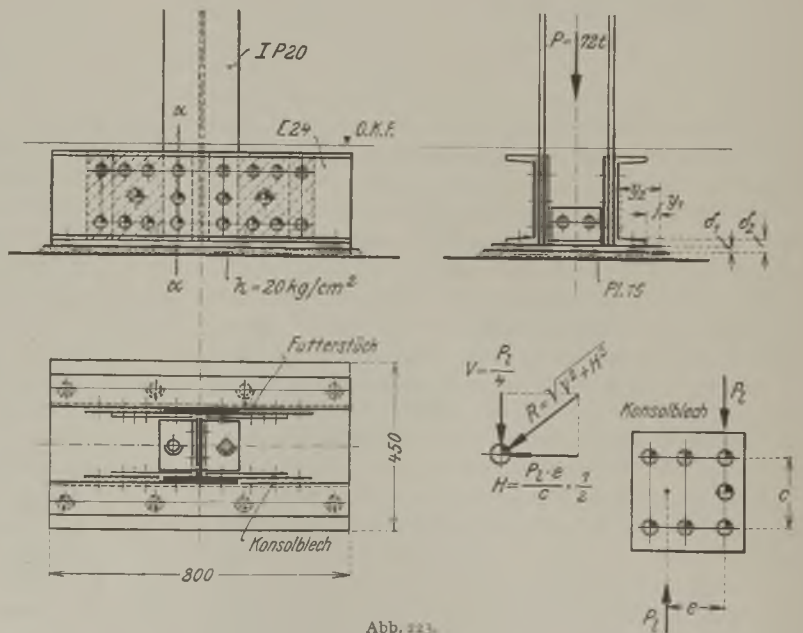


Abb. 223.

$P_c$  = Belastung durch coup I 40; die vorhandenen acht einschnittigen Niete von 26 mm Durchmesser übertragen eine Kraft von

$$8 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1,167 \dots = 49,56 \text{ t.}$$

Der gefährliche Querschnitt befindet sich im Schnitt  $\alpha-\alpha$ . Im Gegensatz zu den früheren Beispielen liegt er hier nicht in der inneren, sondern in der äußeren Flansch Nietreihe. Der Grund ist der, daß im Schnitt der inneren Nietreihe das über dem Fußträger befindliche Trägerstück aus einem coup I P 50

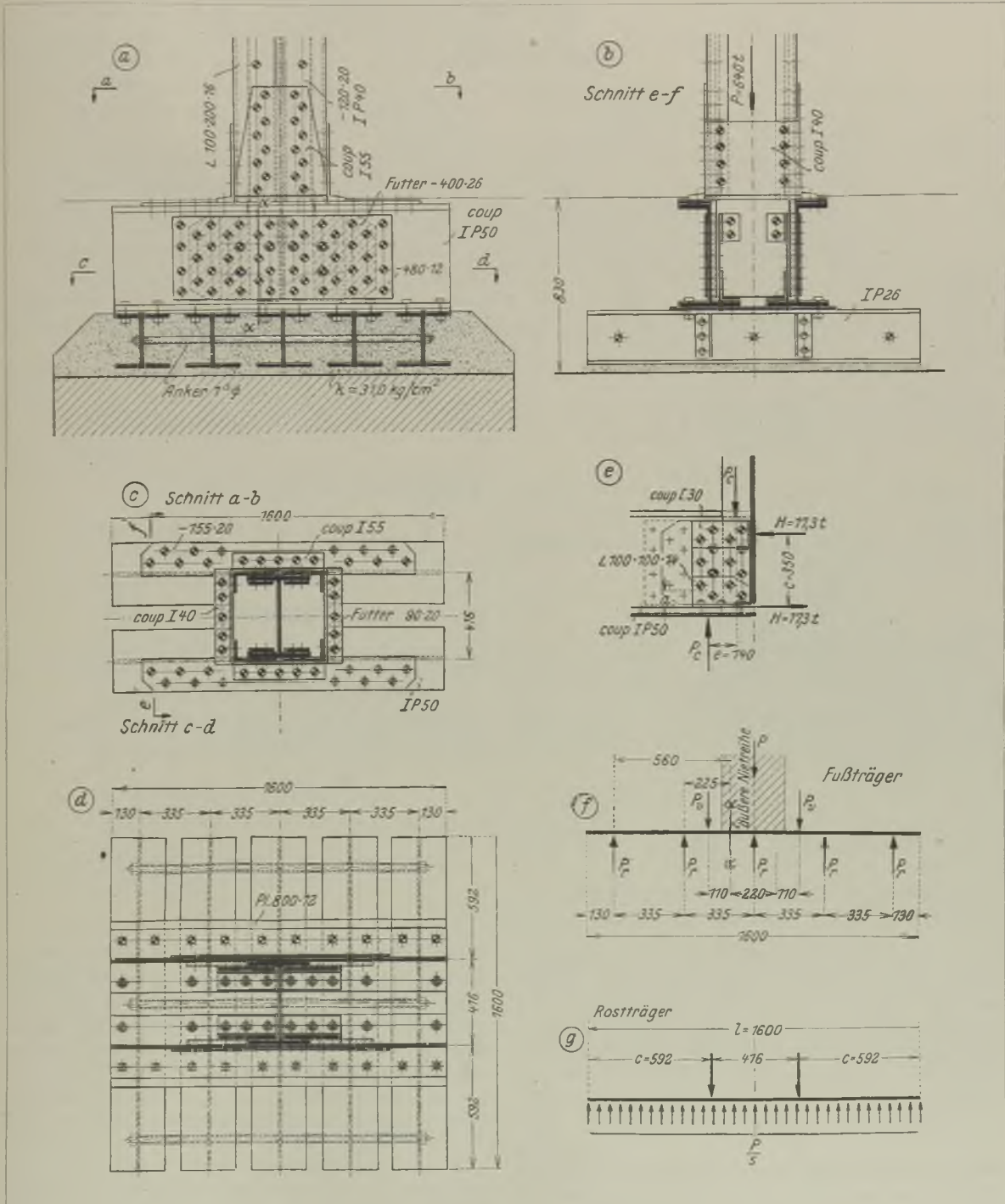


Abb. 224.

den Fußquerschnitt bereits in genügender Weise verstärkt.

Das größte Moment beträgt nach Abb. 224f

$$M = 128,0 (22,5 + 56,0) - 49,56 \cdot 11,0 = 9502,8 \text{ cm t.}$$

Vorhanden ist der Querschnitt nach Abb. 224b (geschnitten gezeichnet) mit einem Widerstandsmoment von  $8212 \text{ cm}^3$ ;

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{9502,8}{8212} = 1,158 \text{ t/cm}^2.$$

Die Stegverstärkungslasche muß natürlich so lang ausgeführt werden, wie es das auftretende Widerstandsmoment verlangt. Ist man nicht sicher, dann muß die erforderliche Laschenlänge berechnet werden. Es kann geschehen durch die Aufzeichnung der Momentenfläche und Eintragung der  $W \cdot \sigma_{zul}$ -Linie. Die Flanschaschen müssen vor dem gefährlichen Querschnitt  $\alpha-\alpha$  vollständig der Fläche entsprechend angeschlossen werden.

#### 3) Nietanschuß.

Auf die Flansche der Fußträger werden durch die beiden coup I 55 =  $2 \cdot 16 = 32$  und durch die coup I 40 =  $2 \cdot 8 = 16$  einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser übertragen. Zusammen werden also auf den oberen Flansch der Fußträger

$$(32 + 16) \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_{zul} = 48 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1,167 = 298 \text{ t}$$

übertragen. Es bleibt somit für den Anschluß des Stützenstiels an die Fußträger eine Kraft von

$$P = 640 - 298 = 342 \text{ t}$$

übrig.

Die Anschlußniete sind durch Anbringung von besonderen Konsolblechen am Inneren der Flansche doppelschnittig gemacht. Vorhanden sind  $2 \cdot 14 = 28$  doppelschnittige Niete von 26 mm Durchmesser. Die Tragkraft beträgt demnach

$$28 \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_{zul} = 28 \cdot 2 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1,167 = 346 \text{ t.}$$

Die Untersuchung auf Lochleibungsdruck ergibt noch mehr.

Es wird somit durch die Anschlußniete eine Gesamtkraft von  $298 + 346 = 644 \text{ t}$  übertragen.

#### 4) Untersuchung der Konsolbleche.

Aus Vorangehendem geht hervor, daß die Konsolbleche zur Erreichung von doppelschnittigen Nieten angeordnet sind. Da sich die Flanschanschlußniete zu gleichen Teilen auf die Fußträger und Konsolbleche verteilen, so erhält ein Konsolblech die Kraft

$$P_c = \frac{346}{2 \cdot 4} = 43,3 \text{ t.}$$

Das Moment, das die Konsolbleche auszuhalten haben, beträgt

$$M_c = P_c \cdot e = 43,3 \cdot 14 = 606,2 \text{ cmt.}$$

Die wagerecht wirkende Auflagerkraft des Konsols

$$H = \frac{M_c}{c} = \frac{606,2}{35} = 17,3 \text{ t.}$$

Die obere Kraft  $H$  wird durch Druckwinkel, die untere Kraft  $H$  durch Anschluß mit einer Verbindungs-lasche aufgenommen. Die paarweise angeordneten Konsole sind somit im Gleichgewicht.

Der Anschluß der Konsolbleche am Steg der Fußträger erfolgt mit den gleichen Nieten wie bei dem Anschluß mit dem Stieflansch. Die zwischen Konsolblech und Steg der Fußträger anzuordnenden Futterstücke müssen besonders angeschlossen sein (vgl. Abb. 224a).

Die oberen Druckwinkel haben eine Kraft  $H = 17,3 \text{ t}$  zu übertragen. Vorhanden sind vier einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser, mit einer Tragfähigkeit von  $4 \cdot 6,196 = 24,78 \text{ t}$ .

Die unteren Winkel sind ebenfalls mit einer Kraft  $H = 17,3 \text{ t}$  an die Verbindungs-lasche anzuschließen. Vorhanden sind drei einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser mit einer Tragfähigkeit von  $3 \cdot 6,196 = 18,59 \text{ t}$ .

Für den Anschluß der unteren Winkel am Konsolblech sind vier einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser vorhanden. Die Nietkraft ist außer der  $H$ -Kraft noch mit dem Moment  $H \cdot a$  anzuschließen. Berechnung erfolgt wie im Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt, Teil II, A, 2 d.

#### 5) Anschluß der oberen Laschen des Fußträgers.

Die Fläche einer Lasche beträgt

$$F = 15,5 \cdot 2,0 = 31,0 \text{ cm}^2,$$

die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = 1,158 \text{ t/cm}^2.$$

Mithin muß bis zum Schnitt  $\alpha-\alpha$  eine Kraft von

$$F \cdot \sigma_{\text{vorh}} = 31,0 \cdot 1,158 = 35,9 \text{ t}$$

angeschlossen sein. Vorhanden sind sieben einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser:

$$\tau = \frac{35,9}{7 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4}} = 0,964 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = \frac{35,9}{7 \cdot 2,0 \cdot 2,6} = 0,987 \text{ t/cm}^2.$$

#### γ) 2. Beispiel.

Die Abb. 225 veranschaulicht eine Fußausführung, die bei flüchtigem Anblick den Glauben erweckt, daß sie grundsätzlich mit der in Abb. 224 dargestellten Fußausführung übereinstimmt. Das ist aber nicht der Fall, denn bei der Ausbildung nach Abb. 225 fehlt der eigentliche Stützenfuß, der durch einen doppelten Trägerrost ersetzt ist. Der Stützenquerschnitt ist unmittelbar auf den Doppelrost gesetzt und die Kraftübertragung durch Fräsen der Auflagerflächen erreicht. Da jedoch die Berliner Baupolizei trotz des FräSENS noch die Übertragung eines Teiles des Stützdruckes, und zwar 60 v. H. durch Niete ver-

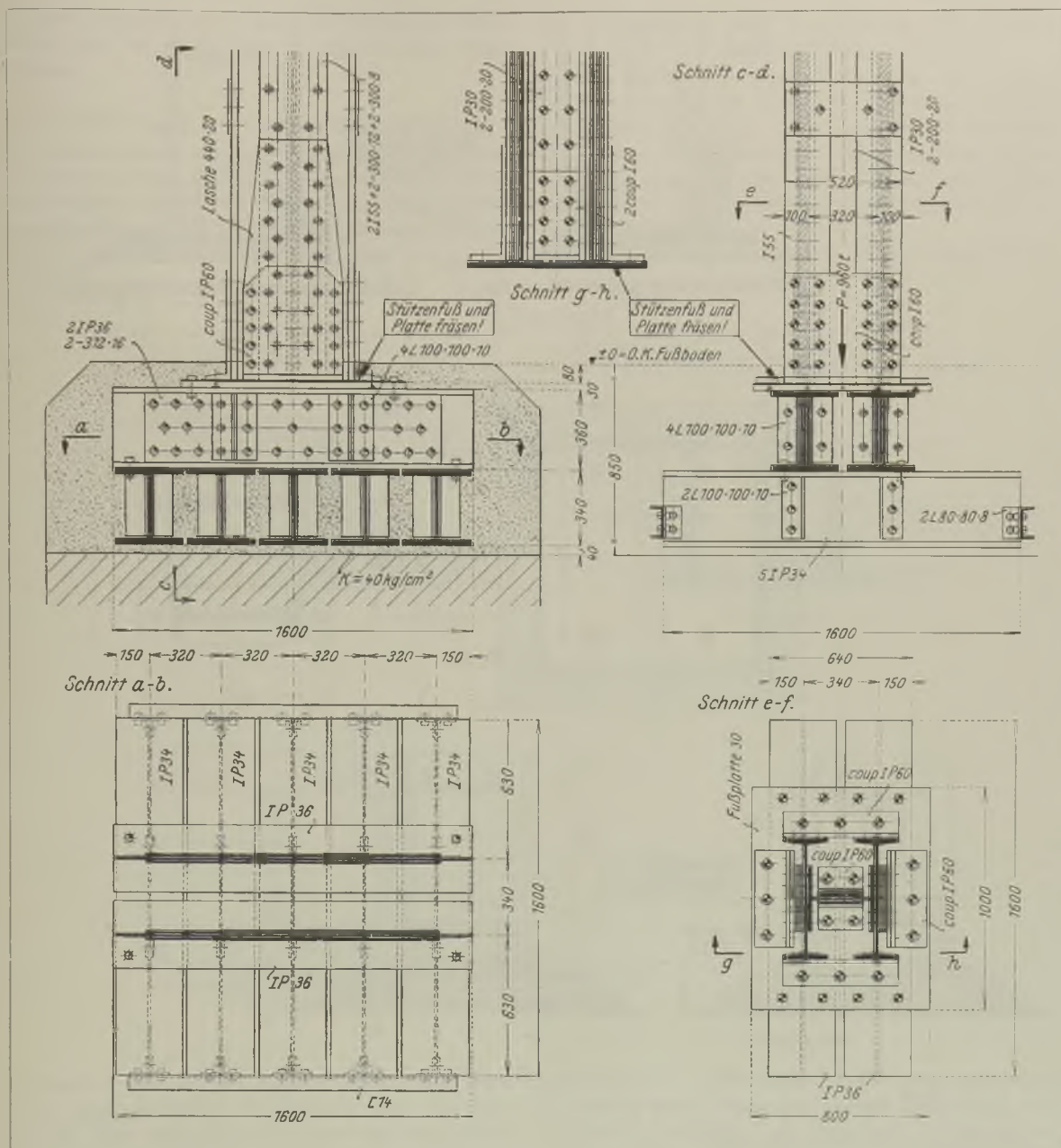


Abb. 225.

langt, sind am Querschnittsende coup Trägerstücke mit den entsprechenden Nieten angebracht. Da die coup Trägerstücke seitlich nicht hervorstehen, so ist für die Feststellung der Fundamenthöhe von Oberkante Fußboden tatsächlich nur die Höhe des doppelten Trägerrostes maßgebend. Die Berechnung des Fußes bietet nichts Neues; die Untersuchungen bei den vorangehenden Beispielen sind sinngemäß anzuwenden.

#### i) Plattenfußausführungen.

Ist die Bauhöhe des Fußes derart beschränkt, daß sogar die im vorangehenden Teil *h* besprochenen Aus-

führungen nicht mehr möglich sind, dann müssen Platten vorgesehen werden. Eine Ausführung aus Guß bzw. Stahlguß zeigt die Abb. 226. In den meisten Fällen wird es aber nicht möglich sein, die Gußplatten rechtzeitig zu erhalten. Es müssen dann aus verschiedenen Stärken zusammengesetzte Schmiedeeisenplatten gemäß Abb. 227 zur Verwendung kommen. Genügend Verbindungsniete sind natürlich anzuordnen.

Die zu übertragende Auflagerkraft wird entweder vollständig durch Nieten übertragen, oder es wird, was in diesem Falle vorzuziehen ist, die Auflagerfläche des

Abb. 226.

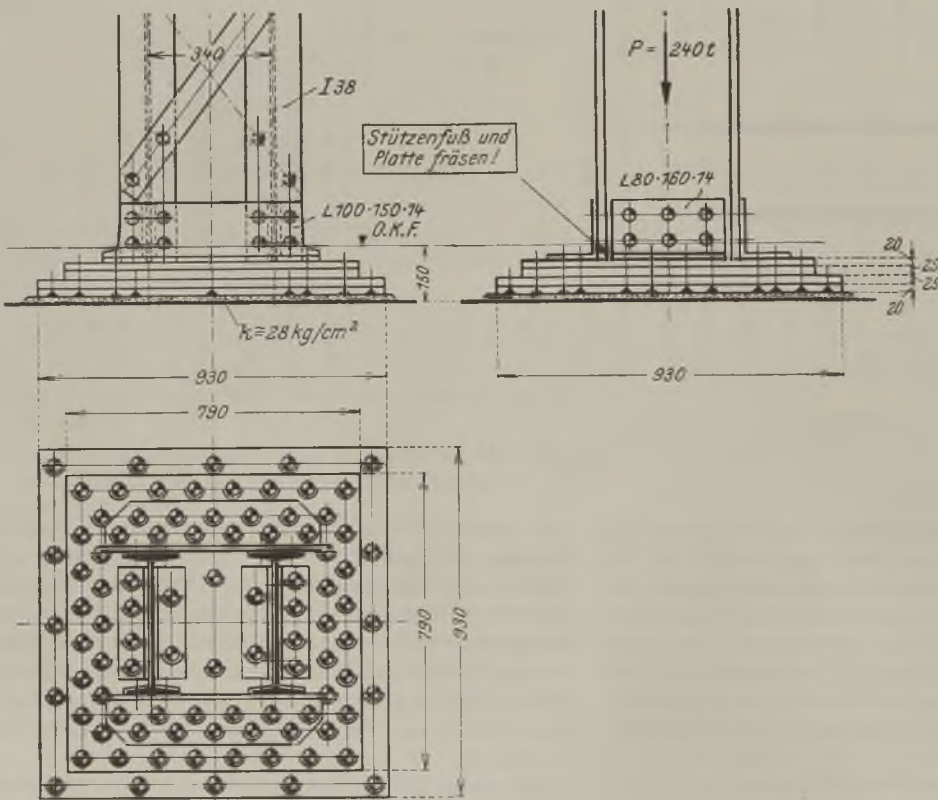
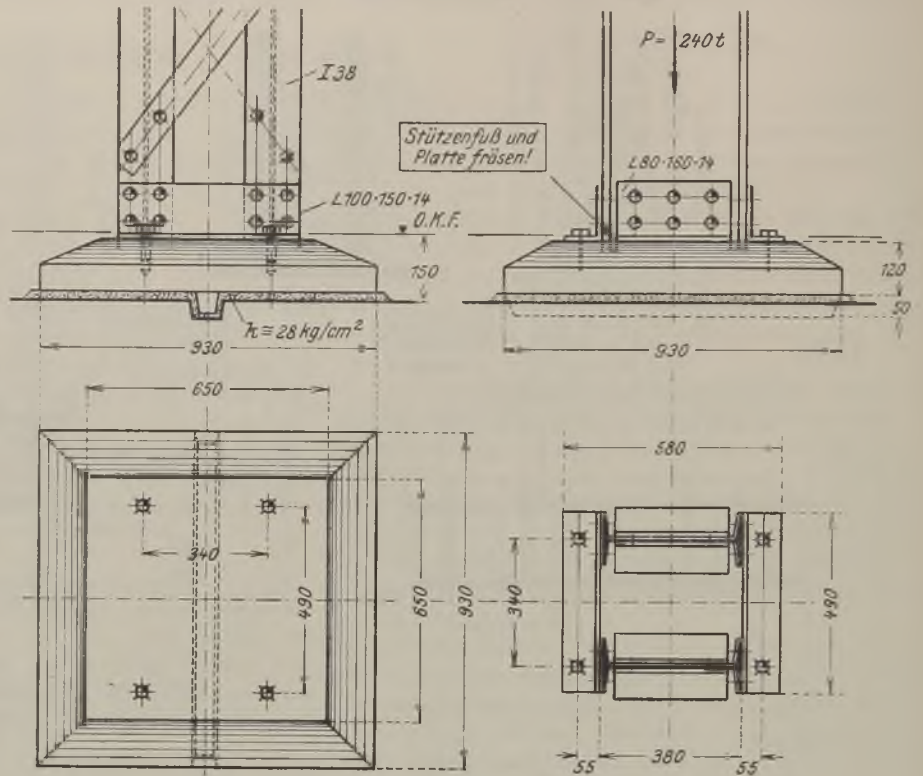


Abb. 227.

Abb. 226 und 227.

Stützenquerschnitts sowie die obere Fläche der Platte gefräst und 60 v. H. des Auflagerdruckes angegeschlossen.

### k) Fußausbildung mit Deckenträgeranschlüssen.

Wie schon gesagt, werden im Kellergeschoß an Stelle der Stütze meistens massive Pfeiler hergestellt. Diese Pfeilerausbildung wird von vielen Baupolizeibehörden vorgeschrieben, damit bei einem nicht rechtzeitig bemerkten Brande verhindert wird, daß infolge der

### 2) Berechnung und Ausführung der Trägeranschlüsse.

Die Berechnung und Ausführung der Trägeranschlüsse sind im Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt, Teil II, 3c und 4 ausführlich behandelt. Es ist auch die im genannten Teil enthaltene Tafel 12 über Normalanschlüsse von I-Eisen anzuwenden. Zur weiteren Vervollständigung sind hier die Abb. 230 bis 236 beigegeben.

Bereits bei der Aufstellung der statischen Berech-

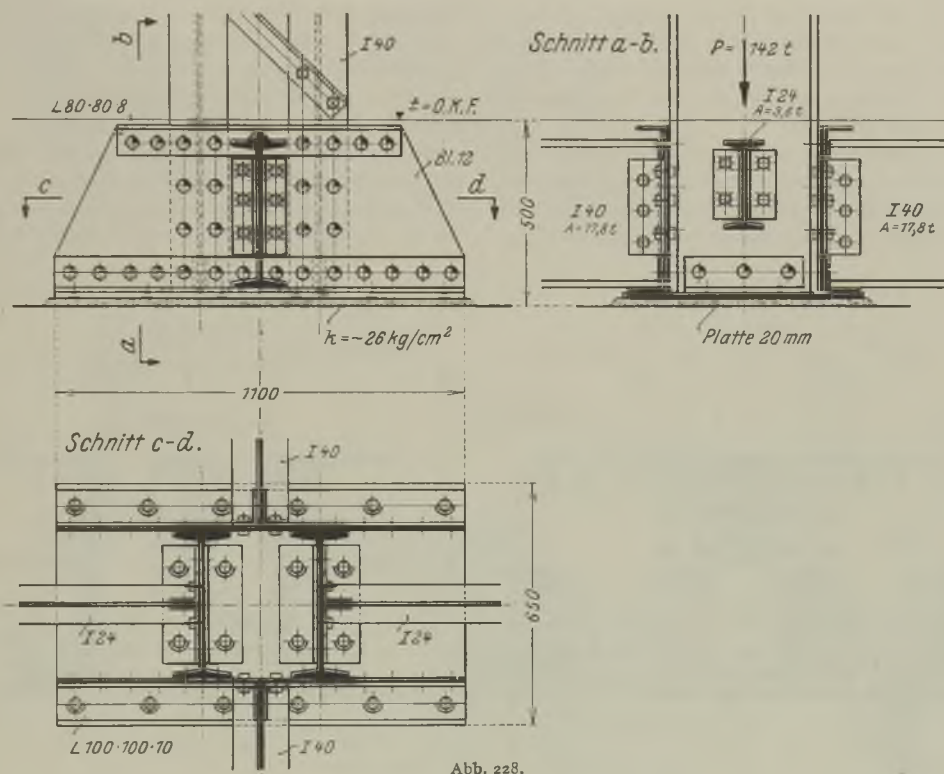


Abb. 228.

Feuereinwirkung auf die Stützen diese zum Ausknicken und sämtliche Stockwerke zum Einsturz kommen. Man kann natürlich auch eiserne Stützen anwenden, nur müßten sie entsprechend ummauert werden. Diese Ausführung ist nicht zu empfehlen, da sie wesentlich teurer und unbequemer ist als eine normale massive Pfeilerausführung.

Sind nun bei einem Geschoßbau massive Pfeiler vorgesehen, so liegt der Stützenfuß in Höhe der Trägerlage über dem Kellergeschoß; es müssen dann die Unterzüge und Träger dieser Decke an den Stützenfuß angeschlossen werden. Diese Ausführung ändert natürlich nichts Wesentliches an den besprochenen Fußkonstruktionen ohne Deckenträgeranschlüsse. In Abb. 228 und 229 sind verschiedene Ausführungen mit Trägeranschlüssen dargestellt.

nung muß die Höhenlage der Deckenträger und Unterzüge genau festgelegt werden. Das Maß von Oberkante Fußboden bis Oberkante Träger richtet sich nach dem zur Verwendung kommenden Fußboden. Bei der Festlegung ist zu beachten, daß bei den Trägern gegebenenfalls Gurtplatten oder Stöße vorzusehen sind, und dadurch das Maß für den Fußboden verringert wird. Ebenso sind die Nietköpfe zu beachten, die zur Not oben versenkt werden müßten.

Die günstigste Anordnung der Unterzüge und Deckenträger zeigt die Abb. 230. Hier ruhen die zwischen den Stützen befindlichen Deckenträger unmittelbar auf dem Unterzug auf. Es sind bei dieser Ausführung besondere Anschlußwinkel oder Ausklinkungen nicht erforderlich. Ein Nachteil ist, daß die Bauhöhe durch den tiefer liegenden Unterzug um die Deckenträgerhöhe verringert wird.

Sollte die vorerwähnte Ausführung nicht möglich sein, so ist die Ausführung nach Abb. 231 die nächstgünstigste. Der Unterzug wird entsprechend dem vorhandenen Fußboden so hoch als möglich verlegt. Die Deckenträgerhöhe ist zweckmäßig so angeordnet, daß die Zwischenträger ohne Ausklinkungen bis an den Steg des Unterzuges herangehen.

In Abb. 232 ist noch ein Fall dargestellt, in dem die Oberkante der Unterzüge und Deckenträger bündig liegt. Hier ist die obere Flansch-Ausklinkung der zwischen den Stützen liegenden Deckenträger nicht zu vermeiden.

In Abb. 233 ist eine Ausführung gezeigt, bei der die Unterzüge und Deckenträger mit ihrer Unterkante bündig liegen. Bei dem Anschluß der Zwischenträger an den Unterzug sind die unteren Flansche der Deckenträger auszuklinken.

Damit die Ausklinkungen nicht erforderlich werden, ist gegenüber der Ausführung nach Abb. 233 die nach Abb. 234 vorzuziehen. Die Deckenträger werden etwas höher gerückt, so daß die zwischen den Stützen

liegenden Deckenträger glatt bis an den Steg des Unterzuges laufen.

Schließlich sind noch in den Abb. 235 und 236 Anschlüsse an einer aus vier Winkeleisen bestehenden Stütze dargestellt: In Abb. 235 schließen die Träger an die Bindebleche, also außermittig, und in Abb. 236 mittig an. Bei der außermittigen Lagerung der Deckenunterzüge und Träger spielt das Biegemoment für die Stütze keine große Rolle: das Widerstandsmoment eines Querschnitts gemäß Abb. 235 ist ziemlich groß, und eine Vergitterung muß sowieso vorgesehen werden; dagegen ist durch die Verringerung der Trägerspannweiten die Materialersparnis durch die Verkürzung und eventuell durch Querschnittsverringern zu beachten. Bei der mittigen Lagerung gemäß Abb. 236 können sehr gut durchlaufende Unterzüge angeordnet werden.

Bei der Vorbesprechung des Baues mit dem Bauherrn und ausführenden Architekten muß die Art der Ausführung genau festgelegt werden, ebenso die Ausbildung der Decke; es wird dadurch viel Zeit und Ärger erspart.

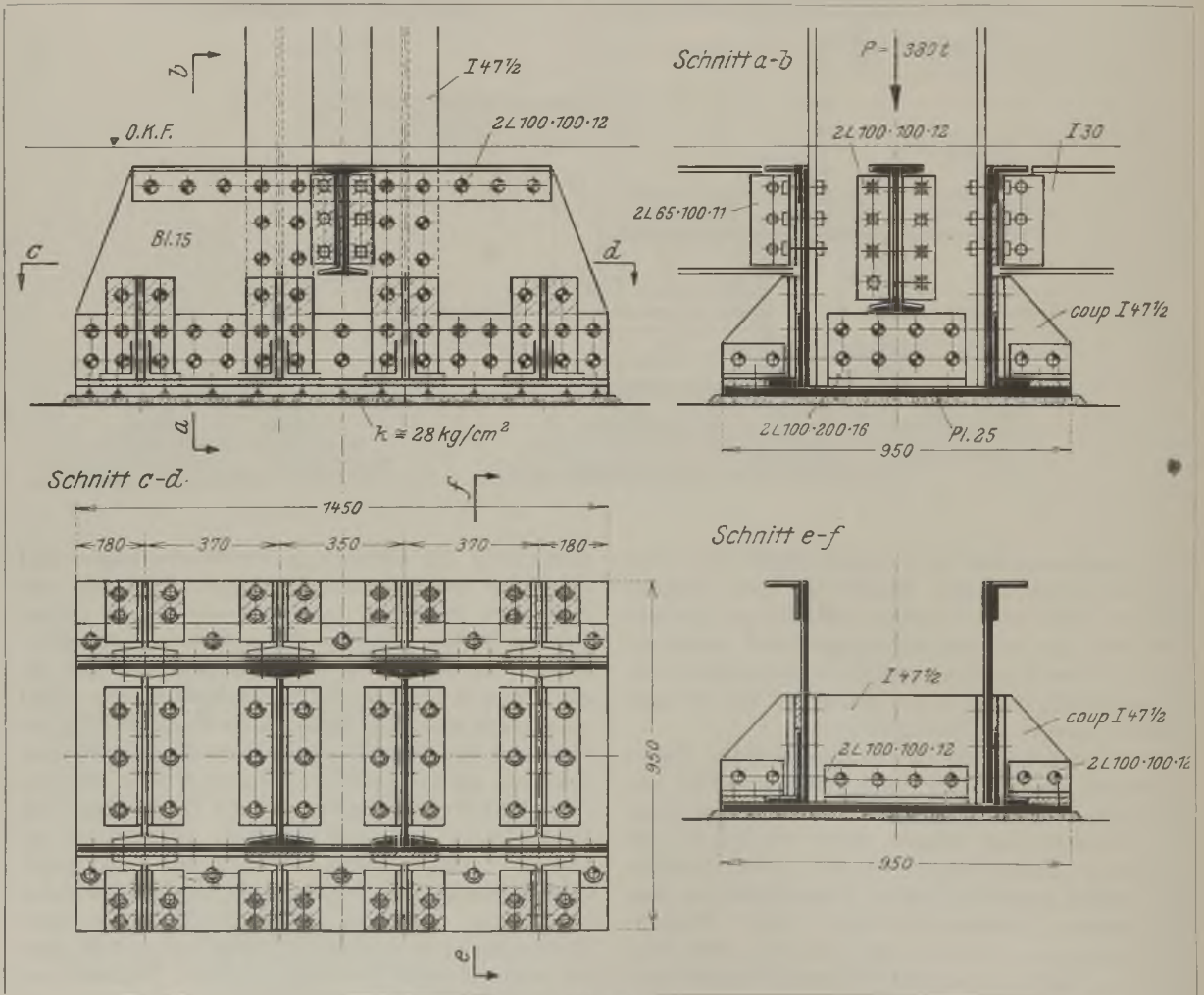


Abb. 229.

Anschluß der Deckenträger und Unterzüge an der Stütze.

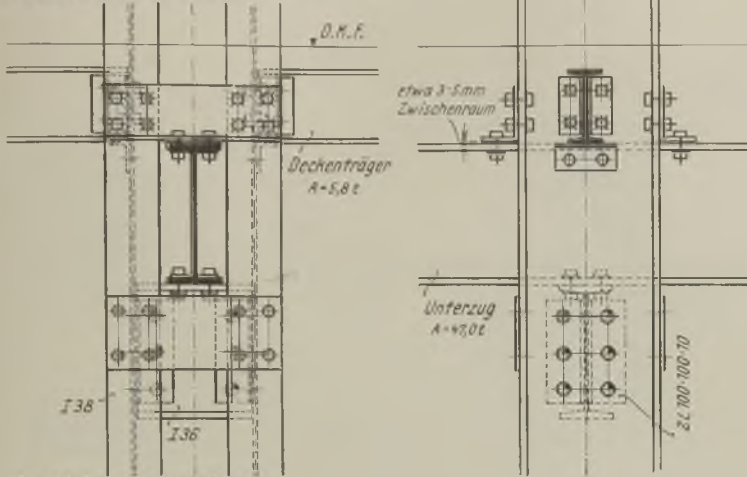
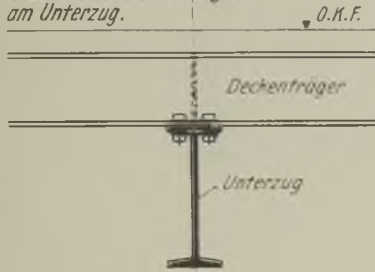


Abb. 230.

Anschluß der Deckenträger am Unterzug.



Anschluß der Deckenträger und Unterzüge an der Stütze.

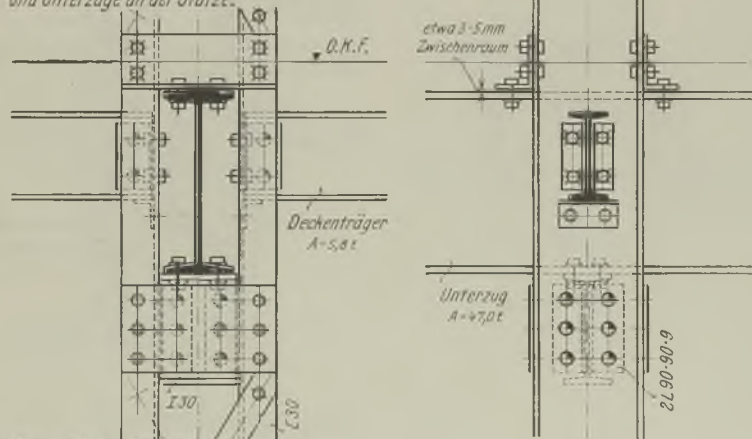


Abb. 231.

Anschluß der Deckenträger am Unterzug.

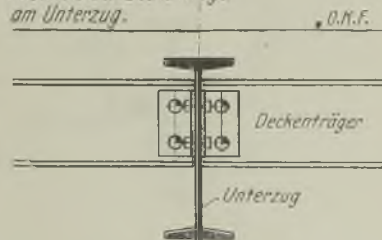
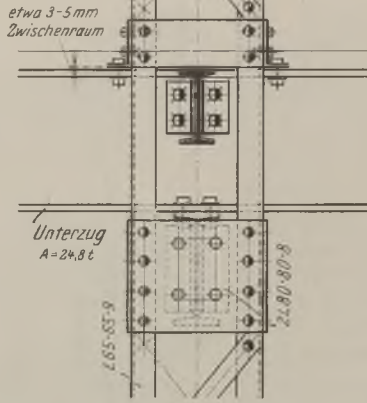
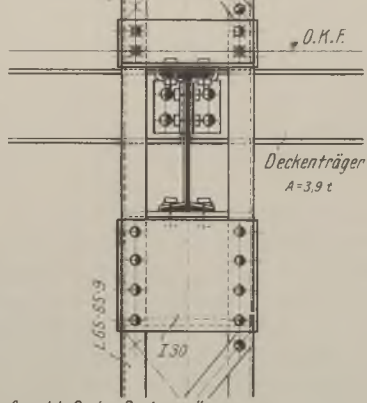


Abb. 230 und 231.



Anschluß der Deckenträger  
und Unterzüge an der Stütze



Anschluß der Deckenträger  
am Unterzug

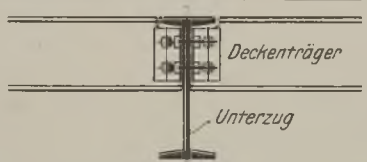


Abb. 232.

Anschluß der Deckenträger  
und Unterzüge an der Stütze

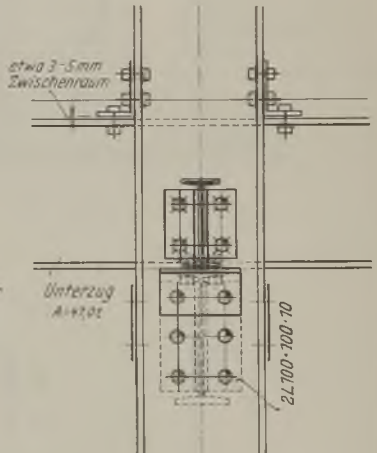
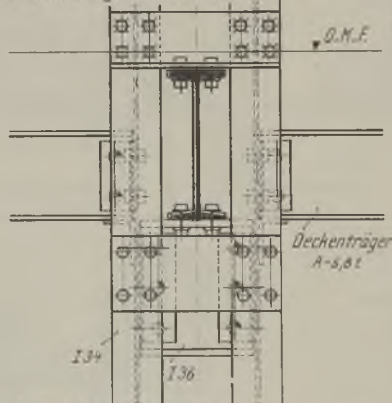


Abb. 233.

Anschluß der Deckenträger  
am Unterzug

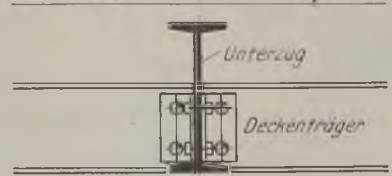


Abb. 232 und 233.

Anschluß der Deckenträger und Unterzüge an der Stütze.

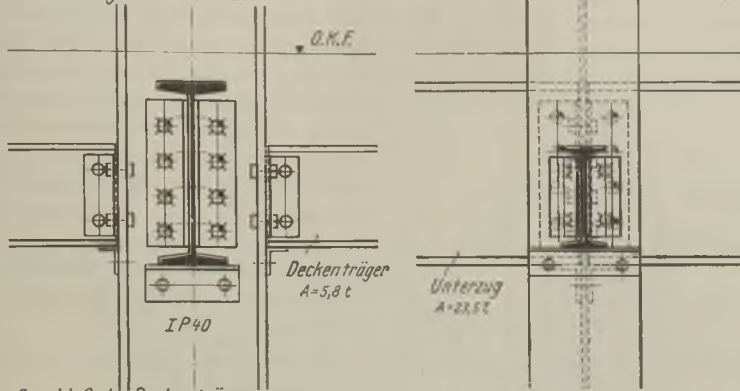


Abb. 234.

Anschluß der Deckenträger am Unterzug.

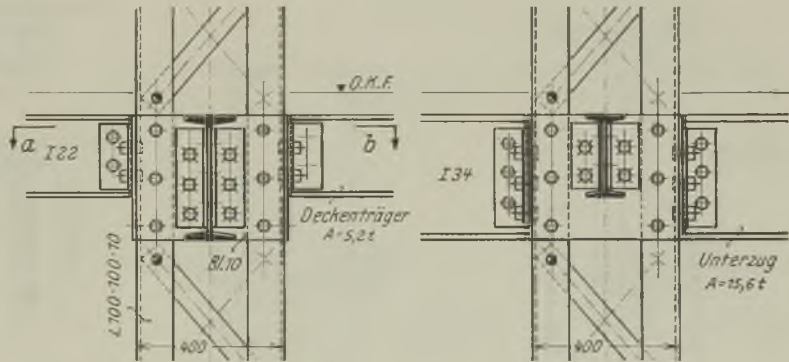
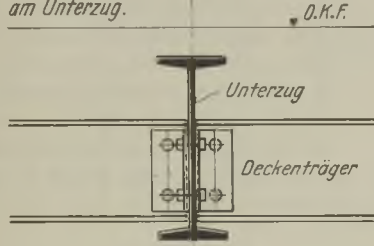


Abb. 235.

Schnitt a-b

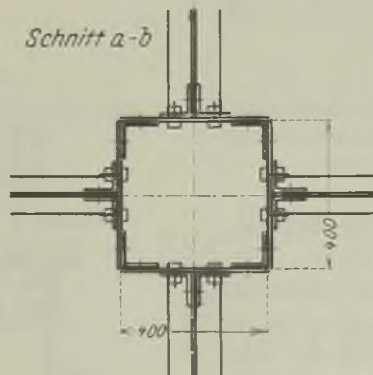


Abb. 234 und 235.

**(3 Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe.**

Über die Kopfausbildung von Stützen ist ebenfalls alles Wissenswerte im Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt Teil II, 4 angegeben. Ebenfalls ist Band II, Teil II, A, 3 zu vergleichen; hier ist die Berechnung

werden am besten über dem Fußboden angeordnet, und zwar ist das Maß so groß zu wählen, daß die Stoßlaschen die Deckenträgeranschlüsse nicht erreichen. Das Maß von Oberkante Fußboden bis Stützenstoß beträgt dann je nach Größe des Querschnittes etwa 300 bis 500 mm. Nicht unbedingt erforderlich ist es, bei jedem Geschoß einen Stoß anzuordnen, ratsam ist, wie auch schon im Teil I, D, 1 ausführlich gesagt, den Grundquerschnitt durch zwei oder mehr Geschosse hindurchgehen zu lassen, und den Querschnitt für die unteren Geschosse erforderlichenfalls zu verstärken.

Es gibt zwei verschiedene Ausführungsarten:

1. Die Schnittfläche der Querschnitte wird winkelrecht und sauber gefräst oder gehobelt, eine 20 bis 30 mm starke Platte dazwischengelegt und die Stoßlasche sowie der Niet- bzw. Schraubenanschluß

für die Hälfte der zu übertragenden Kraft  $P$  berechnet. Eine Ausführung zeigt die Abb. 242.

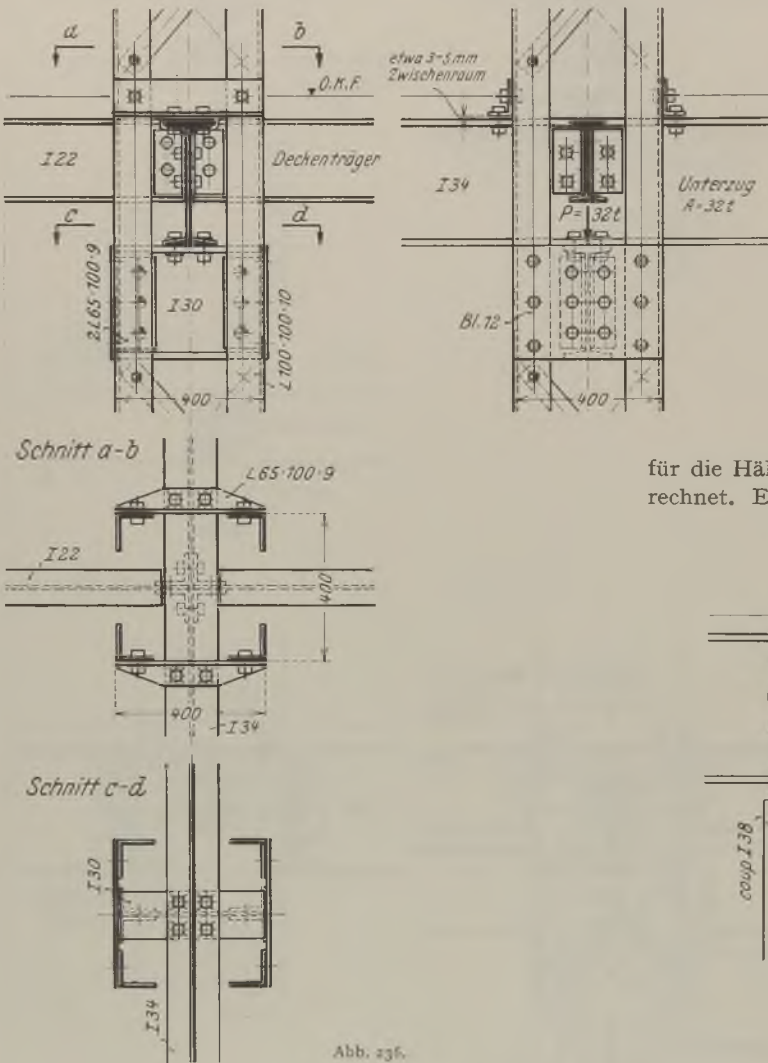


Abb. 236.

Abb. 237.

von gefrästen Auflagern, wie in Abb. 240 dargestellt, gegeben. Zur Ergänzung sind hier noch einige Ausführungen in Abb. 237 bis 241 dargestellt.

**4) Berechnung und Ausführung der Stützenstöße.**

**a) Allgemeines.**

Die Stützzüge müssen durch sämtliche Stockwerke ohne Unterbrechung durch Unterzüge oder Deckenträger durchgeführt werden. Aus wirtschaftlichen Gründen und Längenbegrenzung der Querschnitte sind natürlich Stöße notwendig. Die Stöße

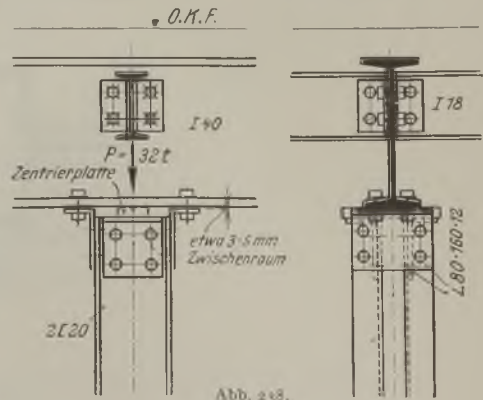


Abb. 238.

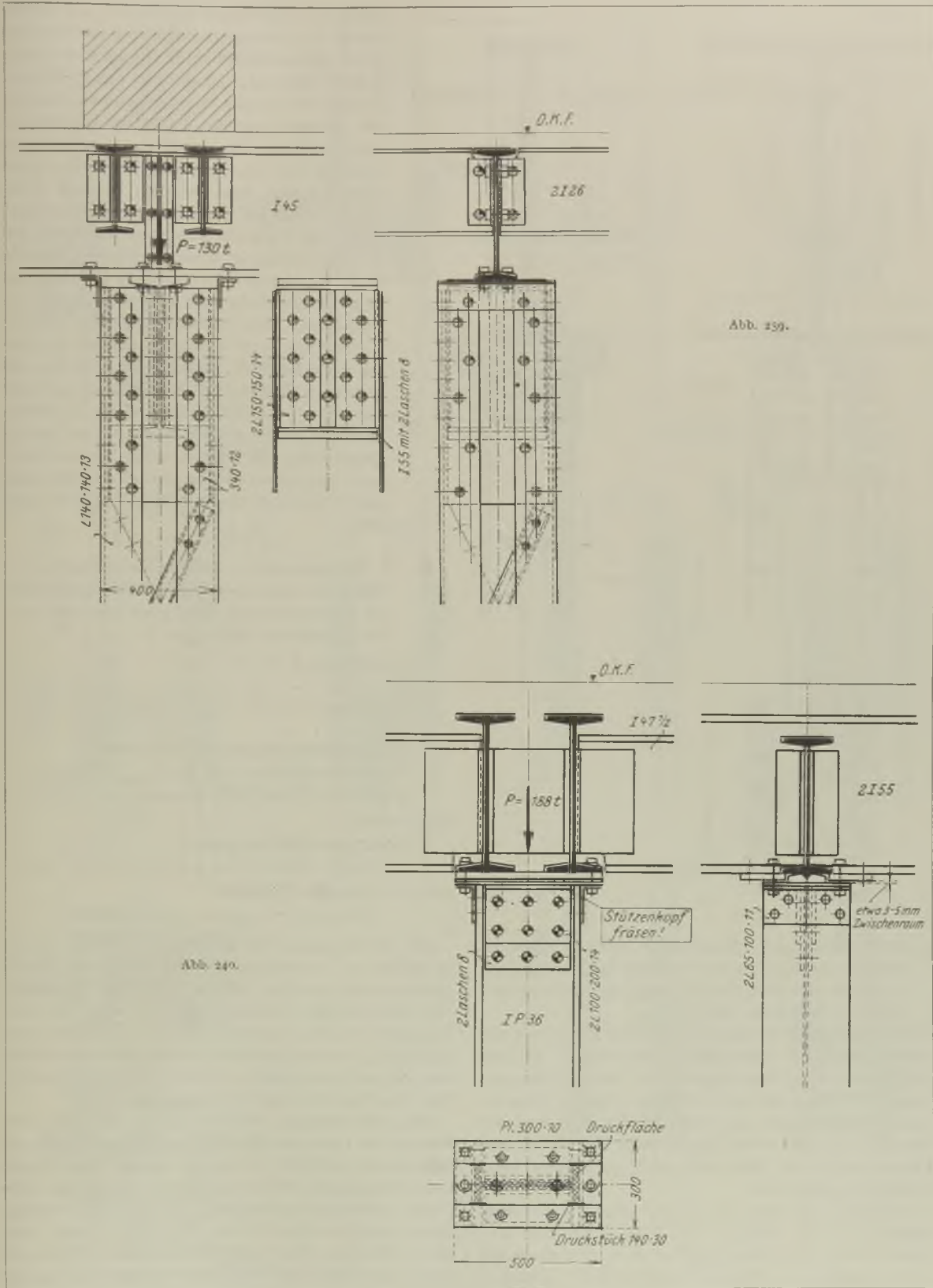


Abb. 240.

Abb. 239.

Abb. 239 und 240.

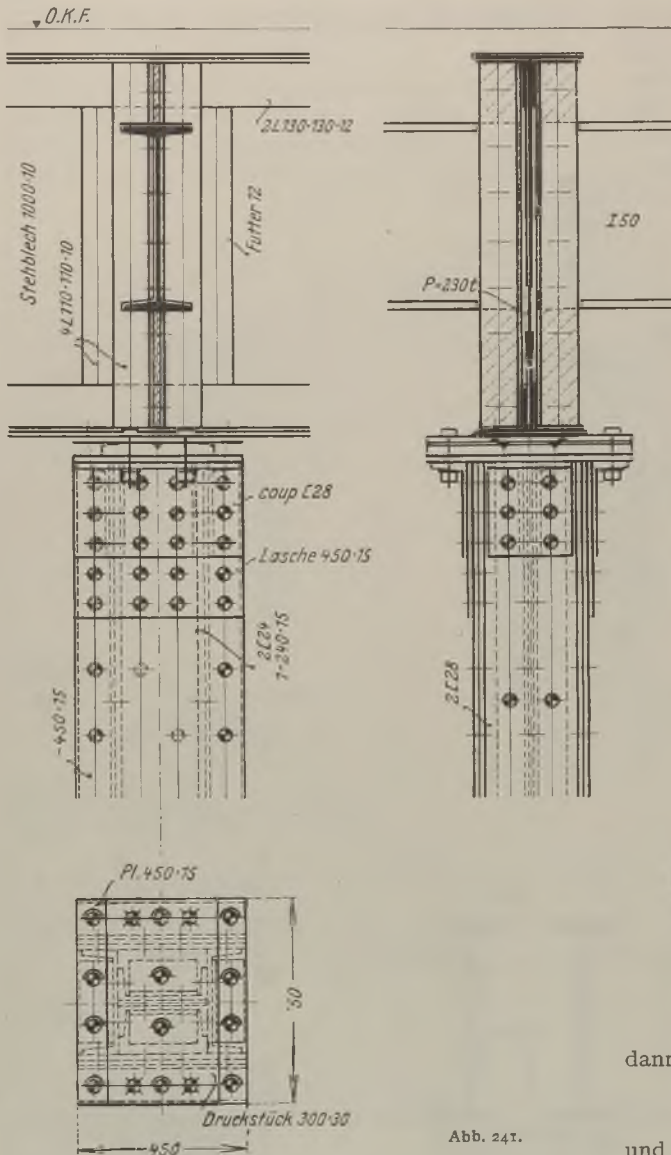


Abb. 247.

2. Die zu stoßenden Querschnitte bleiben ungefräst, und die Stoßlasche sowie die Niet- bzw. Schraubenschlüsse werden für die ganze zu übertragende Kraft  $P$  berechnet (Abb. 243).

Die zuletzt genannte Ausführung ist sicherer und der zuerst erwähnten vorzuziehen, um so mehr als auch die Kosten sich nicht vergrößern. Zu beachten ist, ob für die Konstruktion ein Gesamt- oder ein Tonnenpreis maßgebend ist. Im großen und ganzen wird das Gewicht der Stöße etwa gleich sein. Der Arbeit des Fräsens steht der Mehrverbrauch an Nieten bzw. Schrauben gegenüber.

Die Abb. 244 bis 246 zeigen weitere Stoßausführungen von Stützen aus I P, 2 I- und 2 L-Eisen. Setzt der Querschnitt ab, dann werden für die Stoßlaschen am Flansch Ausgleichfutter erforderlich. Es ist darauf zu achten, daß, wie auch überall

aus den Abbildungen hervorgeht, die Futterstücke am Stielquerschnitt mit zwei bis vier Niete anzuschließen sind. Bei der Ausführung gemäß Abb. 244, Querschnitt aus P-Trägern, können bei einem entsprechenden Absetzen der Querschnitte die Futterstücke entfallen bzw. die Futterstärke verringert werden, indem die Flanschlasche bei dem oberen Querschnitt außen, und bei dem unteren Querschnitt innen am Flansch liegt; in der unteren Hälfte ist dann die Lasche zu schlitzen. Bei I- oder L-Eisen ist diese Ausführung unpraktisch, da hier der innere Flansch geneigt ist und ein Abhobeln oder eine Anordnung von besonderen Keilstücken erforderlich wird.

Der Stoß muß berechnet werden für eine gedachte Kraft  $P'$ , welche gleich ist der vorhandenen Stielkraft  $P$  multipliziert mit dem Faktor  $\omega'$ . Dieser Faktor  $\omega'$  ist in halber Knicklänge gleich dem Werte  $\omega$ , der für die Berechnung der Stütze selbst benutzt wird, und nimmt oben und unten nach der Gleichung einer Parabel ab bis zum Endwert 1 (Abb. 247), also

$$\omega' = \omega \cdot \eta_P - \eta_P + 1.$$

Zu beachten ist, daß die Knicklänge  $s_K$  von Mitte Deckenträger- bzw. Unterzuganschluß zu rechnen ist und nicht etwa von Oberkante bis Oberkante Fußboden.

Es sei z. B.

$P$ . . . . .	=	57,6 t
Knicklänge $s_K$ . . . . .	=	3,50 m
$\omega_{\text{vorh}}$ . . . . .	=	2,50
$c$ = Lage des Stoßes über Mitte Deckenträgeranschluß = 0,35 m . . . . .	=	0,1 $s_K$
$\eta_P$ = Parabelhöhe (vgl. Abb. 247) . . . . .	=	0,36

dann wird

$$\begin{aligned} \omega' &= 2,50 \cdot 0,36 - 0,36 + 1 \\ &= 0,90 - 0,36 + 1 \dots \dots \dots = 1,54 \end{aligned}$$

und die gedachte Stoßkraft

$$P' = P \cdot \omega' = 57,6 \cdot 1,54 = 88,8 \text{ t.}$$

Die Verteilung der zu übertragenden Kraft  $P'$  soll möglichst im Verhältnis der zu stoßenden Fläche vorgenommen werden. Vielfach wird der Stoß nach der vorhandenen Stielkraft  $P$  oder nach der vorhandenen Fläche ermittelt; die erste Annahme ist zu ungünstig und die zweite zu günstig; der beste Mittelweg ist die Berechnung nach der gedachten Kraft  $P'$  (vgl. das Zahlenbeispiel im folgenden Teil).

Bei mehrstieligen Stützen (z. B. bei Abb. 246) werden die Flanschstoßlaschen meistens zugleich als Bindebleche benutzt; es darf in diesem Falle keineswegs die gesamte Breite und damit Fläche der Stoßlasche zur Kraftübertragung herangezogen werden. Diese Annahme ist viel zu ungünstig: Denkt man sich z. B. den Stoß einer Stütze aus 2 I 30 mit einem absichtlich übertriebenen Abstand von 80,0 cm (Abb. 248), so ergibt sich, wenn man in ungünstig-

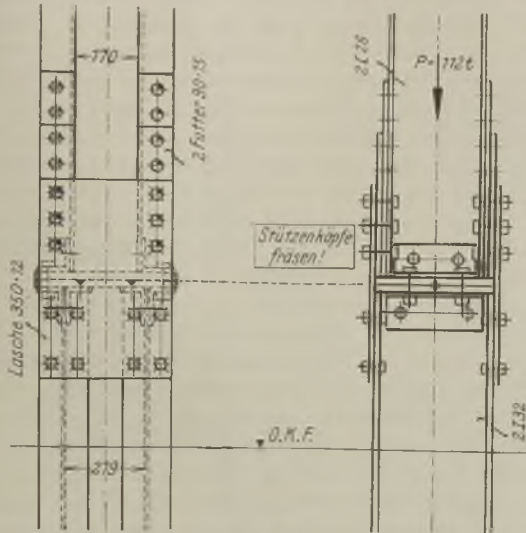


Abb. 242.

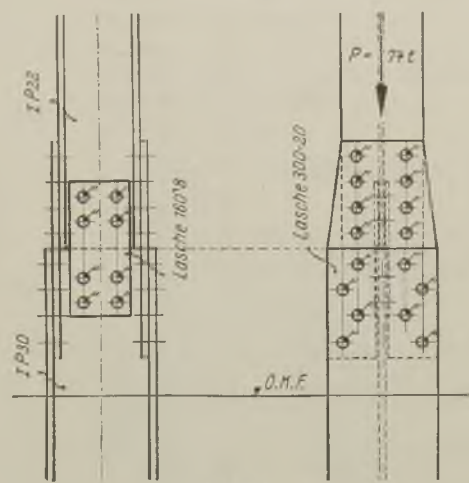


Abb. 244.

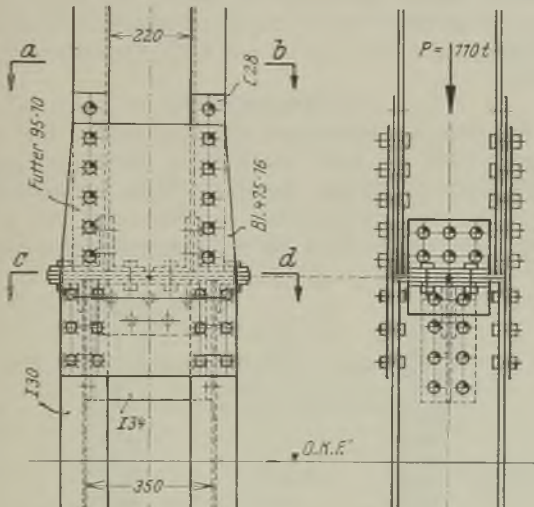


Abb. 243.

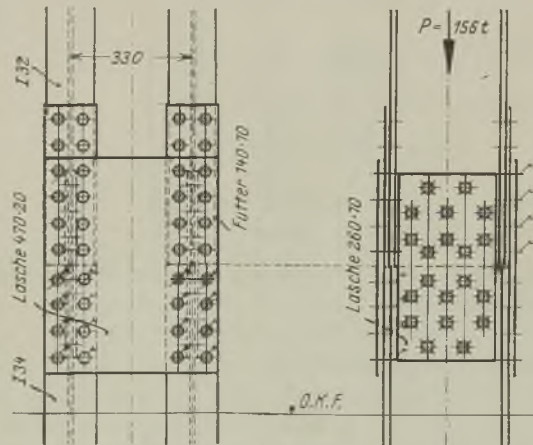


Abb. 245.

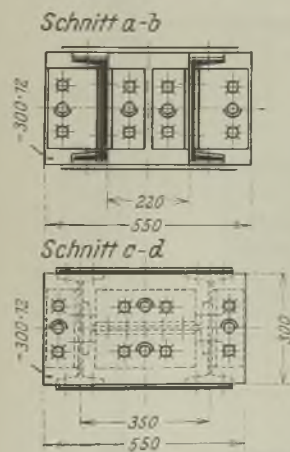


Abb. 243.

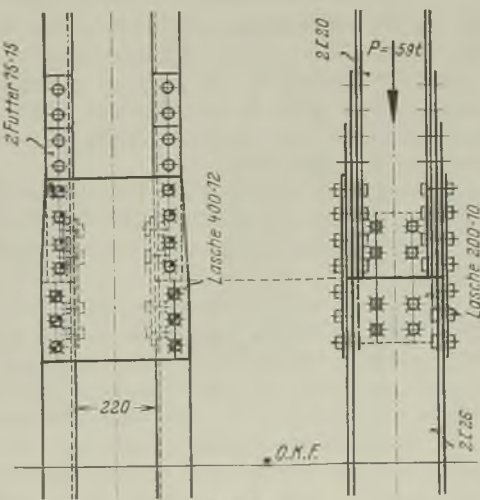


Abb. 246.

Abb. 242 bis 246.

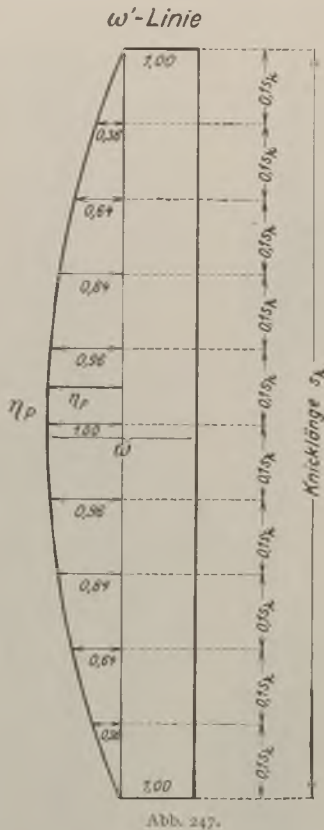


Abb. 247.

ster Weise  $\omega' = \omega$  annimmt, für die Stoßlaschen eine Fläche von

$$F_r = 4 \cdot 12,5 \cdot 1,62 = 81,0 \text{ cm}^2$$

und für die Laschenstärke

$$\delta_r = \frac{81,0}{2 \cdot 92,5} = 0,44 \text{ cm.}$$

Die Abbildung veranschaulicht überzeugend, daß die dünnen Stoßlaschen keineswegs die Kraft  $P_r = F_r \cdot \sigma_{zul} = 81,0 \cdot 1,2 = 98,0 \text{ t}$  zu übertragen vermögen, da die zu übertragende Kraft in den Stoßlaschen sich bestimmt nicht, wie angenommen, auf die ganze Laschenbreite von 92,5 cm gleichmäßig verteilen, sondern mehr in der Nähe der Nietgruppe zusammendrängen und dadurch große Überbeanspruchungen erzeugen wird.

Daher nimmt man in praktischer Hinsicht die nutzbare Breite der Flanschstoßlasche gleich der Flanschbreite zuzüglich eines Teiles des Stoßlaschenüberstandes von etwa 30 bis 50 mm.

Im allgemeinen ist nicht besonders vorgeschrieben, ob Nieten oder Schrauben angeordnet werden sollen. Es sind natürlich bei der Wahl von Schrauben die bedeutend geringeren Beanspruchungen gegenüber den Nieten zu beachten. In allen Fällen müssen jedoch die Ausgleichfütterstücke unmittelbar in der Werkstatt an dem betreffenden Stielquerschnitt angenietet werden. Soll der gesamte Stoß genietet werden, so geschieht es am besten auf der Baustelle, weil bei angenieteten Stoßlaschen die Montage durch

das Einfädeln des anderen Stieles sehr erschwert wird. Möglich wäre nur die Ausführung gemäß Abb. 245, bei der die eine Flanschlasche am unteren Stiel, und die andere Flanschlasche am oberen Stiel angenietet ist. In diesem Falle können die Querschnitte ohne weiteres aneinander gelegt werden. Die Steglaschen sind auch hier auf Montage zu nieten. Will man das Nieten auf Montage vermeiden, so ist bei der letzten Ausführung auch die Möglichkeit vorhanden, die Steglaschen und die übergreifenden Flanschlaschen zu schrauben.

Schließlich zeigen die Abb. 249 und 250 noch Stöße für eine aus vier Winkeleisen gebildete Stütze. In Abb. 249 sind die Winkeleisen stumpf gegeneinander gestoßen und in Abb. 250 ineinandergesteckt. Damit bei der letzteren Ausführung die Winkeleisen ecken des oberen Geschosses nicht abgerundet zu werden brauchen, sind die inneren Schenkelflächen des unteren Geschosses an allen vier Seiten durch Bleche verbunden, die gleichzeitig als Bindung dienen. Die Bindebleche müssen durch zwei bis vier Nieten besonders angeschlossen werden, damit die Stoßnieten bzw. Schrauben keine Biegung erhalten. Die Ausführung nach Abb. 250 ist der nach Abb. 249 vorzuziehen.

b) Zahlenbeispiel.

Der Stoß der Stütze nach Abb. 251 (oben 1 I P 20, unten 1 I P 22) wird nachstehend unter drei verschiedenen Annahmen berechnet. Die Normalkraft  $P = 72,0 \text{ t}$ ; die Knicklänge  $s_K = 400 \text{ cm}$ , der Abstand des Stoßes über Mitte Deckenträgeranschluß  $c = 80 \text{ cm}$ , mithin  $0,2 \cdot s_K$ ;  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ .

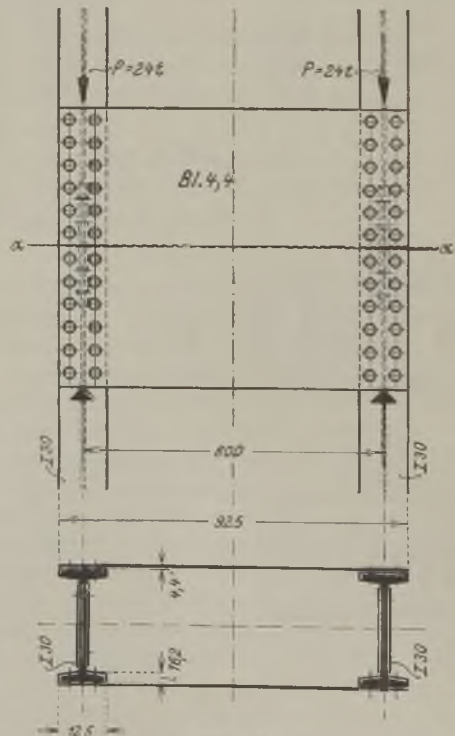
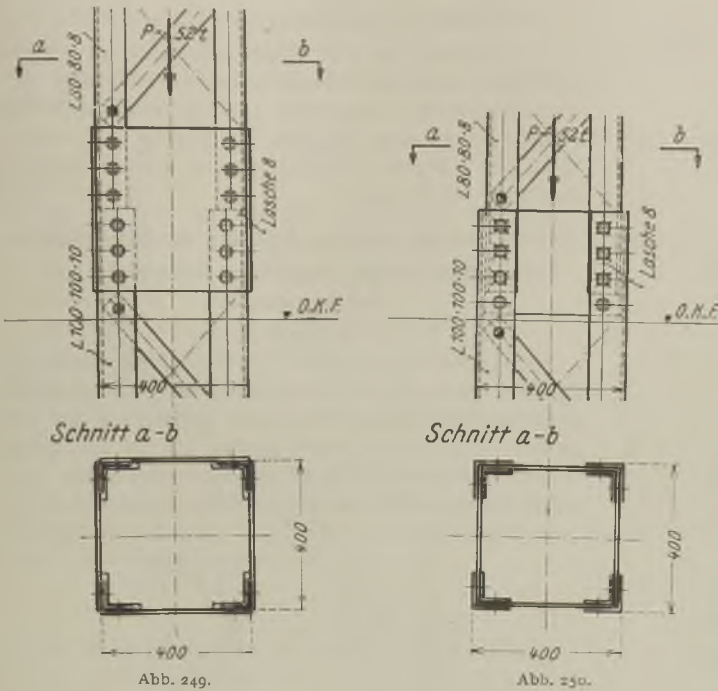


Abb. 248.



Die Flächen der Flansche verhalten sich zu der Fläche des Gesamtquerschnittes wie 0,75 : 1,0; die Verteilung der gedachten Kraft  $P'$  erfolgt demnach in sinngemäßer Weise:

für die Flansche:

$$P'_f = 0,75 \cdot P' = 0,75 \cdot 97,92 = 73,50 \text{ t};$$

für den Steg:

$$P'_s = P' - P'_f = 97,92 - 73,5 = 24,42 \text{ t}.$$

Für den Flanschstoß sind vorhanden:

$$2 - 220 \cdot 12 \text{ mit}$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P'_f}{F_f} = \frac{73,50}{2 \cdot 22,0 \cdot 1,2} = 1,39 \text{ t/cm}^2;$$

16 einschneittige Niete von 23 mm  $\varnothing$  mit

$$r = \frac{P'_f}{16 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{73,50}{16 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,10 \text{ t/cm}^2.$$

Für den Stegstoß sind vorhanden:

$$2 - 140 \cdot 8 \text{ mit}$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{P'_s}{F_s} = \frac{24,42}{2 \cdot 14,0 \cdot 0,8} = 1,09 \text{ t/cm}^2;$$

6 dopschnittige Niete von 23 mm  $\varnothing$  mit

$$r = \frac{P'_s}{6 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{24,42}{6 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,98 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{P'_s}{6 \cdot d \cdot \delta} = \frac{24,42}{6 \cdot 2,3 \cdot 1,0} = 1,77 \text{ t/cm}^2.$$

Die Querschnittswerte der IP 20 sind:

$$F = 82,7 \text{ cm}^2; i_{\text{min}} = 5,08 \text{ cm}$$

und damit

$$\lambda = \frac{400}{5,08} = 79 \text{ und } \omega = 1,57.$$

a) Berechnung nach der gedachten Kraft  $P'$

(Abb. 251a).

Die gedachte Kraft

$$P' = P \cdot \omega' = P (\omega \cdot \eta_P - \eta_P + 1);$$

$\eta_P$  ist nach Abb. 247 gleich 0,64;

$$P' = 72,0 (1,57 \cdot 0,64 - 0,64 + 1) = 97,92 \text{ t}.$$

β) Berechnung nach der vorhandenen

Querschnittsfläche (Abb. 251b).

Die vorhandene Fläche IP 20 beträgt 82,7 cm<sup>2</sup>.

Die Flächen der Flansche verhalten sich zu der Fläche des Gesamtquerschnittes wie 0,75 : 1,0; die

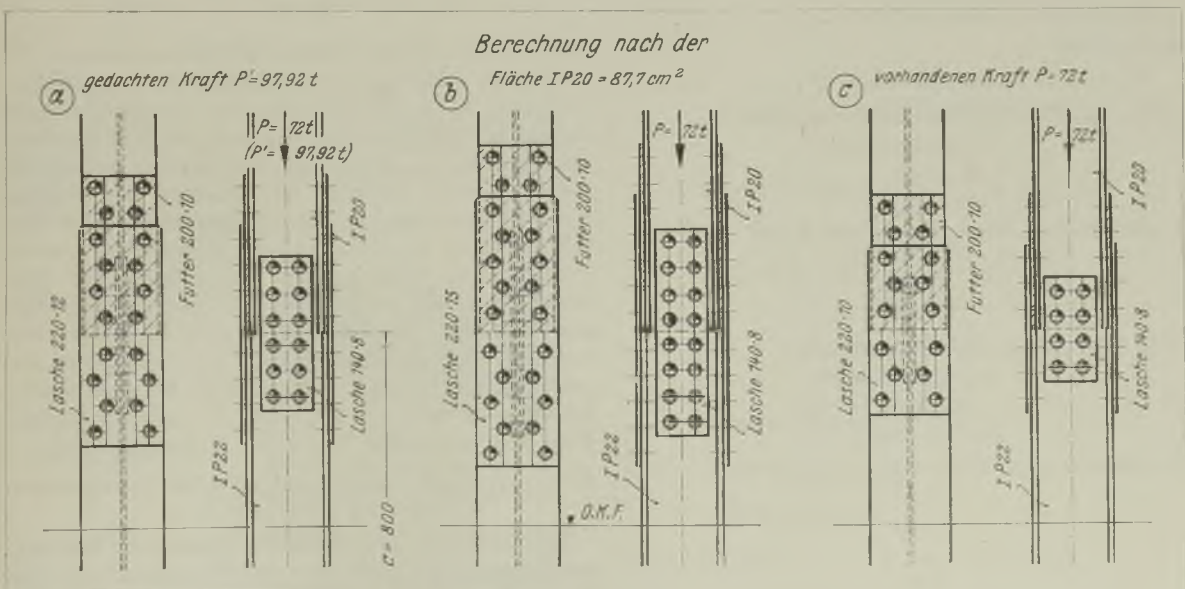


Abb. 251.



Verteilung der erforderlichen Stoßlaschenfläche und des erforderlichen Nietenschlüssels erfolgt demnach in sinngemäßer Weise:  
für die Flansche:

$$F_f = 0,75 \cdot F = 0,75 \cdot 82,7 \dots 62,0 \text{ cm}^2;$$

$$P_f'' = F_f \cdot \sigma_{zul} = 62,0 \cdot 1,4 \dots 87,0 \text{ t};$$

für den Steg:

$$F_s = F - F_f = 82,7 - 62,0 \dots 20,7 \text{ cm}^2;$$

$$P_s'' = P_s \cdot \sigma_{zul} = 20,7 \cdot 1,4 \dots 29,0 \text{ t}.$$

Für den Flanschstoß sind vorhanden:  
2 - 220 · 15 mit

$$\tau = \frac{P_f''}{F_f} = \frac{87,0}{2 \cdot 22,0 \cdot 1,5} = 1,32 \text{ t/cm}^2;$$

20 einschnittige Niete von 23 mm Ø mit

$$\tau = \frac{P_f''}{20 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{87,0}{20 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,05 \text{ t/cm}^2.$$

Für den Stegstoß sind vorhanden:  
2 - 140 · 8 mit

$$\sigma_{vorh} = \frac{P_s''}{F_s} = \frac{29,0}{2 \cdot 14,0 \cdot 0,8} = 1,30 \text{ t/cm}^2;$$

8 doppelschnittige Niete von 23 mm Ø mit

$$\tau = \frac{P_s''}{8 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{29,0}{8 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 0,70 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{P_s''}{8 \cdot d \cdot \delta} = \frac{29,0}{8 \cdot 2,3 \cdot 1,0} = 1,57 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Berechnung nach dem vorhandenen Stützendruck  $P$  (Abb. 251c).

Die vorhandene Normalkraft  $P = 72,0 \text{ t}$ .

Die Verteilung der Kraft auf die Flansche und den Steg erfolgt wie vor, indem 75 v. H. auf die Flansche entfallen:

für die Flansche:

$$P_f = 0,75 \cdot P = 0,75 \cdot 72,0 \dots 54,0 \text{ t};$$

für den Steg:

$$P_s = P - P_f = 72,0 - 54,0 \dots 18,0 \text{ t}.$$

Für den Flanschstoß sind vorhanden:  
2 - 220 · 10 mit

$$\sigma_{vorh} = \frac{P_f}{F_f} = \frac{54,0}{2 \cdot 22,0 \cdot 1,0} = 1,23 \text{ t/cm}^2;$$

12 einschnittige Niete von 23 mm Ø mit

$$\tau = \frac{P_f}{12 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{54,0}{12 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,09 \text{ t/cm}^2.$$

Für den Stegstoß sind vorhanden:  
2 - 140 · 8 mit

$$\sigma_{vorh} = \frac{P_s}{F_s} = \frac{18,0}{2 \cdot 14,0 \cdot 0,8} = 0,81 \text{ t/cm}^2;$$

4 doppelschnittige Niete von 23 mm Ø mit

$$\tau = \frac{P_s}{4 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4}} = \frac{18,0}{4 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,08 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{P_s}{4 \cdot d \cdot \delta} = \frac{18,0}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,0} = 1,96 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Betrachtungen zu dem Beispiel.

In Abb. 251 ist die Ausführung der im vorangehenden unter drei verschiedenen Annahmen berechneten Stöße dargestellt. Die Unterschiede in den Stoßlaschenstärken und der Nietanzahl sind erheblich. Der Mittelweg: Berechnung nach der gedachten Kraft  $P'$  ist richtig!

### 5. Berechnung und Ausführung der Bindebleche.

a) Bestimmung der freien Knicklänge  $l_1$  des Einzelstabes.

α) Allgemeines.

Die Bestimmungen vom 25. Februar 1925 besagen, daß bei mehrteiligen Druckstäben der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe nicht größer als der des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein darf. Wird der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe ausnahmsweise größer als 30 gewählt, so ist die Trag-

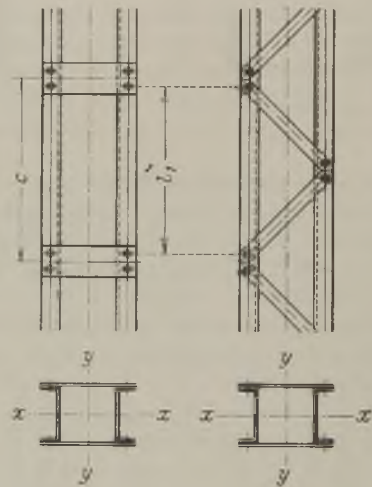


Abb. 252.

fähigkeit des Stabes rechnerisch nachzuweisen (z. B. nach dem Verfahren von Engesser, Krohn, Müller-Breslau). Als freie Knicklänge der Einzelstäbe kann sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen der Abstand  $l_1$  (Abb. 252) der inneren Anschlußnieten gewählt werden. Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß das Trägheitsmoment des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse größer als in bezug auf die Materialachse ist. Bekanntlich nennt man die Achse, die das Material schneidet, die „Materialachse“, und die Achse, die zwischen den einzelnen Stäben frei durchgeht, die „materialfreie Achse“. Demnach ist bei dem Querschnitt nach Abb. 252 die Achse  $y - y$  die materialfreie, und die Achse  $x - x$  die Material-Achse.

β) Ermittlung von  $l_1$  nach den Bestimmungen vom 25. Februar 1925.

Bezeichnet  $i_1$  den kleinsten Trägheitshalbmesser des Einzelstabes, dann wird die freie Knicklänge des Einzelstabes

$$l_1 = 30 \cdot i_1.$$

γ) Ermittlung von  $l_1$  nach dem Verfahren von Engesser<sup>1)</sup>.

Die Engessersche Formel für den Rahmenstab bzw. gegliederten Stab lautet:

$$\lambda_0^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2.$$

Hiernach bedeutet:

$\lambda_0$  das für die Berechnung maßgebende Schlankheitsverhältnis des „gedachten Stabes“,

$\lambda_y$  das Schlankheitsverhältnis für die materialfreie Achse,

$\lambda_1$  das Schlankheitsverhältnis des Einzelstabes,

$\lambda_2$  das Schlankheitsverhältnis der Bindebleche.

Bei kräftigen Bindeblechen, so wie es die Berechnung ergibt, kann  $\lambda_2$  ohne Fehler gleich Null gesetzt werden.

Bei gleicher Knicklänge in Richtung der beiden Hauptträgheitsachsen wird zweckmäßig  $\lambda_0$  gleich dem Schlankheitsverhältnis  $\lambda_x$  für die Materialachse gemacht. Die Formel lautet dann:

$$\lambda_x^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2.$$

Da die Schlankheitsverhältnisse  $\lambda_y$  und  $\lambda_x$  bekannt sind, so kann man aus dieser Formel in einfacher Weise den Bindeblechabstand  $c$  berechnen.

Mit der zuletzt angegebenen Formel kommt man bei der Berechnung der Bindeblechabstände bzw. Vergitterungen für Stützen im allgemeinen aus. Der Vollständigkeit halber jedoch sei noch folgendes bemerkt:

Bei Querschnitten mit engen Abständen, wo  $J_y$  kleiner ist als  $J_x$ , also  $\lambda_y$  größer als  $\lambda_x$  wird, ist die angegebene Formel

$$\lambda_x^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2$$

nicht mehr verwendbar, weil sich dann für  $l_1$  ein negativer Wert ergibt oder der Wert gleich Null wird. In diesem Falle ist dann die Engessersche Formel

$$\lambda_0^2 = \lambda_x^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2$$

zu verwenden. Im übrigen ist der Fall, daß  $J_y$  kleiner ist als  $J_x$ , nach den Bestimmungen vom 25. Februar 1925 überhaupt nicht zulässig, so daß die vereinfachte Formel von Engesser in Betracht kommt.

δ) Zwei Zahlenbeispiele.

1) 1. Beispiel.

Der Stützenquerschnitt besteht aus 2 [ 18 mit einem Abstand von 120 mm (Abb. 253). Die Geschoßhöhe bzw. freie Knicklänge  $s_K$  beträgt 490 cm. Die Belastung  $P$  beträgt 55 t.

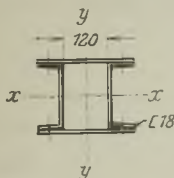


Abb. 253.

Werte für den Gesamtstab:

$$J_x = 2708 \text{ cm}^4, \quad i_x = 6,95 \text{ cm},$$

$$J_y = 3741 \text{ cm}^4, \quad i_y = 8,17 \text{ cm}.$$

Werte für den Einzelstab:

$$J_{1\text{min}} = 114 \text{ cm}^4, \quad i_1 = 2,02 \text{ cm}.$$

$l_1$  nach den Bestimmungen:

$$l_1 = 30 \cdot i_1 = 30 \cdot 2,02 = \text{rd. } 60 \text{ cm}.$$

$l_1$  nach Engesser:

$$\lambda_x = \frac{s_K}{i_x} = \frac{490}{6,95} = 70,5,$$

$$\lambda_y = \frac{s_K}{i_y} = \frac{490}{8,17} = 60,0,$$

$$\lambda_x^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2,$$

$$70,5^2 = 60^2 + \lambda_1^2,$$

$$4970 = 3600 + \lambda_1^2,$$

$$4970 - 3600 = + \lambda_1^2,$$

$$1370 = \lambda_1^2,$$

$$\sqrt{1370} = \sqrt{\lambda_1^2},$$

$$37 = \lambda_1.$$

Da nunmehr  $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$  ist, wird

$$37 = \frac{l_1}{i_1},$$

$$l_1 = 37 \cdot i_1 = 37 \cdot 2,02 = 75 \text{ cm}.$$

2) 2. Beispiel.

Der Stützenquerschnitt besteht aus 2 I 26 mit einem Mittenabstand von 220 mm (Abb. 254). Die Geschoßhöhe bzw. freie Knicklänge  $s_K$  beträgt 450 cm. Die Belastung  $P$  beträgt 125 t.

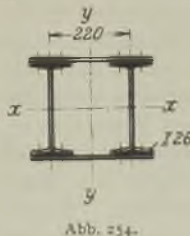


Abb. 254.

Werte für den Gesamtstab:

$$J_x = 11488 \text{ cm}^4, \quad J_y = 13499 \text{ cm}^4,$$

$$i_x = 10,4 \text{ cm}, \quad i_y = 11,2 \text{ cm}.$$

Werte für den Einzelstab:

$$J_{1\text{min}} = 288 \text{ cm}^4, \quad i_1 = 2,32 \text{ cm}.$$

$l_1$  nach den Bestimmungen:

$$l_1 = 30 \cdot i_1 = 30 \cdot 2,32 = 69,6 \text{ cm}.$$

$l_1$  nach Engesser:

$$\lambda_x = \frac{s_K}{i_x} = \frac{450}{10,4} = 43,2,$$

$$\lambda_y = \frac{s_K}{i_y} = \frac{450}{11,2} = 40,2,$$

$$\lambda_x^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2,$$

$$43,2^2 = 40,2^2 + \lambda_1^2,$$

$$1870 = 1618 + \lambda_1^2,$$

$$1870 - 1618 = \lambda_1^2$$

$$252 = \lambda_1^2,$$

$$\sqrt{252} = \sqrt{\lambda_1^2},$$

$$15,88 = \lambda_1.$$

Da nunmehr  $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$  ist, wird  $15,88 = \frac{l_1}{i_1}$ ,

$$l_1 = 15,88 \cdot 2,32 = 36,8 \text{ cm}.$$

1) Die Knickfestigkeit von Rahmenstäben. Zentralblatt der Bauverwaltung 1909 S. 136. — Über Knickfestigkeit und Knicksicherheit. Eisenbau 1911 Nr. 10.

3) Betrachtung zu den Beispielen.

Aus dem zweiten Beispiel ist deutlich zu ersehen, daß bei normalen Verhältnissen, bei denen das Trägheitsmoment  $J_y$  etwa 10 v. H. größer ist als  $J_z$ , die freie Knicklänge  $l_1$  des Einzelstabes nach den Bestimmungen bedeutend größer wird, als es nach dem Engesserschen Verfahren geschieht. Man kann daher bei normalen Verhältnissen ohne weiteres  $l_1$  nach den Bestimmungen ermitteln.

Das Bild ändert sich sofort, wenn das Trägheitsmoment  $J_y$  bedeutend größer als  $J_z$  genommen wird. Im ersten Beispiel beträgt  $J_z$  2708 und  $J_y$  3741 cm<sup>4</sup>. In diesem Falle wird  $l_1$  nach den Bestimmungen 60 cm und nach dem Engesserschen Verfahren 75 cm. Nimmt man im ersten Beispiel den Abstand der beiden [ 18 noch größer an, z. B. 200 mm, dann wird  $l_1$  nach Engesser 116 cm, wohingegen nach den Vorschriften 60 cm bestehen bleibt.

b) Bestimmung der Bindebleche.

α) Allgemeines.

Die Bindebleche müssen derart kräftig bemessen werden, daß sie den bei den Verbiegungen der Stäbe auftretenden Querkraften genügend Widerstand entgegensetzen, so daß sie keinesfalls vor dem Ausknicken der Stäbe zerstört werden können. Nach den Bestimmungen sind die Abmessungen und die Anschlüsse der Bindebleche oder Vergitterungen für eine Querkraft, die gleich 2 v. H. der größten Druckkraft des Gesamtstabes ohne Multiplikation mit der Knickzahl  $\omega$  anzunehmen ist, zu berechnen. Für die Bindebleche und Vergitterungen sind die angegebenen Werte von  $\sigma_{zul}$  maßgebend. Bindebleche sind mit mindestens zwei Nieten an jeden Einzelstab anzuschließen. Sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen sind an beiden Stabenden besonders kräftige Bindebleche vorzusehen. Die Querkraft  $Q$  ist nicht auf der ganzen Stablänge konstant. Sie ist etwa auf der Länge von  $\frac{1}{8} l$  vom Stabende gleichbleibend und nimmt dann von dort aus bis zur Stabmitte geradlinig ab (Abb. 255).

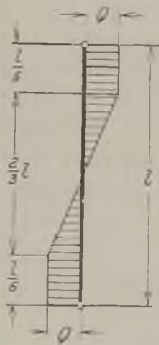


Abb. 255.

Für die Bemessungen der Bindebleche bzw. Vergitterungen nimmt man jedoch durchweg die größte Querkraft an.

β) Bestimmung des Bindeblechquerschnittes und der Anschlußniete.

Mit Hilfe der Querkraft  $Q$  kann man nunmehr die Bemessung der Bindebleche vornehmen. Die auf die Bindebleche an der Schwerpunktschwerachse wirkende Schubkraft  $T$  (Abb. 256) wird:

$$T = Q \cdot \frac{c}{h}$$

Hierin bedeutet:

- $Q$  die Querkraft in t,
- $c$  den Mittenabstand der Bindebleche,
- $h$  den Abstand der Schwerpunkte der beiden Einzelstäbe in cm.

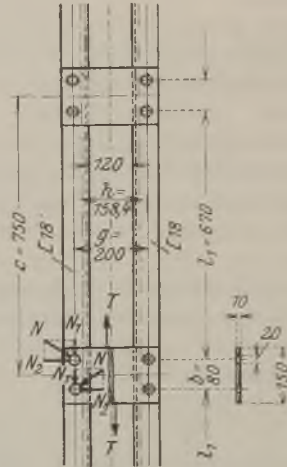


Abb. 256.

Bei der Verbindung nach Abb. 256 kommt z. B. auf jedes Bindeblech eine Schubkraft von

$$\frac{T}{2} = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot \frac{c}{h}$$

( $\frac{1}{2}$ , weil zwei Bindebleche vorhanden sind).

Das Bindeblech erleidet die größte Beanspruchung am Nietbefestigungsquerschnitt; das Moment an dieser Stelle wird:

$$M = \frac{T}{2} \cdot \frac{g}{2} = \frac{T \cdot g}{4}$$

Hierbei bezeichnet  $g$  den Abstand der Nietrisse der beiden Einzelstäbe.

Die Beanspruchung des Bindebleches ist dann

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Für die Bestimmung des Widerstandsmomentes ist der durch die Nieten geschwächte Querschnitt maßgebend.

Die Niete müssen die Schubkraft  $\frac{T}{2}$  in der Richtung der Stabachsen und das Biegemoment  $M$  aufnehmen. Infolge der Schubkraft enthält jedes Niet die Kraft

$$N_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{T}{2}$$

( $\frac{1}{2}$ , weil zwei Niete vorhanden sind; sollten drei Niete angeordnet sein, dann wird  $N_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{T}{2}$ ). Infolge des Momentes  $M$  enthalten die äußeren Niete die Kraft

$$N_2 = \frac{M}{b}$$

( $b$  bedeutet die äußerste Entfernung der Niete;  $N_2 = 1,0 \cdot \frac{M}{b}$  gilt für zwei und drei Niete; für vier Niete wird  $N_2 = 0,9 \cdot \frac{M}{b}$ ).

Die Mittelkraft  $N$  aus  $N_1$  und  $N_2$ , die die größte Nietbelastung darstellt, ist dann

$$N = \sqrt{N_1^2 + N_2^2}.$$

Die Beanspruchung  $\sigma$  der Bindebleche und Niete muß mit der zulässigen Stützenbeanspruchung übereinstimmen.

#### γ) Zahlenbeispiel.

Die Bindebleche sind für die  $\Gamma$ -Eisenstütze, für die im vorangegangenen Teil die freie Knicklänge der einzelnen Stäbe berechnet worden ist, zu bestimmen.

$$Q = 55,0 \cdot 0,02 = 1,1 \text{ t.}$$

Die auf das Bindeblech wirkende Schubkraft (Abb. 256)

$$\frac{T}{2} = \frac{1}{2} \cdot Q \cdot \frac{c}{h} = \frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot \frac{75}{15,84} = 2,6 \text{ t;}$$

$$M = 2,6 \cdot \frac{g}{2} = 2,6 \cdot \frac{20}{2} = 26,0 \text{ cm t.}$$

Das Trägheitsmoment des Bindebleches ist mit dem durch die Niete geschwächten Querschnitt (Abb. 256)

$$J_{\text{in}} = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot 15,0^3 - 2 \cdot 1,0 \cdot 2,0 \left( \frac{8,0}{2} \right)^2 = 217 \text{ cm}^4,$$

mithin das Widerstandsmoment

$$W_{\text{in}} = \frac{217}{7,5} = 29 \text{ cm}^3$$

und die größte Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{in}}} = \frac{26,0}{29} = \text{rd. } 0,9 \text{ t/cm}^2.$$

Die Nietkraft infolge der Schubkraft ist

$$N_1 = \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{2} = 2,6 \cdot \frac{1}{2} = 1,3 \text{ t}$$

und die Nietkraft  $N_2$  infolge des Momentes

$$N_2 = \frac{M}{b} = \frac{26,0}{8,0} = 3,25 \text{ t.}$$

daraus die Mittelkraft (Abb. 256)

$$N = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} = \sqrt{1,3^2 + 3,25^2} = 3,5 \text{ t;}$$

$$\tau = \frac{3,5}{2,0^2 \cdot \pi} = 1,115 \text{ t/cm}^2.$$

## 6. Berechnung und Ausführung der Vergitterungen.

### a) Allgemeines.

Soll an Stelle der Bindebleche eine Vergitterung vorgesehen werden, so dürfen die berechneten zulässigen Knicklängen für  $l_1$  des Einzelstabes ebenfalls nicht überschritten werden (vgl. Abb. 257).

Die größte Stabkraft in den Schrägen ergibt sich mit

$$S = \frac{Q}{\sin \varphi}.$$

Es ist zu beachten, daß die nicht kreuzförmig angeordneten Schrägen knicksicher ausgebildet werden müssen.

### b) Zahlenbeispiel.

Für das im vorangehenden Teil 5, a,  $\delta$  angegebene Beispiel soll nunmehr eine Vergitterung vorgesehen werden. In Abb. 257 ist die Vergitterung dargestellt:

$$\text{tg } \varphi = \frac{20,0}{30,0} = 0,667;$$

$$\varphi = 33^\circ 40'; \quad \sin \varphi = 0,554.$$

Die größte Querkraft ist nach dem Vorangegangenen 1,1 t. Die größte Stabkraft an der Schräge

$$S = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q}{\sin \varphi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,1}{0,554} = \infty \pm 1,00 \text{ t}$$

( $1/2$ , weil zwei Schrägen vorhanden sind, eine an der Vorder- und eine an der Rückwand der Stütze). Vorhanden ist ein Flacheisen  $60 \cdot 10 \text{ mm}$  mit

$$F = 6,0 \text{ cm}^2;$$

$$J_{\text{min}} = \frac{6,0 \cdot 1,0^3}{12} = 0,5 \text{ cm}^4;$$

$$i = \sqrt{\frac{0,5}{6,0}} = 0,29 \text{ cm.}$$

Die Knicklänge  $s_K$  beträgt 36,1 cm:

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{36,1}{0,29} = \text{rd. } 125;$$

die hierzu gehörige Knickzahl  $\omega = 3,71$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{S \cdot \omega}{F} = \frac{1,0 \cdot 3,71}{6,0} = 0,62 \text{ t/cm}^2.$$

Die Schrägen sind mit einem Niet von 20 mm Durchmesser angeschlossen:

$$\tau = \frac{1,0}{2,0^2 \cdot \pi} = 0,32 \text{ t/cm}^2.$$

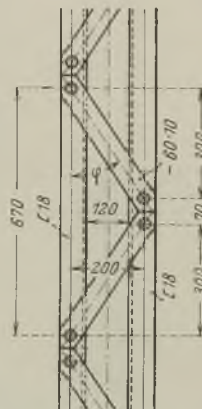


Abb. 257.

## 7. Darstellung von Gesamtausführungen.

Die in Abb. 258 veranschaulichte Stütze geht durch sechs Geschoße: Im Erdgeschoß besteht der Querschnitt aus 1 I P 40; im ersten Geschoß aus 1 I P 28, verstärkt durch zwei über Kreuz liegende Winkelisen  $70 \cdot 70 \cdot 7$ ; im zweiten Geschoß nur aus dem vom ersten Geschoß ohne Stoß durchgeführten I P 28; im dritten Geschoß aus einem I P 20, verstärkt durch zwei über Kreuz liegende Winkelisen  $70 \cdot 70 \cdot 7$ , und im vierten und fünften Geschoß nur aus dem vom dritten Geschoß ohne Stoß durchgeführten

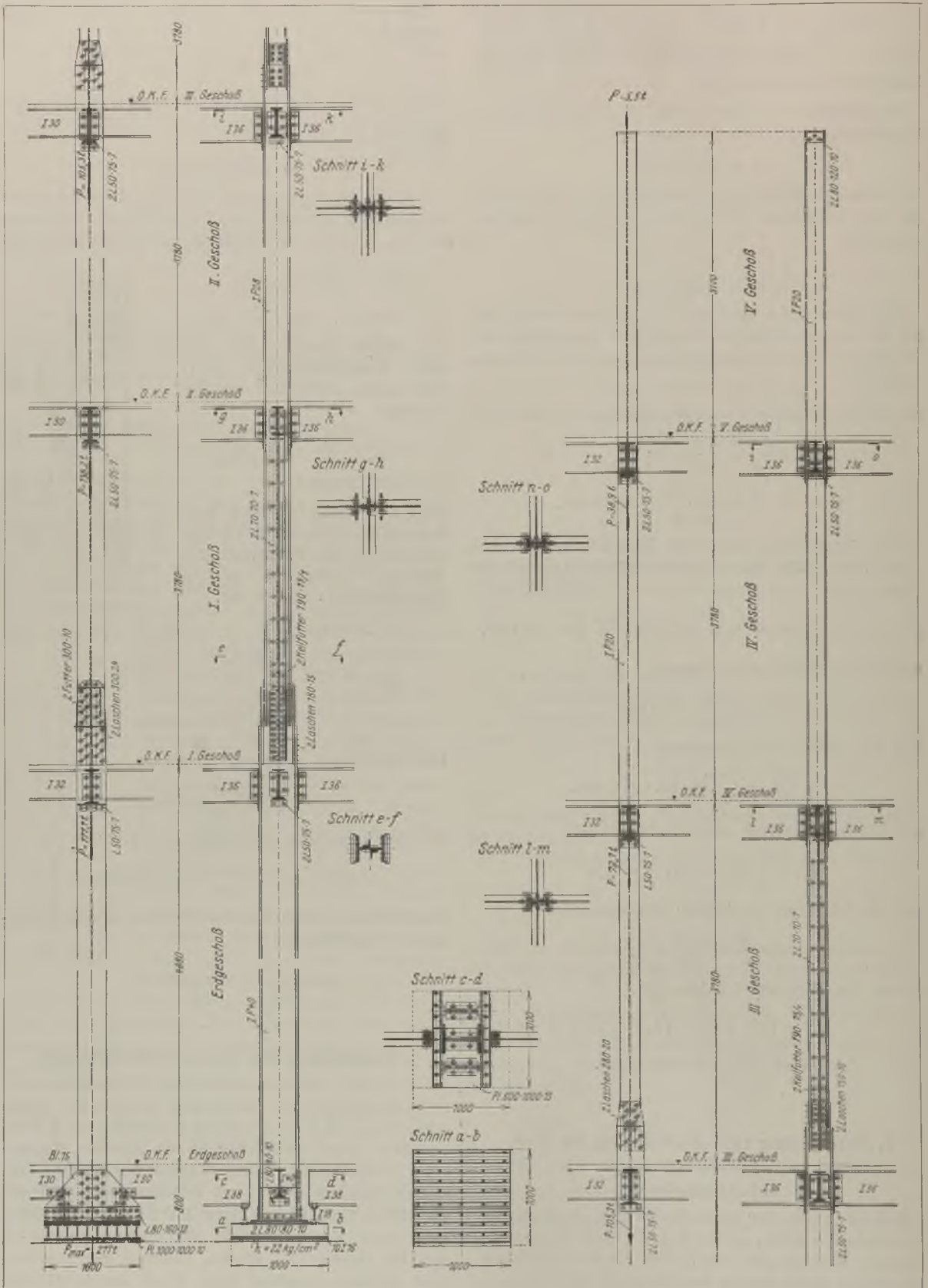


Abb. 258.

IP 20. Der durch die sechs Geschosse hindurchlaufende Stützenzug hat somit nur zwei Stöße aufzuweisen.

Der aus Stehblech und Winkel bestehende Stützenfuß liegt auf einem aus 10 I 16 gebildeten Trägerrost. Da im Kellergeschoß massive Pfeiler angeordnet sind, so schließen am Stützenfuß die Träger der Decke über dem Kellergeschoß an. Die Unterzüge lagern sich mit Hilfe von I-Eisen Unterlagstücken auf den Rost und entlasten im Gegensatz zur Ausführung nach Abb. 259 somit den Stehblechanschluß am Stützenflansch. Die Deckenträger werden einfach am Stielsteg durch Winkel eingeschlossen.

Die Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger erfolgen in der bekannten Weise; zur bequemeren Aufstellung sind außer dem eigentlichen Winkelanschluß Reitwinkel angeordnet.

Bei den Stößen liegen die Flanschen zwischen Innenfläche des unteren und Außenfläche des oberen Querschnittes. In der unteren Hälfte der Laschen sind daher Schlitzlöcher vorgesehen.

Die im ersten und dritten Geschöß angeordneten Verstärkungswinkel dienen am oberen Ende gleichzeitig als Anschlußwinkel der Deckenträger, und am unteren Ende sind sie mit Hilfe von Übergangkeilfuttern über die Stegstoßlaschen gezogen.

In Abb. 259 ist eine Stütze aus 2 I-Eisen dargestellt. Der aus Stehblech und Winkeleisen bestehende Stützenfuß liegt auf einem Trägerrost. Im Gegensatz zu der vorher besprochenen Ausführung nach Abb. 258, wo der Unterzug auf dem Trägerrost liegt, sind hier die über dem Kellergeschoß liegenden Unterzüge am Fußblech eingeschlossen.

Die Unterzüge über dem Erdgeschoß sind durchlaufend und lagern unmittelbar auf das Verstärkung-I 50 auf. Um eine breitere Auflagerfläche zu schaffen, ist der Steg durch zwei Flacheisen 310 · 8 verstärkt. Der Steg und die beiden Verstärkungsfacheisen sind oben

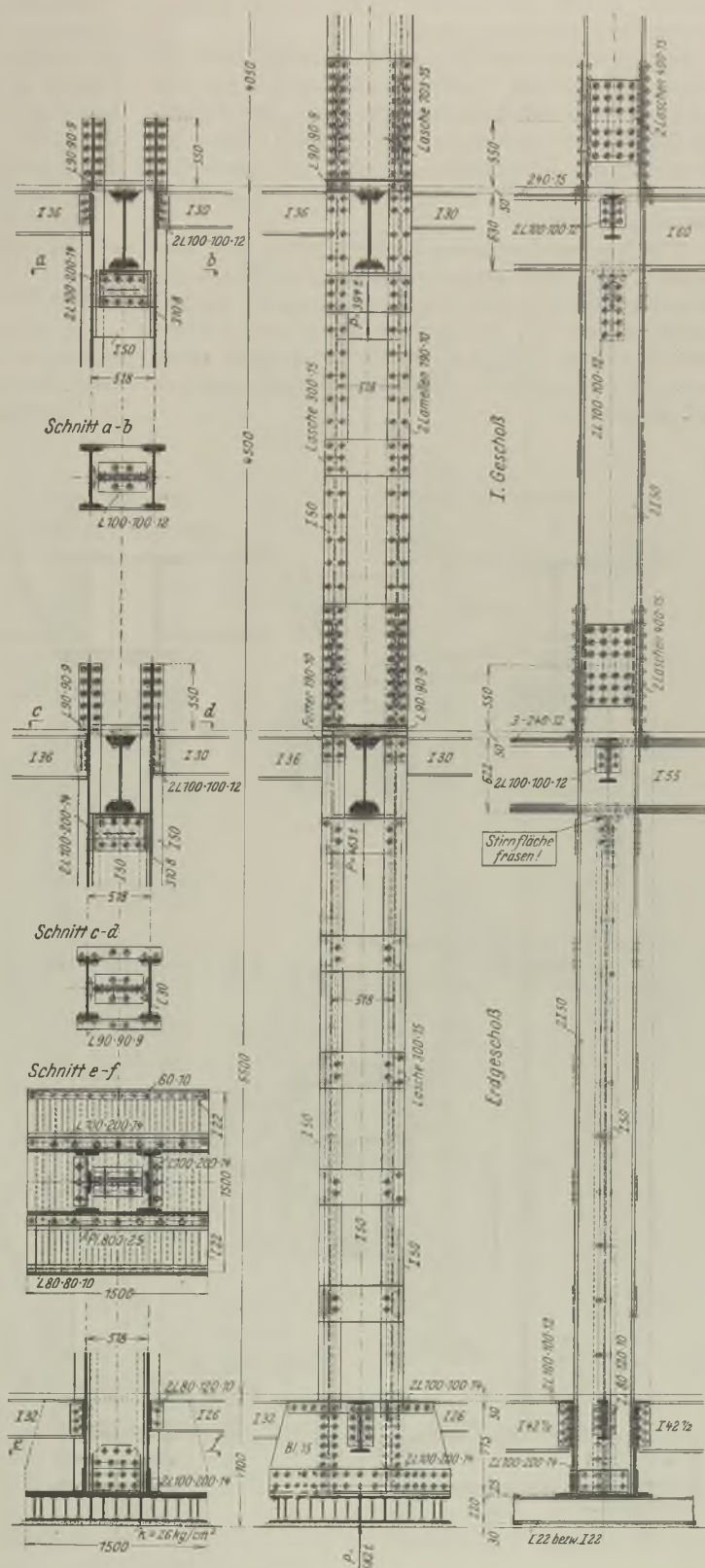


Abb 259

gefräst, so daß der Auflagerdruck der Unterzüge unmittelbar übertragen wird.

Der Unterzug über dem ersten Geschoß ruht auf einem Auflagerbock, bestehend aus einem I 50; hier ist ein Fräsen der Auflagerfläche nicht erforderlich, da die gesamte Auflagerkraft durch die 2 C-Eisen an dem Steg des I 50-Bockes und von dort durch den Winkeleisenanschluß in die Stöße der Stützenstiele übertragen wird.

Abb. 260 veranschaulicht eine Stütze aus vier C-Eisen. Da eine seitliche Übertragung durch die Abmessungen des unterlagernden massiven Pfeilers nicht möglich ist, ist der aus Blech und C-Eisen gebildete Fuß nicht breiter als die Lasche selbst gemacht und auf einen 1,6 m langen Trägerrost aus 5 I 28 gesetzt.

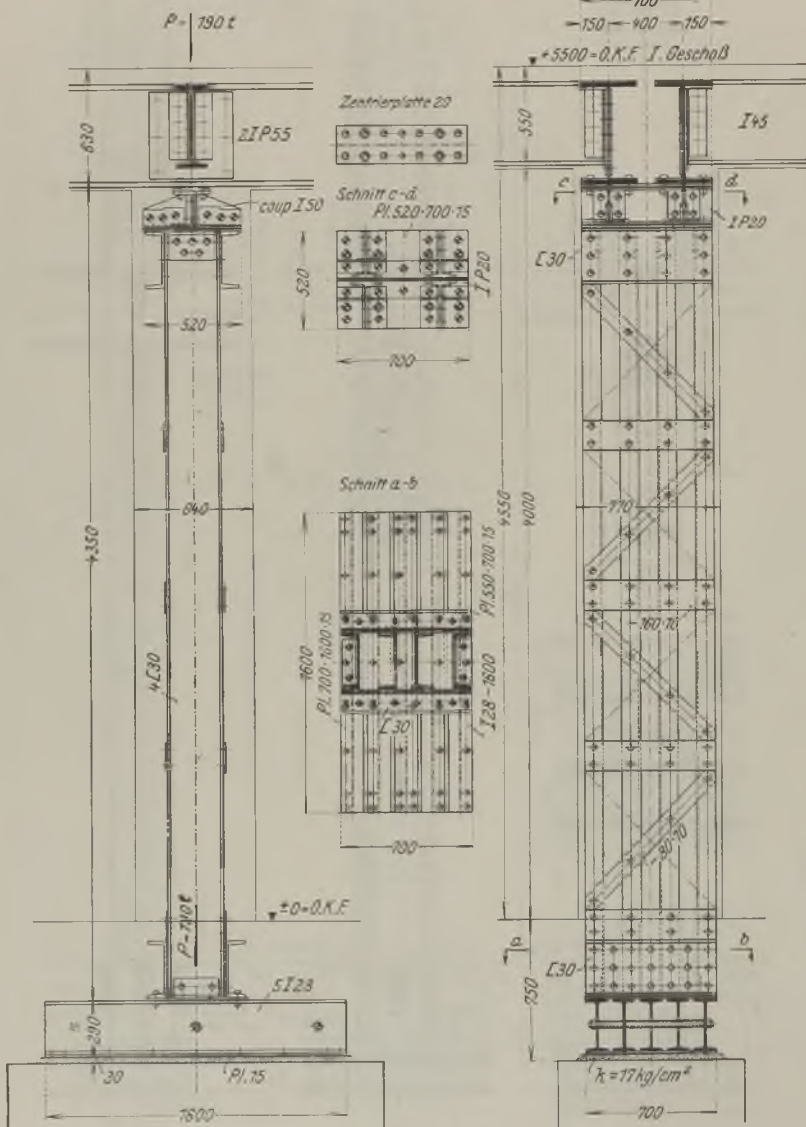


Abb. 260.

Die Auflagerkraft wird durch eine Konstruktion, bestehend aus vier Konsolen, die verstärkt sind, gleichmäßig und zentrisch auf die vier Stiele der C-Eisen 30 gebracht. Das IP 20 ist durch die Konsole ausgesteift, die oben in dem Flansch der IP 20 eingepaßt sind. Die Konsolen sind mit dem IP 20 durch eine Platte verbunden, so daß der gesamte Auflagerdruck gleichmäßig übertragen wird.

Abb. 261 stellt schließlich einen Stützzug aus vier Winkeleisen dar.

### 8. Die Werkstattaufgabe der Geschoßbaustützen.

Die Werkstattzeichnungen für die Geschoßbaustützen werden am besten im Maßstab 1 : 10 hergestellt. Um das doppelte Zeichnen zu vermeiden, wird der Stützzug so weit wie möglich über mehrere

Geschosse aufgetragen. Bei einstufigen Stützen können die Stützenquerschnitte abgebrochen gezeichnet, also die Geschoßhöhe in verringertem Maßstab aufgetragen werden.

Bei Nieten und Schrauben ist die Bezeichnung unbedingt nach den Normen zu wählen, damit bei den Stützen und Anschlüssen auf der Montage keinesfalls Schrauben genommen werden, wenn im Büro Niete vorgesehen sind.

Zur Vermeidung von Fehlern sind in den einzelnen Geschossen die Fußbodenoberkanten einzuzeichnen und mit Höhenordinaten zu versehen. Ebenso ist das Maß von der Oberkante des obersten Fußbodens bis zum Fundament deutlich anzugeben. Außerdem ist die Stützenfußplatte einzutragen, der Gesamtauflagerdruck und die größte Pressung  $k$  des Fundamentes anzugeben. Über die zulässige Fundamentpressung  $k$  ist bereits vor Arbeitsbeginn mit der bauausführenden Firma Übereinstimmung herbeizuführen.

Die Höhenlage der Unterzüge und Deckenträger, bezogen auf Oberkante Fußboden, ist in jedem Geschoß einzuschreiben. Ebenso müssen aus den Zeichnungen die Lochmaße für die anzuschließenden Unterzüge und Deckenträger genau hervorgehen, damit das häufige Nichtpassen der Anschlüsse unbedingt vermieden wird.

In Abb. 262 ist eine Werkstattzeichnung im verkleinerten Maßstab dargestellt.

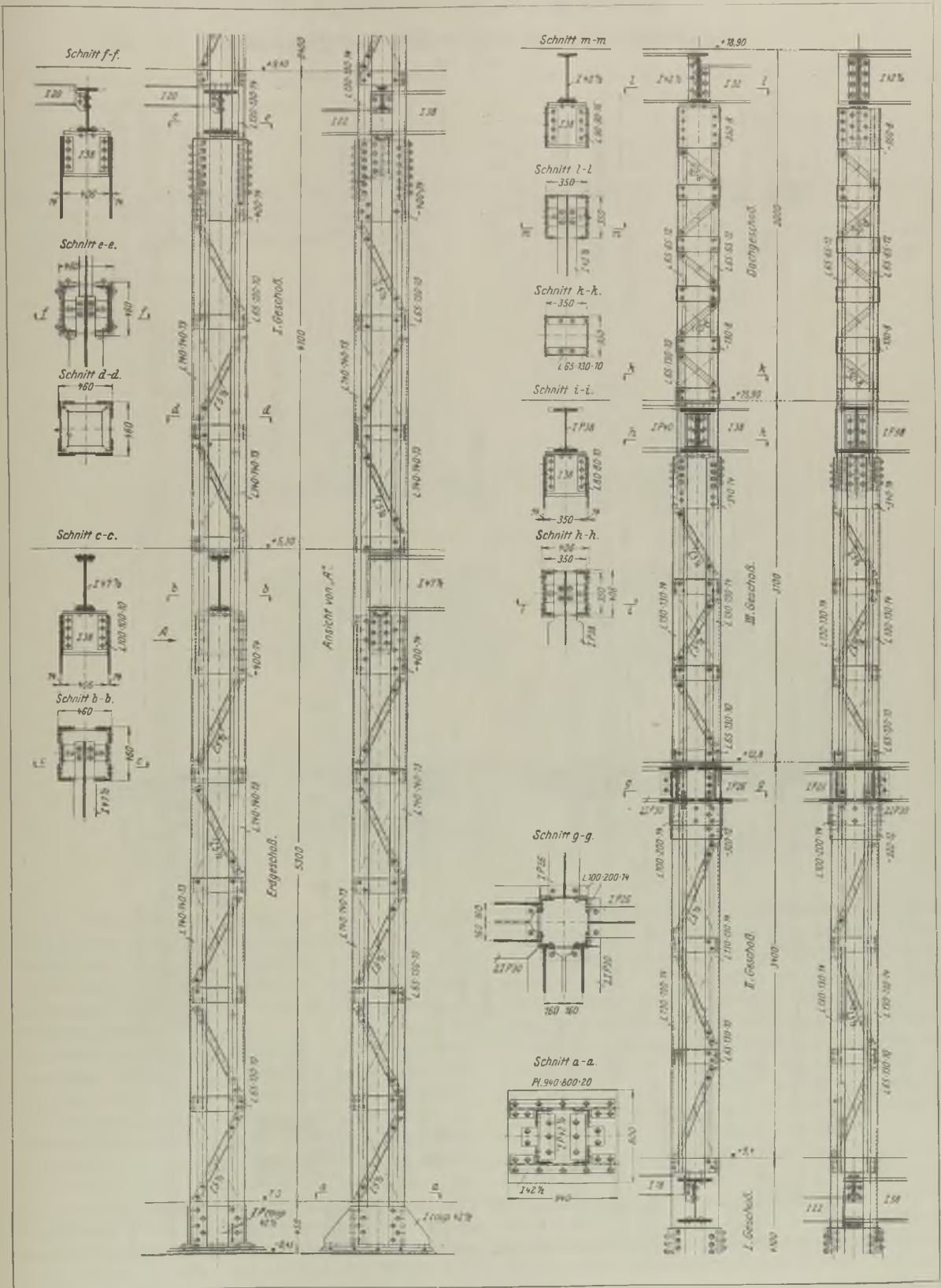


Abb. 261.



Stützen S 9D und S 10D im Keller und Erdgeschoss.  
Massstab 1:10

Kon 765  
Blatt 11

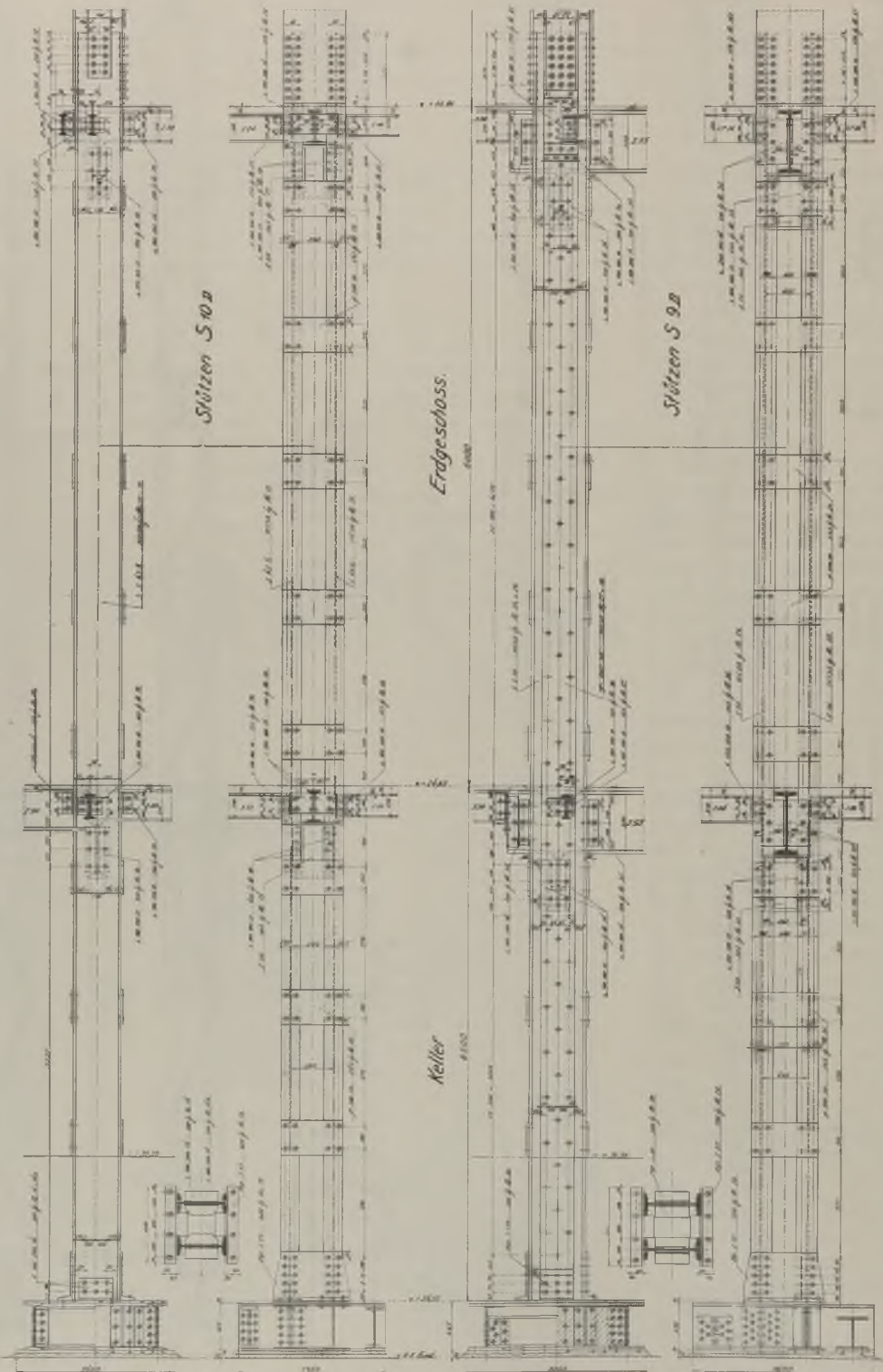


Abb. 262. Verkleinerung einer Werkstattzeichnung.

## B. Ausführung der Pendelstützen.

### Ba) Ausführung der vollwandigen Pendelstützen.

#### 1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße.

Wie schon der Name Pendelstütze besagt, soll ein Pendeln der Stütze in der Richtung des wagerechten Kraftangriffs möglich sein; mit andern Worten, die Stütze soll unten und oben möglichst gelenkig gelagert werden. Früher wurden derartige Auflager aus Gußeisen hergestellt; sie mußten besonders angefertigt werden, waren sehr kostspielig und erforderten lange Lieferzeit.

Knaggen am Auflagerunterteil natürlich der vollen auftretenden Kraft  $H$  genügen muß.

Damit die Stützen auch in seitlicher Richtung geführt sind, werden gemäß Abb. 263 an den Flanschen der Stützenstiele Winkel angeschossen, die etwa 3 bis 5 mm vom Lagerunterteil entfernt bleiben, denn durch unmittelbare Auflagerung der Winkel würde sonst die durch die gewölbte Auflagerplatte geschaffene Zentrierung und Gelenkigkeit nicht zur Wirkung kommen,

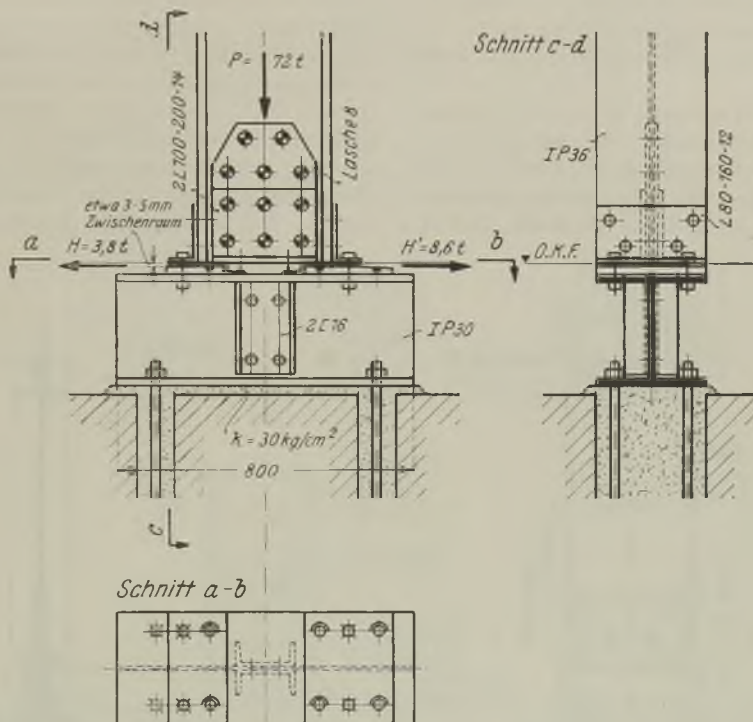


Abb. 263.

Die Fußausführung erfolgt am besten gemäß Abb. 263 bis 268. Die Lagerunterteile bestehen je nach Größe des Auflagerdruckes aus einem oder mehreren I-, C- oder IP-Eisen. Die Berechnung der Lagerunterteile erfolgt nach Band I, 5. Auflage, sechster Abschnitt, Teil II, A, 2, f, bzw. wenn sie als Rostträger angenommen werden, nach dem zweiten Abschnitt, Teil II, A, 1 g des vorliegenden Bandes. Auf dem Lagerunterteil sind in einem gegebenen Abstand zwei Knaggen angenietet, zwischen denen eine am Stützenfuß angenietete Platte eingreift. Diese Platte wird auf der unteren Seite etwas gewölbt ausgeführt, damit eine leichte Drehbarkeit des Auflagers in der Richtung der wagerechten Kraft erzielt wird. Die eingreifende Platte gibt den lotrechten Auflagerdruck unmittelbar auf den Lagerunterteil ab. Die wagerechte Kraft  $H$  wirkt gegen eine der beiden aufgenieteten Knaggen, weshalb der Anschluß einer der

Ist die Platte entsprechend schmäler als die Breite des Lagerunterteils, so können auch gemäß Abb. 264 auf dem Lagerunterteil schmale Flacheisen aufgenietet werden, die ebenfalls ein seitliches Wegrutschen der Stütze verhindern. Schließlich würde auch die Ausführung nach Abb. 265 genügen, indem in einfacher Weise zwei Schrauben in der Mitte der Platte angeordnet werden, die den Stützenfuß mit dem Lagerunterteil verbinden. Da die Schrauben im Scheitelpunkt der gewölbten Platte sitzen, wird die Gelenkigkeit der Stütze nicht behindert.

In statischer und konstruktiver Hinsicht sind derartige Ausführungen von Gelenklagern völlig einwandfrei, da sowohl eine Kraftübertragung in lotrechter und wagerechter Richtung, wie auch eine Drehung in der Binderebene möglich ist. Außerdem sind diese Ausführungen in wirtschaftlicher Hinsicht den Gußlagern überlegen, da man für die Fußknotenpunkte

und Lagerunterteile Abfallenden von Trägern verwenden kann, die sonst infolge ihrer geringen Länge in den Schrott kommen. Es werden somit vollwertige Konstruktionsteile aus dem billigen Schrott gewonnen.

Die Berechnung der Stützenfüße bietet nichts Neues, entweder man überträgt den vollen Nietanschluß auf den Lagerunterteil, oder man fräst den Stützenquerschnitt unten und setzt ihn unmittelbar auf die Unterlagsplatte. Die Berechnung und Ausführung erfolgt nach Teil II, A, 3 des Bandes II. Die dort bei den Kranträgerauflagern gegebenen Konstruktionen sind sinngemäß anzuwenden, indem der Kranträger als Lagerunterteil angesehen wird. Die Berechnung und Ausführung erfolgt in gleicher Weise wie dort angegeben.

Die Berechnung der Lagerunterteile erfolgt für eine Ausführung aus Gußeisen oder Stahlformguß nach Band I (5. Auflage), sechster Abschnitt, Teil II, A, 2, e und für eine Ausführung aus Trägerstücken ebenfalls nach Band I (5. Auflage), sechster Abschnitt, Teil II,

A, 2, f. Zu vergleichen sind auch die im Band II, Teil II, A, 2, b bis c gemachten Angaben.

Bei kleinen Auflagerdrücken genügt auch die Ausbildung der Füße gemäß Abb. 269 ohne besondere Lagerunterteile. Es ist zu beachten, daß in Richtung der angreifenden wagerechten Kraft bzw. in Richtung des Binders die Auflagerplatte möglichst schmal ausgebildet und die Verankerung in der Mittelachse der Platte angebracht wird, damit eine Einspannung vermieden wird. Praktisch genommen können bei kleineren Auflagerdrücken derartige Füße ebenfalls als Pendel-Auflager angesehen werden.

Die Verankerung der Lagerunterteile bzw. der Stützenfüße erfolgt nach Teil II, Ca; es handelt sich bei diesen Auflagern, da Zugkräfte nicht auftreten, meistens nur um eine Montageverankerung.

Sind die vorhandenen Bodenverhältnisse sehr schlecht und Bodensenkungen zu befürchten, so läßt man die Ankerbolzen gemäß Abb. 264 entsprechend überstehen und schützt das Gewinde durch Gasrohrstücke. Bei eingetretener Senkung kann dann die

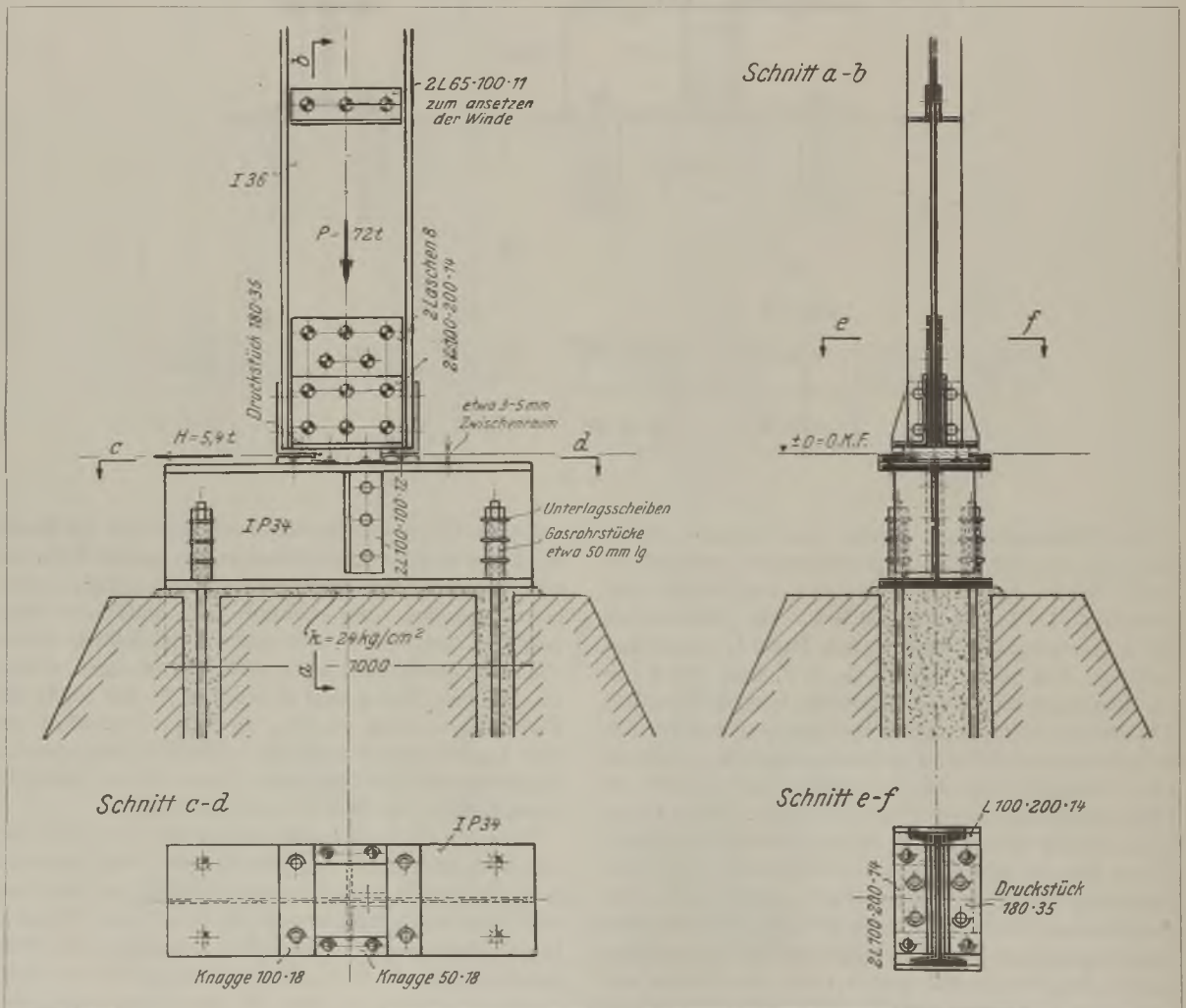


Abb. 264.

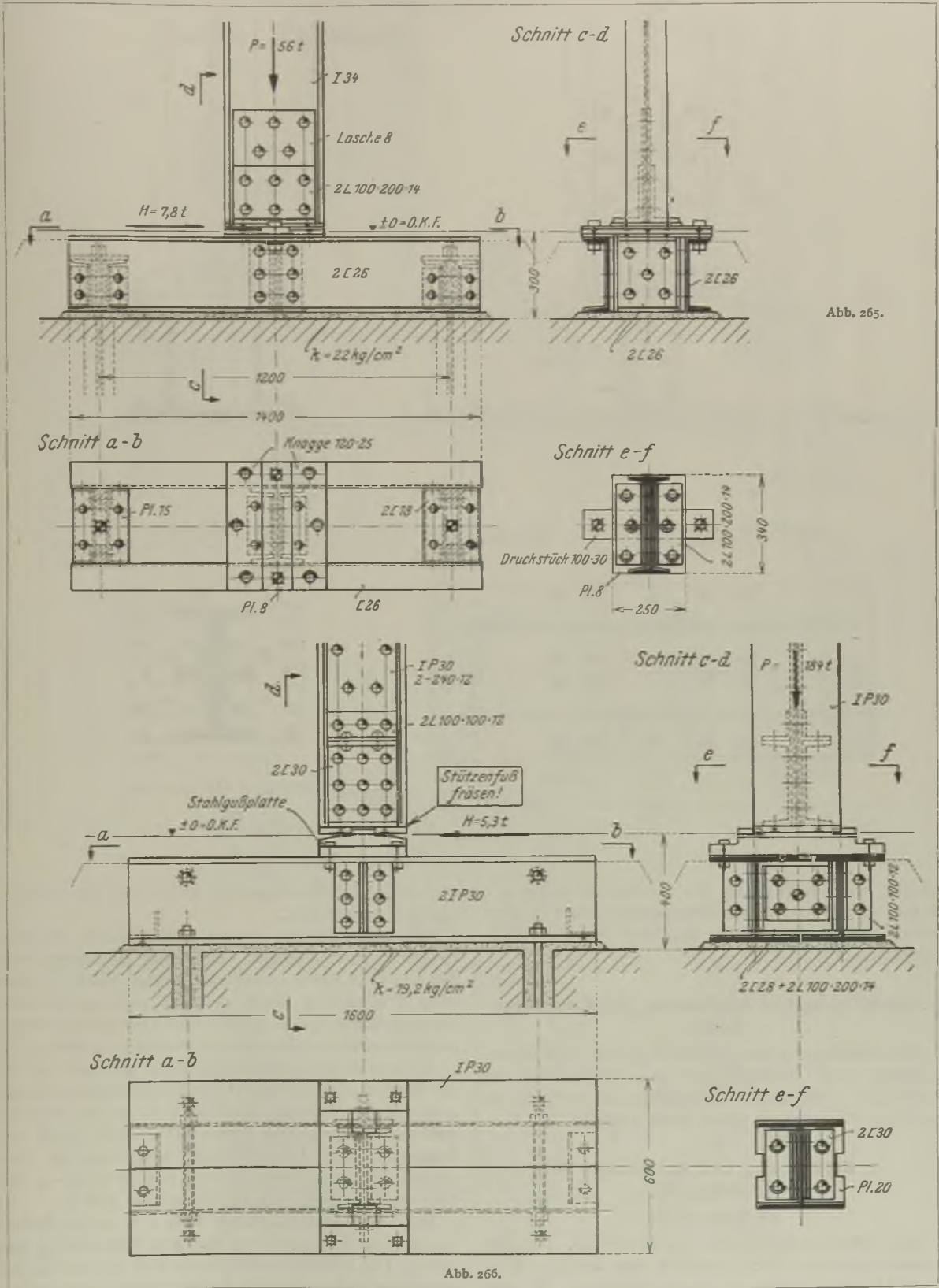


Abb. 265.

Abb. 266.

Abb. 265 und 266.

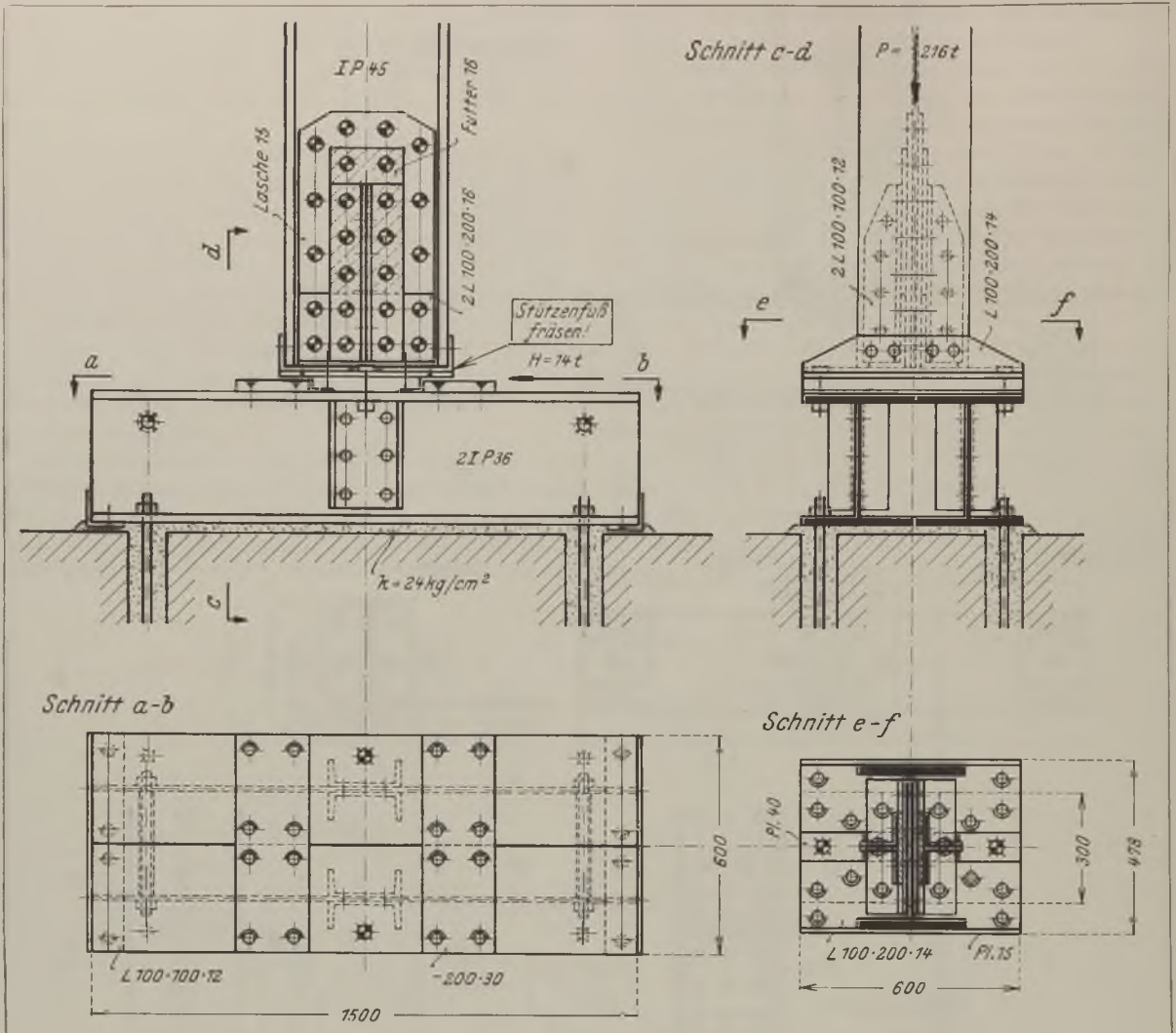


Abb. 267.

Stütze, nach Entfernung des Gasrohres, wieder gehoben werden; zu diesem Zweck sind etwa 1 m über dem Fußboden Winkeleisen zum Ansetzen der Winde vorgesehen.

**2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe.**

Die Berechnung und Ausführung der Kranträgerauflager und Konsolträger ist ausführlichst im Teil II, A, 3 des Bandes II gegeben, so daß sich ein weiteres Eingehen an dieser Stelle erübrigt.

**3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe.**

**a) Allgemeines.**

Am Stützenkopf schließt der Binder an. Der Anschluß geschieht im allgemeinen ohne Rücksicht auf eine Längsbeweglichkeit (bewegl. Auflager). Es wer-

den beide Binderauflager als feste bzw. als Gelenk-auflager ausgebildet.

Abb. 270 und 271 zeigen zwei einfache Ausführungen. Das Auflager bzw. der Anschluß des Binders wird durch einen coup Träger bewirkt. Das coup Trägerstück kann natürlich auch in der bekannten Weise durch ein Blech mit entsprechend angeietetem Winkeleisen ersetzt werden (vgl. Abb. 272).

Bei den Ausführungen nach Abb. 270 und 271 ist der Binder mittig gelagert: Die Netzlinien des oberen und unteren Gurtes schneiden sich in der Schwerlinie der Stütze. Die Stütze erhält hier durch die Binderbelastung kein Moment, wohl aber der Anschluß des coup Trägerstückes mit  $M = P_B \cdot a$ , die Berechnung erfolgt im nachfolgenden Teil b.

Bei der Ausführung nach Abb. 272 ist die Stütze durch den Auflagerdruck dagegen außermittig belastet. Die Netzlinien des oberen und unteren Gurtes schneiden sich außerhalb der Schwerlinie der Stütze,

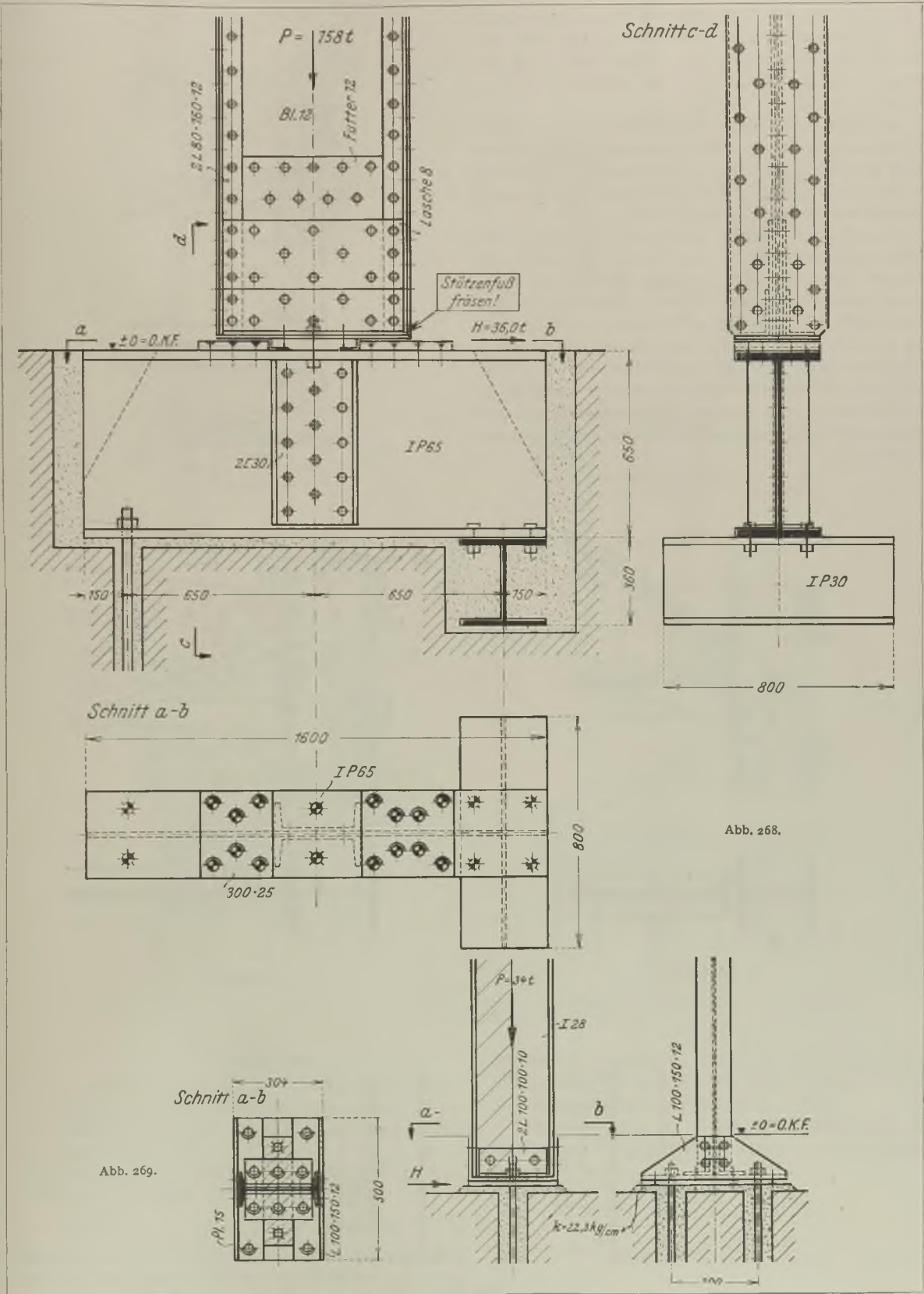


Abb. 268.

Abb. 269.

Abb. 268 und 269.

und zwar an der Stützeninnenkante. Hier erhält die Stütze ein Moment von  $M = P_B \cdot e$ . Der Anschluß des Binders an der Stütze wird hier nur durch den Auflagerdruck auf Abscheren beansprucht.

Natürlich kann der Angriffspunkt des Binderauflagerdruckes auch außerhalb oder beliebig innerhalb der Stütze angreifen; es sind dann bei der Stütze sowie bei dem coup Trägeranschluß die auftretenden Momente zu berücksichtigen (Abb. 273).

Verschiedene weitere Ausführungen zeigen die Abb. 274 bis 276. Bei der Ausführung nach Abb. 276, bei der der Binderfuß auf dem Stützenkopf liegt, ist zu beachten, daß der Auflageranzpunkt des Binders möglichst nah an den Stützenkopf gelegt wird, da zu berücksichtigen ist, daß die zu übertragende Horizontalkraft auf das Lagerknotenblech des Binders und auf die Endstäbe des Binders ein Moment ausübt (Abb. 277), das die Stäbe s-förmig zu verbiegen sucht und somit größere Stabnebenspannungen verursacht.

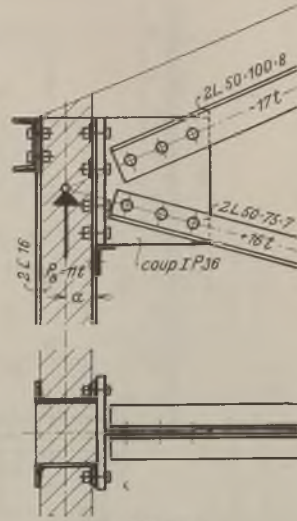


Abb. 270.

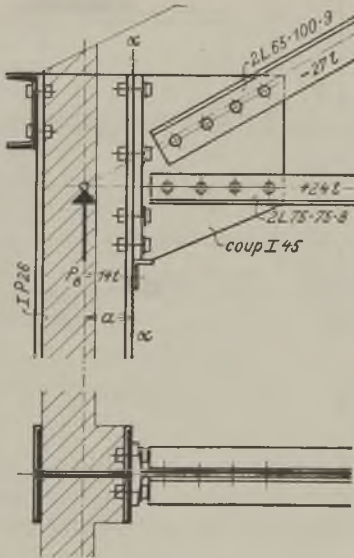


Abb. 271.

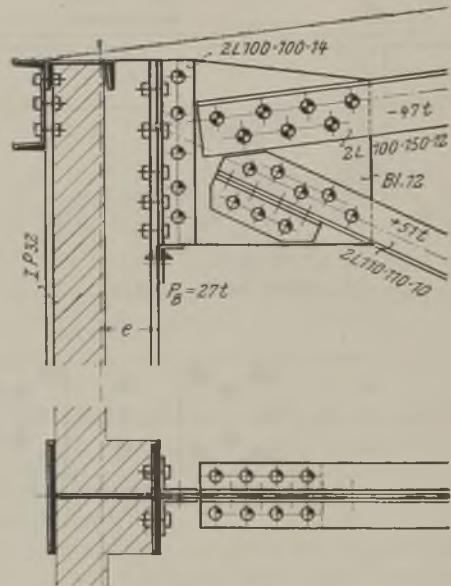


Abb. 272.

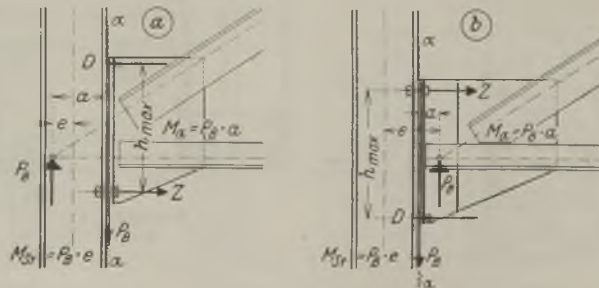


Abb. 273.

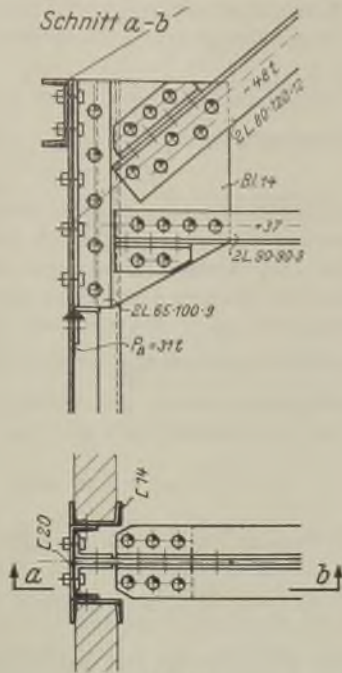


Abb. 274.

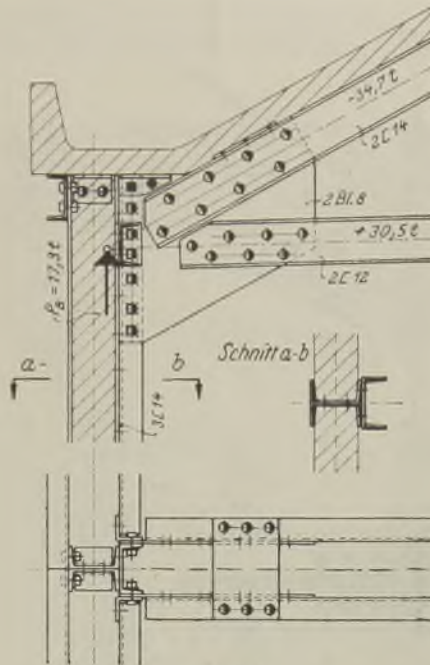


Abb. 275.

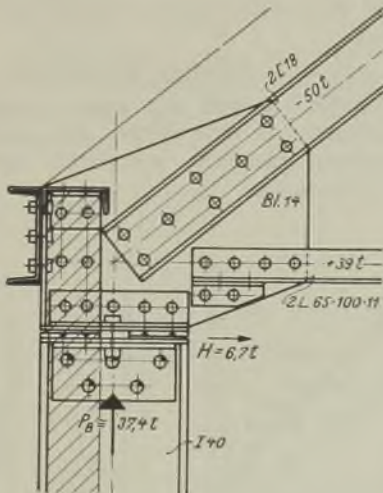


Abb. 276.

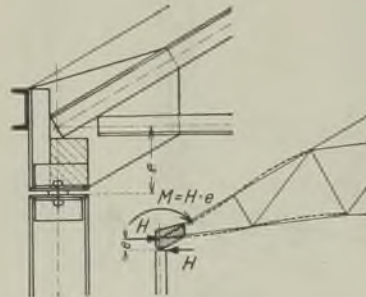


Abb. 277.

Abb. 274 bis 277.

**b) Zahlenbeispiel.**

Der in Abb. 278 dargestellte Binder-Anschluß an eine Stütze wird nachstehend durchgerechnet. Sämtliche Abmessungen und Bezeichnungen sind in der Abbildung eingetragen.

Der Anschluß des Binderfußpunktes an die Stütze (Schnitt  $\alpha - \alpha$ , Abb. 278) hat ein Moment

$$M = P_B \cdot a = 37,0 \cdot 14,0 = 518,0 \text{ cmt}$$

auszuhalten; da er außer auf Abscherung auch auf Abreißen beansprucht ist, hat die Verbindung durch

Schrauben zu erfolgen. Die oberste Ecke des Binderfuß-Knotenpunktes kann als Druckauflager und somit als Drehpunkt angenommen werden.

Vorhanden sind 12 Stück 7/8" Schrauben; die größte Zugkraft erleiden die beiden untersten Schrauben (Abb. 278):

$$\begin{aligned} \max Z &= M \cdot \frac{h_{\max}}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_4^2 + h_5^2 + h_{\max}^2} \\ &= 518,0 \cdot \frac{54,0}{4,0^2 + 16,0^2 + 28,0^2 + 40,0^2 + 47,0^2 + 54,0^2} \\ &= 3,60 \text{ t.} \end{aligned}$$



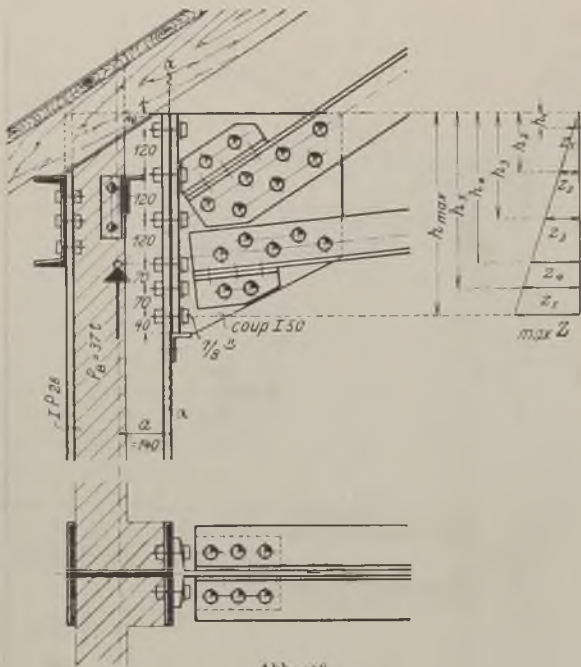


Abb. 278.

Da der Kernquerschnitt einer 7/8'' Schraube 2,72 cm<sup>2</sup> und der Bolzendurchmesser 2,222 cm beträgt, so wird die

$$\text{größte Zugbeanspruchung} = \frac{3,60}{2 \cdot 2,72} = 0,66 \text{ t/cm}^2;$$

$$\text{Scherbeanspruchung} = \frac{37,0}{12 \cdot \frac{2,222^2 \cdot \pi}{4}} = 0,80 \text{ t/cm}^2.$$

Bei derartigen Anschlüssen ist zu beachten, daß die Flansche bzw. Winkelschenkel durch die auftretenden Zugkräfte Biegungsbeanspruchungen erhalten: Im vorangehenden Beispiel übertragen die beiden untersten Schrauben 3,6 t; die nutzbare Höhe des anschließenden I 50-Flansches ist  $4,0 + \frac{7,0}{2} = 7,5$  cm; die Flanschstärke beträgt am Anfang der Rundung 3,0 cm und der Abstand von dort bis zur Schraube 2,5 cm.

$$M = \frac{3,6}{2} \cdot 2,5 = 4,50 \text{ cmt};$$

$$W_{\text{vorh}} = \frac{3,0^2 \cdot 7,5}{6} = 11,2 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{4,50}{11,2} = 0,40 \text{ t/cm}^2.$$

Bei der I P 28-Stütze ist der Flansch nicht so stark, dafür aber die nutzbare Länge bedeutend größer. Anschlüsse aus Blech und Winkelleisen (vgl. Abb. 272) werden meistens infolge der Biegung überbeansprucht werden.

#### 4. Sonstige Anschlüsse.

Die Abb. 279 und 280 zeigen Anschlüsse eines Seitenbinders an eine Stütze. Die Ausführung und Berechnung geschieht sinngemäß nach dem in Teil 3 Gesagten.

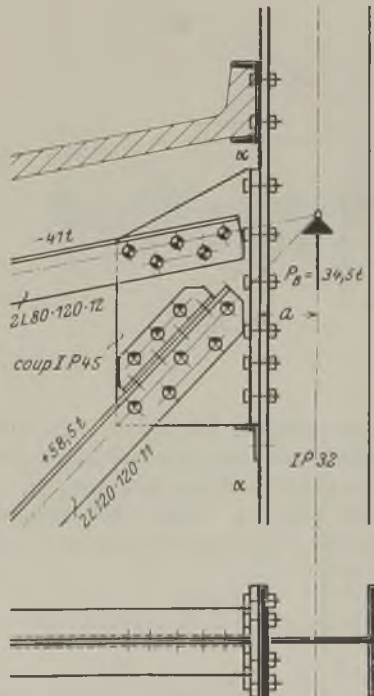


Abb. 279.

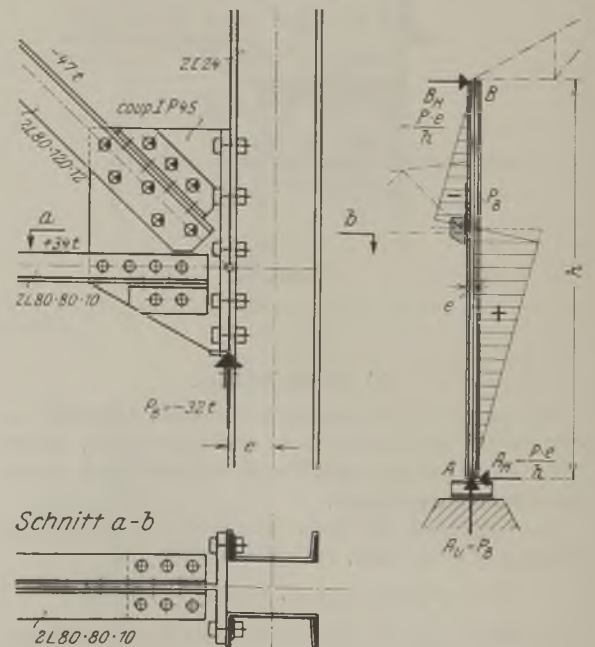


Abb. 280.

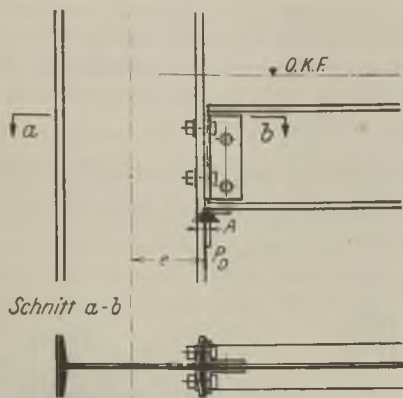


Abb. 28r.

Bei der Ausführung nach Abb. 279 ist der Binder mittig gelagert; die Anschlußschrauben haben im Schnitt  $\alpha - \alpha$  die abscherende Wirkung des Auflagerdruckes  $P_B$  und das Moment  $P_B \cdot a$  aufzunehmen (vgl. Berechnungsbeispiel Teil 3, b). Bei der Ausführung nach Abb. 280 ist der Endnetzpunkt des Binders in Außenkante Stütze gelegt. Hier hat der Schraubenschluß kein Moment aufzunehmen, sondern die Stütze erhält ein solches Moment  $M = P_B \cdot e$ .

Abb. 281 veranschaulicht den Anschluß eines Deckenträgers. Die Berechnung und Ausführung des Trägeranschlusses erfolgt wie bekannt. Die Stützen erhalten ein Moment  $M = P_D \cdot e$ .

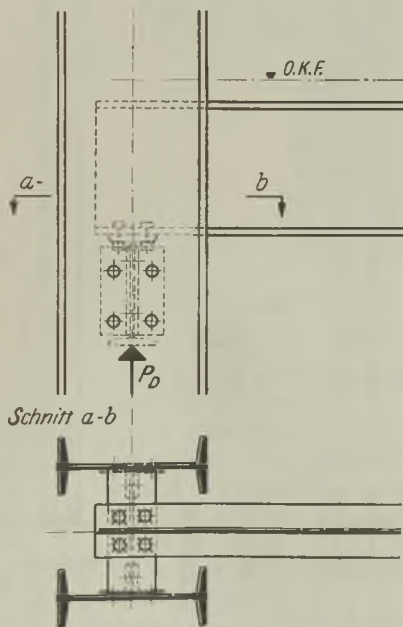


Abb. 28s.

Handelt es sich um Stützen aus zwei I- oder L-Eisen, so ist für den Deckenträger gemäß Abb. 282 eine mittige Lagerung möglich.

### 5. Bindebleche und Vergitterungen.

Bestehen die Stützen aus zwei [- oder zwei I-Eisen, dann müssen die Einzelstäbe durch Bindebleche oder Schrägen verbunden werden. Die Be-

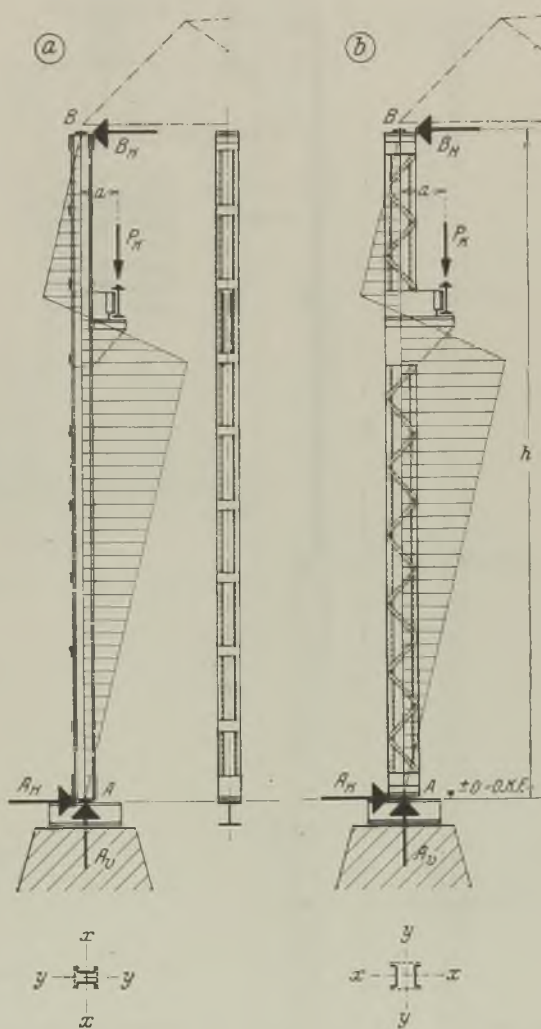


Abb. 283.

rechnung und Ausführung der Bindebleche und Vergitterungen erfolgt nach Teil II, 5 und II, 6.

Treten bei mehrgliedrigen Stützen Momente auf, so wird am besten die Materialachse  $x - x$  der Stütze senkrecht zur Drehrichtung des Momentes gelegt (Abb. 283 a). Wird die Stütze winkelnrecht zur freien

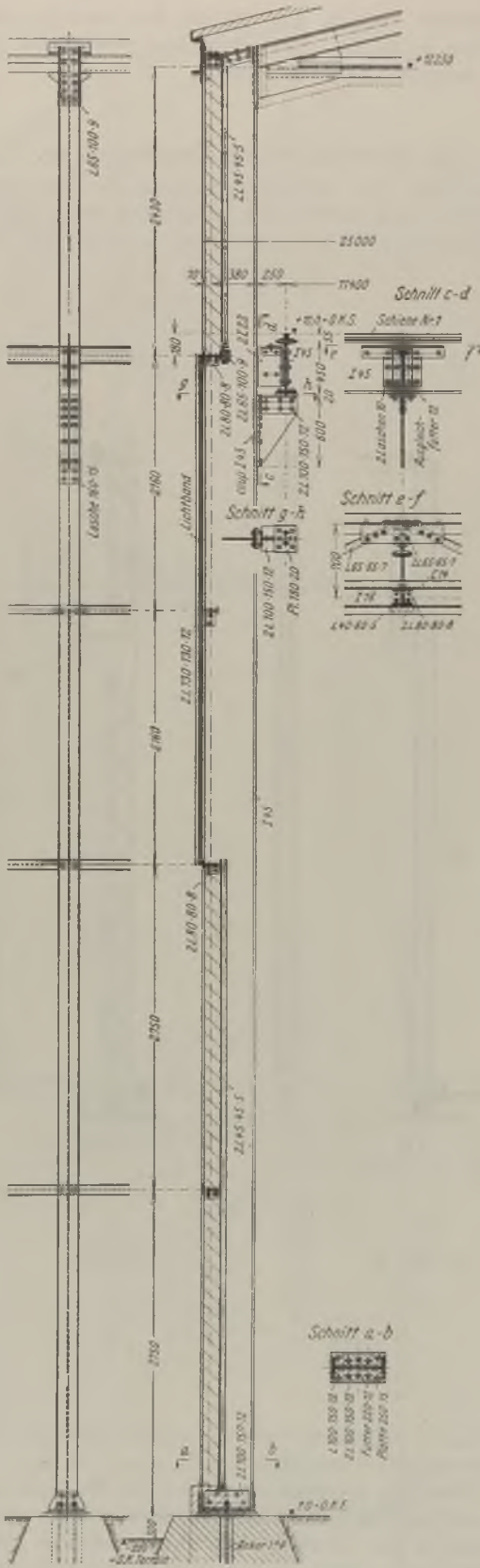


Abb. 284.

Achse  $y - y$  durch ein Moment beansprucht, so müssen die Schrägen der auftretenden Querkraft entsprechend ausgebildet werden (Abb. 283 b). In diesem Falle handelt es sich um Fachwerkstützen, die im Teil II, B, behandelt werden.

6. Darstellung von Gesamtausführungen.

Die Abb. 284 und 285 zeigen verschiedene Gesamtausführungen.

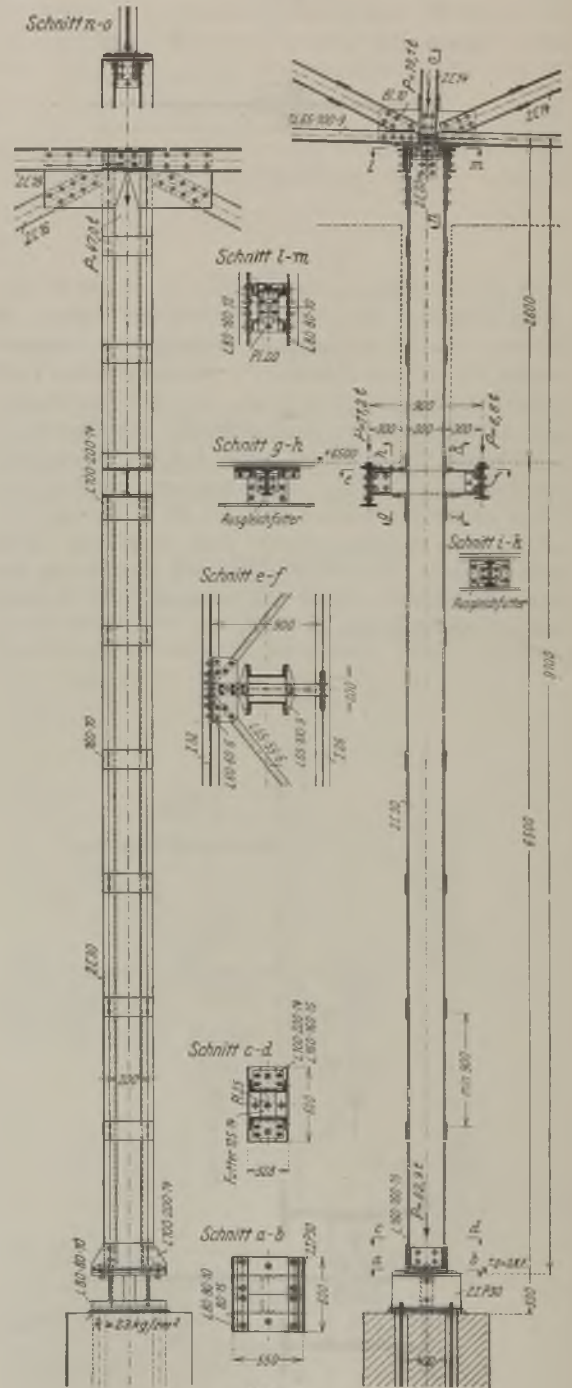


Abb. 285.

## Bb) Ausführung der fachwerkartigen Pendelstützen.

### 1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße.

Die Berechnung und Ausführung der Stützenfüße bei fachwerkartigen Stützen geschieht im wesentlichen wie bei den im Teil II, Ba, 1 besprochenen vollwandigen Pendelstützen. Eine Ausnahme bildet nur der Anschluß des Stützenfußes, an den nicht nur ein Stiel, sondern zwei Gurte anschließen. Mehrere Ausführungen geben die Abb. 286 bis 288.

Abbildungen 289 und 290 zeigen noch einige andere Ausführungen.

### 4. Die Ausbildung der Schrägen und Pfosten.

Die Abb. 291 bis 299 veranschaulichen verschiedene Anschlüsse von Schrägen und Pfosten an die Stützenstiele.

Die Abb. 291 zeigt die übliche Ausführungsweise, bei der die Schrägen und Pfosten unmittelbar

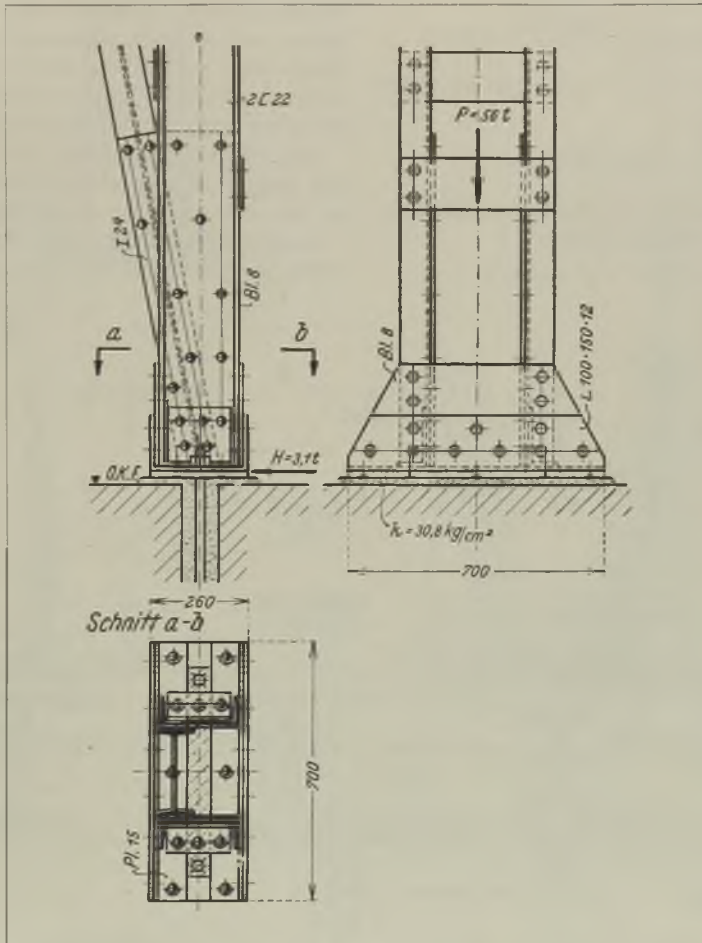


Abb. 286.

### 2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe.

Die Berechnung und Ausführung der Kranträgerauflager und Konsolträger ist ausführlichst im Teil II, A, 3 des Bandes II gegeben, so daß sich ein weiteres Eingehen an dieser Stelle erübrigt.

### 3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe.

Auch diese Ausführung entspricht derjenigen für vollwandige Stützen nach Teil II, Ba, 3. Die Ab-

auf den Trägerflansch angenietet sind. In Abb. 292 sind die Enden der Winkelschenkel nicht abgeschragt, was, abgesehen vom schlechten Aussehen, eine große Gefahr bedeutet, wenn dieser Anschluß sich in Augenhöhe befindet. Bei der Ausführung nach Abb. 293 sind die Enden beider Winkelschenkel abgeschragt, was bereits eine Verbesserung gegenüber der Ausführung nach Abb. 292 bedeutet.

Die in Abb. 291 bis 295 gezeigten Ausführungen sind jedoch aus verschiedenen Gründen nicht nur nicht gut, sondern auch gefährlich: Die aufgelegten

Schrägen und Pfosten wirken unschön und verringern den freien Durchgangsraum. Die abstehenden Schenkel können durch den Durchgangsverkehr sowie durch die am Kran hängenden Lasten leicht beschädigt werden. Außerdem liegt der Netzpunkt außerhalb des Stieles, so daß für die Stützenstiele beträchtliche Zusatzspannungen infolge der auftretenden Biegemomente entstehen. So ist dies z. B. bei der Ausführung nach Abb. 291

$$M = H \cdot f = \frac{V \cdot e}{g} \cdot f$$

(V ist in Abb. 291 zeichnerisch ermittelt)

$$M = \frac{22,0 \cdot 9,0}{190,0} \cdot 78,5 = 1,04 \cdot 78,5 = 82,0 \text{ cmt};$$

und da  $W_y$  des Stieles I 38 = 131,0 cm<sup>3</sup> ist, wird die Zusatzbeanspruchung

$$\sigma = \frac{82,0}{131,0} = 0,625 \text{ t/cm}^2.$$

Wäre nun der Stiel ausgenutzt bis 1,400 t/cm<sup>2</sup>, so würde die tatsächliche Spannung sein

$$\sigma = 1,400 + 0,625 = 2,025 \text{ t/cm}^2!$$

Noch schlechter sind die Ausführungen nach Abb. 294 und 295. Hier sind zur Unterbringung der erforderlichen Anschlußniete Beiwinkel angeordnet; der Netzpunkt liegt dadurch noch weiter vom Stiele ab, so daß die für die Stiele in Betracht kommenden Biegemomente sich noch mehr vergrößern.

Eine gute Ausbildung ergibt sich gemäß Abb. 296 bei Anordnung von Knotenblechen. Die Netzlinie der Stiele, Pfosten und Schrägen schneidet sich in einem Punkte, so daß die bei der Anordnung nach Abb. 291 erhaltenen Zusatzspannungen für die Stiele hier nicht auftreten. Die abstehenden Schenkel der Schrägen und Pfosten liegen nach dem Stützeninnern zu, so daß die gesamte Stützenfläche an beiden Seiten glatt durchläuft. Dies ergibt ein besseres Aussehen und weniger Möglichkeiten der Verletzung von Personen und Beschädigung von Streben und Pfosten.

Abb. 297 veranschaulicht den Anschluß der Schrägen und Pfosten an einen Stiel aus zwei I-Eisen mit an der äußeren Seite durchgehender Platte.

Bestehen die Stiele aus Breitflanschträgern, so erfolgt der Anschluß nach Abb. 298 und 299. In den

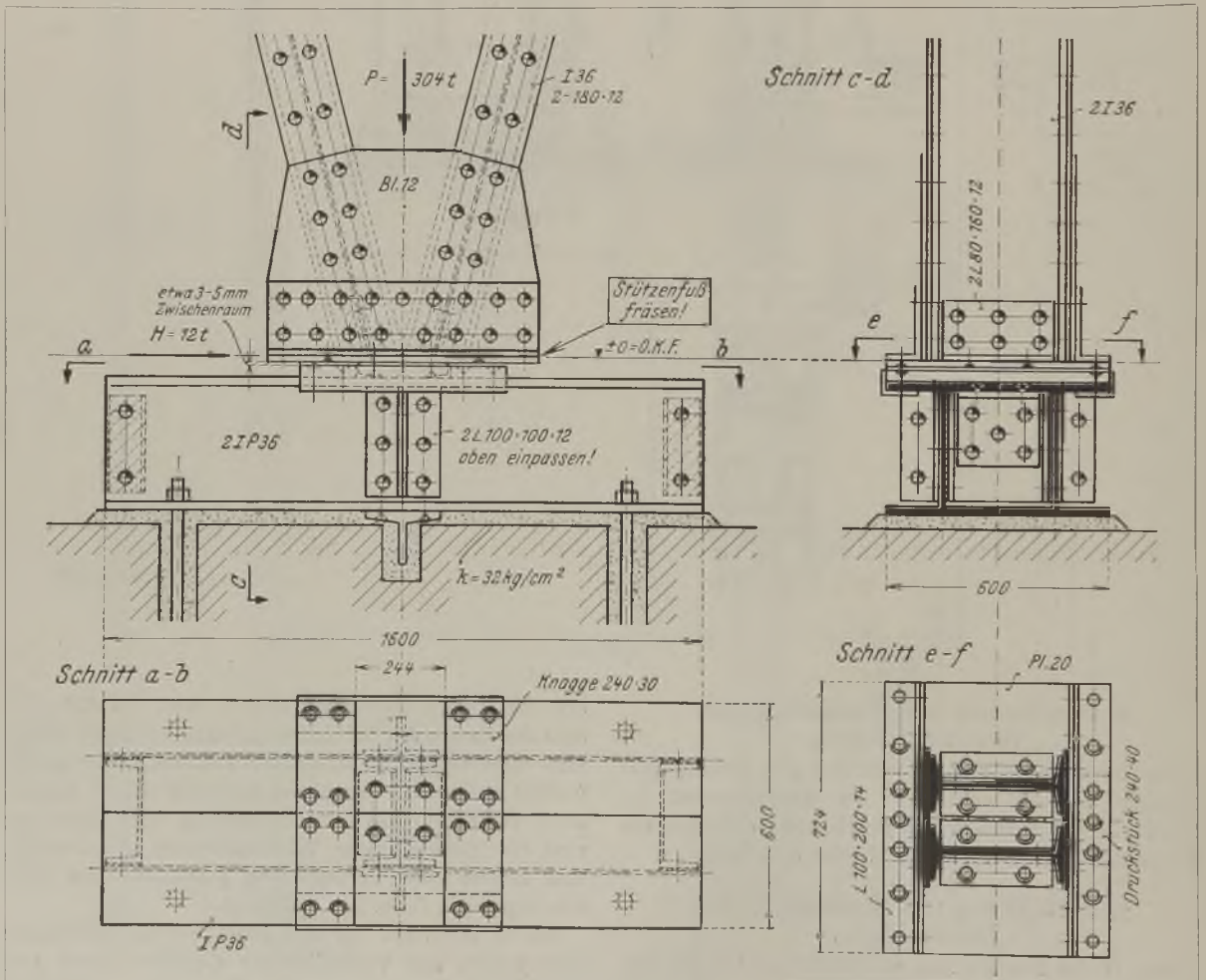


Abb. 287.

meisten Fällen ist der innere Flansch breit genug, um die Schrägen und Pfosten ohne die Anordnung von Knotenblechen anzuschließen.

**5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe.**

Die mehrgliedrigen Druckgurte (Stützenstiele) bestehen im allgemeinen aus zwei L-Eisen. Die Berechnung und Ausführung der Bindebleche geschieht hierfür nach Teil II, A, 5.

Die Streben und Pfosten werden am besten so stark ausgebildet, daß sie auch ohne Bindebleche drucksicher sind. Es ist daher eine Anordnung von Bindeblechen nicht erforderlich. Will man aber doch Verbindungen anordnen, so erfolgt die Berechnung der Verbindungen und die Ausführung derselben sinngemäß nach Teil II, A, 5.

**6. Darstellung von Gesamtausführungen.**

Die Abb. 300 zeigt die Gesamtausführung einer fachwerkartigen Pendelstütze.

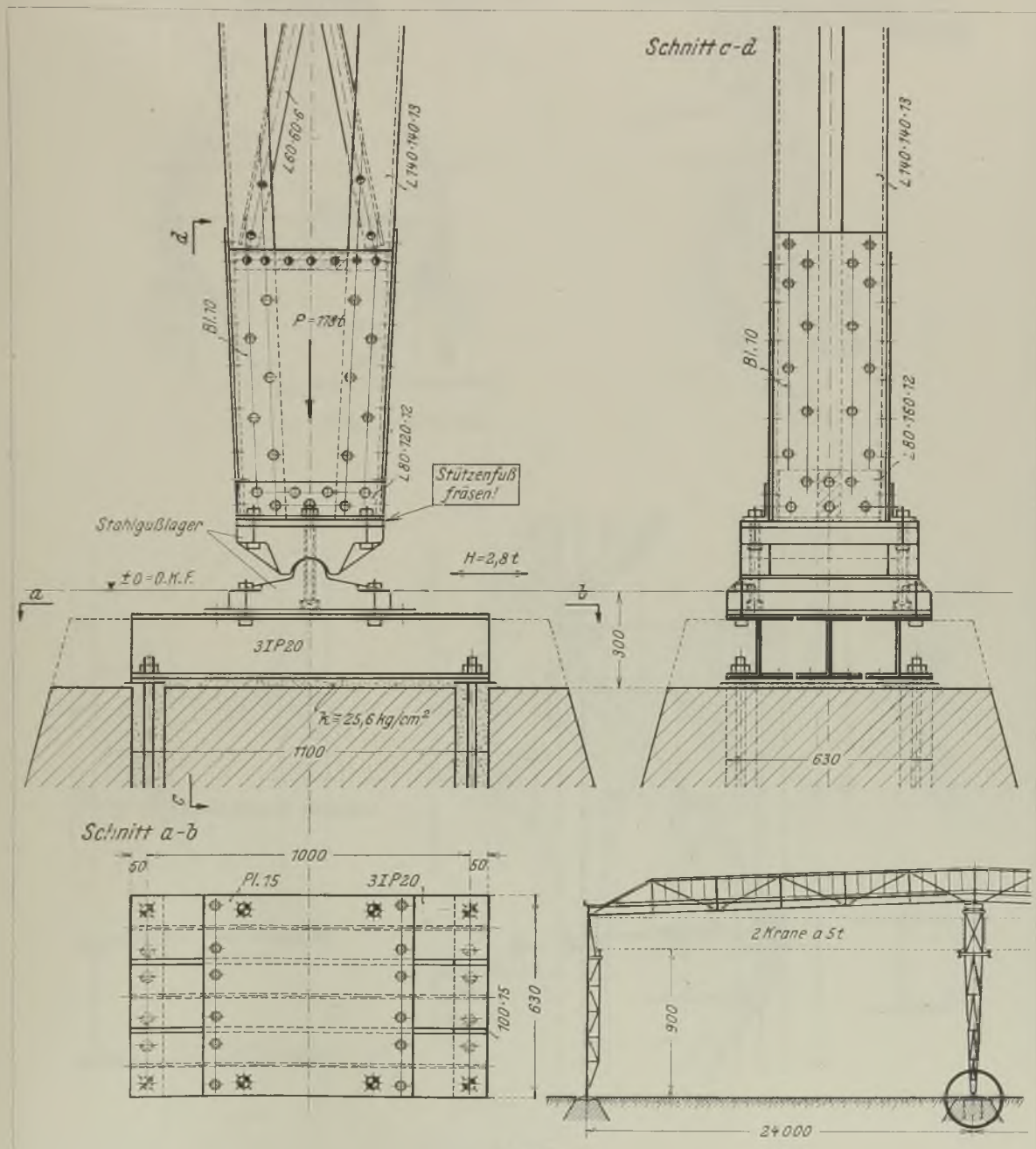


Abb. 288.

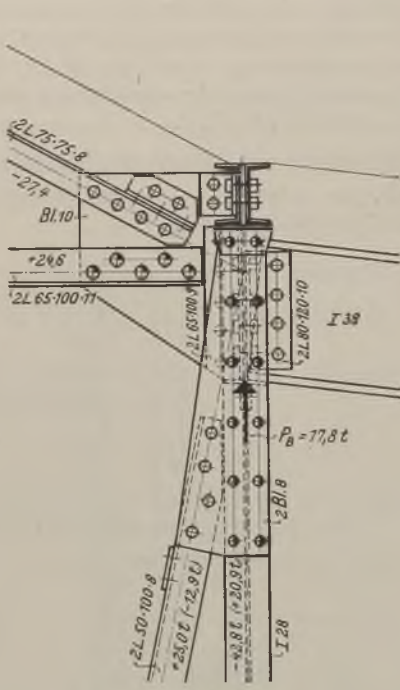


Abb. 289.

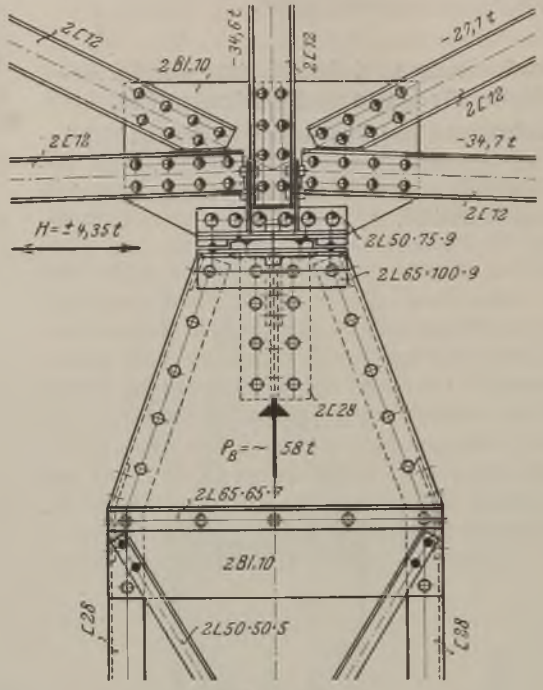


Abb. 290.

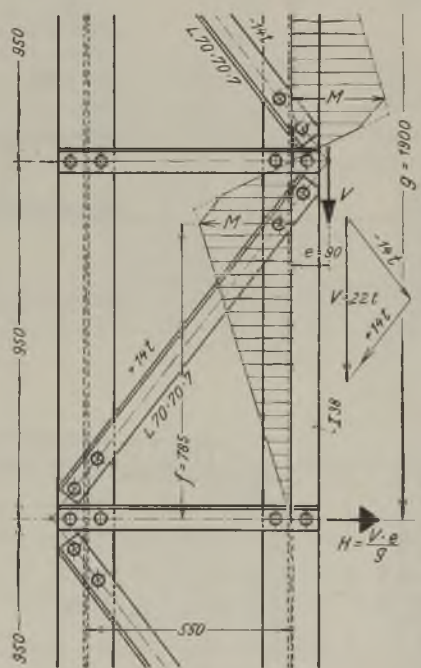


Abb. 291.  
Schlechte Ausführung!



Abb. 292.



Abb. 293.

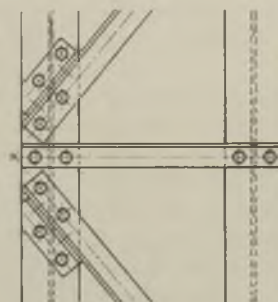


Abb. 294.

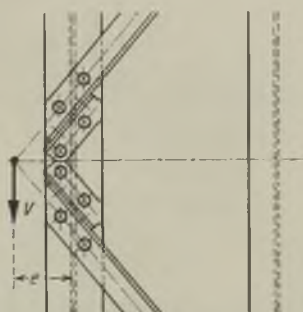


Abb. 295.

Abb. 292 bis 295: schlechte Ausführung!

Abb. 296 bis 299: richtige Ausführung!

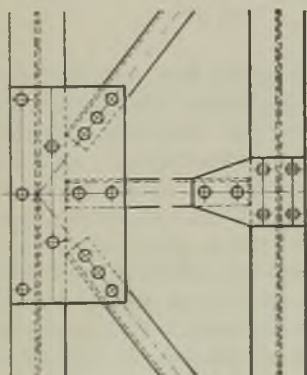


Abb. 296.

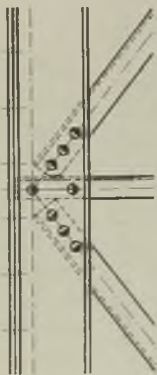


Abb. 297.

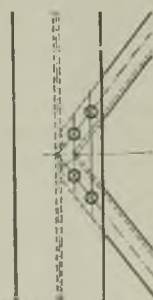


Abb. 298.

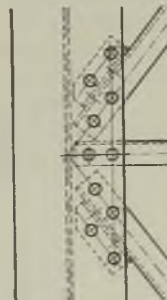
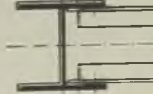
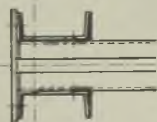
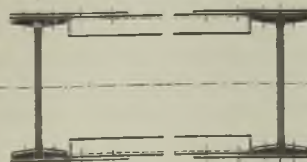


Abb. 299.







## C. Ausführung der unten eingespannten und oben gelenkig gelagerten Stützen.

### Ca) Ausführung der Verankerung.

Die Ausführung der Stützenverankerungen ist eine überaus mannigfaltige. Im allgemeinen wird die Stütze gemäß Abb. 301 an jedem Fußende durch zwei oder mehrere Rundeisenanker mit einem im Fundament einbetonierten oder eingemauerten Unterzug verankert. Während die Ankerunterzüge gleich bei der Herstellung des Fundament mit einbetoniert werden müssen, können die Anker erst später bei der Aufstellung der Stütze eingesetzt werden; man bezeichnet diese dann als „Einsteckanker“. Natürlich können die Anker auch bei der Herstellung des Grundbaues mit angebracht werden; es ist jedoch bei eiliger Herstellung derselben meist besser, Einsteckanker zu verwenden, denn die stärkeren Rundeisenanker erfordern eine längere Werkstattbearbeitung durch Gewindeschneiden, Herstellen des

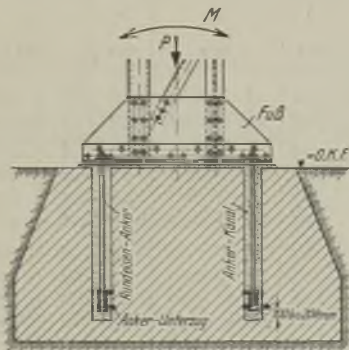


Abb. 301.

Hammerkopfes usw. und könnten somit durch verspätete Lieferung die Grundbauarbeiten und somit den Fertigstellungstermin des Gebäudes verzögern. Ob man nun Einsteckanker oder später einzuführende Anker wählt, in jedem Falle müssen im Fundament Kanäle vorgesehen werden. Der Unterschied besteht nur darin, daß bei dem Einsteckanker infolge des Durchschiebens des Ankers mit Hammerkopf größere Kanäle und infolge der unterhalb der Ankerunterzüge zu erfolgenden Drehung des Ankers längere Kanäle vorgesehen werden müssen (vgl. Abb. 302).

In beiden Verankerungsfällen dürfen die Kanäle erst nach fertiger Aufstellung und Ausrichtung der Stützen vergossen werden, damit kleine Fehler in der Herstellung der Grundbauten bzw. der Verankerung durch die Verschiebbarkeit der Anker wieder ausgeglichen werden können. Beim festen Einbetonieren der Anker könnte dagegen ein Ausgleich nicht mehr erfolgen, da die Anker dann nach keiner Richtung hin mehr nachgeben würden. Man könnte sich dann nur so helfen, daß man die Verankerungslöcher im Stützenfuß bedeutend größer als den Ankerdurchmesser macht und somit eine Verschiebbarkeit

der Stütze schafft; selbstverständlich müßten dann passende Unterlagsscheiben zwischen Platte und Anker Mutter gelegt werden.

Handelt es sich um Einsteckanker, dann muß der Firma, die die Grundbauten ausführt, mitgeteilt werden, daß die Ankerkanäle rein und sauber von Schutt und Geröll zu halten sind. Bis zur Aufstellung der Stützen müssen deshalb die Ankerkanäle durch Lappen verstopft oder durch Platten überdeckt werden. Diese Bemerkungen werden am besten in den Verankerungsplan eingetragen.

Hat man die Gewißheit, daß das spätere Ausgießen der Ankerkanäle sorgfältig ausgeführt und überwacht wird, dann darf man annehmen, daß die Anker durch die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton die auftretenden Zugkräfte unmittelbar in den Grundbau übertragen, ohne die Ankerunterzüge zu beanspruchen.

Nimmt man die Haftfestigkeit

$$\tau = 5 \text{ kg/cm}^2$$

an, so ergibt sich die Ankerlänge

$$l = \frac{Z}{n \cdot \pi \cdot d \cdot \tau}$$

Hierin bedeutet  $Z$  = Ankerzug,  $n$  = Anzahl der Anker,  $d$  = Ankerbolzendurchmesser. Aus Sicherheitsgründen ist die Ankerlänge reichlich nach oben abzurunden. Bei Berechnung der Verankerung auf Haftfestigkeit dienen die Ankerunterzüge lediglich zum Halten der Stützen bei Aufstellung derselben.

In der Tafel 18 ist für den vorstehenden Fall die Normalausbildung für Stützenverankerungen gegeben und zwar für Anker von  $\frac{3}{4}$ " bis 3" äußerem Durchmesser. Die gesamte Ankerlänge  $L$  und der Ankerabstand  $A$  sind veränderlich; man erhält die beiden Maße aus der jeweiligen Fußausbildung.

Anstatt der Anschlagringe Pos. 3 kann man auch gemäß Abb. 302 einfache Schrauben setzen. Es ergibt

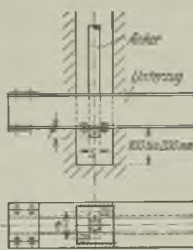


Abb. 302.

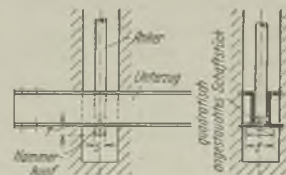
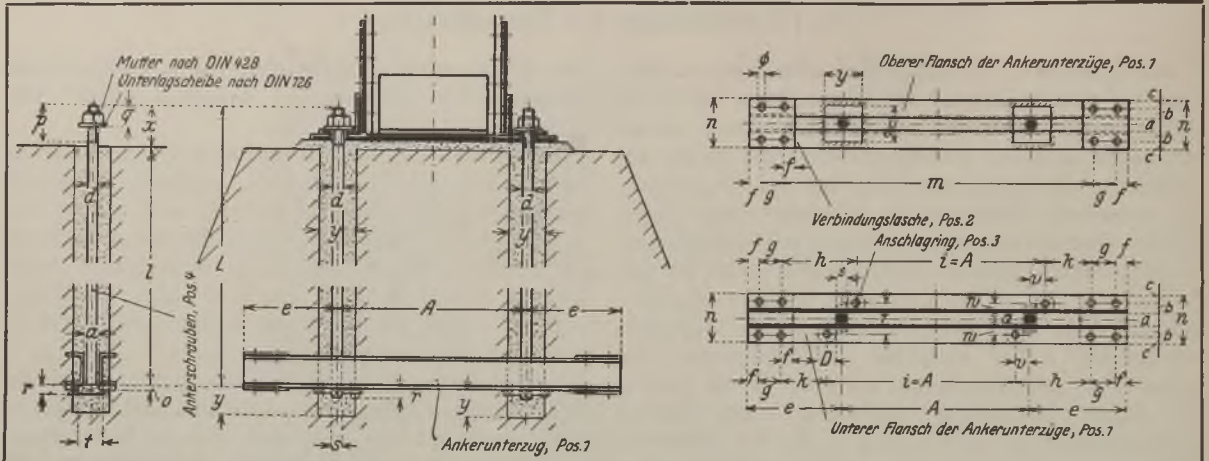


Abb. 303.

sich bei dieser Ausführung das Maß  $t$  des Hammerkopfes entsprechend größer.

Eine andere Befestigung der Anker an den Ankerunterzug ist in Abb. 303 dargestellt. Das Bolzenende der Anker ist etwa in Länge der Kopfhöhe  $r$  der Anker quadratisch ausgebildet. Die Ausführung des

Tafel 18. Normalien für Stützenverankerungen.



Ankerdurchmesser d engl. Zoll	Querschnitt I[-Eisen N. P.	Abstand a mm	Wurzeldmaße			Überstand e mm	Nietabstände						Länge L <sub>1</sub> mm	Nietdurchmesser ø mm
			b	c	w		f	g	h	k	m	v		
			mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm		
3/4 7/8	II N. P. 6 1/2	26	25	17	20	200	20	40	168	112	A + 280	28	A + 400	10
	II N. P. 6 1/2	30	25	17	20	200	20	40	170	110	A + 280	30	A + 400	10
I 1 1/8	II N. P. 6 1/2	34	25	17	20	200	20	40	172	108	A + 280	32	A + 400	10
	II N. P. 6 1/2	38	25	17	20	200	20	40	174	106	A + 280	34	A + 400	10
1 1/4 1 3/8	II N. P. 8	42	25	20	23	200	25	50	163	87	A + 250	38	A + 400	13
	II N. P. 8	46	25	20	23	200	25	50	165	85	A + 250	40	A + 400	13
1 1/2 1 5/8	II N. P. 8	50	25	20	23	200	25	50	167	83	A + 250	42	A + 400	13
	II N. P. 8	54	25	20	23	200	25	50	169	81	A + 250	44	A + 400	13
1 3/4 1 7/8	II N. P. 10	58	30	25	25	250	25	50	222	128	A + 350	47	A + 500	13
	II N. P. 10	62	30	25	25	250	25	50	224	126	A + 350	49	A + 500	13
2 2 1/4	II N. P. 10	66	30	25	25	250	25	50	226	124	A + 350	51	A + 500	13
	II N. P. 10	70	30	25	25	250	25	50	229	121	A + 350	54	A + 500	13
2 1/2 2 3/4	II N. P. 12	76	35	30	30	250	30	60	222	98	A + 320	62	A + 500	16
	II N. P. 12	84	35	30	30	250	30	60	225	95	A + 320	65	A + 500	16
3	II N. P. 12	90	35	30	30	250	30	60	228	92	A + 320	68	A + 500	16

Ankerdurchmesser d engl. Zoll	Verbindungsflanche Pos. 2		Anschlagringe Pos. 3			Ankerschrauben Pos. 4 Ankerlänge L = l + x						Ankerkanal y mm	Ankerlänge l mm	Tragkraft von 2 Anker kg
	Profil — Eisen mm	Länge n mm	Durchmesser D mm	Stärke o mm	Loch ø mm	Durchmesser d mm	Gewindelänge p mm	Überstand q mm	Ankerkopf					
									r mm	s mm	t mm			
3/4 7/8	— 80 · 8	110	40	12	11	19,05	100	35	15	20	45	80	700	3 137
	— 80 · 8	114	40	12	11	22,22	110	40	18	23	50	80	800	4 352
I 1 1/8	— 80 · 8	118	40	12	11	25,40	110	45	20	26	60	100	900	5 717
	— 80 · 8	122	40	12	11	28,57	120	50	23	29	65	100	1000	7 196
1 1/4 1 3/8	— 100 · 8	132	46	15	14	31,75	120	55	25	32	70	100	1100	9 228
	— 100 · 8	136	46	15	14	34,92	130	60	28	35	80	120	1200	10 935
1 1/2 1 5/8	— 100 · 8	140	46	15	14	38,10	130	65	30	39	85	120	1300	13 420
	— 100 · 8	144	46	15	14	42,27	140	70	33	42	95	120	1400	15 192
1 3/4 1 7/8	— 100 · 8	158	50	20	14	44,45	140	75	35	45	100	150	1500	18 088
	— 100 · 8	162	50	20	14	47,62	150	80	38	48	110	150	1600	20 510
2 2 1/4	— 100 · 8	166	50	20	14	50,80	160	85	40	51	115	150	1700	23 855
	— 100 · 8	170	50	20	14	57,15	170	95	45	58	125	200	1900	30 196
2 1/2 2 3/4	— 120 · 8	186	60	25	17	63,50	180	105	50	64	140	200	2200	38 526
	— 120 · 8	194	60	25	17	69,85	190	115	55	70	150	250	2400	46 072
3	— 120 · 8	200	60	25	17	76,20	200	125	60	77	160	250	2700	56 242

Hammerkopfes und des quadratisch ausgebildeten Bolzenstücks kann durch eine Stauchmaschine erfolgen. Der Anker wird in den Unterzug so eingeführt, daß die längere Seite des Hammerkopfes in Richtung der Ankerunterzüge liegt. Ist der Anker dann durch die Unterzüge durchgeführt, dann erfolgt die Drehung des Ankers um  $90^\circ$  und Hochziehen des Ankers, damit der quadratisch ausgebildete Schaft in die Unterzüge hineinkommt. Jetzt kann der Anker angezogen werden, da ein Umdrehen desselben durch das quadratisch ausgebildete Stück verhindert wird.

Hat man Bedenken, daß die Ausführung der Fundamente, vor allem das spätere Ausgießen der Ankerkanäle schlecht zu überwachen ist (besonders bei Auslandsbauten), so werden die Ankerkanäle am besten als unvergossen angenommen, und die Ankerunterzüge auf Biegung berechnet, und zwar mit der gleichmäßig über die ganze Länge  $l$  verteilten Belastung des Ankerzuges  $Z$  (Abb. 304).

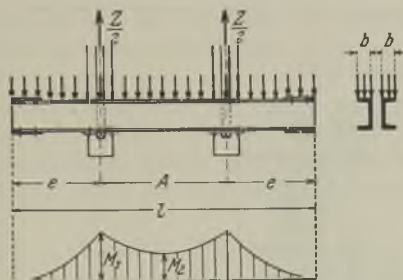


Abb. 304.

Ist der Abstand  $e$  größer als  $0,207l$ , so ist das Moment  $M_1$  maßgebend:

$$M_1 = -\frac{Z \cdot e^2}{2l}$$

Ist der Abstand  $e$  kleiner als  $0,207l$ , so ist das Moment  $M_2$  maßgebend:

$$M_2 = \frac{Z}{2} \left( \frac{l}{4} - e \right)$$

Das erforderliche Widerstandsmoment  $W$  des Ankerunterzuges ist dann:

$$W = \frac{\max M}{\sigma_{zul}}$$

Natürlich muß auch die Fundamentpressung  $k$  zwischen Oberkante Unterzug und Fundament unter der zulässigen Grenze bleiben.

Bezeichnet  $b$  die Flanschbreite, dann ist

$$k = \frac{Z}{F} = \frac{Z}{2 \cdot b \cdot l}$$

Bei der Annahme, daß die Ankerunterzüge die auftretende Zugkraft in das Fundament leiten, müssen natürlich die Ankerunterzüge bedeutend schwerer als

bei den in Tafel 18 angegebenen Normalien ausgeführt werden. Ebenso müssen die Abstände  $e$  größer werden. Nachstehend sind bei dieser Annahme für die Anker von  $\frac{3}{4}''$  bis  $3''$  äußerem Durchmesser die C-Eisen-Unterzüge sowie der Abstand  $e$  angegeben (Abb. 305).

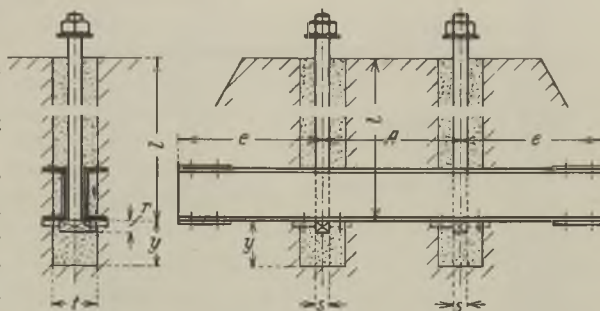


Abb. 305.

Anker- durchmesser $d$ engl. Zoll	Unterzüge Quer- schnitt	Abstand	
		$e$ mm	$l$ mm
$\frac{3}{4}$	II 8	300	600
$\frac{7}{8}$	II 8	300	650
I	II 10	300	700
$1\frac{1}{8}$	II 10	300	750
$1\frac{1}{4}$	II 12	350	800
$1\frac{3}{8}$	II 12	400	850
$1\frac{1}{2}$	II 14	450	900
$1\frac{5}{8}$	II 14	500	950
$1\frac{3}{4}$	II 16	550	1000
$1\frac{7}{8}$	II 16	600	1050
2	II 18	650	1100
$2\frac{1}{4}$	II 18	750	1200
$2\frac{1}{2}$	II 20	850	1300
$2\frac{3}{4}$	II 22	950	1400
3	II 24	1000	1500

Nach Tafel 18 kann jede Verankerung ohne Zeichnung oder Skizze in der Werkstatt hergestellt werden; es ist nur eine Stückliste anzufertigen mit Angabe der beiden Maße  $A$  und  $L$ , wie folgendes Beispiel zeigt:

Stückliste				
für 10 Stück Verankerungen von $1\frac{1}{2}'' \varnothing$				
Ankerabstand $A = 550$ mm				
Ankerlänge $L = 1500$ mm				
Alle anderen Abmessungen nach der Normaltafel 18				
Pos.	Anzahl	Profil	Länge mm	Gewicht kg
1	20	C Nr. 8	950	164
2	40	- 100 · 8	140	35
3	40	Anschlagringe		8
4	20	Anker $1\frac{1}{2}''$	1500	290
5	20	Unterlagsscheiben		4
				501 kg

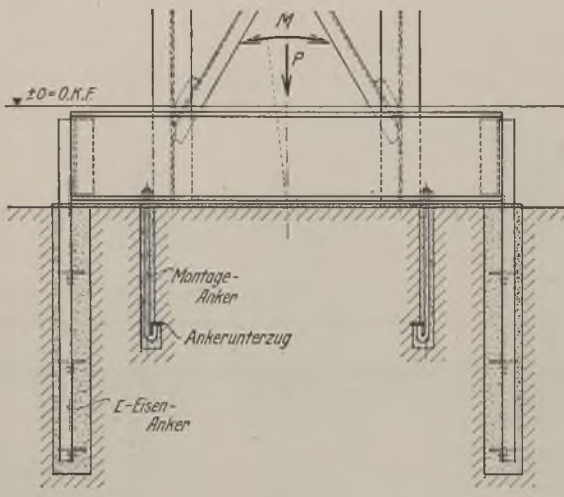


Abb. 306.

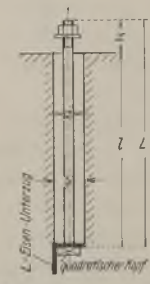
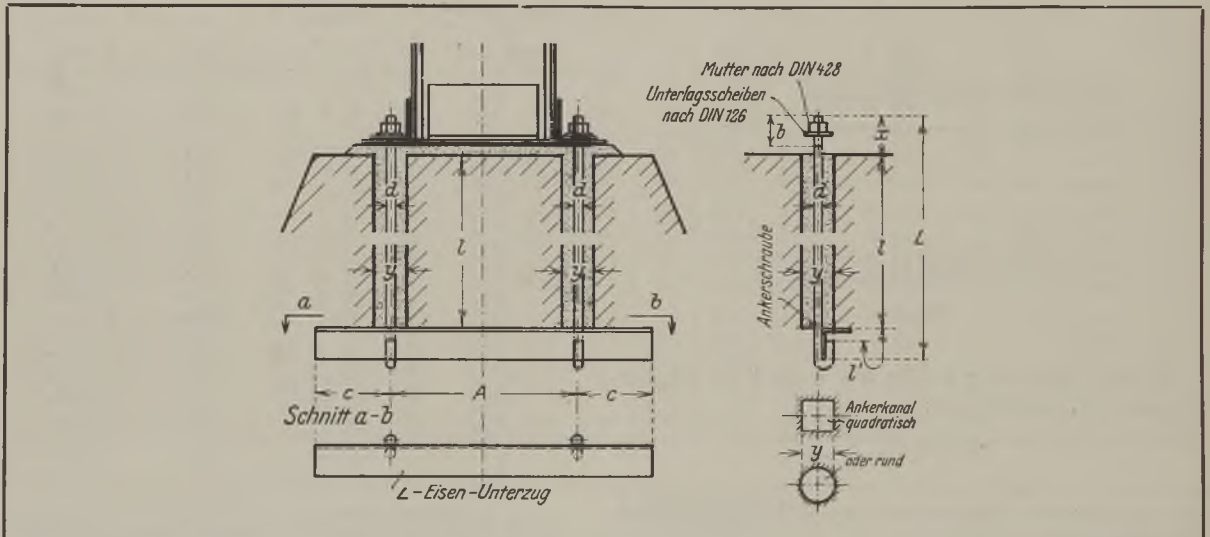


Abb. 307.

Neuerdings werden bei großen Zugkräften gemäß Abb. 306 auch Anker aus L- oder I-Eisen verwendet; diese Verankerung erfolgt ohne Ankerunterzug und wirkt nur durch die Haftfestigkeit. Da diese Anker, die ebenfalls erst nach dem Ausrichten der Stütze vergossen werden, beim Aufstellen der Stützen keine Hilfe leisten, so muß gemäß Abb. 306 noch eine leichte Verankerung mit einbetoniertem

Unterzug angeordnet werden, damit die Stütze bei der Aufstellung gehalten ist. Diese Hilfsverankerung wird allgemein mit „Montageverankerung“ bezeichnet. In Abb. 307 ist noch eine andere Ausführung dargestellt. Für die Ausführung nach Abb. 306 sind in der Tafel 19 Normalabmessungen gegeben. Die Verankerung ist nach der Stärke der Stütze zu wählen.

Tafel 19. Normalien für Montage-Verankerungen.



Querschnitt	Ankerunterzug		Ankerkanal		Ankerschraube					Tragkraft von 2 Anker kg
	Abstand c mm	Länge des Unterzuges mm	Länge l mm	Durchmesser y mm	Durchmesser d engl. Zoll	Gewindelänge b mm	Länge			
							i mm	i' mm	L mm	
7 60 · 60 · 6	150	A + 300	400	80	5/8	35	400	140	460 + x	2098
7 65 · 65 · 7	150	A + 300	500	80	3/4	40	500	150	565 + x	3137
7 70 · 70 · 7	200	A + 400	600	80	7/8	45	600	165	670 + x	4352
7 80 · 80 · 8	250	A + 500	700	80	I	50	700	180	780 + x	5717

## Cb) Ausführung der unten eingespannten vollwandigen Stützen.

### 1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße.

#### a) Allgemeines.

α) Bestimmung der unteren Fußgurtwinkel und der Fußplattenstärke.

Nachdem der Ankerdurchmesser bekannt ist, werden die unteren Gurtwinkel des Stützenfußes bestimmt. Die Anker von  $\frac{3}{4}''$  bis  $1\frac{7}{8}''$  Durchmesser können nach Abb. 308 unmittelbar an dem unteren Gurtwinkel befestigt werden.

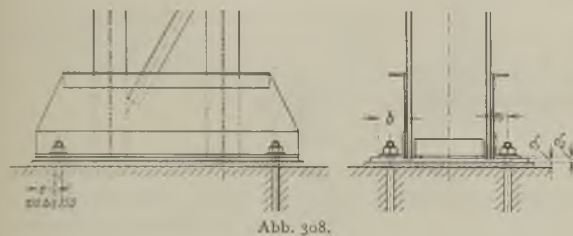


Abb. 308.

Das Streichmaß  $w$  ist so klein wie möglich zu wählen, damit das Moment des Ankerzuges möglichst klein wird.

In der Tafel 20 sind für die Anker von  $\frac{3}{4}''$  bis  $1\frac{7}{8}''$  Durchmesser die passende Winkelschenkelbreite  $b$ , Streichmaß  $w$  und Werte für die kleinste Gesamtstärke  $\delta'$  der Platte und des Winkels gegeben.

praktischer Erfahrung ergeben. Nachstehend soll in dieser Weise der Stützenfuß nach Abb. 309 in Folge des Ankerzuges untersucht werden. Die vorkommenden Bezeichnungen und Abmessungen sind aus Abb. 309 ersichtlich.

Die Fußplatte ist mit den Fußwinkeln genügend verbunden, so daß beide Teile als ein zusammenhängender Querschnitt angesehen werden können. Er bildet somit einen Träger aus zwei Stützen mit übertragenden Enden, der an den Kragarmen durch den Ankerzug  $Z$  belastet und an der Stelle des Stehblechanschlusses gestützt ist.

Das größte Moment beträgt somit:

$$\max M = 6,20 \cdot 6,5 = 43,0 \text{ cmt.}$$

Für die Verteilung des Momentes kann man eine Länge annehmen, die etwa den  $2\frac{1}{2}$ -fachen Wert der Schenkelbreite des Fußwinkels beträgt. Da es sich im vorliegenden Beispiel um eine Schenkelbreite von 120 mm handelt, so darf mit einer Verteilungslänge von  $120 \cdot 2,5 = 300 \text{ mm}$  gerechnet werden.

Das Widerstandsmoment der Platte ist dann

$$W_p = \frac{30 \cdot 1,6^2}{6} = 12,8 \text{ cm}^3$$

und das kleinste des Fußwinkels:

$$W_w = \frac{30 \cdot 1,5^2}{6} = 11,25 \text{ cm}^3.$$

Tafel 20. Werte  $b$ ,  $w$  und  $\delta'$  für den Stützenfuß bei Verwendung von Ankern von  $\frac{3}{4}$  bis  $1\frac{7}{8}'' \varnothing$ .

Äußerer Gewindedurchmesser des Ankers $d$		Kleinste Breite des wagerechten Winkelschenkels $b$	Streichmaß $w$	Kleinste Gesamtstärke der Platte und des Winkelschenkels $\delta'$ in mm bei einer Beanspruchung	
engl. Zoll	mm			$\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$
$\frac{3}{4}$	19,05	70	40	14	12
$\frac{7}{8}$	22,22	80	45	16	14
I	25,40	90	50	18	16
$1\frac{1}{8}$	28,57	100	55	20	18
$1\frac{1}{4}$	31,75	110	60	22	20
$1\frac{3}{8}$	34,92	120	65	24	22
$1\frac{1}{2}$	38,10	120	65	27	24
$1\frac{5}{8}$	41,27	130	70	29	26
$1\frac{3}{4}$	44,45	140	75	32	29
$1\frac{7}{8}$	47,62	140	80	35	32

Die an dem unteren Gurtwinkel befestigten Anker setzt man von den Plattenenden etwa das 1,5fache der unteren Fußwinkelbreite entfernt, mindestens aber 100 bis 150 mm.

Bei größerem Ankerdurchmesser ergibt sich auch bei dem dicksten Gurtwinkel bzw. coup-Träger eine zu große Beanspruchung auf Verbiegung der Schenkel sowie eine zu hohe Beanspruchung der Anschlußniete auf Abreißen.

Derartige Berechnungen lassen sich nicht allein streng nach statischen Gesetzen aufstellen, sondern es müssen Annahmen gemacht werden, die sich aus

Nimmt man die zulässige Beanspruchung mit  $1,2 \text{ t/cm}^2$  an, so überträgt die Fußplatte zweifellos ein Moment von

$$M_p = W_p \cdot \sigma = 12,8 \cdot 1,2 = 15,35 \text{ cmt.}$$

Es bleibt somit für den Winkelanschluß ein Moment übrig von

$$M_w = \max M - M_p = 43,0 - 15,35 = 27,65 \text{ cmt.}$$

Somit ergibt sich die wagerechte Kraft

$$H = \frac{M_w}{6,5} = \frac{27,65}{6,5} = 4,25 \text{ t.}$$

Die Verteilung der Kraft  $H$  geschieht auf dieselbe Länge wie für die Verteilung des Momentes angenommen wurde, nämlich auf 300 mm. Für diese Entfernung ergeben sich 4 Niete von 2,0 cm Durchmesser mit einem Querschnitt von je 3,14 cm<sup>2</sup>.

Aus vorstehender Untersuchung ist ersichtlich, daß man bei Anker über 1 7/8" Durchmesser diese am besten mit Hilfe von Querträgern gemäß Abb. 310 befestigt, oder aber, wie schon früher gesagt, anstatt Anker aus Rundeisen solche aus C- oder L-Eisen verwendet.

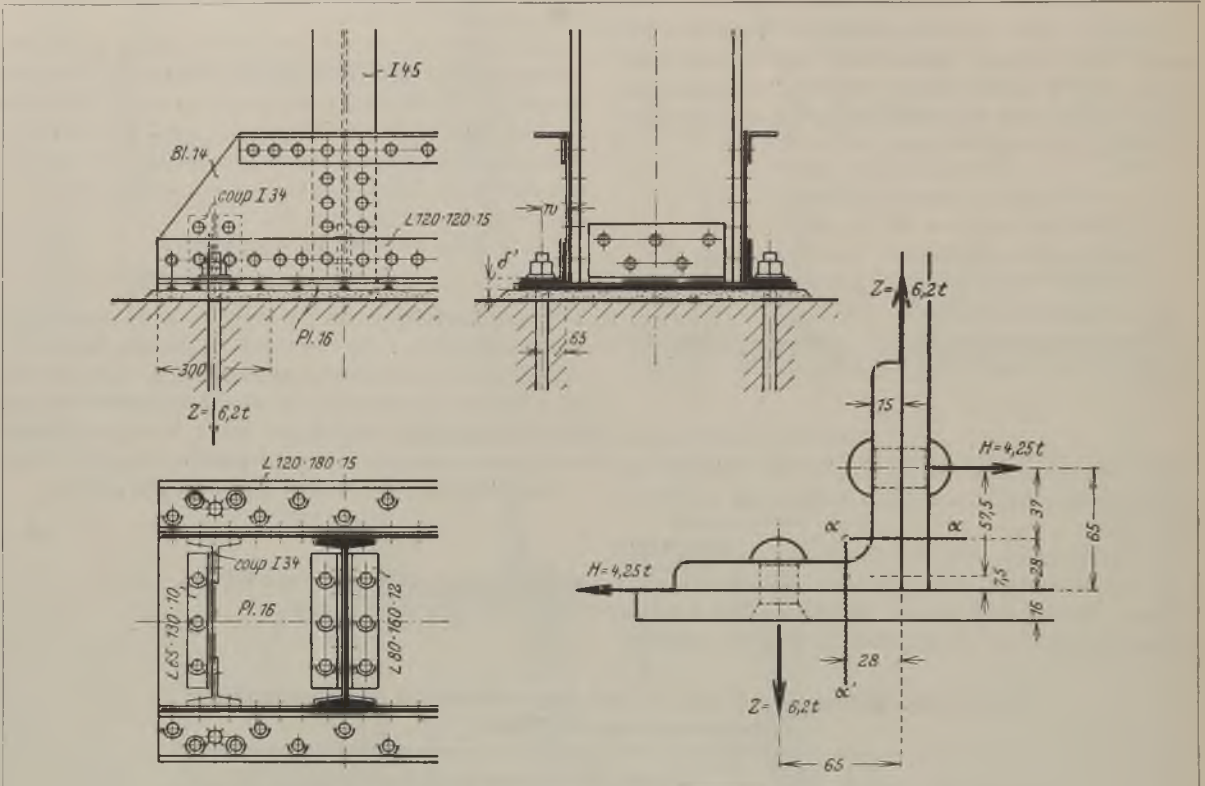


Abb. 309.

Die Beanspruchung auf Abreißen ist dann

$$\sigma = \frac{H}{4 \cdot 3,14} = \frac{4,25}{4 \cdot 3,14} = 0,38 \text{ t/cm}^2.$$

Obwohl Niete auf Abreißen nicht beansprucht werden sollen, so kann man bei dieser kleinen Beanspruchung doch eine Ausnahme machen. Natürlich sind ebenso gut anstatt der Niete Schrauben zu setzen, die den Zug dann ohne weiteres übernehmen.

Schließlich ist noch die Beanspruchung des Fußwinkels nachzuweisen.

Im Schnitt  $\alpha - \alpha$  (Abb. 309) ist das Moment

$$M_\alpha = 4,25 \cdot 3,7 - 6,200 \cdot \frac{1,5}{2} = 11,08 \text{ cmt};$$

im Schnitt  $\alpha - \alpha'$  ist das Moment

$$M'_\alpha = 4,25 \cdot 5,75 - 6,20 \cdot 2,8 = 7,12 \text{ cmt}.$$

Die Beanspruchung des Fußwinkels ist dann

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_w} = \frac{11,08}{11,25} = 0,985 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma'_\alpha = \frac{M'_\alpha}{W_w} = \frac{8,75}{11,25} = 0,780 \text{ t/cm}^2.$$

$\beta$ ) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile.

Hierzu vgl. die Ausführungen im Teil II, A, 1a,  $\beta$  des zweiten Abschnittes sowie die Gebrauchstafel 13.

$\gamma$ ) Berechnung des Stützenfußquerschnittes.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß wie bei den im Teil II, A, 1a,  $\beta$  des zweiten Abschnittes beschriebenen Füßen für Geschoßbaustützen. Zu beachten ist hier nur, daß bei Stützenfüßen für unten eingespannte Stützen die Fundamentpressung  $k$  nicht gleichmäßig, sondern trapez- oder dreieckförmig gemäß Abb. 311 und 312 wirkt.

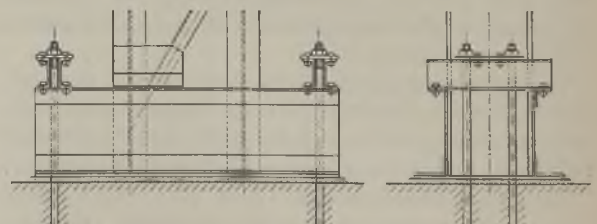


Abb. 310.

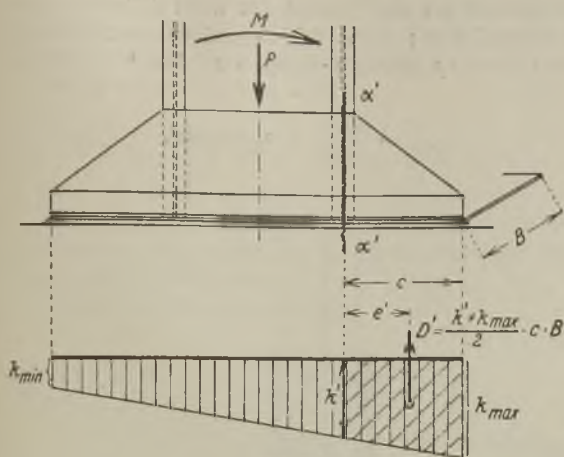


Abb. 311.

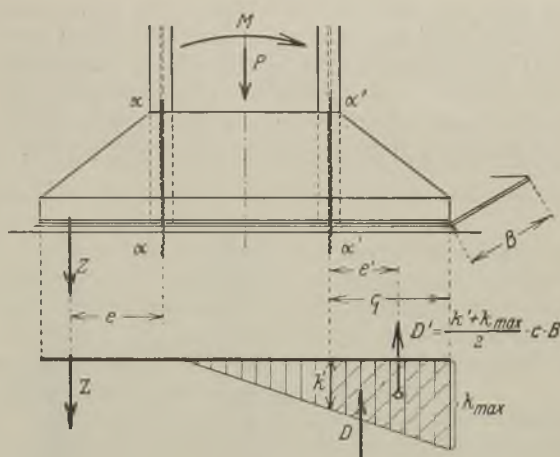


Abb. 312.

Das Moment muß entweder nach dem größten Ankerzug (Schnitt  $\alpha - \alpha$ )

$$M = Z \cdot e$$

oder nach der größten trapezförmigen Last (Schnitt  $\alpha' - \alpha'$ )

$$M = D' \cdot e'$$

bestimmt werden.

Nach Berechnung des größten Biegemomentes erhält man das erforderliche Widerstandsmoment des Fußquerschnitts durch Division des max-Momentes mit der zulässigen Beanspruchung:

$$W = \frac{\max M}{\sigma_{zul}}$$

Der Fußquerschnitt besteht aus Stehblechen, dem unteren und gegebenenfalls auch oberen Gurtwinkeln bzw. aus coup Trägern. Die Fußplatte bleibt am besten unberücksichtigt, da durch die Heranziehung der Platte zum Gesamtquerschnitt die Nietteilung zum Anschluß der unteren Gurtwinkel an die Stehbleche sehr eng wird und durch Anschluß der Platte selbst eine größere Anzahl Niete notwendig werden.

δ) Ermittlung der Stützenfußaussteifungen.

Auch hier erfolgt die Berechnung sinngemäß wie bei den im Teil II, A, 1, a, γ des zweiten Abschnitts beschriebenen Aussteifungen für Geschoßbaustützen. Der Unterschied liegt nur darin, daß im Gegensatz zu der bei Geschoßbaustützen anzunehmenden gleichmäßig verteilten Fundamentpressung  $k$  bei eingespannten Stützen trapez- oder dreieckförmige Belastung gemäß Abb. 311 und 312 in Betracht kommt. Für die einzelnen Plattenfelder können die Trapezlasten als gleichmäßig verteilt angenommen werden. Mit anderen Worten: für  $k$  ist die mittlere Höhe des Trapezes anzunehmen (Abb. 313).

Die Tafel 14 der zulässigen Längen der Lote  $c$  ist dann auch bei den Füßen von eingespannten Stützen zu verwenden.

ε) Bestimmung der Niete.

Im Gegensatz zu den im Teil II, A behandelten Geschoßbaustützen ist bei eingespannten Stützen außer dem lotrecht gerichteten Auflagerdruck noch das Einspannmoment  $M$  des Stieles am Fußblech zu berücksichtigen (Abb. 313). Sinngemäß sind aber trotzdem die Angaben im Teil II, A, 1, a, δ, des zweiten Abschnittes zu verwenden. Verschiedene Durchrechnungen erfolgen zahlenmäßig bei den nachfolgenden Berechnungsbeispielen.

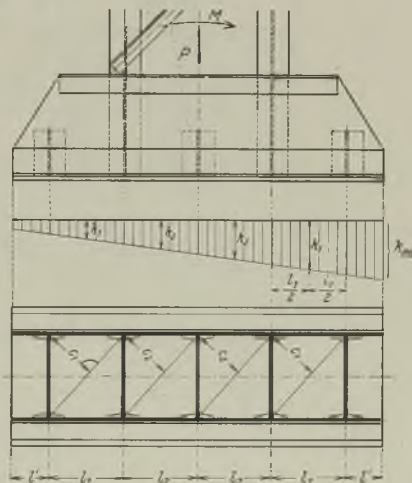


Abb. 313.

ζ) Die Zementfuge zwischen Fundament und Fußplatte.

Hierzu vgl. die Ausführungen im Teil II, A, 1, a, ε des zweiten Abschnittes.

b) Drei Zahlenbeispiele.

α) 1. Beispiel.

1. Allgemeines.

Der Stützenfuß nach Abb. 314 ist zu untersuchen. Der Stützenstiel besteht aus einem I-P-Träger und



der Fuß aus zwei coup I P-Eisen. Die Verbindung zwischen Stiel und Fußträger geschieht durch zwei L 22; die L-Eisen werden feststehend am Stützenstiel angenommen. Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt 1400 kg/cm<sup>2</sup>. Alle sonstigen Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

Vorhanden ist ein Querschnitt nach Abb. 314 b aus 2 coup I P 55; das Widerstandsmoment beträgt nach Tafel 17 gleich  $2 \cdot 1069 = 2138 \text{ cm}^3$

$$\sigma_{\text{verh}} = \frac{640,0}{2138} = 0,30 \text{ t/cm}^2.$$

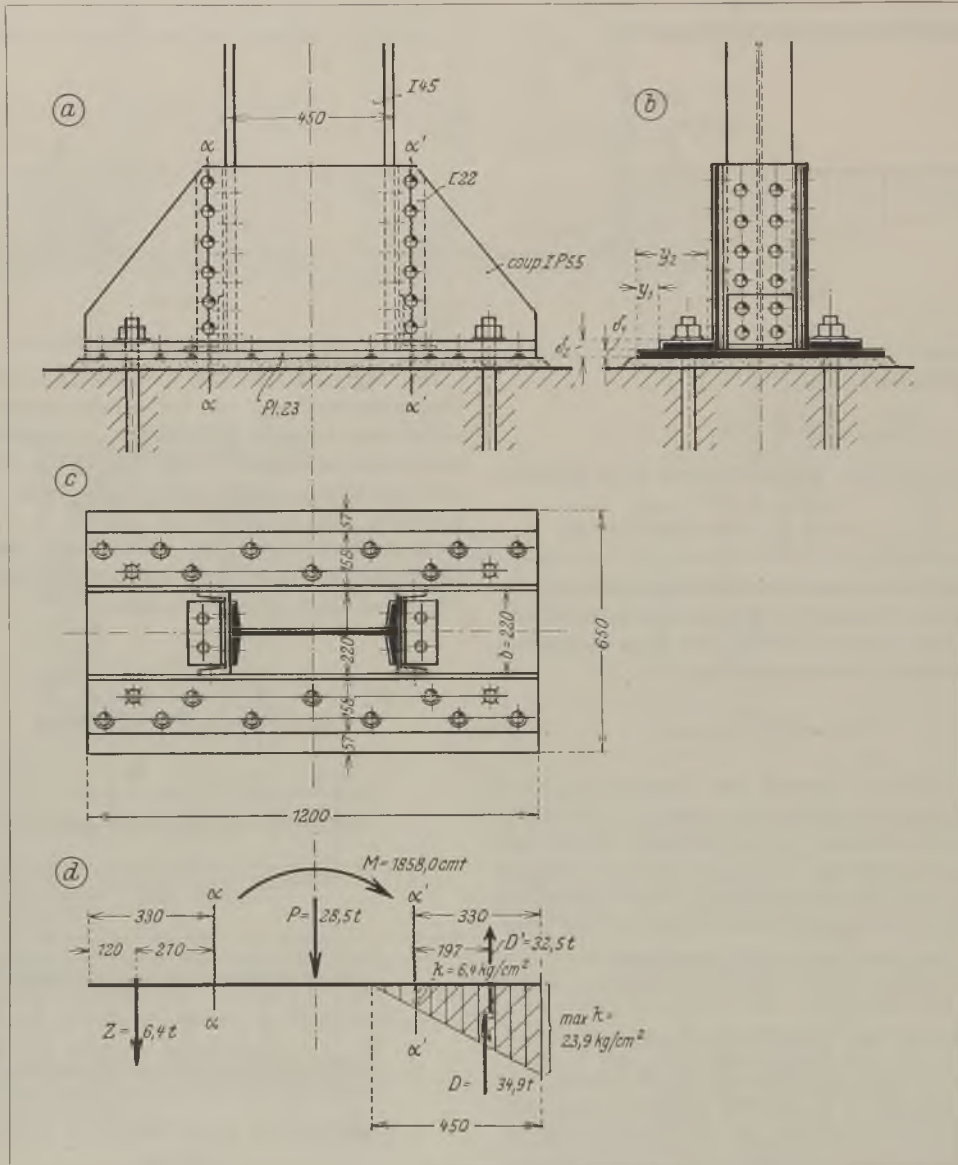


Abb. 314.

2. Berechnung des Stützenfußquerschnittes.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt  $\alpha - \alpha$  bzw.  $\alpha' - \alpha'$ . Die Belastung des Stützenfußes links vom Schnitt  $\alpha - \alpha$  beträgt infolge des Ankerzuges  $Z = 6,4 \text{ t}$ , und rechts vom Schnitt  $\alpha' - \alpha'$  infolge der Fundamentpressung

$$D' = 33,0 \frac{6,4 + 23,9}{2} \cdot 65,0 = 32,5 \text{ t};$$

$$M_{\text{min}} = 6,4 \cdot 21,0 = 134,4 \text{ cmt};$$

$$M_{\text{max}} = 32,5 \cdot 19,7 = 640,0 \text{ cmt}.$$

3. Bestimmung der Niete.

Die Übertragung des Auflagerdruckes und des Momentes vom Stützenstiel in die Fußträger geschieht durch 2 L 22. Mit für die Praxis genügender Genauigkeit wird die Anschlußkraft der L-Eisen am Stielsteg sowie an den Fußträgern wie folgt bestimmt:

Der Auflagerdruck wird gleichmäßig an beide L-Eisen abgegeben. Wird der Stielsteg mit der Fußplatte durch Winkeleisen verbunden, so kommt diese Teillast natürlich von dem L-Eisenanschluß zum Ab-

zug. Die Anschlußkraft infolge des Momentes erhält man einfach durch die Division des Momentes mit der Querschnittshöhe des Stützenstieles.

Die Anschlußkraft ist somit

$$\frac{28,5}{2} + \frac{1858,0}{45,0} = 14,25 + 41,29 = 55,54 \text{ t.}$$

Vorhanden sind für den Anschluß an den Stützenstiel sowie den Fußträgern je 12 einschneittige Niete von 23 mm Durchmesser.

Größte Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{55,54}{12 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,14 \text{ t/cm}^2$$

(zulässig 1,167 t/cm<sup>2</sup>).

Größter Lochleibungsdruck

$$\sigma_t = \frac{55,54}{12 \cdot 1,25 \cdot 2,3} = 1,61 \text{ t/cm}^2$$

(zulässig 2,333 t/cm<sup>2</sup>).

#### 4. Untersuchung der Platte.

Die frei abstehenden Teile sind zu untersuchen. Die größte Fundamentpressung beträgt nach Abb. 314  $d$  gleich 23,9 kg/cm<sup>2</sup>; die zulässige Bieungsbeanspruchung 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

Der größte freie Plattenüberstand  $y_1$  beträgt 57 mm. Nach Tafel 13 ist der zulässige freie Abstand bei der vorhandenen Stärke  $d = 23$  mm und Pressung  $k = 25$  kg/cm<sup>2</sup> jedoch 99 mm.

Der größte freie Abstand  $y_2$  der Platte mit aufgenietetem Trägerflansch beträgt 175 mm; die dazugehörige Stärke der Platte und des Trägerflansches ist 23 + 30 = 53 mm. Nach Tafel 13 ist bei einer Stärke von 50 mm und einer Pressung  $k$  von 25 kg/cm<sup>2</sup> mm ein Abstand von 216 sogar zulässig.

Jetzt bleibt noch übrig, die durch die Fußträger eingespannte Plattenfläche zu untersuchen: Bei der Plattenstärke  $\delta = 20$  mm und einer Pressung  $k = 25$  kg/cm<sup>2</sup> ist nach Tafel 15 der größtzulässige freie Abstand  $b = 196$  mm. Vorhanden ist  $b = 220$  mm bei  $\delta = 23$  mm, was zulässig ist.

Damit ist der Fuß in allen seinen Teilen einwandfrei; besondere Plattenaussteifungen werden nicht gebraucht.

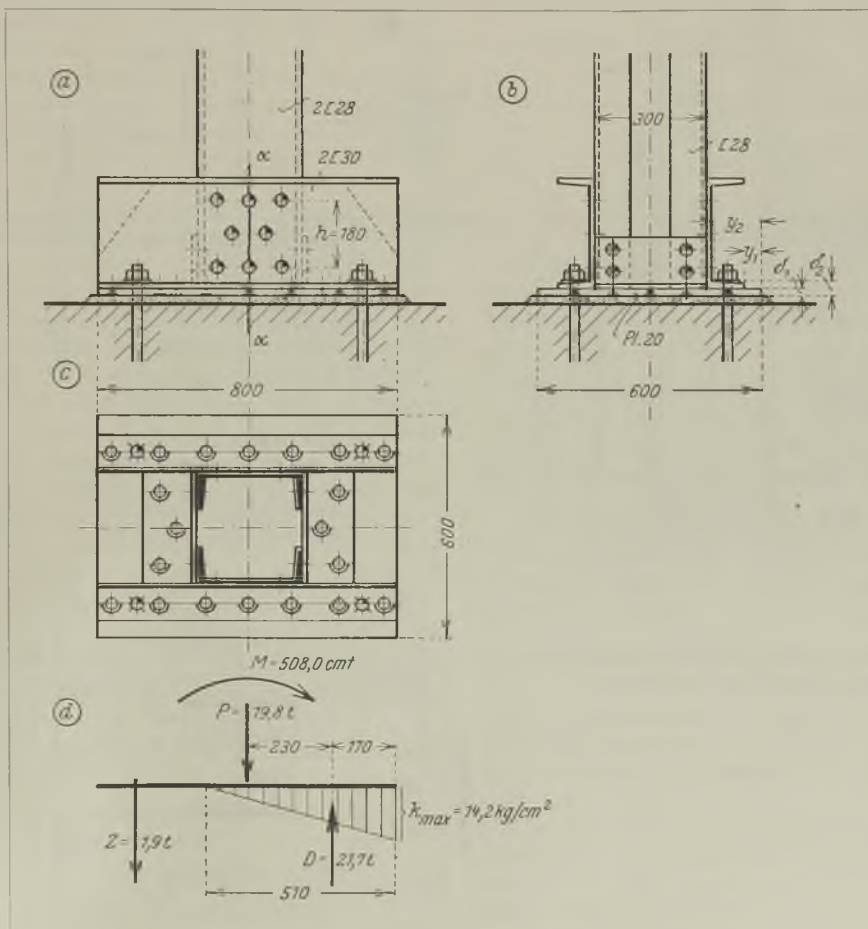


Abb. 315.

β) 2. Beispiel.

1. Allgemeines.

Der in Abb. 315 dargestellte Stützenfuß soll nachstehend durchgerechnet werden. Der Stützenstiel besteht aus 2 L 28 und der Fuß aus 2 L 30. Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt  $1400 \text{ kg/cm}^2$ , alle sonstigen Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

2. Berechnung des Stützenfußquerschnittes.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt  $\alpha - \alpha$  in Mitte Stiel. Das größte Moment ist überschläglich und reichlich gerechnet (vgl. Abb. 315 d)

$$\max M = 21,7 \cdot 23,0 = 499,0 \text{ cmt}$$

(von der Verkleinerung von  $D$ , wie es im vorhergehenden Beispiel  $\alpha$ , sowie von der entgegenwirkenden lotrechten Last der äußersten Nietreihe im Stützenstielsteg, wie im Teil II, A, 1 gezeigt, ist hier Abstand genommen, da der gewählte Fußquerschnitt auch mit der reichlichen Berechnung auskommt).

Vorhanden sind 2 L 30 mit  $W = 1070 \text{ cm}^3$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{499,0}{1070} = 0,47 \text{ t/cm}^2.$$

3. Bestimmung der Niete.

Der Auflagerdruck  $P = 19,8 \text{ t}$  wird mit 16 einschneittigen Nieten von 23 mm Durchmesser durch die Fußträger und mit 8 einschneittigen Nieten von 23 mm Durchmesser durch die Fußwinkel auf die Fußplatte übertragen. Es sind somit  $16 + 8 = 24$  einschneittige Niete zur lotrechten Übertragung der Auflagerkraft  $P$  vorhanden.

Es entfällt somit auf jedes Niet die senkrechte Last

$$V = \frac{19,8}{24} = 0,83 \text{ t.}$$

Der Nietanschluß des Stützenstieles an die Fußträger hat außerdem noch das Moment  $M = 508,0 \text{ cmt}$  aufzunehmen. Die Niete in der oberen und unteren Nietreihe erhalten dadurch noch die Horizontalkraft

$$H = \frac{M}{6 \cdot h}$$

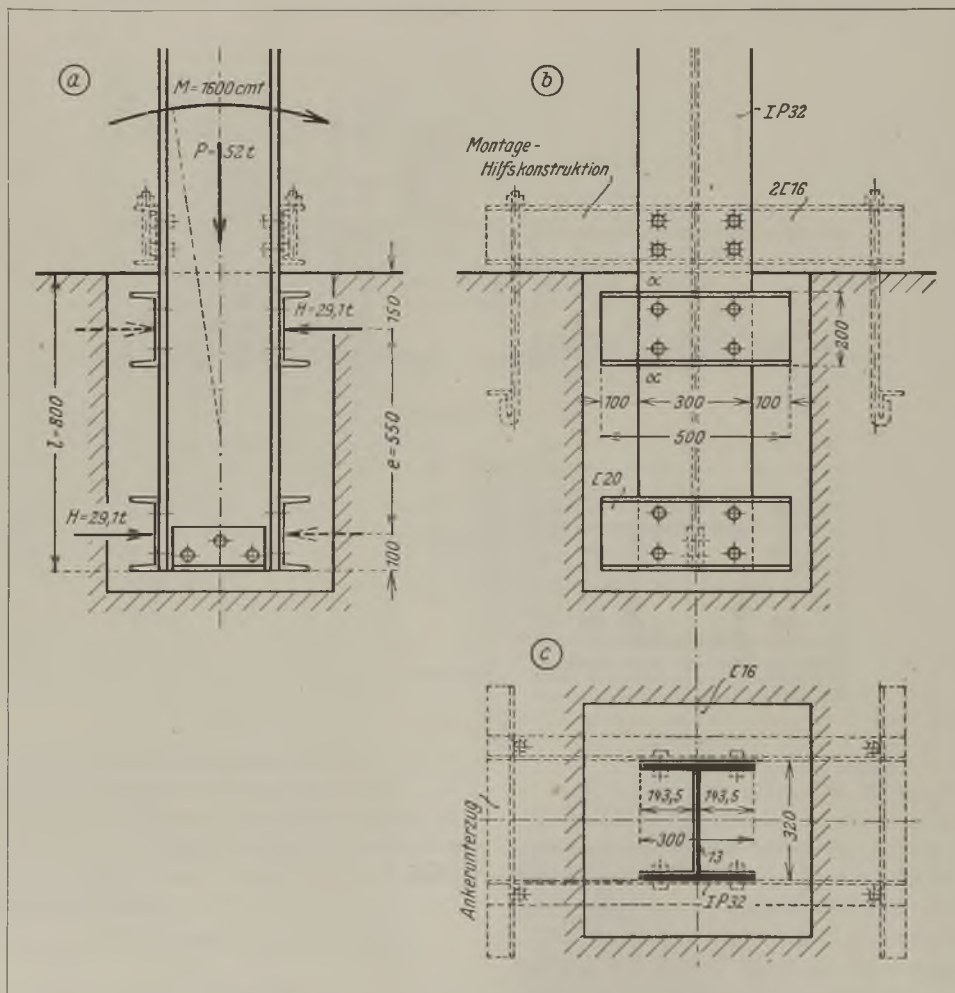


Abb. 316.

(6, da an jeder Stielhälfte 3, zusammen also  $2 \cdot 3 = 6$  Niete vorhanden sind):

$$H = \frac{508,0}{6 \cdot 18,0} = 4,70 \text{ t.}$$

Die größte Kraft  $R$ , die auf ein Niet wirkt, ist dann

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{0,83^2 + 4,70^2} = 4,77 \text{ t.}$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{4,77}{2,3^2 \cdot \pi} = 1,15 \text{ t/cm}^2,$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{4,77}{1,0 \cdot 2,3} = 2,08 \text{ t/cm}^2.$$

4. Untersuchung der Platte.

Die Plattenstärke  $d_1$  beträgt 20 mm und die Stärke  $d_2$  der Platte und des C-Eisenflansches 38 mm. Mit diesen Werten darf bei einer Fundamentpressung  $k = 19,1 \approx 20 \text{ kg/cm}^2$  nach der Tafel 13 der freie Abstand  $y_1$  der Platte 96 mm und der freie Abstand  $y_2$  der Platte mit dem angenieteten C-Eisenflansch 183 mm betragen. Da die Ausführung nach Abb. 315 für das Maß  $y_1$  nur 50 mm und für das Maß  $y_2$  nur 124 mm ergibt, so bleibt die Biegungsbeanspruchung der frei überstehenden Plattenteile unter der zulässigen Genze von  $1400 \text{ kg/cm}^2$ .

Eine sonstige Aussteifung der Platte oder Anordnungen von Aussteifungen ist nicht erforderlich, wie ein Blick auf die Abbildung ohne weiteres bestätigt.

### γ) 3. Beispiel.

1. Allgemeines.

Bei der Ausführung nach Abb. 316 ist der Stützenstiel aus IP 32 einfach im Fundament einbetoniert. Es wird dadurch ein besonderer Stützenfuß gespart.

Die in der Abbildung punktiert eingetragene Fußkonstruktion bestehend aus 2 C-Eisen und 2 Montageverankerungen dient nur zur besseren Aufstellung der Stütze. Die Hilfskonstruktion hat das Eigengewicht der Stütze und der darauf ruhenden Eisenkonstruktion auszuhalten. Nach fertigem Ausrichten und Vergießen der Stütze werden die C-Eisen entfernt und die Montageanker unmittelbar über dem Fundament abgebrannt. Die Einspannlänge des Stieles muß mindestens so lang sein, daß die Haftfestigkeit  $\tau$  zwischen Eisen und Beton  $5 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreitet.

Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt  $1400 \text{ kg/cm}^2$ . Die zulässige Fundamentpressung  $k = 30 \text{ kg/cm}^2$ ,

2. Berechnung der Stützenstieleinspannlänge.

Bei dem IP 32 beträgt die Haftfläche für 1 cm Einspannlänge (Abb. 316c.)

$$F' = \pi [2(30,0 + 32,0) + 4 \cdot 14,35] \cdot 1,0 = 181,0 \text{ cm}^2.$$

Nimmt man die Haftfestigkeit

$$\tau = 5 \text{ kg/cm}^2$$

an, so wird die kleinste Stieleinspannlänge

$$l = \frac{P}{F' \cdot \tau} = \frac{52000}{181,0 \cdot 5} = 58,0 \text{ cm.}$$

Gregor, Eisenhochbau III.

Vorhanden ist eine Länge von 80,0 cm:

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{52000}{181,0 \cdot 80} = 3,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Haftfestigkeit wird in Wirklichkeit durch die Besatz C- und L-Eisen geringer. Bei dieser Ausführung ist aber auch eine größere Sicherheit empfehlenswert.

3. Berechnung der C-Eisenplatten zwecks Aufnahme des Einspannmomentes.

Das Einspannmoment ist auf Mitte der Einspannlänge zu berechnen. Das Moment beträgt  $1600,0 \text{ cmt}$  und der Abstand der C-Eisenplatte  $e = 55 \text{ cm}$ ; der auf eine C-Eisenplatte von  $20 \cdot 50 \text{ cm}$  entfallende Druck ist dann

$$H = \frac{M}{e} = \frac{1600,0}{55,0} = 29,1 \text{ t} = 29100 \text{ kg.}$$

Die Fundamentpressung

$$k = \frac{29100}{20 \cdot 50} = 29,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die C-Eisenplatten bekommen durch den beiderseitigen Überstand von 100 mm das größte Biegemoment im Schnitt  $\alpha - \alpha$  (Abb. 316b). Die Belastung auf diese Fläche ist

$$10,0 \cdot 20,0 \cdot 29,1 = 5820 \text{ kg} = 5,82 \text{ t.}$$

Der Hebelarm ist  $\frac{10,0}{2} = 5 \text{ cm}$ .

Das Moment

$$M = 5,82 \cdot 5,0 = 29,10 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene Widerstandsmoment  $W = 27,0 \text{ cm}^3$ ;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{29,100}{27,0} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

### 2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe.

Die Berechnung und Ausführung der Kranträgerauflager und Konsolträger ist sehr ausführlich im Band II, Teil II, A, 3 gegeben, so daß sich hier ein weiteres Eingehen erübrigt.

### 3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe.

Auch hier sind besondere Ausführungen nicht erforderlich, da in den Teilen II, Ba, 3 und II, Bb, 3 alles Wesentliche gesagt ist.

### 4. Die Ausbildung der Schrägen und Pfosten.

Die Ausbildung der Schrägen und Pfosten entspricht derjenigen für fachwerkartige Pendelstützen nach Teil II, Bb, 4.

### 5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe.

Die mehrgliedrigen Druckgurte (Stützenstiele) bestehen im allgemeinen aus 2 C-Eisen. Die Berechnung und Ausführung der Bindebleche geschieht hierfür nach Teil II, A, 5.

Die Streben und Pfosten werden am besten so stark ausgebildet, daß sie auch ohne Bindebleche drucksicher sind. Es ist daher eine Anordnung von Bindeblechen nicht erforderlich. Will man aber doch Verbindungen anordnen, so erfolgt die Berechnung und Ausführung der Verbindungen sinngemäß nach Teil II, A, 5.

**Cc) Ausführung der unten eingespannten fachwerkartigen Stützen.**

**1. Berechnung und Ausführung der Stützenfüße.**

**a) Allgemeines.**

Die Berechnung und Ausführung der Stützenfüße für fachwerkartige Stützen geschieht im wesentlichen wie bei den im Teil II, Cb, 1 besprochenen vollwandigen eingespannten Stützen. Eine Ausnahme bildet nur der Anschluß des Stützenfußes: anstatt eines Stieles schließen zwei an. Die Abb. 317 bis 319 zeigen verschiedene Ausführungen, die nach Abb. 319 wird nachstehend berechnet.

**b) Zahlenbeispiel.**

**α) Allgemeines.**

Der Stützenfuß nach Abb. 319 ist zu untersuchen. Die zulässige Eisenbeanspruchung beträgt 1400 kg/cm<sup>2</sup>.

**1. Belastungsfall (größtes rechtsdrehendes Moment):**

- Stiel I = +120,0 t,
- „ II = -282,0 t,
- Ankerzug = 27,8 t;

**2. Belastungsfall (größtes linksdrehendes Moment):**

- Stiel I = -145,6 t,
- „ II = + 81,0 t,
- Ankerzug = 24,9 t.

Alle sonstigen Abmessungen und Belastungen gehen aus der Abbildung hervor.

**β) Berechnung des Stützenfußquerschnittes.**

Die gefährlichen Querschnitte liegen im Schnitte α-α bzw. α'-α', da, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt (vgl. Abb. 319h).

Das absolut größte Moment ergibt sich bei dem 1. Belastungsfall im Schnitte α'-α'. Die Belastung des Stützenfußes rechts vom Schnitte α'-α' beträgt (Abb. e):

infolge der trapezförmig wirkenden Fundament-  
 pressionung:

$$D' = 100,0 \cdot \frac{31,0 + 15,8}{2} \cdot 60,0 = 140400 \text{ kg} = 140,4 \text{ t};$$

infolge des Nietanschlusses der äußeren Stielflansche:

$$P' = \frac{282,0}{2} \dots \dots \dots = 141,0 \text{ t.}$$

Das größte Moment

$$\max M_{\alpha'} = 140,4 \cdot 55,4 - 141,0 \cdot 8,0 = 6650 \text{ cmt.}$$

Bei Wirkung des größten Ankerzuges wird das Moment im Schnitte α-α weit geringer als vor:

Die Belastung des Stützenfußes links vom Schnitte α-α beträgt

$$Z \dots \dots \dots = 27,8 \text{ t,}$$

Fundamentpression \dots \dots \dots = rd. 0,

$$\min M_{\alpha} = 27,8 \cdot 100 = 2780 \text{ cmt.}$$

Das kleinste Widerstandsmoment des vorhandenen Querschnittes (Abb. i)

$$W_{zn} = 4733 \text{ cm}^3.$$

Die größte Beanspruchung

$$\sigma_{vorh} = \frac{6650}{4733} = \text{rd. } 1,40 \text{ t/cm}^2.$$

**γ) Anschluß des Stützenstieles I.**

$$\min S = 145,6 \text{ t;}$$

$$\max S = 120,0 \text{ t.}$$

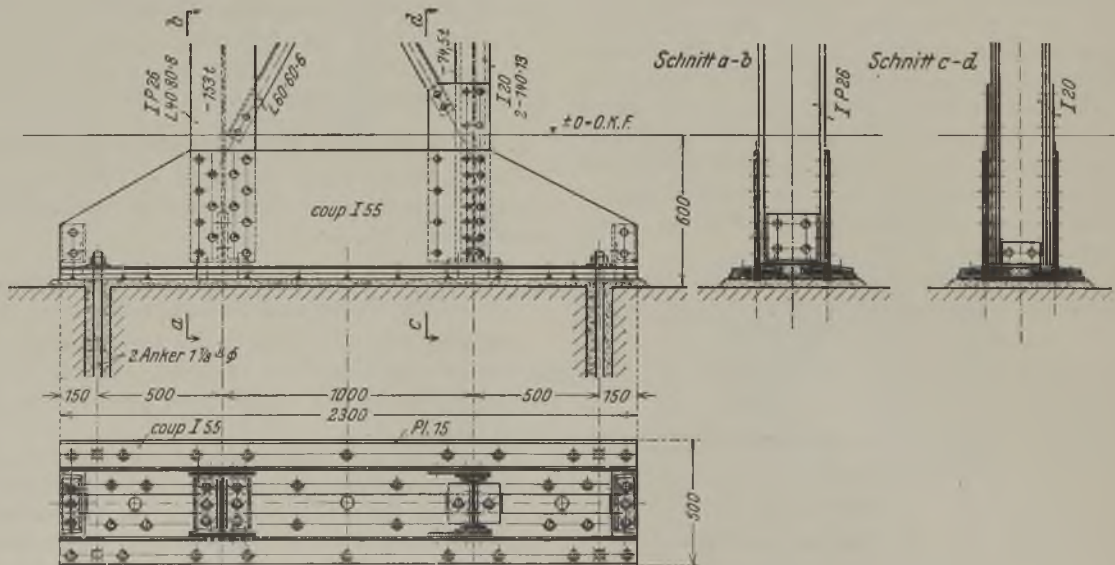


Abb. 317.

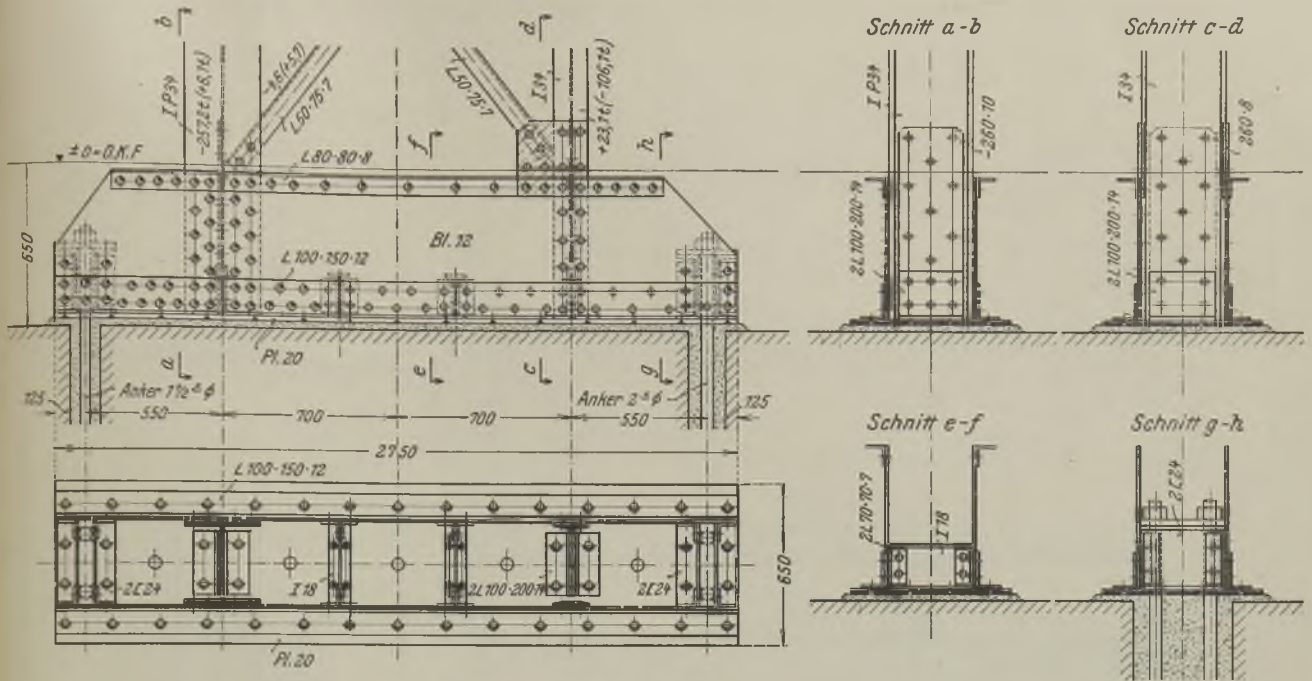


Abb. 318.

Der Steg des Stieles überträgt durch den Steganschluß unmittelbar auf die Fußplatte (vgl. Abb. d und g):

$$P_s = \text{rd. } 30,6^2 \cdot 7,4 = \text{rd. } 7,0 \text{ t.}$$

Vorhanden sind 4 doppelschnittige Niete von 23 mm  $\varnothing$  mit reichlichem Querschnitt.

Für den Anschluß der Flansche bleiben somit

$$P_f = 145,6 - 7,0 = 138,6 \text{ t.}$$

Vorhanden sind 32 einschnittige Niete von 20 mm  $\varnothing$  und 8 einschnittige Niete von 23 mm  $\varnothing$ .

$$\tau = \frac{138,6}{32 \cdot \frac{2,0^2 \cdot \pi}{4} + 8 \cdot \frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,04 \text{ t/cm}^2;$$

Der Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  bleibt weit unter der zulässigen Grenze.

δ) Anschluß des Stützenstieles II.

$$\min S = 282,0 \text{ t,}$$

$$\max S = 81,0 \text{ t.}$$

Der Steg des Stieles überträgt durch den Steganschluß unmittelbar auf die Fußplatte (vgl. Abb. d und e):

$$P_s = \text{rd. } 30,6^2 \cdot 15,8 = \text{rd. } 15,0 \text{ t.}$$

Vorhanden sind 4 doppelschnittige Niete von 23 mm  $\varnothing$  mit reichlichem Querschnitt.

Für den Anschluß der Flansche bleiben somit

$$P_f = 282,0 - 15,0 = 267,0 \text{ t.}$$

Vorhanden sind 40 einschnittige Niete von 26 mm  $\varnothing$  und 8 einschnittige Niete von 20 mm  $\varnothing$ .

$$\tau = \frac{267,0}{40 \cdot \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4} + 8 \cdot \frac{2,0^2 \cdot \pi}{4}} = 1,13 \text{ t/cm}^2.$$

Der Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  bleibt weit unter der zulässigen Grenze.

e) Anschluß der unteren Gurtwinkel an die Stehbleche.

Die lotrechte Belastung der Niete geht aus den Abb. e und g hervor; außerdem haben die Niete noch eine horizontal wirkende Schubkraft aufzunehmen. Durch die trapezförmige Belastung und die verschieden wirkende Schubkraft hat jedes Niet eine andere Belastungsweise.

Nachstehend sollen die Niete „a“, „b“, „c“ und „d“ untersucht werden:

1) Niet „a“.

Die lotrechte Last (Abb. f und g)

$$V = 30,0 \cdot 10,0 \cdot 15,1 = 4530 \text{ kg} = 4,53 \text{ t.}$$

Die Horizontalkraft (Abb. f bis h)

$$H = e \cdot \frac{Q \cdot S}{J_z};$$

$$Q = 30,0 \cdot 14,0 \cdot \frac{16,4 + 15,1}{2} = 6600 \text{ kg} = 6,6 \text{ t,}$$

$$S = 33,2 \cdot 16,0 = 531 \text{ cm}^2 \text{ (vgl. Abb. l),}$$

$$J_z = \frac{77114}{2} = 38557 \text{ cm}^4;$$

$$H = 10,0 \cdot \frac{6,6 \cdot 531}{38557} = 0,91 \text{ t.}$$

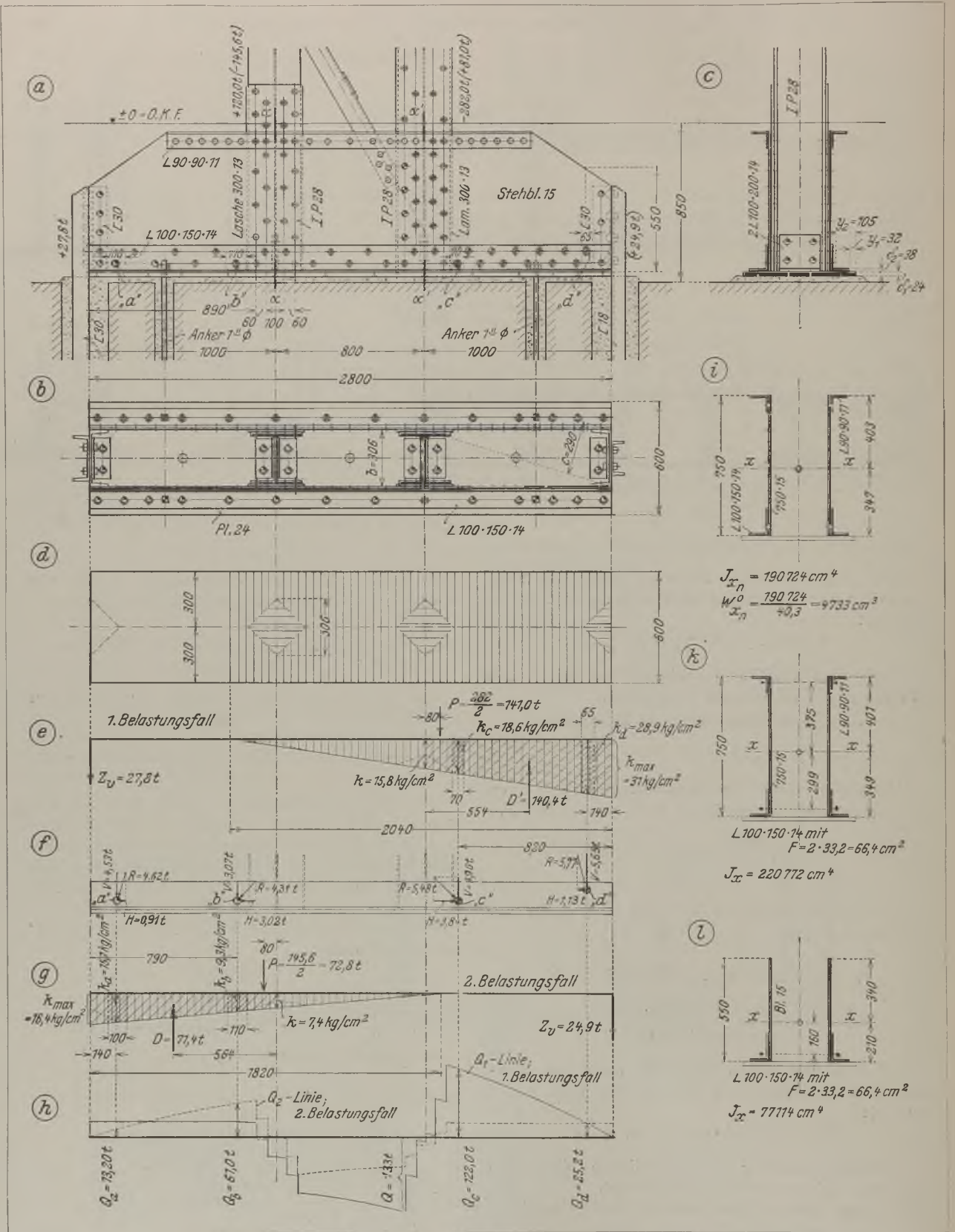


Abb. 319.

Die größte Kraft  $R$ , die auf das Niet wirkt (Abb. f):

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{4,53^2 + 0,91^2} = 4,62 \text{ t.}$$

Vorhanden ein einschnittiges Niet von 23 mm  $\varnothing$ :

$$\tau = \frac{4,62}{\frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,11 \text{ t/cm}^2.$$

2) Niet „b“ (Abb. f, g und k).

$$V = 30,0 \cdot 11,0 \cdot 9,3 = 3070 \text{ kg} = 3,07 \text{ t};$$

$$Q = 30,0 \cdot 79,0 \cdot \frac{16,4 + 9,3}{2} = 30500 \text{ kg} = 30,5 \text{ t},$$

$$S = 33,2 \cdot 29,9 = 993 \text{ cm}^2,$$

$$J_z = \frac{220772}{2} = 110386 \text{ cm}^4;$$

$$H = 11,0 \cdot \frac{30,5 \cdot 993}{110386} = 3,02 \text{ t};$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{3,07^2 + 3,02^2} = 4,31 \text{ t.}$$

Vorhanden ein einschnittiges Niet von 23 mm  $\varnothing$ :

$$\tau = \frac{4,31}{\frac{2,3^2 \cdot \pi}{4}} = 1,04 \text{ t/cm}^2.$$

3) Niet „c“ (Abb. e, f und k).

$$V = 30,0 \cdot 7,0 \cdot 18,6 = 3900 \text{ kg} = 3,9 \text{ t};$$

$$Q = 30,0 \cdot 82,0 \cdot \frac{31,0 + 18,6}{2} = 61000 \text{ kg} = 6,10 \text{ t},$$

$$S = 33,2 \cdot 29,9 = 993 \text{ cm}^2,$$

$$J_z = \frac{220772}{2} = 110386 \text{ cm}^4;$$

$$H = 7,0 \cdot \frac{61,0 \cdot 993}{110386} = 3,84 \text{ t};$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{3,90^2 + 3,84^2} = 5,48 \text{ t.}$$

Vorhanden ein einschnittiges Niet von 26 mm  $\varnothing$ :

$$\tau = \frac{5,48}{\frac{2,6^2 \cdot \pi}{4}} = 1,03 \text{ t/cm}^2.$$

4) Niet „d“ (Abb. e, f und l).

$$V = 30,0 \cdot 6,5 \cdot 28,9 = 5650 \text{ kg} = 5,65 \text{ t};$$

$$Q = 30,0 \cdot 14,0 \cdot \frac{31,0 + 28,9}{2} = 12600 \text{ kg} = 12,6 \text{ t},$$

$$S = 33,2 \cdot 16,0 = 531 \text{ cm}^2,$$

$$J_z = \frac{77114}{2} = 38557 \text{ cm}^4;$$

$$H = 6,5 \cdot \frac{12,6 \cdot 531}{38557} = 1,13 \text{ t},$$

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{5,65^2 + 1,13^2} = 5,77 \text{ t.}$$

Vorhanden ein einschnittiges Niet von 26 mm  $\varnothing$ :

$$\tau = \frac{5,77}{\frac{2,6^2 \cdot \pi}{4}} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

ζ) Anschluß der oberen Gurtwinkel an die Stehbleche.

Die Anschlußniete müssen die auftretende Schubkraft aufnehmen; die größte Horizontalkraft für ein Niet ist

$$H = e \cdot \frac{Q \cdot S}{J_z},$$

$$e = 8,0 \text{ cm (Abb. a)},$$

$$\max Q = \frac{531,0}{2} = 66,5 \text{ t (Abb. k)},$$

$$S = 18,7 \cdot 37,5 = 700 \text{ cm}^2 \text{ (Abb. k)},$$

$$J_z = \frac{220772}{2} = 110386 \text{ cm}^4 \text{ (Abb. k)};$$

$$H = 8,0 \cdot \frac{66,5 \cdot 700}{110386} = 3,38 \text{ t.}$$

Vorhanden ein einschnittiges Niet von 20 mm  $\varnothing$ :

$$\tau = \frac{3,38}{\frac{2,0^2 \cdot \pi}{4}} = 1,08 \text{ t/cm}^2.$$

η) Untersuchung der frei abstehenden Plattenteile (Abb. c).

Die Plattenstärke  $\delta_1$  beträgt 24 mm und die Stärke  $\delta_2$  der Platte und des Winkelschenkels 38 mm. Die zulässigen freien Abstände sind hierfür nach Tafel 13 für eine Fundamentpressung  $k = 30 \text{ kg/cm}^2$ :

$$y_1 = 95 \text{ mm} \quad \text{und} \quad y_2 = 150 \text{ mm};$$

vorhanden

$$y_1 = 32 \text{ mm} \quad \text{und} \quad y_2 = 105 \text{ mm.}$$

θ) Untersuchung der Plattenaussteifungen

Nach Teil II, A, 1, a, γ) beträgt die zulässige Länge des Lotes  $c$ :

$$c_{\text{zul}} = \sqrt{\frac{2 \cdot \delta_1^2 \cdot \sigma_{\text{zul}}}{0,75 \cdot k}};$$

$$\delta_1 = 2,4 \text{ cm},$$

$$\sigma_{\text{zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2,$$

$k$  = die mittlere Höhe der trapezförmigen Belastung

$$= \frac{31,0 + 15,8}{2} = 23,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$c_{\text{zul}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2,4^2 \cdot 1400}{0,75 \cdot 23,4}} = 30,2 \text{ cm.}$$

Vorhanden  $c_{\text{vorh}} = 29,0 \text{ cm.}$



**2. Berechnung und Ausführung der Kranträgerköpfe.**

Die Berechnung und Ausführung der Kranträgerauflager und Konsolträger ist ausführlich im Teil II, A, 3 des Bandes II gegeben, so daß sich ein weiteres Eingehen an dieser Stelle erübrigt.

**3. Berechnung und Ausführung der Stützenköpfe.**

Hier sind die Ausführungen im Teil II, Ba, 3 und Bb, 3 zu verwenden.

**4. Ausbildung der Schrägen und Pfosten.**

Hier sind die bei den fachwerkartigen Pendelstützen gemachten Angaben (Teil II, Bb) nachzuschlagen.

**5. Bestimmung und Ausführung der Bindebleche für Gurte und Füllungsstäbe.**

Auch diese Ausführungen entsprechen denjenigen im Teil II, Bb.

**6. Darstellung von Gesamtausführungen.**

Die Abb. 320 bis 323 zeigen verschiedene Gesamtausführungen.

Die in Abb. 320 dargestellte Stütze ist nur bei geringer Belastung empfehlenswert. Beide Stiele sind aus zwei Winkelisen gebildet; die Knickverbindung geschieht durch Bindebleche und C-Eisenstücke.

Bei den Ausführungen nach Abb. 321 und 322 sind die Anschlüsse der Konsolkranbahn bemerkenswert.

Alle Stützen sind außen glatt durchgeführt: der Anschluß der Schrägen und Pfosten erfolgt entweder an der Innenseite des Stieflansches oder am Knotenblech.

**7. Die Werkstattaufgabe der unten eingespannten Stützen.**

In Abb. 324 ist eine Werkstattzeichnung im verkleinerten Maßstabe dargestellt.

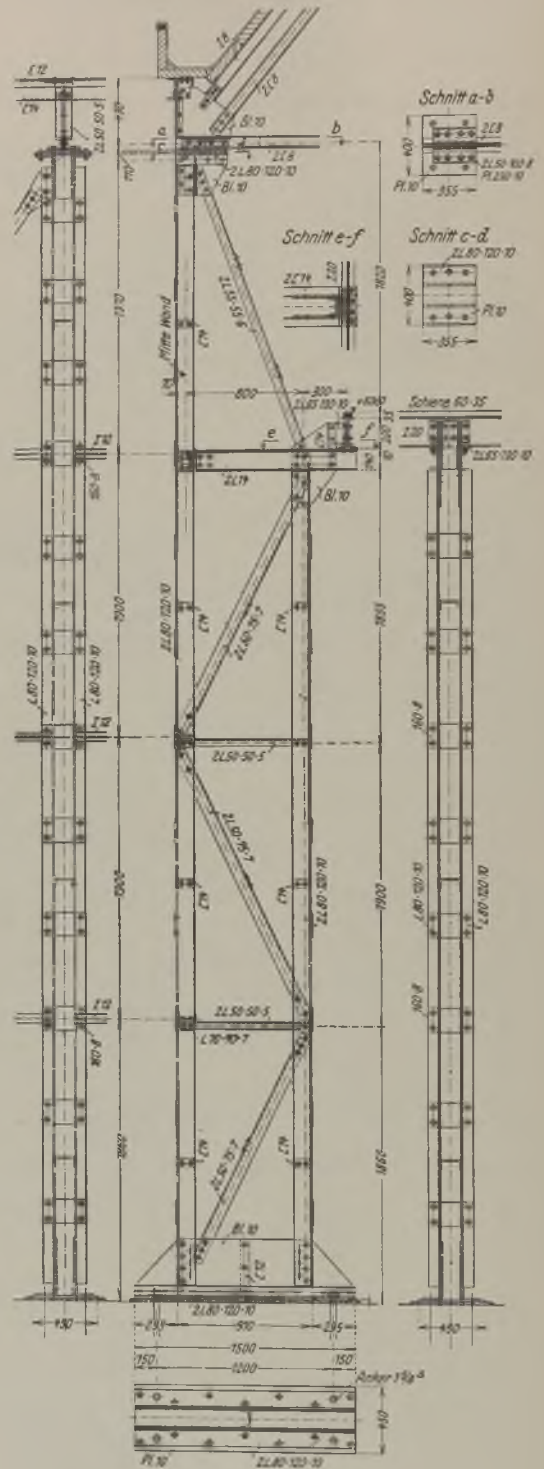


Abb. 320.

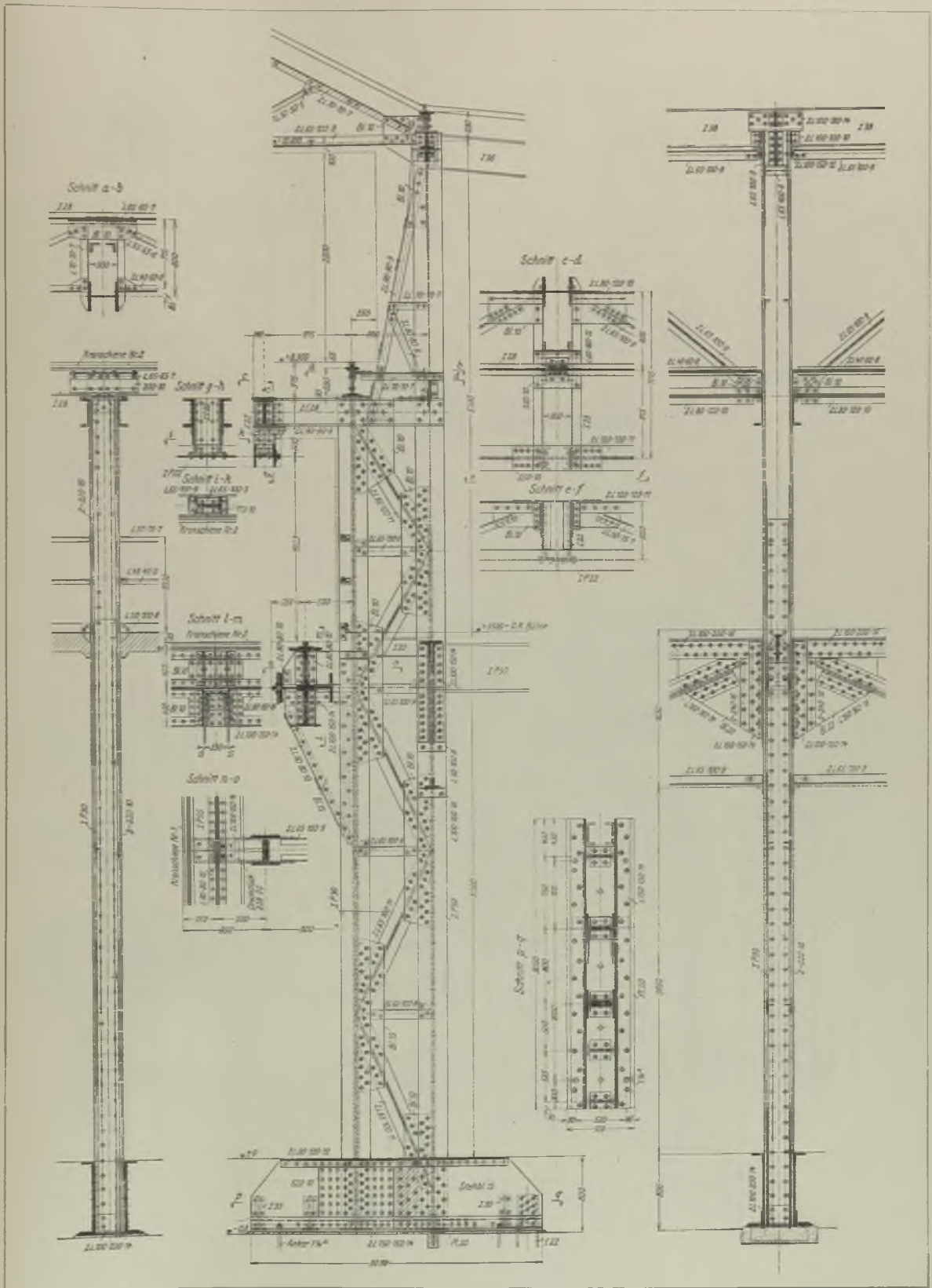


Abb. 321.

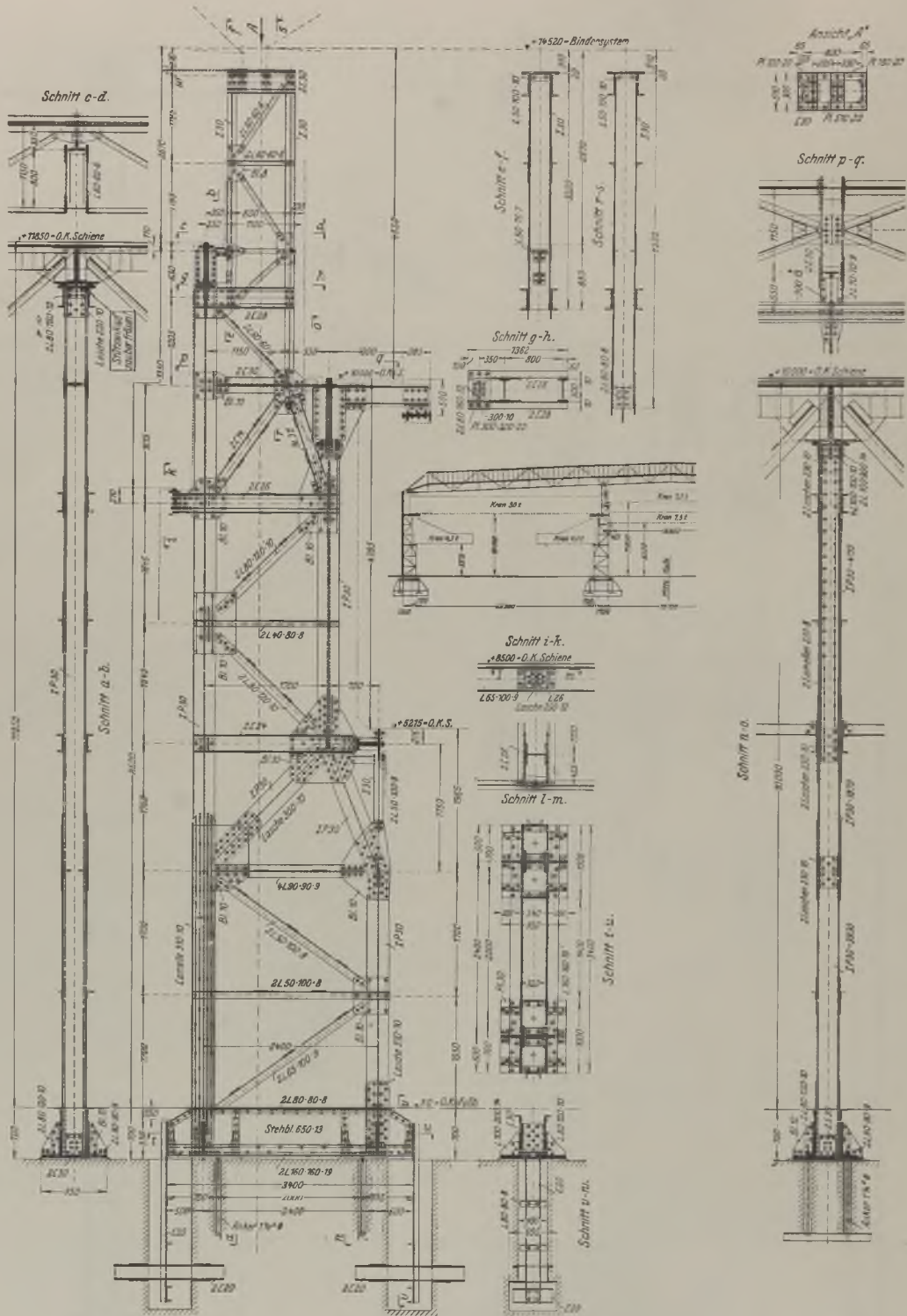


Abb. 322.

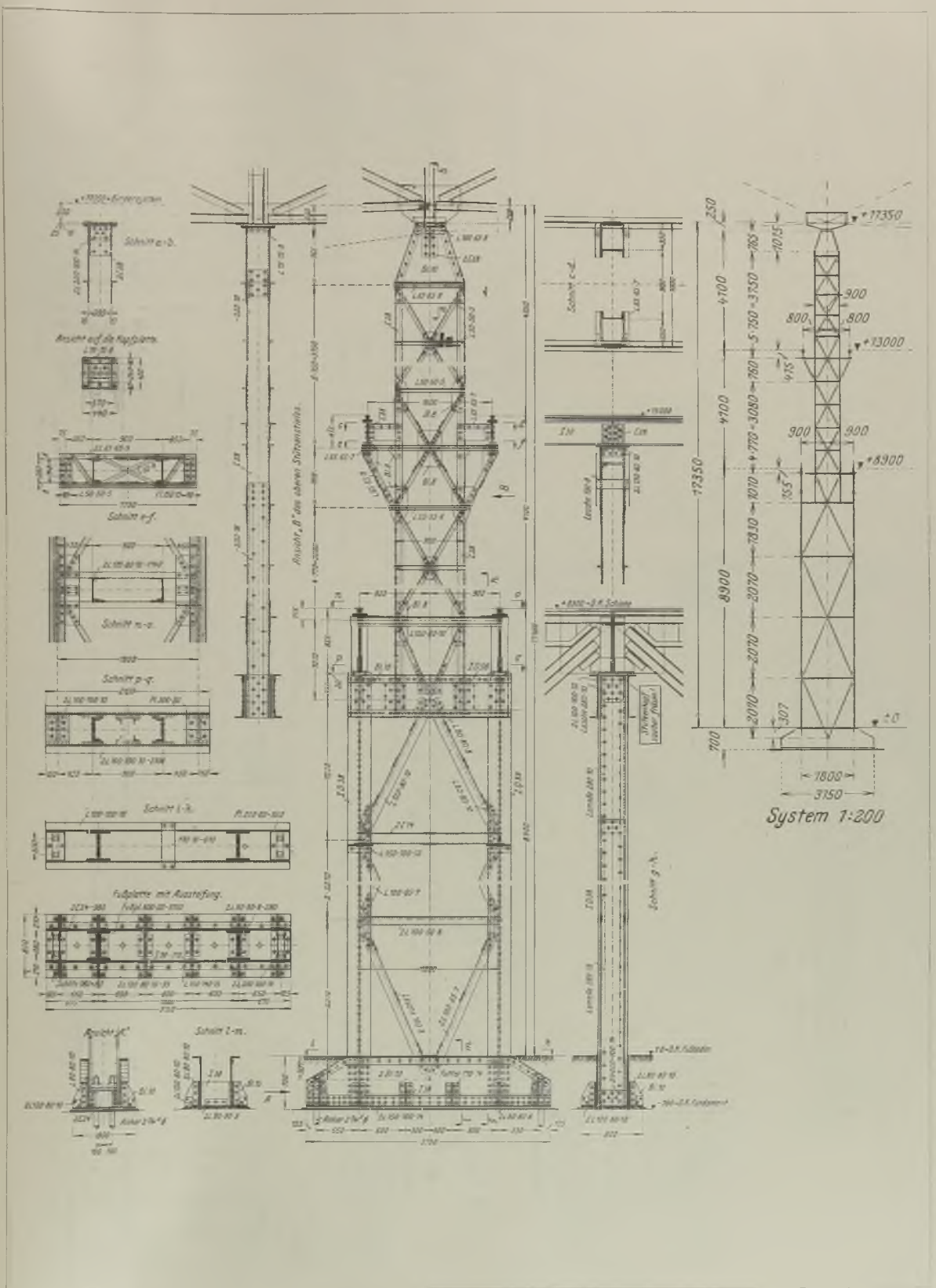


Abb. 323.

# Normale Stütze in Achse D und F.

M. 1:10

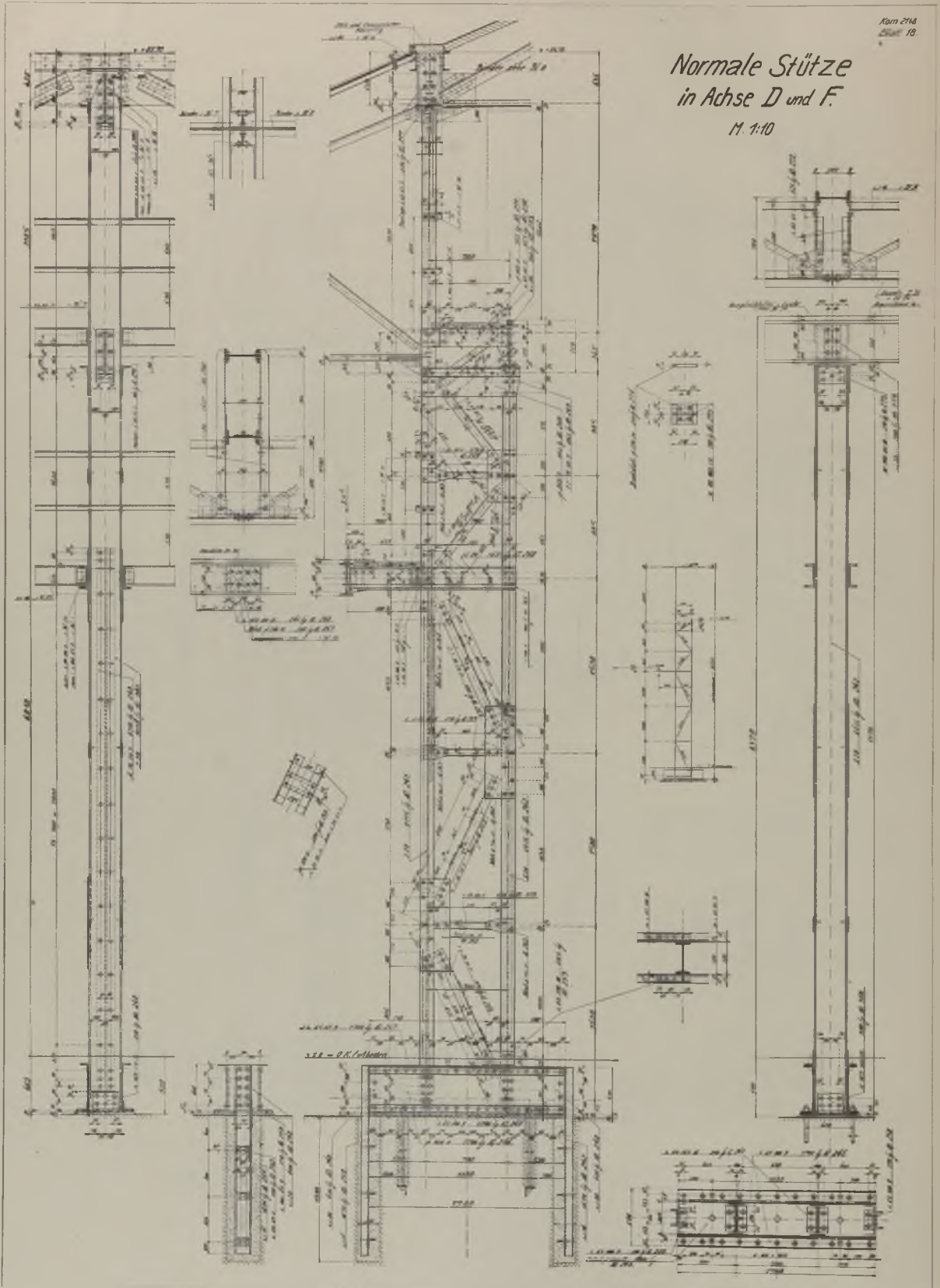


Abb. 324. Verkleinerung einer Werkstattzeichnung.

## D. Ausführung der Portale.

### 1. Ausführung der vollwandigen Portale.

Die Ausführungen von vollwandigen Konstruktionen sind aus den Bänden I und II sowie dem vorliegenden Band hinreichend zu ersehen. In Abb. 325 ist noch die Gesamtausführung eines Vollwandportales gezeigt. Es handelt sich hier um eine Hofkranbahn mit überkragendem Ende.

### 2. Ausführung der fachwerkartigen Portale.

Die Ausführungen von fachwerkartigen Konstruktionen sind ebenfalls aus dem vorliegenden Werk

bekannt. Abb. 326 veranschaulicht die Gesamtausführung eines Fachwerkportales. Bemerkenswert ist die Anhängung der kleinen I-Kranträger an den Haupt-Fachwerkkranträger (Schnitt e—f):

Der gebogene biegungsfeste Konsolträger zur Anhängung der beiden Kranträger ist durch einen rechteckigen Ausschnitt des Portal-Knotenbleches gesteckt; das dadurch geschwächte Knotenblech ist durch Winkeleisen verstärkt.

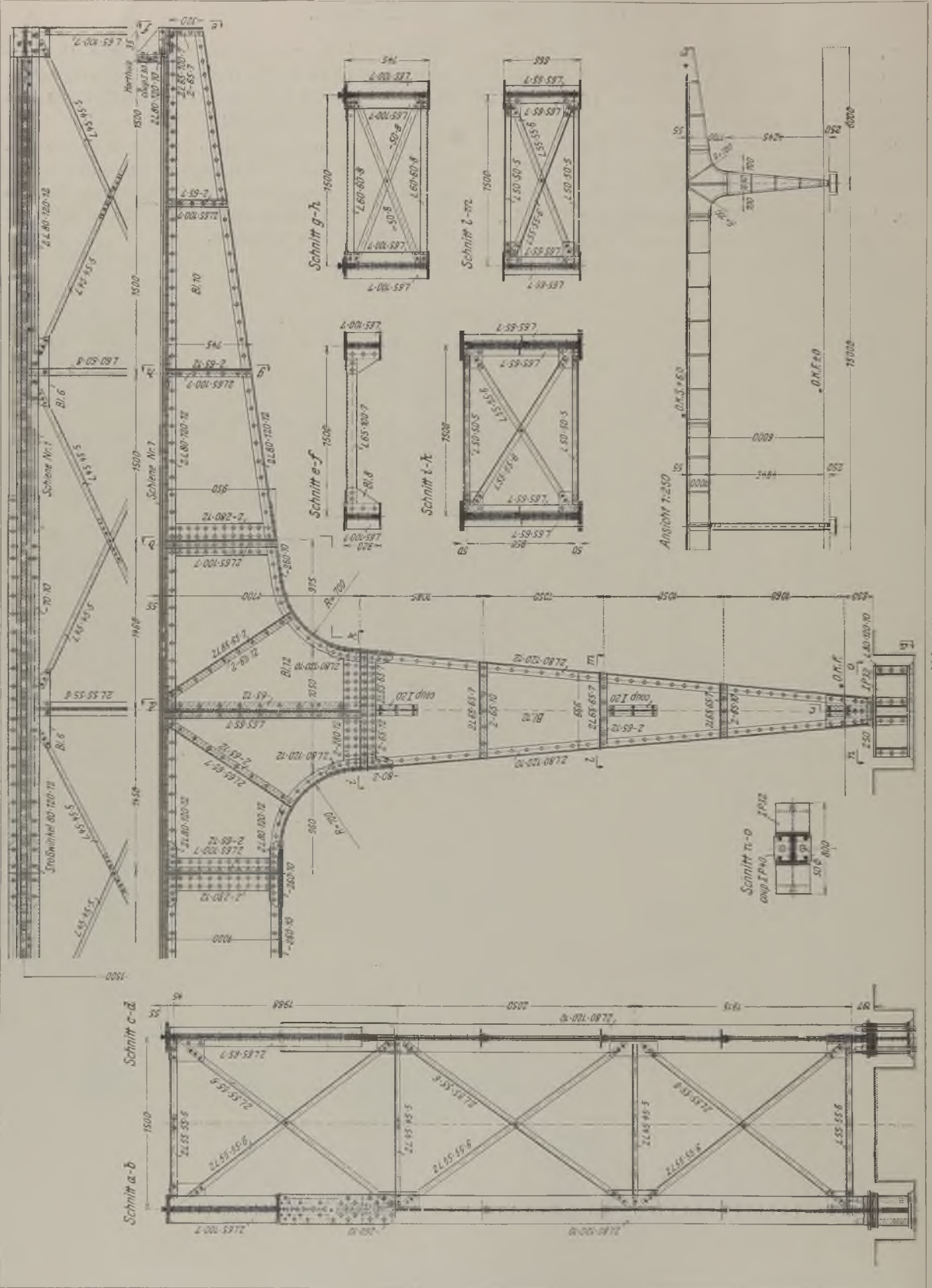


Abb. 315.

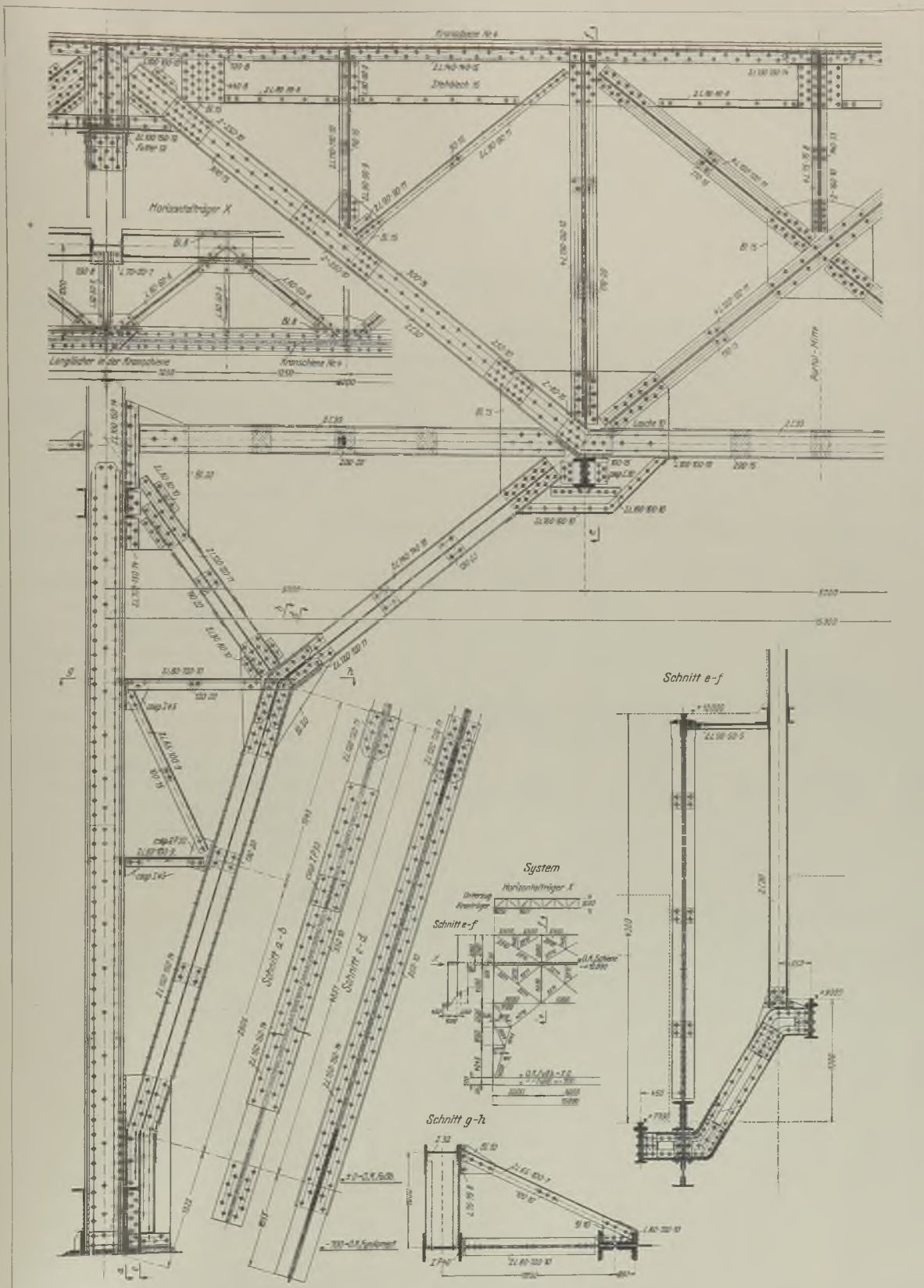


Abb. 326.





# Grundbau.

## 1. Allgemeines.

Der Grundbau eines Bauwerkes hat die Belastung desselben auf das Erdreich (Grund) zu übertragen. Je nach Art der Übertragung der Belastung unterscheidet man im Eisenhochbau hauptsächlich:

1. Fundamente aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton,
2. Fundamente aus Eisenbeton,
3. Platten aus Eisenbeton,
4. Rammpfahlgründungen.

### a) Fundamente aus Mauerwerk und unbewehrtem Beton.

Die Güte und Beschaffenheit der Fundamente richtet sich nach der größten Kantenpressung  $k_{max}$  zwischen Fußplatte und Fundament; die Größe der Fundamente ergibt sich aus der Bedingung, daß die größte Kantenpressung zwischen Fundamentsohle und Erdreich die zulässige Bodenpressung  $k_{t,max}$  nicht überschreitet. Dabei ist zu beachten, daß die Verbreiterung der

Fundamente nachstehenden Winkel  $\varphi$  gegen die Wagerechte nicht überschreiten darf (Abb. 327):

- $\varphi$  bei einfachem Mauerwerk  $\geq 70^\circ$ ,
- $\varphi$  bei unbewehrtem Beton  $\geq 60^\circ$ .

Die Fundamenttiefe  $t$  von Oberkante Flur ergibt sich aus der Höhe des Stützenfußes und des Fundamentes;

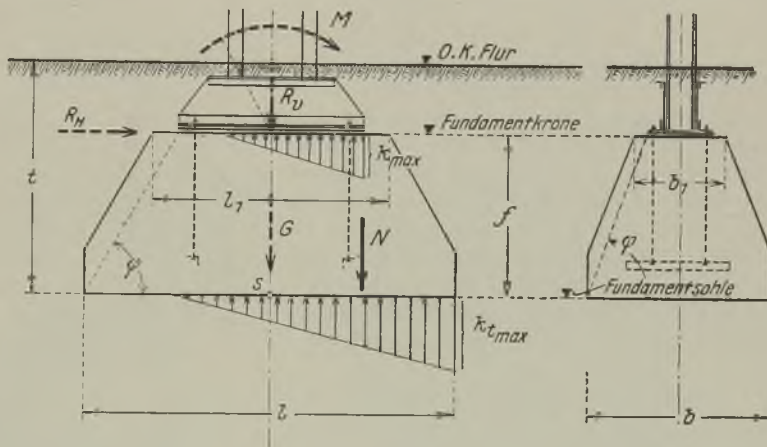


Abb. 327.

Tafel 21. Schichthöhen und Außenmaße für Mauerwerk.

Bezeichnungen	Schichthöhen „c“		Außenmaße „a“			
	Anzahl der Schichten	Höhe „c“ der Schichten in m	Kopffzahl	Außenmaß „a“ in m	Kopffzahl	Außenmaß „a“ in m
	1	0,077	1	0,12	16	2,07
	2	0,154	2	0,25	17	2,20
	3	0,231	3	0,38	18	2,33
	4	0,308	4	0,51	19	2,46
	5	0,385	5	0,64	20	2,59
	6	0,462	6	0,77	21	2,72
	7	0,538	7	0,90	22	2,85
	8	0,615	8	1,03	23	2,98
	9	0,692	9	1,16	24	3,11
	10	0,769	10	1,29	25	3,24
	11	0,846	11	1,42	26	3,37
	12	0,923	12	1,55	27	3,50
	13	1,000	13	1,68	28	3,63
	14	1,077	14	1,81	29	3,76
	15	1,154	15	1,94	30	3,89

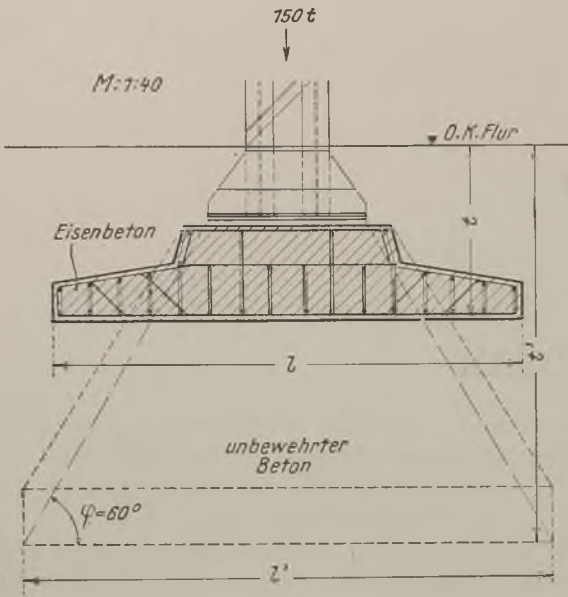


Abb. 328.

sie ist jedoch mit Rücksicht auf den Frost mindestens 1,0 bis 1,2 m anzunehmen.

Die Abmessungen der Normalsteine betragen  $25 \cdot 12 \cdot 6,5$  cm. Die wagerechten Fugen (Lagerfugen) sind 1,2 cm, die lotrechten (Stoßfugen) 1,0 cm stark. Eine Schicht ist 7,7 cm hoch; 13 Schichten = 1,0 m.

Für 1 cbm volles Ziegelmauerwerk werden 400 Stück Ziegel und 280 l Mörtel gebraucht.

In Tafel 21 sind für Mauerwerk die Schichthöhen  $c$  und die Außenmaße  $a$  angegeben.

**b) Fundamente aus Eisenbeton.**

Wird bei Fundamenten aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton durch den begrenzten Winkel  $\varphi$  die Höhe der Fundamente unverhältnismäßig hoch, dann wird oft die Anordnung von Eisenbetonfundamenten gemäß Abb. 328 günstiger. Zum Vergleich ist die ungefähre Tiefe eines Fundamentes aus unbewehrtem Beton in der Abb. 328 gestrichelt angedeutet; auch die Grundfläche ist größer als bei dem Eisenbetonfundament, da das größere Eigengewicht des Fundamentkörpers den Gesamtdruck vergrößert.

Bei kleinen Auflagerdrücken und sehr geringer zulässiger Bodenpressung kann es sogar vorkommen, daß Fundamente aus unbewehrtem Beton überhaupt nicht ausgeführt werden können: durch die bei Einhaltung des Winkels  $\varphi$  bedingte Verbreiterung des Fundamentes kann die Bodenpressung infolge des stetig zunehmenden Fundament-Eigengewichtes trotz der zunehmenden Vergrößerung der Fundamentsohle anstatt kleiner immer größer werden.

Ein solcher Fall liegt bei dem Fundament nach Abb. 329 vor: bei dem Auflagerdruck von 54 t und der zulässigen Bodenpressung  $h_i = 0,4$  kg/cm<sup>2</sup> muß ein Eisenbetonfundament hergestellt werden. Da bei den schlechten Bodenverhältnissen Stützensenkungen zu befürchten sind, so sind die Stützen zum Heben eingerichtet (vgl. Teil II, Ba, 1).

Bei einer Vergleichsrechnung zwischen Fundamenten aus unbewehrtem Beton ist zu beachten, daß bei den Eisenbetonfundamenten eine Ersparnis in der verminderten Ausschachtung, dem geringeren Beton- und Schalungsverbrauch liegt; verteuert dagegen wirken die Eiseneinlagen (etwa 50 kg für 1 cbm Eisenbeton) sowie größere Kosten bei der Herstellung durch geschulte Arbeitskräfte und längere Zeitdauer.

**c) Platten aus Eisenbeton.**

Bei enger Stützenstellung, großen Lasten und schlechtem Baugrund kann es vorkommen, daß die Fundamente der einzelnen Stützen einander teilweise

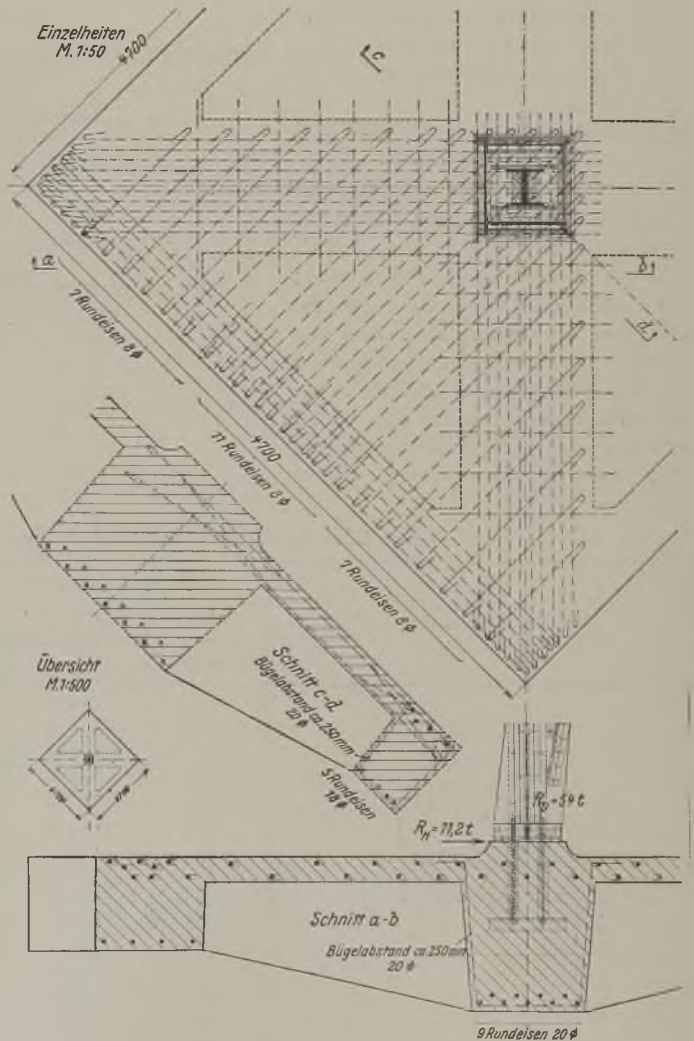


Abb. 329.

überschneiden. In diesem Falle ist es ratsam, eine über das ganze Bauwerk bzw. über einzelne Bauwerkteile ausgedehnte Platte aus Eisenbeton herzustellen.

Die Platte kann als ebene Platte und als Rippenplatte mit oberen oder unteren Rippen hergestellt

Unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels gelten für die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks umstehende Werte (Tafel 22).



Grundriß (Untersicht)

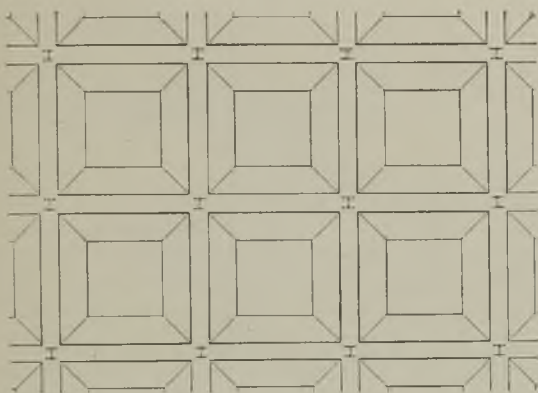


Abb. 330.

werden. Am wirtschaftlichsten ist in den meisten Fällen die in Abb. 330 dargestellte Platte mit unteren Rippen.

d) **Rammpfahlgründungen.**

Bei wasserhaltigem schlechten Baugrund muß eine Rammpfahlgründung vorgenommen werden. Sind früher ausschließlich Holzpfähle zur Verwendung gekommen, so werden heute in den meisten Fällen Eisenbetonpfähle bevorzugt. Die Pfähle werden nicht reihenweise, sondern versetzt angeordnet. Liegt der feste Baugrund tiefer als 15 m, so erfolgt die Lastübertragung durch Reibung; ist dagegen der feste Baugrund schon höher anzutreffen und die darüberliegende Schicht gestattet ein Durchrammen der Pfähle, dann erfolgt die Übertragung der Last auf die feste Bodenschicht (Abb. 331).

Die Pfähle sind möglichst so anzuordnen, daß sie nur axial und nicht auf Biegung beansprucht werden. Bei schräg gerichteten Auflasten sind demnach auch entsprechende Schrägpfähle anzuordnen.

2. **Bauvorschriften.**

a) **Zulässige Fundamentpressung.**

α) **Mauerwerk aus künstlichen Steinen.**

Die Bestimmungen vom 25. Februar 1925 besagen hierüber folgendes:

Gregor, Eisenhochbau III.

M. 1:150

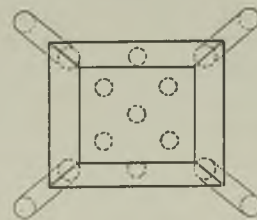
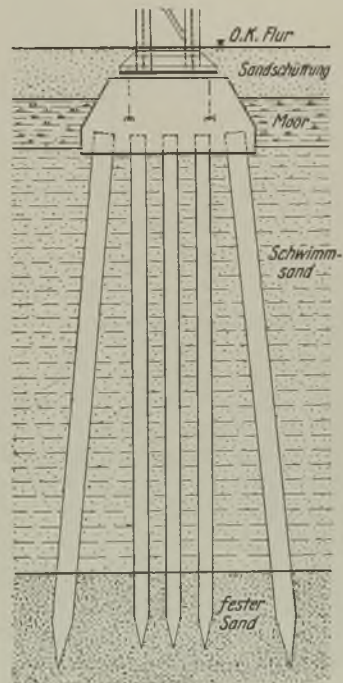


Abb. 331.

Die Baupolizei kann den Nachweis verlangen, daß die in Spalte 3 geforderten Mindestdruckfestigkeiten tatsächlich vorhanden sind.

β) **Unbewehrter Beton.**

Nach den Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925, die eingeführt

Tafel 22. Zulässige Druckbeanspruchungen des Mauerwerkes (amtlich).

Nr.	Steinsorte	Nachzuweisende Mindestdruckfestigkeit der Steine kg/cm <sup>2</sup>	Mörtelmischung in Raumteilen			Zulässige Druckspannung			Bemerkungen
			Zement	Kalk	Sand	in Mauerwerk kg/cm <sup>2</sup>	für Pfeiler		
							Verhältnis der geringsten Stärke s zur Höhe h $\frac{s}{h}$	kg/cm <sup>2</sup>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1-5									Für Fundamente und Pfeiler nicht geeignet!
6	Mauerziegel erster Klasse und Kalksandsteine	150	—	1	3	10	—	—	Zu Pfeilern, deren geringste Stärke kleiner als 0,25 h ist, unzulässig.
7	dgl.	dgl.	1	2	8	14	—	—	
8	Hartbrandziegel und Kalksandhartsteine	250	1	2	8	18	—	—	Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.
9	dgl.	dgl.		dgl.			0,30	18	
							0,25	14	
							0,20	12	
							0,15	10	
							0,10	8	
							< 0,10	< 8	Nur in besonderen Fällen zulässig.
10	Klinker	350	1	—	3	35			Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.
			mit Zusatz von etwas Kalkmilch						
				dgl.			0,30	35	Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.
11	dgl.	dgl.		dgl.			0,25	25	
							0,20	20	
							0,15	15	
							0,10	10	
							< 0,10	< 10	Nur in besonderen Fällen zulässig.

sind durch Erlaß des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. September 1925, ist folgendes über die zulässige Beanspruchung gesagt:

1. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons sind sowohl von der Würfel- als auch von der Bruchfestigkeit  $W_{e,28}$  als auch von  $W_{b,28}$  abhängig. Dabei bedeuten:

$W_{e,28}$  Würfel- und Bruchfestigkeit erdfeuchten Betons nach 28 Tagen,

$W_{b,28}$  Würfel- und Bruchfestigkeit von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wird, nach 28 Tagen.

Die Würfel- und Bruchfestigkeiten sind festzustellen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ und müssen sein:

a) bei Verwendung von Handelszement

$$W_{e,28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2$$

und außerdem

$$W_{b,28} \geq 100 \text{ kg/cm}^2,$$

b) bei Verwendung von hochwertigem Zement

$$W_{e,28} \geq 275 \text{ kg/cm}^2$$

und außerdem

$$W_{b,28} \geq 130 \text{ kg/cm}^2,$$

c) in besonderen Fällen, in denen die zulässige Beanspruchung des Betons auf

Grund des Festigkeitsnachweises abgestuft wird, für weich oder flüssig angewachsen und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelten Beton:

$$W_{b,28} \geq \nu \cdot \sigma_{zul},$$

wobei der Beiwert  $\nu$  der Tafel 23 zu entnehmen ist und außerdem  $W_{e,28} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

2. Mittiger Druck, hierzu Tafel 23.

Tafel 23. Zulässige Beanspruchungen des Betons bei Stützen ohne Knickgefahr (amtlich).

		Zulässige Beanspruchung in kg/cm <sup>2</sup> bei Stützen ohne Knickgefahr	
		im allgemeinen	in Brücken
1.	Handelszement: $W_{e,28} \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ und außerdem $W_{b,28} \geq 100 \text{ kg/cm}^2$	35 kg/cm <sup>2</sup>	30 kg/cm <sup>2</sup>
2.	Hochwertiger Zement: $W_{e,28} \geq 275 \text{ kg/cm}^2$ und außerdem $W_{b,28} \geq 130 \text{ kg/cm}^2$	45 kg/cm <sup>2</sup>	40 kg/cm <sup>2</sup>
3.	In besonderen Fällen bei Nachweis der Würfel- und Bruchfestigkeit: $W_{b,28} \geq \nu \cdot \sigma_{zul}$ und außerdem $W_{e,28} \geq 250 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b,28}}{3}$	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b,28}}{4}$
		jedoch nicht mehr als 60 kg/cm <sup>2</sup>   50 kg/cm <sup>2</sup>	

Teilbelastung.

Wenn bei Auflagerquadern, Gelenksteinen usw. die eine Fläche  $F$  nur in einem mittig gelegenen Teil  $F_1$  auf Druck beansprucht wird, und dabei  $h \geq d$  ist

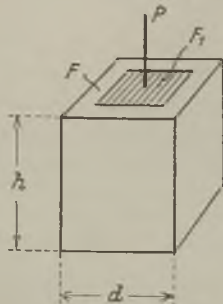


Abb. 332.

(Abb. 332), so gilt für die zulässige Beanspruchung in der Teilfläche  $F_1$  die Formel

$$\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$$

wobei  $\sigma$  die in der Tafel 23 angegebene zulässige Beanspruchung ist.

3. Stützen mit Knickgefahr sind mit vorstehenden Beanspruchungen für die  $\omega$ -fache Stützenbelastung zu bemessen, wobei die Knickzahl  $\omega$  abhängig ist vom Schlankheitsgrad (Höhe der Stütze  $h$  geteilt durch die kleinste Stützendicke  $s$ ) gemäß nachstehender Tafel 24.

Tafel 24. Knickzahlen  $\omega$  für Eisenbeton-Stützen mit Knickgefahr (amtlich).

$h$ $s$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{bzul}}{\sigma_{kzul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \frac{h}{s}}$
1. für quadratische und rechteckige Stützen mit einfacher Bügelbewehrung		
15	1,0	0,05
20	1,25	
25	1,75	
2. für umschnürte Stützen		
13	1,0	0,1
20	1,7	
25	2,7	

5. Die Schubspannung  $\tau_0$  des Betons darf bei Handelszement  $4 \text{ kg/cm}^2$ , bei hochwertigem Zement  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreiten.

6. Die zulässige Drehungsspannung des Betons ist für rechteckige Querschnitte gleich der Schubspannung  $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$ .

Die zulässige Haftspannung  $\tau_1$  (Gleitwiderstand) beträgt  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

b) Zulässige Bodenpressung.

Hierüber lauten die Vorschriften vom 25. Februar 1925 sehr kurz:

Guter Baugrund darf mit  $3$  bis  $4 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden. Die nur ausnahmsweise zulässige Wahl höherer Beanspruchungen ist besonders zu begründen.

In Tafel 25 sind nichtamtliche Angaben über Bodenpressungen gemacht.

Tafel 25. Beanspruchungen des Baugrundes (nichtamtlich).

Baugrund	$\text{kg/cm}^2$
Baugrund, trocken und fest gelagert von vorwiegend kiesiger Beschaffenheit ohne wesentlichen Tongehalt . . . . .	2,5— 5,0
Baugrund, lehmig mit 30 bis 70 v. H. Sand . . . . .	0,8— 1,6
Fels, fest . . . . .	9,0—20,0
Kreide, weich, ohne Kiesel . . . . .	1,1— 1,6
Mergel, hart . . . . .	5,4— 8,7
Sand, fein, nicht fest gelagert . . . . .	1,5— 2,5
Sand, fest, in Flußmündungen . . . . .	5,0— 6,0
Sand, sehr fest und dicht . . . . .	6,5— 7,5
Sandstein, der in der Hand zerbröckelt . . . . .	1,6— 1,9
Schotter, fein, fest und schieferig . . . . .	6,5— 8,7
Ton, fest, mit feinem Sand gemengt . . . . .	4,0— 5,0

3. Feststellung der Belastung.

a) Allgemeines.

Zu der bekannten Belastung der Stütze kommt noch das Eigengewicht  $G$  des Fundamentkörpers und das Gewicht des senkrecht über dem Fundament befindlichen Erdreiches hinzu. Schließlich ist bei größeren Fundamenten und bei Plattenfundamenten noch die über dem Flur auftretende Nutzlast zu berücksichtigen (Abb. 333).

Angenommen wird, daß das Fundament ganz frei in der Baugrube steht. Unberücksichtigt bleibt der seitliche Druck des Erdreiches, obwohl er einen wesentlichen Bestandteil der dem Kippmoment entgegenwirkenden Kräfte bildet. Bei der Berechnung von Mastfundamenten darf eine Ausnahme gemacht werden.

Gewichte von Fundamentkörpern:

- 1 m<sup>3</sup> Mauerwerk aus Ziegeln . . . . . = 1,8 t,
- 1 „ „ „ Klinkern . . . . . = 1,9 t,
- 1 „ „ „ unbewehrtem Beton = 2,2 t,
- 1 „ „ „ Eisenbeton . . . . . = 2,4 t,
- 1 „ Erdreich . . . . . = 1,6 t.

Das Gewicht  $G$  eines Fundamentkörpers gemäß Abb. 334 aus unbewehrtem Beton mit darüberliegendem Erdreich wird dann

$$G = l \cdot b \cdot (t - c) \cdot 1,6 + l \cdot b \cdot c \cdot 2,2 + \frac{c_1}{6} [(2 \cdot l + l_1) \cdot b + (2 \cdot l_1 + l) \cdot b_1] \cdot (2,2 - 1,6).$$

Meistens genügt es, das über dem Fundament liegende Erdreich mit dem Einheitsgewicht der Fundamentkörper zu rechnen:

$$G = l \cdot b \cdot t \cdot 2,2.$$

Die Wirkung der außermittig angreifenden Kräfte (Abb. 333a) kann man durch die Summe der sta-

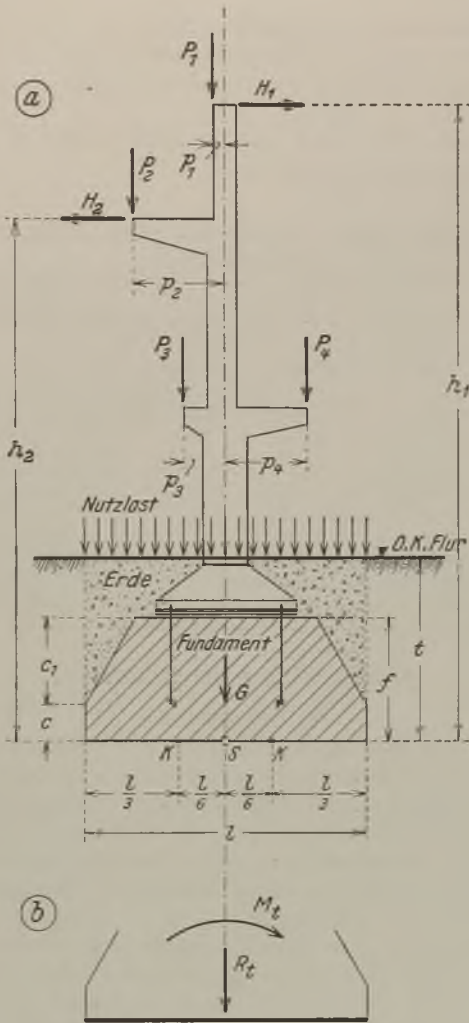


Abb. 333.

tischen Momente aller Kräfte in bezug auf den Schwerpunkt der Fundamentsohle ( $M_t$ ) und durch die Summe aller vertikalen Kräfte als mittige Normallast ( $R_t$ ) ersetzen (Abb. 333b). Die Summe aller wagerechten Seitenkräfte darf vernachlässigt werden

sie wird durch die Reibung zwischen Fundamentkörper und Erdreich aufgenommen.

Gegebenenfalls kann man auch das aus der Platten- und Ankerberechnung erhaltene Moment  $M$ , die mittige Ersatzkraft  $R_v$  und die wagerechte Kraft  $R_H$  benutzen.

Nach Abb. 335a wird dann

$$M_t = M + R_H \cdot f,$$

$$R_t = R_v + G.$$

Das Moment  $M_t$  und die Ersatzkraft  $R_t$  kann man wiederum ersetzen durch eine außermittig angreifende Normalkraft  $N$ , die im Abstand

$$p_t = \frac{M_t}{R_t}$$

von der Fundamentachse angreift (Abb. 335b). Zeichnerisch wird  $p_t$  gemäß den Angaben im Teil I, Fb. 1 gefunden.

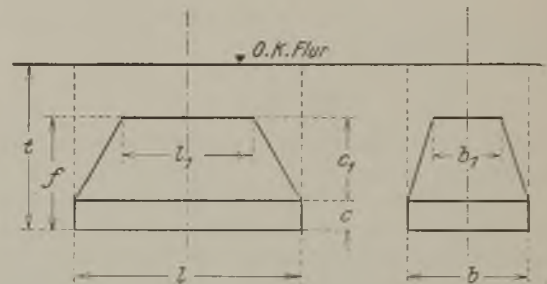


Abb. 334.

**b) Die ungünstigste Belastungsweise.**

Die größte Bodenpressung  $h_{tmax}$  an der rechten Fundamentkante ergibt sich, wenn man alle Kräfte, die in ihrer Verlängerung die Fundamentsohle innerhalb der Kernpunkte schneiden (also bei dem rechteckigen Querschnitt innerhalb des mittleren Drittels bleiben), stets mit den Größtwerten einsetzt, ganz gleichgültig, ob sie rechts oder links um den Schwerpunkt des Fundaments drehen ( $P_1$  und  $P_3$  in Abb. 333).

Für die Kräfte, die die Fundamentsohle nicht innerhalb der Kernpunkte schneiden, sind bei Drehung der Kraft rechts um den Fundamentschwerpunkt ( $P_4$  und  $H_1$  in Abb. 333) die Größtwerte, und bei

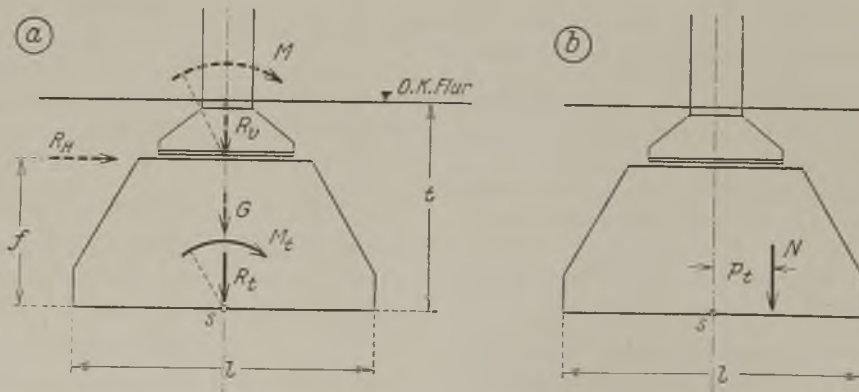


Abb. 335.

Drehung der Kräfte links herum ( $P_2$  und  $H_2$  in Abb. 333) die Kleinstwerte einzusetzen. Umgekehrt bekommt man die größte Kantenpressung an der linken Fundamentkante. Beide max-Kantenpressungen dürfen die zulässige Bodenpressung nicht überschreiten.

Die Größtwerte ( $_{max}P$ ) entstehen bei Vollbelastung der auf dem Fundament gelagerten Stütze, z. B. Dachlast aus Eigengewicht, Schnee und Wind und bei Deckenbelastung Eigengewicht und Nutzlast.

Für die Kleinstwerte ( $_{min}P$ ) setzt man nur die Eigengewichte ein.

Als Beispiel zur Bestimmung der ungünstigsten Fundamentbelastung dient die nach Abb. 333 belastete Stütze.

Zur Bestimmung der größten Kantenpressung an der rechten Fundamentkante erhält man die ungünstigsten Werte für  $R_i$  und  $M_i$  wie folgt:

$$R_t = \max P_1 + \min P_2 + \max P_3 + \max P_4 + G$$

$$M_t = \max P_1 \cdot p_1 - \min P_2 \cdot p_2 - \max P_3 \cdot p_3 + \max P_4 \cdot p_4 + \max H_1 \cdot h_1 - \min H_2 \cdot h_2.$$

Die größte Kantenpressung an der linken Fundamentkante ergibt sich mit

$$R_t = \max P_1 + \max P_2 + \max P_3 + \min P_4 + G$$

$$M_t = \max P_1 \cdot p_1 + \max P_2 \cdot p_2 + \max P_3 \cdot p_3 - \min P_4 \cdot p_4 - \min H_1 \cdot h_1 + \max H_2 \cdot h_2.$$

Zu beachten ist, daß zusammengehörige Kräfte (z. B. Kranlast, Horizontalschub und bei statisch unbestimmten Gebilden die zugehörige Unbekannte  $X$ ) durch ihr Zusammenwirken als eine Kraft zu bewerten sind. Es muß also von den betreffenden Kräften die Ersatzkraft gebildet werden; die Angriffslage der Ersatzkraft auf der Fundamentsohle ist dann für das Einsetzen des max- oder min-Wertes ausschlaggebend.

#### 4. Berechnung der Grundbauten.

##### a) Fundament aus Mauerwerk und unbewehrtem Beton.

α) Die Normalkraft  $N$  greift mittig an (Abb. 336).

Der Normaldruck  $N$  greift im Schwerpunkt der rechteckigen Fundamentsohle an. Die Pressung  $k_{tmax}$  ist somit in allen Punkten gleich.

$$k_{tmax} = \frac{N}{l \cdot b}.$$

$b =$  Breite der Fundamentsohle

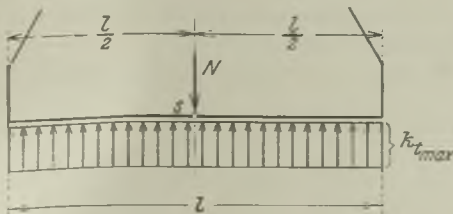


Abb. 336.

Ist die Stützenbelastung  $R_i$  negativ, also eine Zugkraft, dann muß das Gewicht  $G$  des Fundamentkörpers mindestens das  $1\frac{1}{2}$ fache der angreifenden Zugkraft sein.

β) Der Normaldruck  $N$  greift innerhalb des Kernquerschnittes an (Abb. 337).

Der Normaldruck  $N$  greift im mittleren Drittel der rechteckigen Fundamentsohle an:

$$p \leq \frac{l}{6}.$$

$b =$  Breite der Fundamentsohle

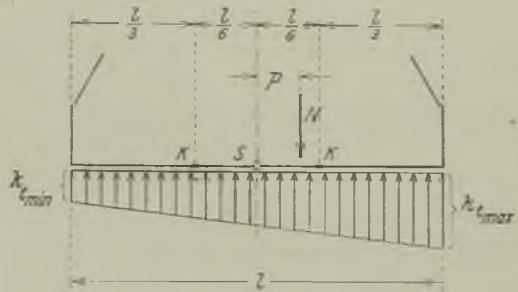


Abb. 337.

Es treten nur Pressungen gleichen Vorzeichens auf:

$$k_{tmax} = \frac{N}{l \cdot b} \left( 1 + \frac{6 \cdot p}{l} \right),$$

$$k_{tmin} = \frac{N}{l \cdot b} \left( 1 - \frac{6 \cdot p}{l} \right).$$

Dieselben Ergebnisse ergeben sich auch wie folgt:

$$k_{tmax} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W},$$

$$k_{tmin} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W}.$$

Hierin ist

$M =$  Moment  $= N \cdot p,$

$F =$  Fläche der Fundamentsohle  $= l \cdot b,$

$W =$  Widerstandsmoment der Fundamentsohle  $\frac{l^2 \cdot b}{6}.$

γ) Der Normaldruck  $N$  greift außerhalb des Kernquerschnittes an (Abb. 338).

$$p \geq \frac{l}{6}.$$

Der Baustoff ist nur gegen Druck, nicht aber gegen Zug widerstandsfähig. Man setzt hierbei voraus, daß der Teil des Querschnittes (der wirksame Querschnitt) von dem unwirksamen Teil durch eine neutrale Achse getrennt ist, und die Druckspannungen im Verhältnis ihrer Abstände von dieser Achse wachsen.

Greift nun bei einem rechteckigen Querschnitt die Kraft  $N$  auf einer Hauptachse im Abstand  $c$  von der nächsten Kante an (Abb. 338), so verteilt sich



der Druck auf die Länge  $3 \cdot c$ ; der nutzbare Querschnitt ist somit

$$3 \cdot c \cdot b.$$

Die Kantenpressung

$$k_{t,max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot b}.$$

Der Abstand  $c$  soll nicht kleiner als  $\frac{l}{8}$  sein.

$b$  = Breite der Fundamentsohle

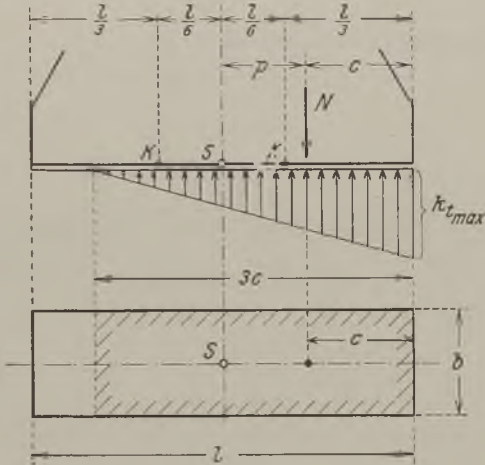


Abb. 338.

**b) Fundamente und Platten aus Eisenbeton sowie Rammpfahlgründungen.**

Hierfür wird aus bestimmten Gründen die Berechnung nicht gegeben. Für derartige Gründungen soll die Berechnung den Eisenbeton- oder Tiefbauunternehmen überlassen werden. Die Eisenbauanstalten haben hierfür nur die genauen Fundamentbelastungen anzugeben und den Verankerungsplan aufzustellen.

Durch einen diesbezüglichen Streitfall zwischen einer Eisenbau- und einer Betonbauunternehmung hat ein Fachausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes und des Deutschen Betonvereins eine deutliche Trennung der Leistungen solcher Firmen hinsichtlich der Berechnung von Anker- und Grundbauten vorgenommen. Es sind folgende Richtlinien festgelegt worden:

1. Bei Grundbauten aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton bestimmt die Eisenbauanstalt die Dicken und Längen der Ankerschrauben für die Stützen usw., und zwar mit Rücksicht auf die Standsicherheit des Bauwerks, und liefert dem Bauherrn einen vollständigen Grundbauplan mit allen Hauptmaßen.

Der Berechnung der Grundbauten werden normale Bodenverhältnisse und ein normaler zulässiger Erddruck zugrunde gelegt, sofern der Eisenbauanstalt nicht besondere Angaben darüber gemacht worden sind.

Der Grundbauplan soll folgende Bemerkung enthalten:

„Die Abmessungen der entworfenen Grundbauten sind Mindestmaße und für einen zulässigen Erddruck von ... bis ... kg/cm<sup>2</sup> berechnet. Müssen die Grundbauten tiefer geführt werden als in dem Entwurf vorgesehen ist, so sind die Grundflächen entsprechend zu vergrößern.“

Die Berechnung aller für die Standsicherheit des Bauwerks wichtigen Grundbauten, insbesondere derjenigen für eingespannte Stützen und mit wagrecht wirkenden Belastungen, ist im Festigkeitsnachweis aufzunehmen.

2. Bei Grundbauten aus Eisenbeton, bei Gründungen auf Pfählen und in außergewöhnlichen Fällen ist der Entwurf dem Tiefbauunternehmer zu überlassen. Die Eisenbauanstalt macht ihm alle Belastungs- und sonstigen erforderlichen Angaben.

Die Dicke der Grundankerschrauben wird von der Eisenbauanstalt, die Länge gemeinsam vom Tiefbauunternehmer und der Eisenbauanstalt bestimmt.

**c) Zwei Zahlenbeispiele.**

**α) 1. Beispiel.**

Der in Abb. 337 dargestellte Pfeiler und das dazugehörige Fundament aus Hartbrandsteinen ist zu berechnen. Die zulässige Bodenpressung  $k_{t,max}$  beträgt = 2,0 kg/cm<sup>2</sup>.

1) Pfeiler.

Die Pfeilerbelastung  $R_p$  ist 29,1 t. Das Gewicht des Pfeilers

$$G_1 = 0,64 \cdot 0,51 \cdot 3,2 \cdot 1,8 = 1,9 \text{ t.}$$

Das Gesamtgewicht ist dann

$$29,1 + 1,9 = 31,0 \text{ t} = 31000 \text{ kg.}$$

Das Verhältnis der geringsten Stärke  $s$  zur Höhe  $h$  des Pfeilers

$$\frac{s}{h} = \frac{0,51}{3,2} = \text{rd. } 0,16.$$

Nach Tafel 22 ist somit die zulässige Druckbeanspruchung für den Pfeiler = 10,4 kg/cm<sup>2</sup>

$$k_{t,orth} = \frac{31000}{64 \cdot 51} = 9,5 \text{ kg/cm}^2.$$

2) Fundament.

Zu der Belastung von 31,0 t kommt noch das Fundamenteigengewicht hinzu.

$$G_2 = \text{rd. } 1,42 \cdot 1,29 \cdot 1,0 \cdot 1,8 = 3,3 \text{ t,}$$

mithin zusammen

$$31,0 + 3,3 = 34,3 \text{ t} = 34300 \text{ kg}$$

$$k_{t,orth} = \frac{34300}{142 \cdot 129} = 1,87 \text{ kg/cm}^2.$$

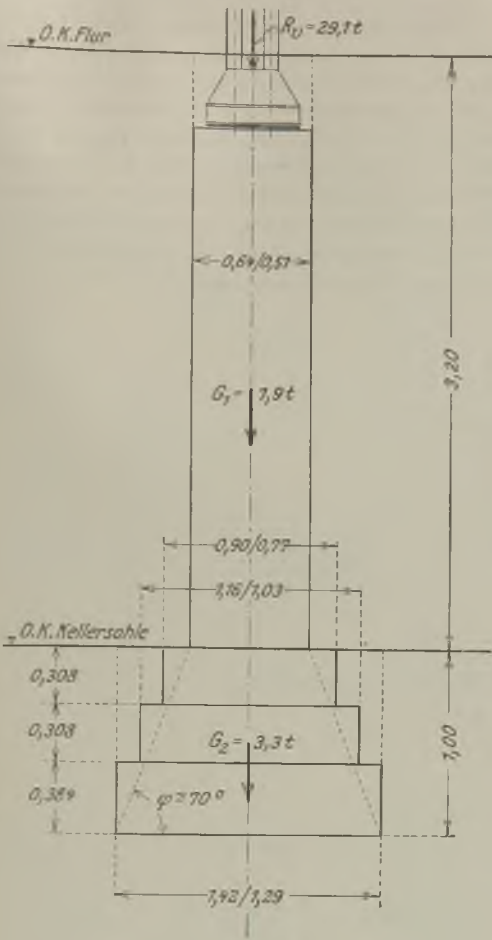


Abb. 339.

β) 2. Beispiel.

Das in Abb. 340 dargestellte Fundament aus unbewehrtem Beton ist zu berechnen. Die zulässige Bodenpressung  $k_{\max}$  beträgt  $3,8 \text{ kg/cm}^2$ .

Es sind zwei Belastungsfälle zu untersuchen:

a) Größtes rechtsdrehendes Moment

$$M_t = 106,5 \text{ mt},$$

$$R_v = 43,6 \text{ t}.$$

b) Größtes linksdrehendes Moment

$$M_t = 59,8 \text{ mt},$$

$$R_v = 110,2 \text{ t}.$$

Das Eigengewicht des Fundamentkörpers

$$G = 3,8 \cdot 2,3 \cdot 2,4 \cdot 2,2 = 46,0 \text{ t}.$$

1) Größte Bodenpressung an der rechten Fundamentkante (Abb. 338 b).

$$M_t = 106,5 \text{ mt},$$

$$R_t = R_v + G = 43,6 + 46,0 = 89,6 \text{ t},$$

$$p = \frac{M_t}{R_t} = \frac{106,5}{89,6} = 1,19 \text{ m},$$

$$N = R_t = 89,6 \text{ t} = 89600 \text{ kg}.$$

Der Normaldruck  $N$  greift außerhalb des Kernquerschnittes an.

$$c = \frac{l}{2} - p = \frac{3,8}{2} - 1,19 = 0,71 \text{ m} = 71,0 \text{ cm}.$$

$$k_{\text{vorh}} = \frac{z}{3} \frac{N}{c \cdot b} = \frac{2 \cdot 89600}{3 \cdot 71,0 \cdot 230,0} = 3,66 \text{ kg/cm}^2.$$

2) Größte Bodenpressung an der linken Fundamentkante (Abb. 338 c).

$$M_t = 59,8 \text{ mt},$$

$$R_t = R_v + G = 110,2 + 46,0 = 156,2 \text{ t},$$

$$p = \frac{M_t}{R_t} = \frac{59,8}{156,2} = 0,382 \text{ m} = 38,2 \text{ cm},$$

$$N = R_t = 156,2 \text{ t} = 156200 \text{ kg}.$$

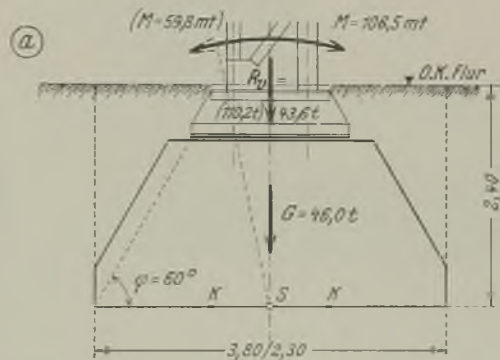
Der Normaldruck  $N$  greift innerhalb des Kernquerschnittes an.

$$k_{\text{vorh}} = \frac{N}{l \cdot b} \left( 1 + \frac{6 \cdot p}{l} \right) = \frac{156200}{380 \cdot 230} \left( 1 + \frac{6 \cdot 38,2}{380} \right)$$

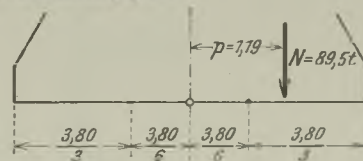
$$= 2,87 \text{ kg/cm}^2.$$

Es wird somit bei beiden Belastungsfällen die zulässige Bodenpressung  $k_{\max} = 3,8 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschritten.

Bei einem größeren Unterschied zwischen den beiden Kantenpressungen ist es wirtschaftlicher, das Fundament, damit beide Kantenpressungen möglichst gleich groß werden, unsymmetrisch auszubilden.



(b) 1. Belastungsfall



(c) 2. Belastungsfall

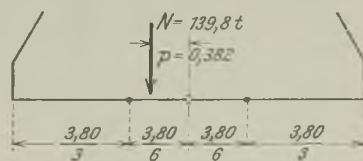


Abb. 338.

### 5. Ausführung der Grundbau- und Verankerungspläne.

Bei Grundbauten aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton ist in einfachen Fällen ein vollständiger Baugrundplan mit allen Maßen herzustellen. Es wird der gesamte Grundriß im Maßstabe 1 : 50 oder 1 : 100 gezeichnet und die Hauptachsen der Fundamente genau und deutlich festgelegt. Die einzelnen Fundamente mit der Verankerung werden dann im Maßstabe 1 : 10 oder 1 : 20 besonders gezeichnet.

Bei Grundbauten aus Eisenbeton oder bei Pfahlgründungen und allen außergewöhnlichen Fällen fertigt die Eisenbauanstalt nur einen Verankerungsplan an, in dem ebenfalls die Fundamentachsen festgelegt und die Verankerung herausgezeichnet werden. Die Fundamentgrößen brauchen hier nicht angegeben zu werden; dagegen müssen sämtliche auftretenden Belastungsfälle genau in den Plan eingetragen werden.

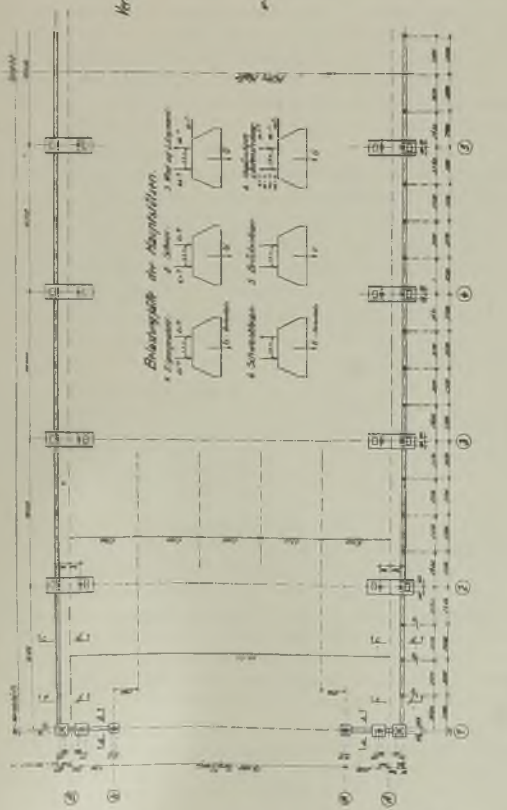
Abb. 341 veranschaulicht im verkleinerten Maßstabe einen Verankerungsplan.



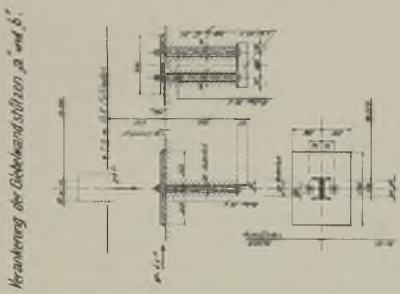
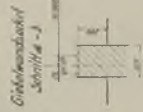
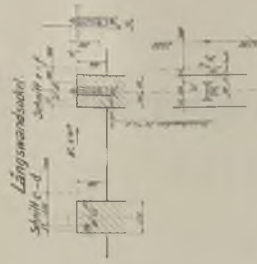
Jan. 1886  
Blatt 2.

# Verankerungs-Plan.

M. 1:10 u. 1:100



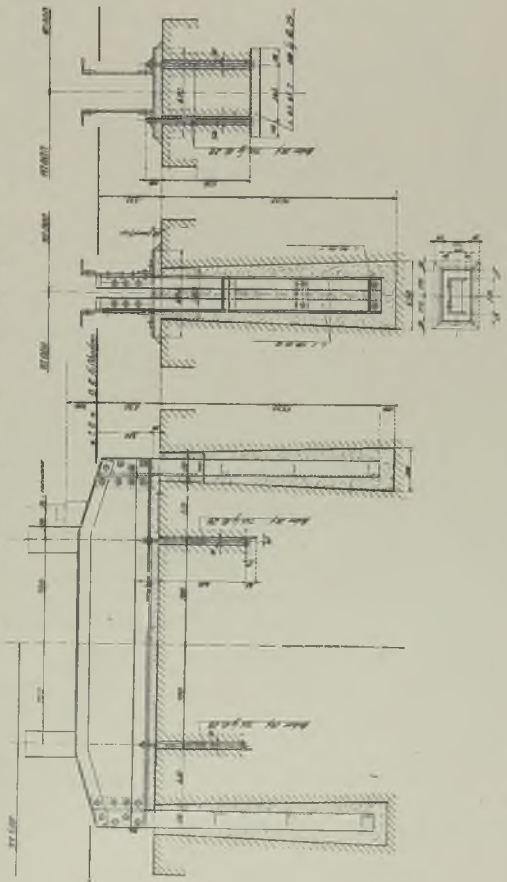
Blauung der Hauptstützen  
 1. 10 cm Durchmesser  
 2. 12 cm Durchmesser  
 3. 14 cm Durchmesser  
 4. 16 cm Durchmesser  
 5. 18 cm Durchmesser  
 6. 20 cm Durchmesser  
 7. 22 cm Durchmesser  
 8. 24 cm Durchmesser  
 9. 26 cm Durchmesser  
 10. 28 cm Durchmesser



**Bemerkungen:**

Die Stützen sind mit einem eisernen Hüllrohr  
 von 20-30 cm Durchmesser  
 zu überziehen, und mit Ankerstange zu  
 versehen (siehe 10).  
 Das Innere der Stützenbohrung werden  
 die Stützenbohrer gegen Abwärts mit Eisen  
 eingestrichen

Verankerung der Hauptstützen in Abse A. B in Blüte 2-3



Verankerung der Giebelwandstützen in Abse A. B in Blüte 1, 10

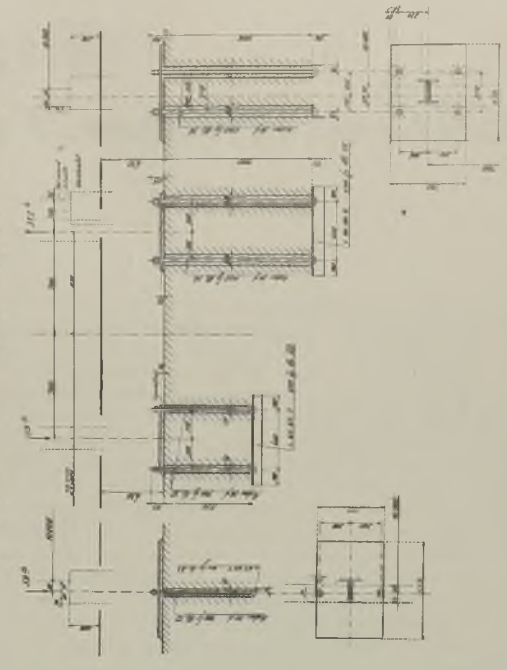


Abb. 34r. Verkleinerung eines Verankerungs-Planes.

# **Band I**

## **Pfetten, Binder, Träger, Verschiedenes**

4. Auflage / Preis in Ganzleinen gebunden 30 Mark

### **Einige Besprechungen des 1. Bandes**

Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Förster in „**Der Bauingenieur**“: ... aus reicher Erfahrung heraus ein Buch geschaffen, das für den Eisenhochbau von hohem Werte ist ... das in seiner berechtigten und beabsichtigten Eigenart seinesgleichen in der deutschen technischen Literatur noch nicht hat und sich dank seiner inneren Vorzüge: Klarheit, richtiges Konstruktionsverständnis, Einfachheit und Übersichtlichkeit in der Behandlung aller Probleme, gesunde Kritik des Verbesserungsfähigen gegenüber dem wirklich Guten, überall unter den Fachgenossen Freunde erwerben und in besonderem Maße zur weiteren wissenschaftlichen Durchdringung und wirtschaftlichen Ausgestaltung des Eisenbaues beitragen wird.

„**Das Technische Blatt**“ 1923, 7. Juli: ... Zusammenfassend kann man sagen, daß die einschlägigen Gegenstände des Eisenhochbaues meisterhaft behandelt sind. In dem ganzen Buche tritt vollendetes praktisches Können zutage.

Dipl.-Ing. Prof. A. Marx in „**Dinglers polytechnisches Journal**“ 1924, Heft 17: Zu den interessantesten Werken auf dem Gebiete des Eisenbaues gehört unzweifelhaft das Buch von Alfred Gregor, „**Der praktische Eisenhochbau**“. Auf den ersten Blick ist erkennbar, daß das schöne Werk aus der Praxis hervorgegangen ist und demnach auch wieder mit großem Vorteil in der Praxis verwendet werden können. Rein äußerlich betrachtet, fallen die vielen, außerordentlich sauber und sorgfältig ausgeführten Konstruktionszeichnungen auf. Aber auch der Inhalt bringt in gediegener klarer Sprache all das, was für den Eisenkonstrukteur von Bedeutung ist... Zusammenfassend muß ich mein Urteil dahin abgeben, daß der Verfasser mit dem vorliegenden Werke ein Buch geschaffen hat, welches für den schaffenden Ingenieur ein wertvolles Hilfsmittel, für den Eisenkonstrukteur und Statiker ein unentbehrliches Nachschlagebuch und für den Ingenieur im allgemeinen eine Fundgrube an technischem Wissen auf dem schwierigen Gebiete der Eisenkonstruktion bedeutet, **wie wohl kein anderes Werk auf diesem Gebiete.**

„**Der Brückenbau**“: Das vorliegende Werk bildet eine hervorragende Ergänzung unserer technischen Literatur.

Professor van Genderen Stert in „**Polytechnisches Weekblad**“ (Holland): ... Das Werk von Gregor bedeutet eine Vermehrung dieses leider etwas stiefmütterlich behandelten Literaturgebietes und — wie wir gleich zeigen werden — eine Vermehrung von nicht geringem Wert ... Dem Verfasser alle Ehre. Mit einem Wort also: ein Buch aus der Praxis für die Praxis.

Leopold Apel in „**Teknisk Tidsskrift**“ (Schweden): ... Schon ein hastiger Überblick über den Inhalt des Buches gibt den Eindruck von etwas Wertvollem, und man vertieft sich mit Vergnügen in dasselbe ... **Außerordentlich anschauliche sowie große Fachkenntnisse verarbeitende Weise, praktisch dargestellt durch Text sowie vortreffliche Zeichnungen** und die gründliche Darstellung des Textes, welche hier geboten ist, ist aller Anerkennung wert.

**Technische Hochschule Danzig.** Geh. Reg.-Rat Prof. R. Krohn: ... werde dasselbe gerne meinen Hörern empfehlen, da ich den Inhalt für den entwerfenden Ingenieur als sehr brauchbar und gut gegliedert erachte.

**Technische Hochschule Darmstadt.** Ministerialrat Prof. Walter Knapp: ... ich kann mich den bis jetzt über

dieses Buch veröffentlichten Äußerungen nur voll und ganz anschließen. Ich finde es vorzüglich.

**Technische Hochschule München.** Vorstand der Ing.-Abt. Prof. Halter: ... Das Buch ist wegen seiner ausfuhrlichen, klaren Darstellung als Lehrbuch besonders geeignet.

**Eidg. Technische Hochschule Zürich.** Vorstand der Ing.-Abt. Prof. Rohn: ... Das Buch stellt eine recht wertvolle Bereicherung der einschlägigen Literatur dar und ist besonders geeignet, den Studierenden beim Übertritt in die praktische Tätigkeit das Einarbeiten zu erleichtern.

**Technische Hochschule Lwow.** Prof. Dr. Johann Bogacki: Das vorzügliche Werk von Gregor befindet sich schon seit langem im Besitz meiner Lehrkanzel und ist auch unter den Studierenden gut bekannt.

Professor Maier-Leibnitz in „**Bauzeitung**“ 1924, Nr. 11: In durchaus origineller Weise behandelt Gregor in dem vorliegenden Werke einen großen Teil des Eisenhochbaues ... **Das Buch gibt, wie kein zweites, ein Bild des heutigen, wir dürfen ohne Überhebung sagen, hohen Standes des deutschen Eisenhochbaues.** Die vielen Abbildungen sind mit großer Sorgfalt und mit selten gutem konstruktiven Verständnis gezeichnet. Die statische Begründung ist klar und elementar gehalten.

Professor Brändlein in „**Die Bauwelt**“: ... in der Literatur m. E. wohl das beste, vollständigste, nicht nur hinsichtlich des Stoffes, sondern auch der ganzen Anlage nach.

Dr.-Ing. Fr. W. Achenbach, Berlin, in „**Schiffbau**“: ... Das vorzüglich gedruckte und mit vielen Hunderten von klaren Zeichnungen ausgestattete Buch nimmt auf den ersten Blick gefangen ... **jeder Teil mit Liebe und eigener Überlegung neu gestaltet** ... von besonderer Schönheit, vom Besten der eigenen Lebenserfahrung diktiert.

Dr.-Ing. H. Bösenberg in „**Stahl und Eisen**“: ... Gegenüber den bekannten Lehrbüchern des Eisenhochbaues nimmt das vorliegende Werk eine Sonderstellung ein ... Zusammenfassend kann gesagt werden, daß das Buch mit Recht den Titel „**Der praktische Eisenhochbau**“ trägt.

Hans Lassner in „**Der Eisenbau**“: ... erfüllt die Erwartungen in vollem Maße ... In der Tat besitzen wir unter den vielen einschlägigen Werken kein einziges, welches den praktischen Anforderungen des Eisenkonstruktors im Zeichensaale in so hohem Maße gerecht wird wie das vorliegende Buch Gregors ... es ist das beste Buch für den Konstruktionssaal. Es ist elementar gehalten, **eminent praktisch**, voll von Winken und Belehrungen ...

Regierungsbaumeister Max Rendschmidt in „**Zeitschrift Deutscher Architekten und Ingenieure**“: ... Eine fühlbare Lücke in der Literatur wird insofern tatsächlich beseitigt, als der Verfasser die reiche Fülle seiner praktischen Erfahrungen in klarer und scharfer Gliederung systematisch geordnet für die unmittelbare praktische Nutzenanwendung in einer Vollständigkeit darbietet, wie sie zur Lösung der großen Menge aller praktischen Ausführungen des Eisenhochbaues bisher noch nicht zusammengetragen worden ist ... wie ernst und liebevoll der Verfasser bis in die kleinsten Winkel seines Aufgabenkomplexes hineinleuchtet.

# Band 2

## Kranlaufbahnen

3. Auflage / Preis in Ganzleinen gebunden 20 Mark

### Einige Besprechungen des 2. Bandes

Professor Kammerer, Charlottenburg, in „**Elektrot. Zeitschrift**“ 1925, Nr. 39: Das vorliegende Buch von Gregor führt mit Recht den Titel „Der praktische Eisenhochbau“. ... Schon beim ersten Blick gibt sich dies kund in den **vorbildlich** klaren und werkstattgerechten Zeichnungen. Das für den Kranbau so wertvolle Verfahren der Einflußlinien ist in durchsichtiger klarer Weise dargestellt ... Überall ist sorgfältig auf die mannigfachen Einflüsse der konstruktiven Durchführung hingewiesen ... All das findet sich unter dem bescheidenen Titel „Kranlaufbahnen“. Es dürfte kaum ein Buch über Eisenhochbau geben, das für den Anfänger so klar ist und für den Fachmann so viel praktisch verwendbaren Inhalt bietet. Dem Kranbauingenieur wird es ein unentbehrliches Werkzeug werden.

Baurat Karl Bernhard in „**Deutsche Bauzeitung**“ 1925, Heft 101: ... Das Buch macht in seiner Ausstattung und seinen Abbildungen einen vorzüglichen Eindruck. An Vollständigkeit und Reichhaltigkeit des Inhaltes läßt es kaum etwas zu wünschen übrig. ... Wer im Industriebau sich mit Aufgaben des Kranbaues beschäftigt, findet im übrigen alles, was dazu nötig ist. Das Buch ist aus der Praxis für die Praxis geschrieben. Es fügt sich würdig dem vorzüglichen 1. Band als wertvolles neues Glied an.

J. Gröttrup in „**Deutsche Technikerzeitung**“ 1925: ... Der vorliegende, neu erschienene zweite Band über Kranlaufbahnen wird jeden Eisenbaufachmann zu dem Anerkennung zwingen, daß G. ein Praktiker des Eisenbaues allerersten Ranges ist. ... **Ganz besonderen Verdienst** um den Eisenbau hat sich der Verfasser erworben ...

„**Ingenieur-Akademie Oldenburg**“, JAO-Nachrichten, 1924, Nr. 8: Wenn schon der erste Band des Gregorschen Werkes eine fühlbare Lücke in der Bauingenieur-Literatur ausfüllte, so ist der vorliegende zweite Band erst recht ein **einzigartig im Schrifttum dastehendes Werk**. Wohl nirgends findet man mit solchem Fleiß und so viel praktischen Kenntnissen das für den Eisenkonstrukteur so wichtige Gebiet der Kranlaufbahnen behandelt ... es ist ebenso geschickt im stofflichen wie im pädagogischen Aufbau angelegt ... Jeder Studierende des Bauingenieurwesens und der Fachgebiete des Eisenbaues muß das Werk kennen lernen, und in keinem Konstruktionsbüro darf es fehlen.

„**Industriebau**“ 1924, Nr. 11/12: ... Man spricht am treffendsten von einer geradezu liebevollen Behandlung des Stoffes, auch noch auf das Letzte eingehend ... So kann das Buch kranbauenden Firmen, dann besonders Eisenkonstruktionswerkstätten des Eisenhochbaues auf das wärmste empfohlen werden. ... Vor allem aber müssen sich seiner Baupolizeibehörden bedienen um zu erkennen, wie viel Wissen und Erfahrung zur Beurteilung einer Kranonstruktion und ihrer Lagerung erforderlich ist.

Geheimer Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. M. Förster in „**Der Bauingenieur**“ 1925, Heft 1: Das für die Praxis im Eisenhochbau bestens verwendbare und aus langer praktischer Erfahrung heraus verfaßte Buch gibt über die Fragen betr. Kranlaufbahnen erschöpfende Auskunft und kann hierfür bestens empfohlen werden.

Professor van Genderen Stert in „**Polytechnisch Weekblad**“, (Holland) 1924, 5. Nov.: ... von einem

**außerordentlich geschickten Praktiker** verfaßt ... Bei dem jetzt erschienenen Teil kann ich nichts anderes tun, als das damals gefällte Urteil von ganzem Herzen zu unterschreiben. ... Der 2. Band handelt über die Konstruktionen von Kranbahnträgern, und hier handelt es sich wiederum um ein Gebiet, auf dem der Verfasser vollständig zu Hause ist. ... Das Buch ist ebenso wie der 1. Band ausgezeichnet und ein wirklicher Gewinn für die Bibliothek eines jeden Konstrukteurs.

„**Zeitschrift Deutscher Architekten und Ingenieure**“ 1924, Heft 9: ... Die **hervorragend** klare und praktische Anordnung, die methodisch sämtliche Einzelheiten der Berechnung und der Ausführung erfaßt ... neben seinem praktisch-wissenschaftlichen Inhalt auch als **Beitrag zur Ökonomie unserer Volkskräfte** hoch zu bewerten.

„**Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure**“ 1925: Das aus der Praxis für die Praxis geschriebene Buch bietet mehr als eine statische und konstruktive Behandlung dieses wichtigen Teiles des Werkstatt- und Hallenbaues. Ohne große Voraussetzungen wird eine leicht verständliche, klare Anweisung zur Berechnung von Vollwand- und Fachwerkträgern — vom Balken auf zwei Stützen bis zum fünffach und beliebig oft gestützten Träger — und von unterspannten Trägern mit Hilfe von Einflußlinien gegeben. In ebenso vorzüglicher Weise führt der konstruktive Teil von den einfachsten bis zu den schwierigsten Bauarten.

„**Umschau**“ (Vossische Zeitung) 1925: ... Dieser zweite Band teilt die Vorzüge des ersten. Wieder eine anschauliche Darstellungsweise, gestützt auf große Fachkenntnis, die nicht nur die Theorie beherrscht, sondern aus seiner praktischen Erfahrung schöpft.

„**Schweizerische Bauzeitung**“, Bd. 87, Nr. 6: ... Die große konstruktive Erfahrung des Verfassers zeigen in anregender Weise der zweite und dritte Abschnitt über die „Ausführung der Kranlaufbahnen“ und „Tragwerke mit angehängten Kranträgern“. Mustergültig durchkonstruierte Einzelheiten teilen sich mit Wiedergaben ganzer Werkstattzeichnungen in die Aufgabe, das konstruktive Gefühl durch das Auge zu schärfen, Beispiele fehlerhafter Ausführungen mit eingehendem rechnerischem Fehlernachweis festigen die gewonnenen Erkenntnisse verstandesmäßig. Die Wahl und Gruppierung der Beispiele und Zeichnungen ist äußerst lehrreich. Gregor zeigt für jedes konstruktive Element bei verschiedenen Verhältnissen verschiedene Ausführungsmöglichkeiten. Wirtschaftliche Vergleichsrechnungen, beispielsweise die Wahl der Trägerquerschnitte betreffend, ergänzen die Ausführungen entsprechend den Bedürfnissen der Praxis. Ein letzter Abschnitt enthält Tabellen über Kranträgerquerschnitte und erspart mechanische Rechenarbeit. Die Ausstattung ist vorzüglich. Dieser zweite Band wird dem Werk Gregors zu den alten Freunden neue werben.

„**Bau-Rundschau**“, 10. August 1925: ... Die sachliche Scheidung zwischen Berechnung und Ausführung der Konstruktionen ist ganz auf die Bedürfnisse der Praxis zugeschnitten und führt von den einfachen nach den schwierigsten Konstruktionen über. Die Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und Gegenüberstellung von richtigen und falschen Entwurfsarten schärft den Blick für die erforderlichen Angaben, welche für die Praxis nun einmal nicht zu umgehen sind.

# INGENIEURBÜRO

---

## ALFRED GREGOR

EISENBAU

**BERLIN-PANKOW**

ZELLERFELDER STRASSE 6

FERNSPRECHER: PANKOW 421

---

ENTWÜRFE  
STATISCHE BERECHNUNGEN  
AUSFÜHRUNGSZEICHNUNGEN  
GEWICHTSBERECHNUNGEN  
◆  
GUTACHTEN UND BERATUNG  
PRÜFUNG  
MONTAGEÜBERWACHUNG

---

Die vornehmste Pflicht eines jeden Statikers und Konstrukteurs muß sein: Eisengewicht und Herstellungskosten auf ein Mindestmaß zu beschränken. Nicht auf Kosten einer ungenügenden Sicherheit und falschen Ausbildung, sondern durch die volle Ausnützung der neuzeitlichen Eisenbau-Wissenschaft.



**NICHT EIN KILOGRAMM EISEN, NICHT EIN HAMMERSCHLAG  
DARF UNNÜTZ VERGEUDET WERDEN.**







BIBLIOTEKA GŁÓWNA  
Politechniki Śląskiej

11810 | 3