DER PRAKTISCHE STAHLHOCHBAU

VON

ALFRED GREGOR

BAND II 2. TEIL

STAHLSKELETTHOCHHAUS - UND TRÄGERBAU

ALFRED GREGOR

DER PRAKTISCHE STAHLHOCHBAU

II. BAND, 2. TEIL

STAHLSKELETTHOCHHAUS- UND TRÄGERBAU

DER PRAKTISCHE STAHLHOCHBAU

VON

ALFRED GREGOR

*

II. BAND, 2. TEIL

STAHLSKELETTHOCHHAUS- UND TRÄGERBAU

*

BERLIN
VERLAG VON HERMANN MEUSSER
1931

S. 67
S. 69
S. 87
S. 96
S. 05

ALLE RECHTE, INSBESONDERE DAS DER ÜBERSETZUNG IN FREMDE SPRACHEN, VORBEHALTEN
*
NACHDRUCK, AUCH AUSZUGSWEISE, VERBOTEN

624.94/.97

11810 | 2/1

332/59

DRUCK DER SPAMERSCHEN BUCHDRUCKEREI IN LEIPZIG

Vorwort.

Die gründliche Bearbeitung des Teiles „Stahlskelettbau" und Trägerbau" erforderte einen derartigen Umfang, daß dieser Teil als selbständiger Band (II, 2. Teil) in das Gesamtwerk „Der praktische Stahlhochbau" eingereiht werden mußte. Der zur Zeit vergriffene Band II (Kranlaufbahnen) erscheint durchgearbeitet und vervollständigt als Band II, 1. Teil, mit der Benennung „Tragwerke mit beweglicher Belastung".

Im ersten Abschnitt des vorliegenden Bandes ist der Trägerbau behandelt, der dann die Grundlage zum zweiten Abschnitt, der Stahlskelettbau, bildet.

Über die Ausführung geschweißter Stahlbauten erscheint in praktischer Hinsicht ein besonderer Nachtragsband: die Elektroschweißung steht noch am Anfang der Entwicklung, so daß dieses Gebiet zusammengefaßt und schnell ausbaufähig bleiben muß.

Die sorgfältige Durcharbeitung der Korrektur hat Herr Alfred Gay in dankenswerter Weise vorgenommen.

Berlin, im April 1931.

Alfred Gregor.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt.

Der Trägerbau.

Seite

I. Berechnung der Trägerbauten . . . . . 1—86

Ia. Allgemeines, Bauvorschriften und Belastungsfeststellung . . . . . 1—14

A. Allgemeines . . . . . 1— 4

B. Bauvorschriften . . . . . 5— 9

1. Auszug aus den Bestimmungen . . . 5
2. Ergänzende Bestimmungen . . . . . 5— 6
3. Erläuterungen zu den Bestimmungen . 6— 9

C. Belastungsfeststellung . . . . . 10—14

1. Auszug aus den Bestimmungen . . . 10—12
2. Ergänzende Bestimmungen . . . . . 12—13
3. Feststellung der Trägerbelastung . . . 13—14

Ib. Berechnung der Vollwandträger . . . . 15—78

A. Berechnung der einfachen Träger auf zwei Stützen . . . . . 15—34

1. Rechnerische Bestimmung der Auflagerkräfte, Querkräfte und Momente . . 15—16
   a) Auflagerkräfte 15
   b) Querkräfte . . . . . 15—16
   c) Momente 16
2. Zeichnerische Bestimmung der Auflagerkräfte, Querkräfte und Momente . . 16—18
   a) Auflagerkräfte . . . . . 16—17
   b) Querkräfte 17
   c) Momente . . . . . 17—18
3. Bestimmung der Querschnitte . . . . 18—22
   a) Untersuchung der Träger auf Biegefestigkeit . . . . . 18—20
      α) Die Kraftebene geht durch die lotrechte Symmetrieachse des Querschnittes . . . . . 18—19
      β) Querschnitte ohne lotrechte Symmetrieachse . . . . . 19—20
      γ) Beliebige Momentenebene . . . 20
   b) Untersuchung der Träger auf Biegung mit Längskraft 20
   c) Untersuchung der Träger auf Schubfestigkeit . . . . . 20—22
4. Ermittlung der Durchbiegungen . . . 22—28
   a) Rechnerische Bestimmung der Durchbiegungen . . . . . 22—25
      α) Allgemeines 22
      β) Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 22—25
         Tafel 1. Größte Durchbiegung des gleichmäßig belasteten Trägers auf 2 Stützen für $Q = 1$ t und $J = 1$ cm⁴ 23
         Tafel 2. Erforderliches Trägheitsmoment für den gleichmäßig belasteten Träger auf 2 Stützen für $Q = 1$ t und $\delta_{max} = l/500$. 24
         Tafel 3. Spannweiten l für gleichmäßig belastete und voll ausgenutzte Träger auf 2 Stützen mit $\delta_{max} = l/500$. 24
   b) Zeichnerische Bestimmung der Durchbiegungen . . . . . 25—27
      α) Allgemeines 25
      β) Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 25—27
   c) Angenähertes Verfahren . . . . . 27—28
      α) Allgemeines 27
      β) Zahlenbeispiel . . . . . 27—28
5. Sechs Zahlenbeispiele zur Trägerberechnung . . . . . 28—31
6. Sonderfälle . . . . . 31—34
   1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers 31
   2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers 31
   3. Fall: Mehrere gleiche Einzellasten 32
   4. Fall: Einzellast an einem Kragarm 32
   5. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge . 32
   6. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager . . . . . 32—33
   7. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage . . 33
   8. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast spiegelgleich zur Mitte . 33
   9. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge eines Trägers mit zwei gleich langen Kragarmen . . . . . 33—34
   10. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast auf die ganze Länge eines Kragarmses 34

Seite

11. Fall: Dreieckbelastung des ganzen Trägers 34
12. Fall: Symmetrische Dreieckbelastung 34

B. Berechnung der Freiträger . . . . . 35—40
1. Die Einspannung der Träger . . . . 35—36
2. Rechnerische Bestimmung der Momente, Auflager- und Querkräfte 36
a) Momente 36
b) Auflagerkräfte 36
α) Ausführung mit zwei Auflagerplatten 36
β) Ausführung ohne Auflagerplatten 36
3. Zeichnerische Bestimmung der Momente, Auflager- und Querkräfte 36
4. Bestimmung der Querschnitte 36
5. Bestimmung der Durchbiegungen . . 37—38
a) Allgemeines . . . . . 37—38
b) Beispiel 38
6. Zahlenbeispiel zur Trägerberechnung . 38—39
a) Berechnung bei Einspannung mit Platten . . . . . 38—39
b) Berechnung bei unmittelbarer Einspannung ohne Platten 39
7. Sonderfälle . . . . . 39—40
1. Fall: Einzellast 39
2. Fall: Gleichmäßig verteilte Last . . 39—40
3. Fall: Dreiecklast 40

C. Berechnung der einseitig eingespannten Träger . . . . . 41—46
1. Allgemeine Berechnung . . . . . 41—43
a) Bezeichnungen 41
b) Bestimmung des Einspannmomentes M_B . . . . . 41—43
c) Bestimmung der Feldmomente . . 43
d) Berechnung der Auflagerkräfte . . 43
e) Berechnung der Querkräfte 43
Tafel 4. Werte für $\mathfrak{F}, \mathfrak{A}, \mathfrak{B}, 6\mathfrak{A}/l$ und $6\mathfrak{B}/l$ 42
2. Zahlenbeispiel . . . . . 43—44
3. Berechnung eines beliebig belasteten Trägers mit Hilfe der Sonderfälle . . 44
a) Allgemeines 44
b) Zahlenbeispiel 44
4. Sonderfälle . . . . . 44—46
1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers 44
2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers . . . . . 44—45
3. Fall: Gleichmäßig auf die ganze verteilte Belastung 45
4. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager A 45
5. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage . . . 45
6. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager B_u. . . . . 45—46
7. Fall: Dreieckbelastung mit Maximum am Auflager B_u 46
8. Fall: Dreieckbelastung mit Maximum am Auflager A 46

D. Berechnung der beiderseits eingespannten Träger . . . . . 47—51
1. Allgemeine Berechnung . . . . . 47—48
a) Bezeichnungen 47
b) Bestimmung der Einspannmomente M_A und M_B . . . . . 47—48
c) Bestimmung der Feldmomente . . 48
d) Berechnung der Auflagerkräfte . . 48
e) Berechnung der Querkräfte 48
2. Zahlenbeispiel 49
3. Berechnung eines beliebig belasteten Trägers mit Hilfe der Sonderfälle . . 49—50
a) Allgemeines . . . . . 49—50
b) Zahlenbeispiel 50
4. Sonderfälle . . . . . 50—51
1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers 50
2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers 50
3. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge . . 50—51
4. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager 51
5. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage . . . 51
6. Fall: Dreieckbelastung über die ganze Länge 51

E. Berechnung der Durchlaufträger . . . . 52—66
1. Allgemeine Berechnung . . . . . 52—54
a) Bezeichnungen 52
b) Bestimmung der Stützmomente . . 52—54
c) Bestimmung der Feldmomente . . 54
d) Berechnung der Auflagerkräfte . . 54
e) Berechnung der Querkräfte 54
2. Berechnung der Träger auf drei Stützen 54—56
a) Berechnung des Stützmomentes . . 54—55
b) Berechnung der Auflagerkräfte . . 55
c) Ermittlung der Feldmomente . . . 55
d) Berechnung der Querkräfte 55
e) Bewegliche Belastung 55
f) Günstigste Höhenlage der Mittelstütze 56
3. Berechnung der Träger auf vier Stützen 56—57
a) Berechnung der Stützmomente . . 56
b) Bestimmung der Auflagerkräfte . . 56
c) Ermittlung der Feldmomente . . . 56—57
d) Berechnung der Querkräfte 57
e) Bewegliche Belastung 57
4. Berechnung der Träger auf beliebig vielen Stützen . . . . . 57—60
a) Allgemeines 57
b) Zahlenbeispiel zur Berechnung eines Trägers auf sechs Stützen . . . . 57—60
c) Bewegliche Belastung 60
5. Sonderfälle zur Berechnung der Durchlaufträger . . . . . 60—66
a) Allgemeines . . . . . 60—61
Tafel 5. Biegemomente und Auflagerkräfte für den Durchlaufträger auf beliebig vielen Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung 62
Tafel 6. Biegemomente, Quer- und Auflagerkräfte für Durchlaufträger auf 3, 4 und 5 Stützen für eine gleichförmige Belastung aus Eigengewicht und Verkehrslast 64—65
Tafel 7. Größte Auflagerkräfte und Biegemomente für Durchlaufträger auf 3, 4 und 5 Stützen. . . . 66
b) Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 61—63

Seite

F. Berechnung der Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung . . . . . 67—69
1. Allgemeines 67
2. Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 67—69
G. Berechnung der Durchlauf-Gelenkträger . 70—78
1. Allgemeines 70
2. Gelenkträger mit günstigstem Momenten-Ausgleich . . . . . 70—75
a) Allgemeines 70
b) Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 70—75
Tafel 8. Gelenkträger mit günstigstem Momentenausgleich für mehr als drei Felder . . . . . 72—73
Tafel 9. Gelenkträger für drei Felder . 74
Tafel 10. Gelenkträger für zwei Felder . 75
3. Gelenkträger mit günstigsten Durchbiegungen . . . . . 75—77
Tafel 11. Grenzlängen für $\delta = 1/500\,l$ in m für Trägerhöhen von 8 bis 150 cm 76
4. Gelenkträger mit durchweg gleich hohem und in den Endfeldern verstärktem Querschnitt 77
5. Der Gelenkträger mit verkürzten Endfeldern . . . . . 77—78
Tafel 12. Gelenkträger mit verkürzten Endfeldern 77
6. Der Koppelträger. 78
Tafel 13. Koppelträger 78
Ic. Berechnung der Fachwerkträger. . . . 79—86
A. Der einfache Fachwerkträger auf zwei Stützen . . . . . 79—86
1. Allgemeines 79
2. Ermittlung der Auflagerkräfte 79
3. Ermittlung der Stabkräfte . . . . . 79—83
a) Allgemeines 79
b) Stabkräfte bei Belastung in den einzelnen Hauptknotenpunkten . . . 79—81
c) Stabkräfte bei Vorhandensein von Zwischenknotenlasten . . . . . 81—83
4. Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 83—86
II. Ausführung der Trägerbauten . . . 87—168
A. Ausführung der Walzträger . . . . . 87—150
1. Allgemeines 87
2. Berechnung und Ausführung der Trägerlagerung auf Wänden . . . . . 87—101
a) Allgemeines . . . . . 87— 88
b) Unmittelbares Trägerauflager . . 88— 89
α) Allgemeines . . . . . 88— 89
β) Zahlenbeispiel 89
Tafel 14. Größte zulässige Auflagerlängen L und Auflagerkräfte A für I- und I P-Träger bei unmittelbarer Lagerung 90
c) Auflager mit ebenen Platten (Flächenlager) . . . . . 89— 93
α) Einfaches Plattenlager . . . 89— 91
β) Gemeinschaftliche Auflagerplatte für mehrere Träger . . 91
γ) Mehrere übereinander liegende Platten . . . . . 91— 93
δ) Zahlenbeispiel 93
Tafel 15. Die zulässigen Abstände y 92
d) Seitlich ausgesteifte Auflagerplatten . . . . . 93— 95
α) Allgemeines 93
β) Zahlenbeispiel . . . . . 93— 95
e) Gewölbte Auflagerplatten (Kipp- bzw. Gleitlager) . . . . . 95— 97
α) Allgemeines . . . . . 95— 97
β) Zahlenbeispiel 97
f) Trägerrostplatten . . . . . 97— 98
g) Auflagersteine 98
α) Allgemeines 98
β) Zahlenbeispiel 98
h) Rollenlager . . . . . 98—101
α) Allgemeines . . . . . 98—100
β) Zahlenbeispiel . . . . . 100—101
Tafel 16. Erforderliche Rollendurchmesser in cm 100
i) Verankerungen 101
3. Berechnung und Ausführung der Trägerauflagerung auf Winkel und Plattenkanten . . . . . 102—103
a) Auflagerung auf einem Winkel . 102
α) Allgemeines 102
β) Zahlenbeispiel 102
γ) Größte zulässige Auflagerkräfte 102
Tafel 17. Größte zulässige Auflagerdrücke A in kg bei Auflagerung auf einem Winkel für eine Winkellänge von 1 cm . 103
b) Auflagerung auf einer Plattenkante 102—103
α) Allgemeines 102
β) Zahlenbeispiel . . . . . 102—103
γ) Größte zulässige Auflagerkräfte 103
Tafel 18. Größte zulässige Auflagerdrücke A in t für I-Träger bei unmittelbarer Lagerung auf eine Plattenkante . . . 104
4. Berechnung und Ausführung der Trägeranschlüsse mittels Stegwinkel 103—114
a) Allgemeines . . . . . 103—104
b) Anschluß am Trägersteg . . . . 104—106
c) Anschluß an dem Unterzugsteg . 106—107
d) Über das Kräftespiel und die Biegesteifigkeit einfacher Trägeranschlüsse . . . . . 107—110
α) Träger gelenkig am Unterzug-Kragwinkel gelagert . . . . . 107—108
β) Träger durch zwei Anschlußwinkel verlängert und am Unterzugsteg gelenkig gelagert 108—109
γ) Träger durch zwei Anschlußwinkel verlängert und steif mit dem Unterzugsteg verbunden . 109
δ) Versuchsergebnisse . . . . . 109—110
e) Vier Zahlenbeispiele . . . . . 110—114
f) Regelanschlüsse für I-Träger . . 114
Tafel 19. Regelanschlüsse von I-Trägern 115
5. Berechnung und Ausführung der Trägerlagerung auf Stützen . . . . 114—119
a) Allgemeines . . . . . 114—118
b) Zwei Zahlenbeispiele . . . . . 118—119
6. Berechnung und Ausführung der Trägerausklinkungen . . . . . 119—128
a) Allgemeines . . . . . 119—122
Tafel 20. Abmessungen in mm der Trägerausklinkungen bei Anschlüssen an I 18 bis I 60; Bündiglage der Trägerober- bzw. der Trägerunterkanten 120
α) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes . . 120

Seite

β) Beanspruchung $\sigma_{\alpha'}$ infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft S des unmittelbar aufhörenden Trägerteiles . . . 120—121
γ) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft S an der einspringenden Ecke 121
δ) Gesamtbeanspruchung an der einspringenden Ecke 121
ε) Einseitige Ausklinkungen von Trägerflanschen . . . . . 121—122
b) Vier Zahlenbeispiele . . . . . 122—128
7. Berechnung und Ausführung biegefester Stöße . . . . . 128—140
a) Bestimmung des Stoßquerschnittes 128—132
α) Die Lage des gefährlichen Stoßquerschnittes 128
β) Über Nietabzüge . . . . . 128—130
Tafel 21. Widerstandsmomente für I- und IP-Träger mit einseitigem Nietlochabzug 131
γ) Der Stoßquerschnitt . . . . 130—132
b) Bestimmung der Stoßniete zum Anschluß der Flanschlaschen . . 132—133
c) Bestimmung der Stoßniete zum Anschluß der Steglaschen . . . 133—136
α) Allgemeines Verfahren . . . . 133—134
Tafel 22. Die Werte f für verschiedene Nietanordnungen 134
β) Richtiges Verfahren . . . . . 134—136
d) Drei Zahlenbeispiele . . . . . 136—140
e) Tafeln für Regelausführung biegefester Stöße 140
Tafel 23. Regelausführung biegefester Stöße von I 14 bis I 60 . 141
Tafel 24. Regelausführung biegefester Stöße von IP 20 bis IP 100 142—143
8. Berechnung und Ausführung der teilweise eingespannten Trägeranschlüsse 140—145
a) Allgemeines . . . . . 140—145
b) Regelanschlüsse für Zugplatten . 145
Tafel 25. Regelausführung der Kopf-Zugplatten bei teilweise eingespannten Trägern 146
9. Berechnung und Ausführung der Gelenkstöße . . . . . 145—148
a) Allgemeines . . . . . 145—147
b) Zahlenbeispiel . . . . . 147—148
10. Querverbindung nebeneinander liegender Träger . . . . . 148—150
Tafel 26. Regelausführung von [-Querverbindungen nebeneinander liegender I-Träger . 149

B. Ausführung der Nietträger . . . . . 151—165
1. Allgemeines . . . . . 151—152
2. Steghöhe, Stegbreite, Gurtwinkel und Gurtplatten . . . . . 152—153
a) Steghöhe 152
b) Stegdicke 152
c) Gurtwinkel 152
d) Gurtplatten . . . . . 152—153
3. Berechnung und Ausführung der Stegaussteifungen . . . . . 153—158
a) Allgemeines . . . . . 153—154
b) Berechnung der Stegaussteifungen 154—158

Seite

α) Allgemeines . . . . . 154—155
Tafel 27. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² für eine am ganzen Rand gestützte rechteckige Platte unter der Einwirkung eines gleichförmigen Schubes 154
Tafel 28. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² zu Tafel 27 für verschiedene Steifenabstände, Steghöhen und Stegdicken . 156—157
Tafel 29. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² für eine rechteckige Platte mit zwei einfach gestützten Gegenseiten, einer eingespannten und einer freien Seite 158
β) Zahlenbeispiel . . . . . 155—158
c) Ausführung der Stegaussteifungen 158
4. Auflager- und Deckenträgeranschlüsse 158—159
a) Auflager . . . . . 158—159
b) Deckenträgeranschlüsse 159
5. Kastenträger . . . . . 159—160
6. Nietteilung der Gurtungen . . . . 160—161
a) Allgemeines 160
b) Zahlenbeispiel . . . . . 160—161
7. Berechnung und Ausführung der Stoßverbindungen des Steges und der Gurtungen . . . . . 161—165
a) Stegstoß . . . . . 161—163
α) Ausführung . . . . . 161—162
β) Berechnung des Stegstoßes . 162
γ) Zwei Zahlenbeispiele . . . . 162—163
b) Gurtwinkel . . . . . 163—164
α) Allgemeines . . . . . 163—164
β) Zahlenbeispiel 164
c) Gurtplattenstoß . . . . . 164—165
α) Allgemeines . . . . . 164—165
β) Zahlenbeispiel 165
d) Montagestoß 165

C. Ausführung der Fachwerkträger . . . 166—168
1. Allgemeines 166
2. Zahlenbeispiel . . . . . 166—168

III. Berechnung und Ausführung der Decken . . . . . 169—186

A. Ausführung der Decken in Holz und Stahl 169
1. Allgemeines 169
2. Hölzer 169
Tafel 30. Regelhölzer 169

B. Massivdecken zwischen Stahlträgern . . 170—181
1. Allgemeines 170
2. Gewölbte Decken . . . . . 170—171
3. Ebene Decken ohne Stahleinlagen . 171
4. Ebene Decken mit Stahleinlagen . 171—181
4a. Steinstahldecken . . . . . 171—175
a) Kleinesche Decke . . . . . 171—174
Tafel 31. Größte Spannweiten l in Meter von Steinstahldecken zwischen I-Trägern . . . . 172—173
b) Raebelsche Spezialsteindecke . . 174
c) Elton Decke 174
d) Sperle Decke . . . . . 174—175
e) Nepos Decke 175
f) Leichtsteindachdecken 175
4b. Eisenbetonrippendecken . . . . 175—176
a) Ackermann-Decke 176
b) Remy-Decke 176
c) Kieffer-Decke 176

Seite

4c. Eisenbetondecken . . . . . 176—177
Tafel 32. Erforderliche Plattenhöhen und Stahleinlagen von Koenenschen Voutenplatten . . 178—179
Tafel 33. Querschnitte f_e von Rundstahleinlagen 180
4d. Decken aus fabrikmäßig hergestellten Platten . . . . . 177—181
a) Bimsbetonplatten 177
b) Remy-Deckenhohlkörper-Decke . 177
c) Hourdis-Decken . . . . . 177—180
d) Steg-Zementdielen . . . . . 180—181
5. Decken aus Glasbeton 181
C. Berechnung massiver Decken mit Stahleinlagen 182
D. Stahldecken . . . . . 183—186
a) Abdeckungsmaterial . . . . . 183—184
α) Riffelplatten 183
β) Warzen- und Raupenplatten . 183
γ) Waffelplatten 183
δ) Gelochte Platten 183
ε) [-Stahl-Belag 183
ζ) Tezett-Abdeckungen . . . . . 183—184
b) Ausführung mit Stahlplattendeckung . . . . . 184—185
α) Erforderliche Kerndicke bei gegebener Trägerentfernung . . 184—185
β) Größte Trägerentfernung bei gegebener Kerndicke 185
Tafel 34. Größte Trägerentfernung e in m von Stahlbühnen . . 185
c) Ausführung und Berechnung der Abschlußgeländer . . . . . 185—186
Tafel 35. Größte Geländerstielabstände l und kleinste Maße a des unteren Stielanschlusses . . 186

Zweiter Abschnitt.

Der Stahlskelettbau.

I. Entwurf der Stahlskelettbauten . . . 187—220
A. Allgemeines . . . . . 187—191
1. Anwendungsmöglichkeiten 187
2. Ingenieur und Architekt . . . . . 187—188
3. Die Vorzüge der Stahlskelettbauweise 188—189
a) Festigkeit 189
b) Kurze Bauzeit 189
c) Raum- und Baumassenersparnis . 189
d) Anpassungsfähigkeit 189
e) Abbruchwert und Wiederverwendung 189
f) Dauerhaftigkeit 189
g) Wirtschaftlichkeit 189
4. Der Stahlhausbau (Stahlflachbau) . 189—190
5. Normung im Stahlskelettbau . . . 190—191
B. Das Stahlskelett . . . . . 192—213
1. Allgemeines 192
2. Die Ausführungsverschiedenheiten des Stahlskeletts in statischer Hinsicht 192—193
3. Die Aufnahme der Belastung . . . 193—198
a) Die Aufnahme der lotrechten Belastung 193
b) Die Aufnahme der Windbelastung 193—195
α) Allgemeines . . . . . 193—194
β) Windaufnahme durch Gelenk- oder Stockwerkrahmen . . . 194
γ) Windübertragung durch die Decken in die Giebel oder Zwischenaussteifungen . . . . 194—195
c) Sicherung des Stahlskelettes während der Aufstellung 195
d) Windübertragung durch wagerechte Stahlverbände in die Giebel oder Zwischenaussteifungen . . . . . 195—196
e) Ableitung der Windkräfte durch Querwände, Rahmen und Lotrechtverbände . . . . . 196—198
α) Ableitung der Windkräfte durch Querwände . . . . . 196—198
β) Ableitung der Windkräfte durch Rahmen 198
γ) Ableitung der Windkräfte durch Lotrechtverbände 198
δ) Ableitung der auf die Giebelwand wirkenden Windbelastung durch die Längswände . . . 198
4. Wirtschaftliche Vergleiche von verschiedenen Träger- und Skelettanordnungen . . . . . 198—213
a) Vergleiche von Deckenanordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken . . . . . 198—201
Tafel 36. Richtpreise in RM für die Kleinesche Massivdecke . . 200
Tafel 37. Vergleiche von Deckenträgeranordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken. (Träger auf zwei Stützen) . 202
Tafel 38. Vergleiche von Deckenanordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken (Träger, wo angängig, mit teilweiser Einspannung) 203
b) Vergleiche von einfeldigen Stahlskelettbauten . . . . . 201—205
Tafel 39. Vergleiche von einfeldigen Stahlskelettbauten 204
Tafel 40. Vergleiche von Stahlskelettbauten in bezug auf Tragwerkabstände, Trägerteilung und Decken 206
c) Vergleiche von zweifeldigen Stahlskelettbauten . . . . . 205—207
Tafel 41. Vergleiche von zweifeldigen Stahlskelettbauten . . . . 208—209
d) Vergleiche von drei- und mehrfeldigen Stahlskelettbauten . . . 207
Tafel 42. Vergleiche von dreifeldigen Stahlskelettbauten (mit kleinerem Mittelfeld) . . . . . 210—211
Tafel 43. Vergleiche von dreifeldigen Stahlskelettbauten (mit gleichgroßen Feldern) . . . 212
e) Ergebnis der Vergleiche 213
C. Die Füllbaustoffe im Stahlskelettbau 214—220
1. Außenwände . . . . . 214—220
a) Gebrannte Steine . . . . . 214—217
α) Wand aus Voll- und porigen Ziegeln 214

Seite

β) Wände mit Hohlräumen . . . 214—215
γ) Wände aus Hohlsteinen . . . 215—217
b) Bimsbeton-Hohlblocksteine . . . 217
c) Die Leichtbetonarten . . . . . 217—218
α) Gas- und Schimabeton . . . 217
β) Zellenbeton 217
γ) Porositbeton 218
δ) Tonbeton 218
d) Aus verschiedenen Baustoffen zusammengesetzte Wandausbildungen. (Schalenbau.) . . . . . 218—220
2. Die Innenwände 220
3. Die Decken 220
4. Die Ummantelung der Stützen . . 220

II. Berechnung der Stahlskelettbauten . 221—284

A. Berechnung der einfachen Tragwerke ohne Rahmenecken 221
1. Allgemeines 221
2. Berechnung der Riegel 221
a) Einfache Träger auf zwei Stützen 221
b) Durchlaufträger 221
c) Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung 221
d) Durchlaufgelenkträger 221
3. Berechnung der Stiele 221

B. Berechnung der Stockwerkrahmen . . 222—249

Ba. Berechnung der regelrechten Stockwerkrahmen . . . . . 222—241
1. Allgemeines . . . . . 222—223
2. Berechnung der Stockwerkrahmen mit lotrechter Belastung der Riegel 223—232
a) Grundlagen des Näherungsverfahrens 223
b) Bestimmung der Stützmomente des belasteten Stabes . . . . . 223—227
α) Allgemeines 223
β) Stabdrehwinkel τ des belasteten Stabes n 224
γ) Stabdrehwinkel eines unbelasteten Anschlußstabes 225
δ) Die Größen der Übergangszahlen $\ddot{U}$ . . . . . 225—226
ε) Die Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der Stützmomente X_{n_l} und X_{n_r} des belasteten Stabes n 226
Sonderfälle . . . . . 226—227
c) Bestimmung der Stützmomente der unbelasteten Anschlußstäbe . 227—228
d) Bestimmung der Größtmomente der Riegel . . . . . 228—229
α) Bestimmung der Stützmomente 228
β) Bestimmung der Feldmomente 228—229
e) Bestimmung der Größtmomente der Stiele . . . . . 229—231
f) Bestimmung der Stützkräfte . . 232
3. Berechnung der Stockwerkrahmen mit außermittiger lotrechter Belastung der Stiele . . . . . 232—235
Tafel 44. Werte für $\mathfrak{F}$, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $6\mathfrak{A}/l$ und $6\mathfrak{B}/l$ bei Momentenangriffen zur Berechnung von Stahlskeletten 234
4. Berechnung der Stockwerkrahmen mit wagerechter Belastung . . . . 235—239
a) Bestimmung der Momente . . . 235—238
Tafel 45. Windmomente für Stockwerkrahmen 237
b) Bestimmung der Normalkräfte . 238—239
α) Normalkräfte der Riegel . . . 238
β) Normalkräfte der Stiele . . . 238—239
c) Bestimmung der Auflagerkräfte . 239
5. Ermittlung der lotrechten Durchbiegung von Stockwerkrahmen-Riegeln 239—241
a) Allgemeines 239
b) Zahlenbeispiel 239
Tafel 46. Zeichnerische und rechnerische Ermittlung der größten Durchbiegung eines Stockwerkrahmen-Riegels 240
c) Sonderfälle 241
Tafel 47. Durchbiegungen in Riegelmitte für verschiedene Sonderfälle 241

Bb. Berechnung der Stockwerkrahmen mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben . . . . . 242—249
1. Allgemeines 242
2. Bestimmung der Festpunktabstände und Übergangszahlen für den Durchlaufriegel mit verschiedenen Feldweiten . . . . . 242—244
a) Durchweg gelenkige Auflagerung 242—243
α) Gleiche Trägheitsmomente . . 242—243
β) Verschiedene Trägheitsmomente 243
b) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen feste Einspannung . . . . . 243—244
α) Gleiche Trägheitsmomente . . 243
β) Verschiedene Trägheitsmomente 244
c) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen elastische Einspannung 244
α) Gleiche Trägheitsmomente . . 244
β) Verschiedene Trägheitsmomente 244
d) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen elastische Einspannung (abgerundete Gebrauchswerte) 244
Tafel 48. Festpunktabstände und Übergangszahlen für den Durchlaufriegel mit Gelenklagerung über den Innenstielen und Gelenklagerung bzw. fester oder elastischer Einspannung über den Außenstielen bei gleichen Stützweiten und Trägheitsmomenten 243
3. Berechnung der Momente infolge lotrechter und wagerechter Belastung . 244—249
a) Einfeldiger Stockwerkrahmen mit einem Pendelstielstrang . . . . 244—245
b) Zweifeldiger Stockwerkrahmen mit mittleren Pendelstielen 245
c) Zweifeldiger Stockwerkrahmen mit äußeren Pendelstielen . . . . . 245—246
d) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit mittleren Pendelstielen . . . . . 246—248
e) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit äußeren Pendelstielen . . . . . 248—249
f) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit gelenkig angeschlossenen Mittelriegeln 249

Seite

C Berechnung der übereinandergestellten Gelenkrahmen . . . . . 250—256
Ca. Berechnung der regelrechten übereinandergestellten Gelenkrahmen . . 250—252
1. Allgemeines 250
2. Berechnung infolge lotrechter Belastung 251
a) Bestimmung der Stützmomente des belasteten Stabes 251
b) Bestimmung der Stützmomente der unbelasteten Anschlußstäbe . 251
c) Bestimmung der Größtmomente der Riegel 251
d) Bestimmung der Größtmomente der Stiele 251
e) Bestimmung der Stiel- bzw. Gelenkdrücke 251
3. Berechnung infolge wagerechter Belastung . . . . . 251—252
a) Bestimmung der Momente . . . 251—252
b) Bestimmung der Stiel- bzw. Gelenkdrücke 252
Cb. Berechnung der übereinandergestellten Gelenkrahmen mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben . . . . . 253—256
1. Allgemeines 253
2. Berechnung der Momente infolge lotrechter und wagerechter Belastung 253—256
a) Einfeldige Gelenkrahmen mit einem Pendelstielstrang 253
b) Zweifeldige Gelenkrahmen mit mittlerem Pendelstiel . . . . . 253—254
c) Zweifeldige Gelenkrahmen mit äußeren Pendelstielen . . . . . 254—255
d) Dreifeldige Gelenkrahmen mit inneren Pendelstielen . . . . . 255—256
e) Dreifeldige Gelenkrahmen mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel 256
D. Vier Zahlenbeispiele zur Berechnung von Stahlskelettbauten . . . . . 257—284

III. Ausführung der Stahlskelettbauten 285—330
A. Allgemeines . . . . . 285—288
1. Berechnung und Ausführung der Stielfüße 285
2. Berechnung und Ausführung der Stielstöße 285
3. Berechnung und Ausführung der Bindeplatten und Vergitterungen . 285
4. Berechnung und Ausführung der einfachen Riegel- und Trägeranschlüsse 285
5. Berechnung und Ausführung der biegefesten Riegelanschlüsse . . . . 285—286
6. Berechnung und Ausführung biegefester Riegel- und Trägerstöße . . 286—287
7. Berechnung und Ausführung der teilweise eingespannten Riegel- und Trägeranschlüsse . . . . . 287—288
8. Berechnung und Ausführung der Gelenkstöße 288
9. Berechnung und Ausführung von Fachwerken 288
B. Neun Zahlenbeispiele zur Berechnung und Ausführung von Stockwerkrahmen-Knotenpunkten . . . . . 289—321
C. Gesamtdarstellungen von Stahlskelettbauten . . . . . 322—330

Erster Abschnitt.

Der Trägerbau.

I. Berechnung der Trägerbauten.

Ia. Allgemeines, Bauvorschriften und Belastungsfeststellung.

A. Allgemeines.

Unter Träger sind alle die Bauteile zu verstehen, die infolge einer meistens lotrecht zur Trägerlängsachse wirkenden Belastung auf Biegung beansprucht werden.

Zur Verwendung kommen vorwiegend I- und I P-Träger, letztere sind vor allem bei beschränkter Bauhöhe oder auch an Stelle von Zwillingsträgern sehr gut zu gebrauchen. In den Fällen, in denen man mit glatten Trägern nicht mehr auskommt, müssen Walzträger mit Gurtplatten, zusammengesetzte Niet- oder Fachwerkträger angeordnet werden. Zu unterscheiden sind demnach Vollwand- und Fachwerkträger.

Bei der in wirtschaftlicher Hinsicht zu treffenden Wahl zwischen Walz- und Nietträgern ist nicht allein das Gewicht entscheidend, sondern es müssen dabei auch die höheren Herstellungskosten der Nietträger berücksichtigt werden. Kommt es also nicht auf ein möglichst niedriges Gesamtgewicht, sondern auf den Gesamtpreis der Stahlausführung an, so könnenzum Zustandekommen eines gleichen Gesamtpreises die Walzträger etwa 15 bis 20% schwerer sein als die zum Vergleich stehenden Nietträger. Zu beachten ist auch, daß durch Wahl von glatten Walzträgern Büro und Werkstatt außerordentlich entlastet werden.

Die späterhin berechneten Träger sind in folgende Arten eingeteilt worden:

A. Träger auf zwei Stützen.
B. Freiträger.
C. Einseitig eingespannte Träger.
D. Beiderseits eingespannte Träger.
E. Durchlaufträger.
F. Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung.
G. Durchlauf-Gelenkträger.

Der unterspannte Träger ist im Band II, 1. Teil behandelt.

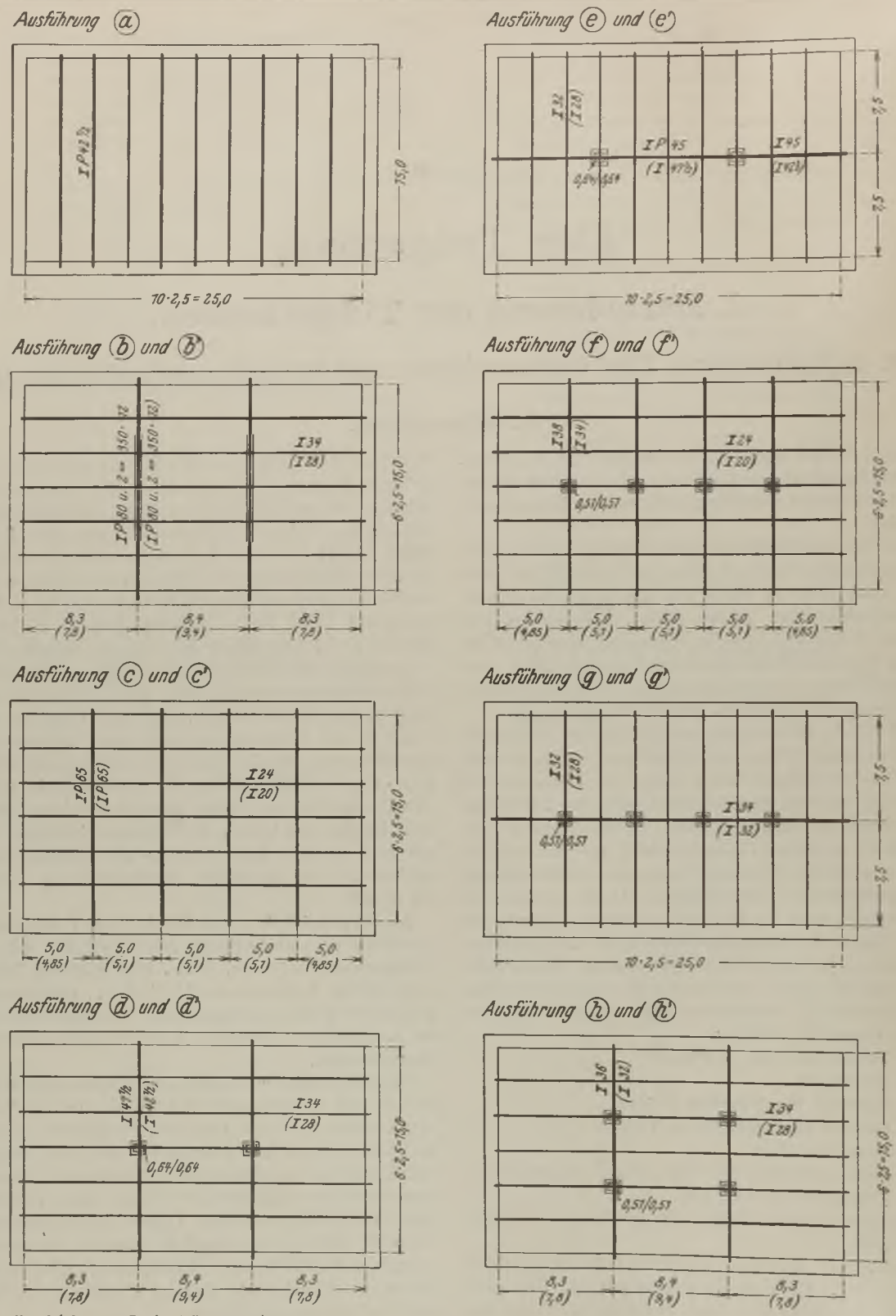
Die Träger kommen hauptsächlich als Deckenträger und Deckenträgerunterzüge in Betracht. Zwecks Schaffung der wirtschaftlichsten Trägereinteilung ist die gleichzeitige Betrachtung von Träger und Decke von größter Bedeutung. Das geringste Stahlgewicht erhält man allerdings mit Annahme der größten Deckenträgerentfernung, die die zur Ausführung kommende Decke zuläßt. Die günstigsten Kosten von Träger und Decke ergeben sich jedoch dabei nicht; es ist zu bedenken, daß die weit gespannten Decken bedeutend teurer und schwerer sind als die in gewissen Grenzen bleibenden. Im zweiten Abschnitt, Teil I, B, 4, a sind verschiedene Vergleiche in bezug auf Stahlträger und Decken durchgeführt.

In diesem Abschnitt sollen bei einer festliegenden Deckenträgerentfernung von 2,0 m einundzwanzig verschiedene Anordnungen, und zwar ohne und mit Pfeilern und Fundamenten betrachtet werden. Zugrunde gelegt ist eine Decke im Kellergeschoß von 15,0 · 25,0 m lichter Weite; die Pfeilerhöhe ist 3,5 m. Die Gesamtlast der Decke (Eigengewicht und Nutzlast) beträgt 500 kg/m². Die Eigengewichte der Träger und Deckenträgerunterzüge sind jeweilig zugeschlagen. Die zulässige Beanspruchung beträgt 1,4 t/cm².

Zum Vergleich kommen die in Abb. 1 und 2 dargestellten 21 verschiedenen Ausführungen. Bei den Ausführungen *a*, *b*, *c*, *d* ... sind einfache Träger und bei den Ausführungen *b'*, *c'*, *d'* ... teilweise eingespannte Träger angenommen. Zu beachten sind die im zweiten Abschnitt, Teil I, B, 4, c gemachten Bemerkungen.

Die erforderlichen Träger- und Pfeilerquerschnitte sind in den Abbildungen eingetragen. In der Abb. 2 sind die Stahlgewichte und die erforderlichen Pfeiler- und Fundamentmassen errechnet und mit Berücksichtigung der verschiedensten Einheitspreise (Kosten der teilweise eingespannten Träger sind natürlich höher als die der einfachen Träger) die Gesamtpreise ermittelt. Eine gute Übersicht über die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Ausführungen gibt die den Kosten nach geordnete Zusammenstellung der Vergleichsergebnisse in Abb. 2.

Bei den Ausführungen (*a*, *b*, *b'*, *c* und *c'*) ohne Pfeiler ist die Anordnung *b'* mit zwei Unterzügen

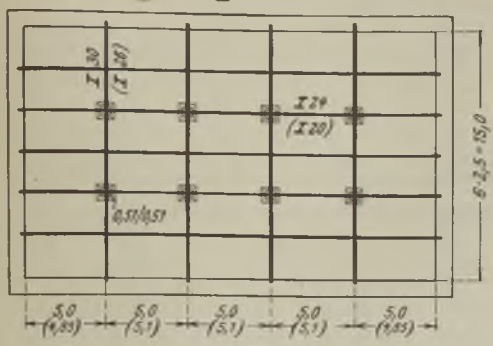


Vergleiche von Deckenträgeranordnungen

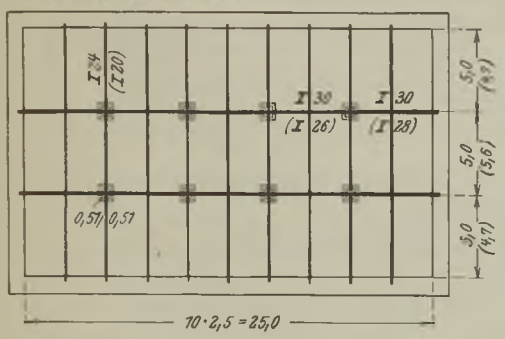
Ausführungen *a*, *b*, *c*, *d* . . . mit einfachen Trägern,
Ausführungen *b'*, *c'*, *d'* . . . mit teilweise eingespannten Trägern.

Abb. 1.

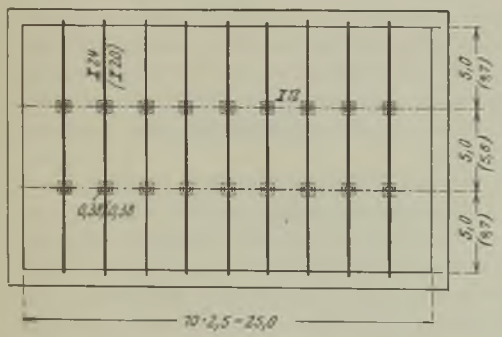
Ausführung (i) und (i')



Ausführung (k) und (k')



Ausführung (l) und (l')



Vergleichsergebnisse.

(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „i"	Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „i"
(l')	1984	—	(d')	3023	52,3
(l)	2042	2,9	(e')	3037	53,0
(k')	2414	21,6	(h)	3156	59,1
(i')	2414	21,6	(e)	3407	71,7
(f')	2555	28,8	(a)	3557	70,3
(k)	2635	32,8	(b')	4872	145
(h')	2676	34,9	(c')	4966	151
(i)	2685	35,4	(c)	5050	155
(g')	2720	37,1	(b)	5115	158
(f)	2872	44,8	(a)	5429	174
(g)	2960	49,3			

Material und Kosten.

Ausführung	Anzahl	Querschnitt	Länge m	Material kg	Kosten in RM: Stahl für 1000 kg	Kosten in RM: Stahl insgesamt	Kosten in RM: Pfeiler und Fundamente	Gesamtkosten in RM
(a)	9	I P 42½	15,8	23 605	230	5429	—	5429
		Kleinstahl		0				
				23 605				
(b)	10	I 34	8,65	5 891	265	5115	—	5115
	5	I 34	8,33	2 836				
	2	I P 80	16,3	8 737				
	4	▬ 350 · 12	8,0	1 056				
		Kleinstahl ~ 4,2 %		780				
				19 300				
(b')	10	I 28	8,1	3 888	290	4872	—	4872
	5	I 28	9,4	2 256				
	2	I P 80	16,3	8 737				
	4	▬ 350 · 12	8,0	1 056				
		Kleinstahl ~ 5,4 %		863				
				16 800				
(c)	10	I 24	5,25	1 901	250	5050	—	5050
	15	I 24	5,0	2 715				
	4	I P 65	15,9	14 882				
		Kleinstahl ~ 3,6 %		702				
				20 200				
(c')	25	I 20	5,1	3 353	260	4966	—	4966
	4	I P 65	15,9	14 882				
		Kleinstahl ~ 4,7 %		865				
				19 100				
(d)	10	I 34	8,6	5 857	250	3325	232	3557
	5	I 34	8,4	2 860				
	4	I 47½	7,9	4 045				
		Kleinstahl ~ 4,2 %		538				
				13 300				
(d')	10	I 28	8,1	3 888	275	2791	232	3023
	5	I 28	9,4	2 256				
	4	I 42½	7,9	3 286				
		Kleinstahl ~ 7,6 %		720				
				10 150				
(e)	18	I 32	7,8	8 578	250	3175	232	3407
	2	I 45	7,9	1 817				
	1	I P 45	10,0	1 820				
		Kleinstahl ~ 4 %		485				
				12 700				
(e')	18	I 28	7,8	6 739	275	2805	232	3037
	2	I 42½	7,9	1 580				
	1	I 47½	10,0	1 280				
		Kleinstahl ~ 6,2 %		601				
				10 200				
(f)	10	I 24	5,25	1 901	250	2600	272	2872
	15	I 24	5,0	2 715				
	8	I 38	7,85	5 275				
		Kleinstahl ~ 5,2 %		509				
				10 400				
(f')	25	I 20	5,1	3 353	275	2283	272	2555
	8	I 34	7,85	4 277				
		Kleinstahl ~ 9 %		670				
				8 300				
(g)	18	I 32	7,8	8 578	250	2688	272	2960
	3	I 34	5,0	1 022				
	2	I 34	5,3	722				
		Kleinstahl ~ 4,2 %		428				
				10 750				
(g')	18	I 28	7,8	6 739	275	2448	272	2720
	3	I 32	5,0	916				
	2	I 32	5,3	648				
		Kleinstahl ~ 7,2 %		597				
				8 900				
(h)	10	I 34	8,6	5 857	250	2900	256	3156
	5	I 34	8,4	2 860				
	4	I 36	5,3	1 615				
	2	I 36	5,0	762				
		Kleinstahl ~ 4,5 %		506				
				11 600				
(h')	10	I 28	8,1	3 888	275	2420	256	2676
	5	I 28	9,4	2 256				
	4	I 32	5,3	1 295				
	2	I 32	5,0	611				
		Kleinstahl ~ 9,3 %		750				
				8 800				
(i)	10	I 24	5,25	1 901	250	2175	510	2685
	15	I 24	5,0	2 715				
	8	I 30	5,3	2 298				
	4	I 30	5,0	1 084				
		Kleinstahl ~ 8,8 %		702				
				8 700				
(i')	25	I 20	5,1	3 353	280	1904	510	2414
	8	I 26	5,3	1 777				
	4	I 26	5,0	838				
		Kleinstahl ~ 13,9 %		832				
				6 800				
(k)	18	I 24	5,25	3 421	250	2125	510	2635
	9	I 24	5,0	1 629				
	4	I 30	5,3	1 149				
	6	I 30	5,0	1 626				
		Kleinstahl ~ 8,8 %		675				
				8 500				
(k')	18	I 20	4,95	2 343	280	1904	510	2414
	9	I 20	5,6	1 325				
	4	I 28	5,3	1 018				
	6	I 26	5,0	1 257				
		Kleinstahl ~ 14,4 %		857				
				6 800				
(l)	9	I 24	15,5	5 050	240	1392	650	2042
	2	I 12	25,6	572				
		Kleinstahl ~ 3,2 %		178				
				5 800				
(l')	18	I 20	4,95	2 343	290	1334	650	1984
	9	I 20	5,6	1 325				
	2	I 12	25,6	573				
		Kleinstahl ~ 8,5 %		359				
				4 600				

Die Kosten für die Pfeiler und Fundamente sind mit 40 RM/m³ angenommen.

Abb. 2.

und teilweise eingespannten Deckenträgern am günstigsten; die ungünstigste Ausführung *a* ohne Unterzüge, also mit frei über die schmale Seite des Raumes gespannten Deckenträgern ist 11,5 % teurer als *b'*.

Bei den Ausführungen mit 2 Pfeilern (*d*, *d'*, *e* und *e'*) ist die Anordnung *d'* mit zwei quer liegenden, teilweise eingespannten Unterzügen und teilweise eingespannten Deckenträgern am wirtschaftlichsten; bei der ungünstigsten Ausführung *d* erhöhen sich die Kosten gegenüber *d'* um 17,6 %.

Bei den Ausführungen mit 4 Pfeilern (*f*, *f'*, *g*, *g'*, *h* und *h'*) ist *f'* am zweckmäßigsten; die in dieser Gruppe liegende ungünstigste Ausführung *h* ist 23,6 % teurer als *f'*.

Bei den Ausführungen mit 8 Pfeilern (*i*, *i'*, *k* und *k'*) sind die Anordnungen *i'* und *k'* gleich vorteilhaft; bei der ungünstigsten Ausführung *i* erhöhen sich die Kosten um 11,2 % gegenüber *i'* und *k'*.

Die Ausführungen *l* und *l'* mit 18 Pfeilern sind die weitaus wirtschaftlichsten.

Die Ausführung *a* ohne Pfeiler ist 174 % teurer als diese.

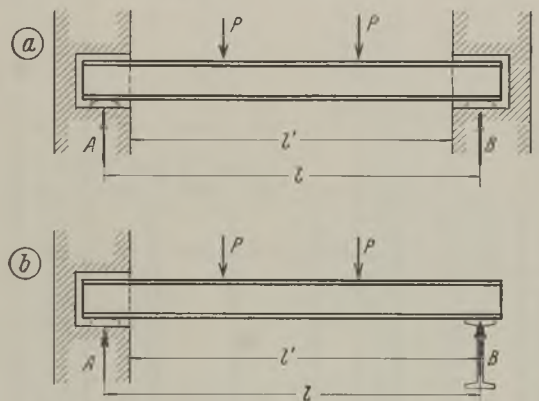


Abb. 3.

Der Vergleich der verschiedenen Ausführungen ist für die zweckmäßigste Festlegung einer Trägerlage sehr lehrreich. In allen zweifelhaften Fällen muß die wirtschaftlichste Trägeranordnung durch mehrere Untersuchungen festgestellt werden.

Ist die Trägereinteilung festgelegt, so erfolgt die Berechnung der Träger in nachstehender Reihenfolge:

1. Feststellung der Belastung,
2. Ermittlung der Auflagerkräfte,
3. Bestimmung der Lage des gefährlichen Querschnittes ($Q = 0$),
4. Ermittlung des Größtmomentes (bei Durchlaufträger Stützmomente und größte Feldmomente),
5. Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmomentes,
6. Wahl des Querschnittes,
7. Nachweis der vorhandenen größten Beanspruchung,
8. Gegebenenfalls noch die Ermittlung der größten Trägerdurchbiegung.

Besonders aufmerksam soll darauf gemacht werden, daß bei im Mauerwerk aufliegenden Trägern auf zwei Stützen als Stützweite nicht die freie Länge *l'* zwischen den Mauerkanten, sondern die

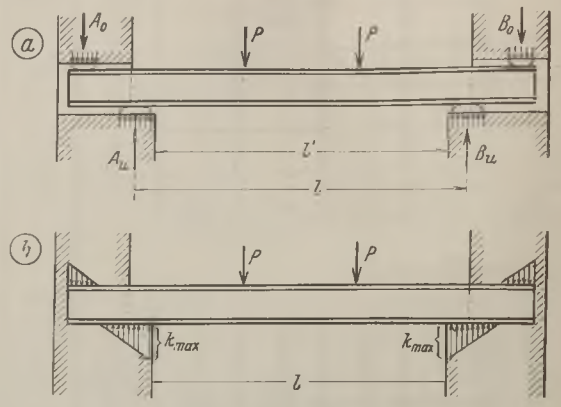


Abb. 4.

Länge *l* von Mitte zu Mitte Auflagerplatte zu nehmen ist (Abb. 3).

Ist $l' \leqq 4{,}0$ m, dann ist $l = l' + 0{,}2$ m,

„ $l \geqq 4{,}0$ „ „ „ $l = l' + \frac{1}{20} l'$

anzunehmen.

Sind die eingespannten Träger auf Platten gelagert (Abb. 4*a*), dann fällt die Einspannstelle nicht mit der Innenkante das darunter liegenden Mauerwerkes (Wand) zusammen, sondern sie ist auf Mitte der untersten Auflagerplatte anzunehmen. Bei einer Einmauerung des Trägers (Abb. 4*b*) liegt dagegen die Einspannstelle an der Innenkante der darunter liegenden Wand.

In den meisten Fällen werden bei eingespannten Trägern Plattenauflagerungen gemäß Abb. 4*a* angeordnet. Dadurch wird eine gleichmäßig verteilte Kraftwirkung auf das Mauerwerk erzielt, und eine Überbeanspruchung der Mauerkante verhütet.

Aus vorstehenden Gründen ist daher in diesem Werk von der üblichen schematischen Darstellung eingespannter Träger gemäß Abb. 5*a* abgewichen, da bei der Verwendung der gebrauchsfertigen Trägerformeln leicht Fehler in der Bestimmung der Auflagerkräfte, Einspannmomente usw. vorkommen können. Als Grunddarstellung ist die in Abb. 5*b* gezeigte Form gewählt.

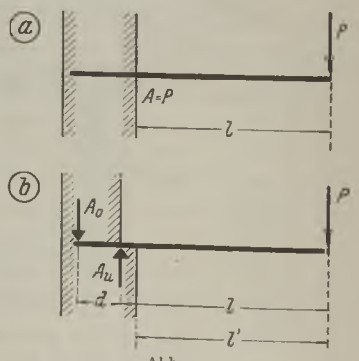


Abb. 5.

Sollte trotzdem eine Einmauerung der Träger vorliegen, dann ist einfach an Stelle *l* der Wert *l'* einzusetzen.

B. Bauvorschriften.

Maßgebend sind die Bestimmungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt (Erlaß vom 25. Februar 1925). Außer dem bereits im Band I, zweiter Abschnitt, Teil Ia, B gegebenen Auszug kommt hier noch folgender Teil in Betracht.

1. Auszug aus den Bestimmungen.

A, 6. Durchbiegungen.

Die Einhaltung eines bestimmten Höchstmaßes für die Durchbiegung von Trägern aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl ist nicht allgemein vorgeschrieben, wird aber in besonders gearteten Fällen zu verlangen sein, so insbesondere bei stark beanspruchten Transmissionsträgern sowie bei den über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten. In solchen Fällen soll die Durchbiegung $^1/_{500}$ der Stützweite nicht überschreiten.

A, 7. Stützweiten.

Bei der Berechnung der Angriffsmomente eines Trägers ist als Stützweite die Entfernung der Auflagermitten einzuführen. Bei Lagerung unmittelbar auf dem Mauerwerk gilt als Stützweite die um mindestens $^1/_{20}$ vergrößerte Lichtweite.

D. Berechnung eiserner Träger.

Eiserne Träger sind, je nach der konstruktiven Anordnung ihrer Auflager, als frei aufliegend, durchlaufend oder bei Anordnung von Gelenken, deren Wirksamkeit nicht behindert ist, z. B. bei Dachpfetten, als durchlaufende Gelenkträger zu berechnen.

Sind dagegen eiserne Träger, die zur Unterstützung von Decken und Wänden in Geschoßbauten dienen, an andere gleichgerichtete Träger oder an Stützen unter Verwendung nachstehender Konstruktionsmittel so angeschlossen, daß eine teilweise Einspannung entsteht, so ist die Annahme verringerter Feldmomente unter folgenden Bedingungen und in folgendem Umfange zulässig:

1. Die Träger sind bei Anschluß an andere Träger außer durch die übliche Stegverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten von dem 0,8fachen Nutzquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben von einer Anzahl und Dicke, die der zu übertragenden Zugkraft entsprechen, untereinander zu verbinden.

Bei Anschluß an durchgehende Stützen ist die erforderliche teilweise Einspannung noch durch gut angeschlossene Winkel oberhalb und unterhalb der Trägerflanschen möglichst mit Versteifungsblechen konstruktiv sicherzustellen.

2. Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder durch Ausfüllung der Zwischenfuge mittels Schweißung nach neuzeitlichem Verfahren oder bei Stützen durch fest angeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.

3. Die konstruktive Durchbildung und Ausführung derartiger Trägeranschlüsse darf nur von als zuverlässig geltenden Baufirmen und bei ständiger Überwachung der Bauausführung durch geeignete Ingenieure vorgenommen werden.

4. Die größten Biegungsmomente können bei gleichmäßig verteilter Last Q in den Mittelfeldern bis zu $\frac{Ql}{16}$, in den Endfeldern bis zu $\frac{Ql}{11}$ herabgesetzt werden. Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmomente mit Hilfe des bei freier Auflagerung im Felde entstehenden größten Biegungsmomentes M_0 und der bei völliger Einspannung an den beiden Enden auftretenden Einspannungsmomente M_a und M_b nach der Formel

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10}\left(M_b \frac{x}{l} + M_a \frac{l-x}{l}\right)$$

berechnet werden.

2. Ergänzende Bestimmungen.

a) Erlaß des Berliner Polizeipräsidenten vom 7. Oktober 1910 betr. Gerbergelenke, der nachträglich als für alle übrigen Stellen maßgebend bezeichnet wurde.

Gerbergelenke sind gestattet in Bauteilen zweiter Ordnung, d. h. in sekundären Deckenträgern, Pfetten u. dgl.; Bedingung für die Verwendung ist, daß durch ein richtiges Ausbilden ein Spielen der Gelenke gewährleistet ist. Als geeignetes Mittel hierfür bei Verwendung von Massivdecken zwischen eisernen Trägern wird eine sachgemäße Umkapselung der Gelenke angesehen. Außerdem ist notwendig, daß in den Decken im Zuge der Gelenke durchlaufende Schlitze angeordnet werden.

Verboten ist der Einbau von Gerbergelenken in Bauteilen erster Ordnung, d. h. in allen das Gebäude in der Längs- und Querrichtung aussteifenden Unterzügen und denjenigen Deckenträgern, die in den Pfeilerachsen genau wie die Unterzüge als Aussteifungsträger wirken.

b) Erlaß vom 12. März 1925, betr. baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz.

Zur Vermeidung von Zweifeln bei der Anwendung der Bauordnungsbestimmungen hat es sich als notwendig herausgestellt, die bisherigen Begriffe „massiv", „feuerfest" und „feuersicher" durch Bezeichnungen zu ersetzen, die klarer erkennen lassen, welche Forderungen an die betreffenden Bauteile zu stellen sind. In einer Besprechung mit den beteiligten Verbänden der Feuerwehr und der Feuerversicherungsanstalten sind hierfür die Begriffsbezeichnungen „feuerbeständig" und „feuerhemmend" gewählt worden.

Diese Begriffe sind nunmehr allgemein statt der bisherigen Begriffsbezeichnungen „feuerfest" und „feuersicher" in den Bauordnungen, bei Prüfung der

Bauanträge, in baupolizeilichen Verfügungen usw. anzuwenden. Die Begriffsbestimmung „massiv" ist den Bauordnungen als zu unbestimmt nicht mehr zu gebrauchen.

Die Anforderungen an die feuerbeständige oder feuerhemmende Bauweise sind nachstehend näher angegeben.

Ich ersuche, die Baupolizeibehörden noch ausdrücklich auf die neuen Bestimmungen hinzuweisen.

II. 9. 161 i. V. Scheidt.

I. Feuerbeständige Bauweise.

Als feuerbeständig gelten: Wände, Decken, Unterzüge, Träger, Stützen und Treppen, wenn sie unverbrennlich sind, unter dem Einfluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit oder ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern.

Im besondern gelten als feuerbeständig:

a) Wände aus vollfugig gemauerten Ziegelsteinen, Kalksandsteinen, Schwemmsteinen, kohlenfreien Schlackensteinen oder Steinen aus anderen im Feuer gleichwertigen Baustoffen von mindestens einem halben Stein Stärke, ferner Betonwände aus mindesten 10 cm starkem, unbewehrtem Kiesbeton oder aus mindestens 6 cm starken bewehrtem Kiesbeton.

b) Decken aus Ziegelsteinen oder anderen unter a) aufgeführten Steinen oder Baustoffen bei Innehaltung der dort geforderten Mindestabmessungen.

c) Unterzüge und Träger aus Eisenbeton. — Eiserne Träger und Unterzüge gelten nur dann als feuerbeständig, wenn sie feuerbeständig ummantelt werden (siehe i).

d) Stützen und Pfeiler, wenn sie aus Ziegelsteinen, Beton oder Eisenbeton oder aus natürlichen, in Feuer hinreichend erprobten Gestein hergestellt werden. — Stützen aus Granit oder Marmor gelten nicht als feuerbeständig. Stützen aus Eisen müssen allseitig feuerbeständig ummantelt sein (vgl. i).

e) Dachkonstruktionen in Eisenbeton. — Dachkonstruktionen aus Eisen gelten nur dann als feuerbeständig, wenn die eisernen Binderkonstruktionen feuerbeständig ummantelt werden (vgl. i.) oder wenn der Dachraum feuerbeständig abgeschlossen wird und unbenutzbar bleibt.

f) Treppen, wenn sie aus Ziegelsteinen, Eisenbeton, erprobtem Kunststein oder erprobtem Werkstein hergestellt sind. — Frei tragende Treppenstufen aus Marmor oder Granit gelten nicht als feuerbeständig.

g) Türen, wenn sie bei amtlicher Probe einer Feuersglut von etwa 1000° mindestens eine halbe Stunde Widerstand leisten, selbsttätig zufallen und in Rahmen aus feuerbeständigen Stoffen mit mindestens $1^1/_2$ cm Falz schlagen und rauchsicher schließen.

h) Verglasungen können in senkrechten Wänden als feuerbeständig angesehen werden, wenn sie den Einwirkungen des Feuers und Löschwassers so viel Widerstand bieten, daß innerhalb einer halbstündigen Brenndauer bei der amtlichen Probe (etwa 1000°) ein Ausbrechen der Scheiben oder Verlorengehen des Zusammenhanges nicht eintritt.

i) Feuerbeständige Ummantelung. Die feuerbeständige Ummantelung der an sich nicht feuerbeständigen walzeisernen Träger und Unterzüge oder Stützen erreicht man durch allseitiges feuerbeständiges Ausmauern oder Ausbetonieren der Eisenprofile, wobei die Flanschflächen wenigsten 3 cm Deckung von Beton mit eingelegten Drahtgewebe oder von gebrannten Ton oder anderem als gleichwertig erprobten Baustoff erhalten müssen. Die freiliegenden Flanschflächen der Träger in preußischen Kappen und in eisernen Fachwerkwänden brauchen im allgemeinen keinen besonderen Feuerschutz.

II. Feuerhemmende Bauweise.

Als feuerhemmend gelten Bauteile, wenn sie, ohne sofort selbst in Brand zu geraten, wenigstens eine Viertelstunde dem Feuer erfolgreich Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Insbesondere gelten als feuerhemmend:

a) Wände, Decken, Stützen und Dachkonstruktionen aus Holz, wenn sie mit $1^1/_2$ cm starken, sachgemäß ausgeführten Kalkmörtelputz auf Rohrung bekleidet sind; auch Bekleidung mit Rabitzputz oder anderen erprobten Baustoffen sind zulässig.

b) Treppen aus Sandstein, Eisen oder Hartholz, sonstige Holztreppen und nicht feuerbeständige Steintreppen, wenn sie unterhalb $1^1/_2$ cm stark gerohrt und geputzt oder gleichwertig bekleidet sind.

c) Türen aus Hartholz oder aus $2^1/_2$ cm starken gespundeten Brettern mit allseitig aufgeschraubter oder aufgenieteter Bekleidung von mindestens $^1/_2$ mm starken Eisenblech und mit unverbrennlicher Wandung und Schwelle, sofern die Türen selbsttätig in wenigstens $1^1/_2$ cm tiefe Falze schlagen.

Zusätze und Ergänzungen nach Maßgabe der örtlichen Bedürfnisse, nicht aber Änderungen, durch die nachgeordneten Baupolizei- und Baupolizeiaufsichtsbehörden sind zulässig.

3. Erläuterungen zu den Bestimmungen.

Die Bestimmungen zur Berechnung eiserner Träger haben in der Praxis zu ganz verschiedenen Auslegungen geführt. Hier müssen, damit falsche und gefährliche Ausführungen vermieden werden, Ergänzungen eingeschaltet werden[1]).

Die Vorschriften besagen, daß bei Schaffung einer teilweisen Einspannung die Annahme verringerter Feldmomente zulässig ist; die größten Biegemomente können bei einer gleichmäßig verteilten Last p in den Mittelfeldern bis zu $\frac{p\,l^2}{16}$, in den Endfeldern bis zu $\frac{p\,l^2}{11}$ herabgesetzt werden.

Zunächst soll der fest eingespannte dem teilweise eingespannten Träger gegenübergestellt werden. In

[1]) Vgl. Gregor: Bauingenieur 1925, Heft 28/29.

Abb. 6 sind für beide Ausführungsarten die Momentenlinien gezeichnet:

Während bei dem fest eingespannten Träger das Feldmoment $\frac{p\,l^2}{24}$ und das Stütz- bzw. Einspannmoment $\frac{p\,l^2}{12}$ ist, wird bei dem Träger mit teilweiser Einspannung gemäß den neuen Vorschriften das größte Feldmoment $\frac{p\,l^2}{16}$ und damit auch aus dem Verlauf der Momentenlinie nach Abb. 6*b* das Stütz- bzw. Einspannmoment ebenfalls $= \frac{p\,l^2}{16}$. Bei dem fest eingespannten Träger ist der Ausschlagwinkel α des Trägers über dem Auflager bzw. über der Einspannstelle gleich Null; bei dem Träger mit teilweiser Einspannung dagegen nicht (vgl. Abb. 6). Um also den

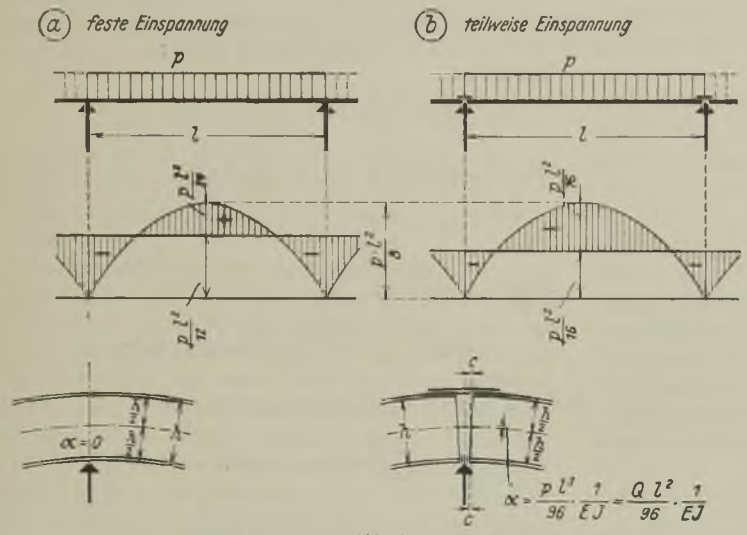


Abb. 6.

günstigsten Momentenausgleich nach Abb. 6*b* wirklich zu erzielen, muß die Einspannung so beschaffen sein, daß der Träger bereits am Auflager entsprechend ausschlagen kann, mit anderen Worten: der obere Trägerflansch muß sich vom Auflager um das Maß *c* entfernen und der untere Trägerflansch dem Auflager um das Maß *c* entsprechend nähern können (vgl. Abb. 6*b*). Wie groß das Maß *c* wird, soll nachstehend nachgewiesen werden.

$$\text{Ausschlagwinkel} \quad \alpha = \frac{p\,l^3}{96}\,\frac{1}{E\,J},$$

hierin bedeutet p die gleichmäßig verteilte Belastung pro Längeneinheit für einen Träger.

Die Formel kann man nunmehr wie folgt schreiben:

$$\alpha = \frac{p\,l^2}{16}\,\frac{l}{6\,E\,J} = M\,\frac{l}{6\,E\,J} = \sigma\,W\,\frac{l}{6\,E\,J} = \sigma\,\frac{2\,J}{h}\,\frac{l}{6\,E\,J}.$$

Bezeichnet h die Höhe des Trägers, dann wird der wagerecht gemessene Ausschlag c der oberen und unteren Trägerkante (vgl. Abb. 6*b*):

$$c = \alpha\,\frac{h}{2} = \sigma\,\frac{2\,J}{h}\,\frac{l}{6\,E\,J}\,\frac{h}{2}$$

oder

$$c_{\text{cm}} = \frac{\sigma\,l}{6\,E} = 0{,}0000793\;\sigma_{\text{t/cm}^2}\,l_{\text{cm}}.$$

Dieser Ausschlag ergibt sich bei allen Trägern von gleicher Spannweite und gleicher Ausnützung.

Für ein I 24 wird beispielsweise bei einer Stützweite $l = 6{,}2$ m und einer zulässigen Beanspruchung von 1,4 t/cm²:

$$c = 0{,}0000793 \cdot 1{,}4 \cdot 620 = 0{,}069 \text{ cm} = 0{,}69 \text{ mm}.$$

Die nach innen gerichtete Verschiebung c der oberen Trägerkante ist bei der Plattenverbindung zweifellos möglich:

Der Schaftdurchmesser der gewöhnlichen Schrauben ist stets etwas geringer als die entsprechenden Löcher im Trägerflansch (z. B. ist bei einer 3/4″-Schraube der Schaftdurchmesser 19,05 mm und das Trägerloch 20 mm), so daß die auf Zug beanspruchte Plattenverbindung der oberen Flansche die erwünschte Nachgiebigkeit besitzt. Schließlich werden die Formänderungen der Schrauben und der Platte diese Bewegungsmöglichkeit der oberen Flansche derart vergrößern, daß man den Drehpunkt für die Verdrehung der Stabenden aus der Trägermitte nach den unteren Flanschen verlegen kann. Die Verbindung dieser unteren Trägerflansche kann dann gegen Druckeinwirkung fast starr ausgeführt werden. In der Tat haben die vom Deutschen Stahlbauverband durchgeführten Versuche gezeigt, daß sowohl bei Verschweißung der unteren Trägerflansche als auch bei Ausfüllung der Druckfuge durch fest eingepaßte Platten eine ausreichende Verdrehungsmöglichkeit der Trägerenden in ihrer senkrechten Ebene erzielt wird. Die Vorschrift für die Verbindung der Druckflansche lautet daher: „Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder durch Ausfüllung der Zwischenfuge mittels Schweißung nach neuzeitlichem Verfahren oder bei Stützen durch fest angeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden."

Zu der Vorschrift: „Die Träger sind bei Anschluß an andere Träger außer durch die übliche Stegverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten von dem 0,8fachen Nutzquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben von einer Anzahl und Dicke, die der zu übertragenden Zugkraft entsprechen, untereinander zu verbinden", ist folgendes zu bemerken:

Bei einer gleichmäßig verteilten Last ist gemäß Abb. 6*b* das größte Feldmoment $= +\frac{p\,l^2}{16}$ und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment ebenfalls $= -\frac{p\,l^2}{16}$.

Bei der Bestimmung des Trägerquerschnittes bleibt die Lochschwächung für den Anschluß der Zugplatten trotzdem unberücksichtigt, da im allgemeinen das negative Moment an der Stelle der ersten Flanschlöcher bedeutend geringer ist als das größte Stütz-

moment. Ganz anders ist es aber bei den Zugplatten: Zur Berechnung dieser Platten kommt nur das größte Stützmoment in Betracht; es müßte somit der Plattenquerschnitt nicht nach dem Nutzquerschnitt, sondern nach dem vollen Querschnitt des Trägerflansches bemessen werden, denn bei dem auftretenden Moment $\frac{p\,l^2}{16}$ ist der volle obere und untere Trägerflansch vollkommen ausgenützt. (Würde man mit einer Trägerschwächung rechnen, so wird die Beanspruchung im Träger etwa 25 % höher als die zulässige.) Außerdem kommt noch hinzu, daß nach den Bestimmungen die Platten nur das 0,8 fache des Flansch-Nutzquerschnittes zu haben brauchen. Wie hoch damit die Beanspruchung in der Platte wird, zeigt folgendes Beispiel eines Trägerstoßes I 36; der volle Trägerflansch F beträgt 27,9 cm², der Nutzquerschnitt F_n bei einem normalen Lochdurchmesser $d = 23$ mm $= 18{,}9$ cm².

Nach den Bestimmungen wird der erforderliche Nutzquerschnitt der Platte:

$$F l_n = 0{,}8\,F_n = 0{,}8 \cdot 18{,}9 = 15{,}1 \text{ cm}^2$$

und somit die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{F\,\sigma_{zul}}{F_n} = \frac{27{,}9 \cdot 1400}{15{,}1} = 2587 \text{ kg/cm}^2!$$

Wenn auch bei der teilweisen Einspannung eine gewisse Dehnbarkeit der Platte erwünscht ist, sollte die Elastizitätsgrenze doch nicht überschritten werden.

Dadurch, daß die Platte auf dem Trägerflansch liegt und die Lochschwächung um ein Geringes von der Auflagermitte entfernt liegt, verringert sich die Beanspruchung nur unwesentlich.

Um die Gefahr einer zu großen Überbeanspruchung der Zugplatte zu verhindern, müßte in den Vorschriften mindestens der Ausdruck „0,8 fachen" ausgetilgt werden, so daß wenigstens der Nutzquerschnitt der Platte nicht geringer als der Nutzquerschnitt des Trägerflansches gewählt werden darf. Damit wird für das obige Beispiel die Beanspruchung der Platte:

$$\sigma = \frac{27{,}9 \cdot 1400}{18{,}9} = 2067 \text{ kg/cm}^2,$$

was in diesem Falle zugelassen werden könnte.

Bei der Bestimmung der Querschnitte für einen Trägerstrang mit ungleichen Feldweiten ist zu beachten, daß die angegebenen größten Biegemomente $\frac{p\,l^2}{16}$ in den Mittelfeldern und $\frac{p\,l^2}{11}$ in den Endfeldern nicht nur im Felde, sondern auch über den Stützen an den Einspannstellen maßgebend sind. Es ist daher bei der Querschnittsermittlung für ein beliebiges Feld nicht nur das betreffende größte Feld- bzw. Stützmoment, sondern es sind auch die zunächstliegenden Stützmomente der benachbarten Felder zu betrachten: das absolut größte Moment ist für die Querschnittsermittlung des betreffenden Feldes maßgebend.

Eine Auslegung der Bestimmungen in der Weise, jedes Feld ohne Rücksicht auf verschiedene Feldweiten oder verschiedene Belastungen für sich allein zu untersuchen, birgt, wie nachstehendes Beispiel zeigt, eine große Gefahr.

In einem Fabriksaal sind die Stützenentfernungen infolge der Anordnung von Durchgängen gemäß Abb. 7 gegeben; damit sind die ungleichen Feldweiten des Trägerzuges festgelegt. Die gleichmäßig verteilte Belastung beträgt 5,5 t/m. Bei Betrachtung jedes Feldes für sich allein ergeben sich die Momente und Querschnitte wie folgt:

Träger 1:

$$M_1 = \frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{5{,}5 \cdot 6{,}8^2}{11} = 23{,}10 \text{ mt};$$

vorh. 1 I 42½ mit $W = 1740$ cm³;

$$\sigma = \frac{2310}{1740} = 1{,}33 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2 und 4:

$$M_2 = \frac{q\,l_2^2}{16} = \frac{5{,}5 \cdot 2{,}5^2}{16} = 2{,}15 \text{ mt};$$

vorh. 1 I 18 mit $W = 161$ cm³;

$$\sigma = \frac{215}{161} = 1{,}34 \text{ t/cm}^2.$$

Abb. 7.

Träger 3 und 5:

$$M_3 = \frac{q\,l_3^2}{16} = \frac{5{,}5 \cdot 6{,}8^2}{16} = 15{,}86 \text{ mt};$$

vorh. 1 I 38 mit $W = 1260$ cm³;

$$\sigma = \frac{1586}{1260} = 1{,}26 \text{ t/cm}^2.$$

Der Trägerzug ist in Abb. 7 dargestellt: Hier kann doch eine wirkungsvolle Einspannung der 6,8 m gespannten Träger I 42 1/2 bzw. I 38 an den jeweils dazwischenliegenden 2,5 m gespannten Trägern I 18 keinesfalls erzielt werden, so daß man berechtigt sein sollte, bei den 6,8 m gespannten Trägern das Feldmoment statt $\frac{q\,l^2}{8}$ nunmehr $\frac{q\,l^2}{16}$ zu setzen!

Der nutzbare Zugplattenquerschnitt wäre im vorliegenden Fall nach dem Flansch des I 18 mit 6,2 cm² zu bemessen. Eine Verstärkung der Ver-

bindung hätte keinen Zweck, da ja das anschließende I 18 ebenfalls nicht mehr zu übertragen imstande ist. Die Einspannung hält nach Vorstehendem ein Moment von 2,15 mt aus. Somit wird in Wirklichkeit bei den Trägern 3 und 5 das Feldmoment nicht 15,86 mt, sondern

$$M_3 = \frac{q\,l_3^2}{8} - M_2 = \frac{5{,}5 \cdot 6{,}8^2}{8} - 2{,}15 = 29{,}60 \text{ mt}$$

oder anstatt $\frac{q\,l^2}{16}$ nunmehr $\frac{q\,l^2}{8{,}6}$!

Bei einem ausgenutzten Querschnitt wird daher die Beanspruchung nicht 1,4 t/cm², sondern

$$1{,}4\,\frac{16}{8{,}6} = 2{,}61 \text{ t/cm}^2\,!$$

Auch bei gleichen Feldweiten und verschiedenen Belastungsarten wäre es falsch, den Querschnitt nur nach dem Feldmoment

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10}\left(M_b\,\frac{x}{l} + M_a\,\frac{l-x}{l}\right)$$

des betrachteten Trägers zu bestimmen, hierbei können sich ähnliche oder noch ungünstigere Verhältnisse ergeben als bei dem vorher gerechneten Beispiel.

Wenn man auch aus den Bestimmungen nicht „herauslesen" kann, daß es bei einem durchlaufenden Träger (auch bei teilweiser Einspannung) nicht nur Feld-, sondern auch Stützmomente gibt, so muß man doch schließlich bei einem Statiker diese Kenntnis voraussetzen; einfachen Bauschlossern ist ja ohnehin diese Ausführung verboten worden. Daß nun, bewußt oder unbewußt, die Bestimmungen so ausgelegt werden, die einzelnen Träger nur nach dem Feldmoment, ganz gleichgültig, wie die benachbarten Träger beschaffen sind, zu bemessen, ist im Ansehen des Stahlbaues sehr bedauerlich. Die wirtschaftliche Not unseres Vaterland es darf keinesfalls dazu verführen, das Leben von Menschen in Gefahr zu bringen.

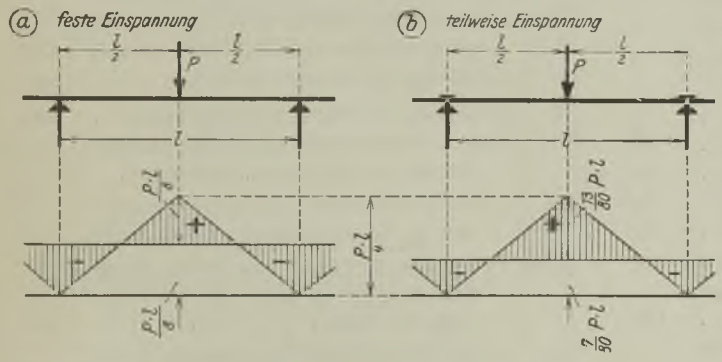


Abb. 8.

Es ist noch beachtenswert, daß bei dem teilweise eingespannten Träger der Trägerquerschnitt nicht immer geringer als bei dem Träger mit fester Einspannung ist. Nimmt man beispielsweise eine Einzellast in Feldmitte an, so wird (Abb. 8):

$$x = \frac{l}{2}, \quad M_0 = \frac{P\,l}{4}, \quad M_a = M_b = \frac{P\,l}{8}$$

und das größte Feldmoment:

$$M_x = \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{10}\left(\frac{P\,l}{8}\,\frac{1}{2} + \frac{P\,l}{8}\,\frac{1}{2}\right)$$

$$= \frac{P\,l}{4} - \frac{7}{80}\,P\,l = \frac{13}{80}\,P\,l$$

und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment:

$$M = \frac{P\,l}{4} - \frac{13}{80}\,P\,l = \frac{7}{80}\,P\,l.$$

Bei dem teilweise eingespannten Träger ist im vorstehenden Falle gegenüber dem fest eingespannten Träger keine Ersparnis, sondern eine Vergrößerung des absolut größten Moments um 30% erreicht.

Am 13. 9. 29 hat nunmehr der deutsche Normenausschuß einigen Zusatzanträgen des Stahlbau-Verbandes wie folgt zugestimmt (vgl. „Der Bauingenieur", Heft 4; 1930):

1. Zu D_1: An Stelle des 0,8fachen Nutzquerschnittes für die Zuglasche soll der volle Nutzquerschnitt genommen werden, da die Bedingung, daß keine unbedingte Kontinuität herrschen sollte, die man durch die Nachgiebigkeit der Zuglasche erreichen wollte, durch die neueren Untersuchungen hinfällig geworden ist. Eine Nietverbindung zeigt bei Belastung immer ein bestimmtes Nachgeben in den Nietstellen, gewährleistet dadurch also nie eine vollständige starre Verbindung. Die beantragte Laschenverstärkung wird genehmigt.

2. Zu D_2: Die Bestimmung unter D, 2, nach der die Kräfte im Druckflansch durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten zu übertragen sind, wird schärfer gefaßt, um dem oft auftretenden Mißstand, daß die Platten einfach eingelegt werden und bei Erschütterungen einfach herausfallen, abzuhelfen. Die Fassung lautet:

„Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte, der Zwischenfuge angepaßte und gegen Herausfallen gesicherte Druckplatten oder durch vollständige oder teilweise Ausfüllung der Zwischenfuge mittels Schweißung nach" . . .

3. Unter D, 4 soll als Absatz 1 aufgenommen werden:

„Bei ungleichen Feldweiten oder bei gleichen Feldweiten und großen Unterschieden der Belastungen benachbarter Felder sind die Träger nach dem größten erforderlichen Querschnitt in einer Gruppe von 3 benachbarten Feldern zu bemessen."

C. Belastungsfeststellung.

Bei den neuen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 sind die Belastungsangaben 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.

1. Auszug aus den Bestimmungen.

a) Eigengewichte

von Decken, Deckenfüllstoffen, Estrichen und Fußbodenbelagen, Putz.

Die Bestimmungen über die Decken-Eigengewichte lauten nach Abschnitt B:

Nr.	Gegenstand	Gewicht kg/m²
1	2	3
	a) Holzbalkendecken. Die Zahlen gelten für ein Holzgewicht von 650 kg/m³, entsprechend dem Durchschnittsgewicht lufttrockenen Kiefernholzes.	
1	Balken 24/26 cm stark, bei 1 m Entfernung (von Mitte zu Mitte)	41
	Bei einer Verminderung der Entfernung um je 5 cm mehr . . je	2,5
2	Balken (Halbholzbalken) 12/26 cm stark, bei 0,80 m Entfernung (von Mitte zu Mitte)	26
	Bei einer Verminderung der Entfernung um je 5 cm mehr . . . je	2
3	Lagerhölzer 10/10 cm stark, bei 1 m Entfernung (von Mitte zu Mitte) .	7
	Bei einer Verminderung der Entfernung um je 5 cm mehr . . . je	0,4
4	Kieferner Bretterfußboden bzw. Schalung:	
	2,0 cm stark.	13
	2,5 „ „	26
	3,0 „ „	20
	3,5 „ „	23
	6,0 „ „	40
5	Gestreckter Windelboden aus Schleetstangen 7 cm Durchmesser (25 kg), Lehm und Stroh dazu (160 kg) . .	185
6	Stülpdecke aus 3 cm starken Brettern mit 8 bis 11 cm starkem Lehmschlag mit Stroh.	168
7	Halber Windelboden bei 1 m Balkenentfernung:	
	Stakhölzer, 3 cm stark.	13
	Latten, 4/6 cm stark.	3
	Lehmschlag 11 cm stark, einschließl. Stroh.	134
8	Ganzer Windelboden, desgleichen:	
	Stakhölzer, 4 cm stark.	16
	Latten, 4,6 cm stark.	3
	Lehmschlag (ausschließl. Stakhölzer, 26 cm stark).	274
9	Rohrung und Putz	20
	b) Gewölbte Decken. (Preußische Kappen bis 2 m Spannweite, ohne Trägergewicht.)	
10	1/2 Stein stark aus Ziegeln einschließl. Hintermauerung	275
11	1 Stein stark wie vor	540
12	1/2 Stein stark aus Lochziegeln . . .	200
13	1/2 Stein stark aus Schwemmsteinen oder porigen Lochziegeln	155
14	Decke aus Rabitz in Gewölbeform, 5 cm stark (in der Grundfläche gemessen), bei Verwendung leichter Zuschlagstoffe.	100
	Für jedes cm Mehrstärke. . . .	20
	c) Ebene Stein- und Betondecken (ohne Trägergewicht). Für alle hier nicht besonders aufgeführte Deckenarten ist das Gewicht nachzuweisen.	
15 [1])	10 cm starke Betondecke einschließl. Eiseneinlagen	240
	Ebene Steindecken ohne Eisen (Bauart Kleine und ähnliche), und zwar:	
16 [2])	10 cm starke Decke ohne Eisen aus porigen Lochziegeln in Zementmörtel	125
17	12 cm starke Decke wie vor.	150
18	12 cm starke Decke aus Vollsteinen .	220
	Ebene Steindecken mit Eisen (Bauart Kleine und ähnliche), und zwar:	
19	12 cm starke Decke aus Schwemmsteinen in Zementmörtel einschl. Eisen	125
20 [3])	12 cm starke Decke aus vollen Hartbrandziegeln in Zementmörtel einschließl. Eisen	220
21	10 cm starke Decke aus porigen Lochziegeln in Zementmörtel einschließl. Eisen.	130

[1]) Zu 15: Für Verstärkungen an den Auflagern durch Kehlen oder Schrägen ist das Gewicht mit einem Eigengewicht von 2200 kg für das cbm in jedem Falle besonders zu ermitteln.

[2]) Zu 16: Bei Lochziegeln mit kopfseitig offenen Hohlräumen ist das Eigengewicht 10 vH. höher anzunehmen, wenn eine Gewichtsvermehrung durch einlaufenden Mörtel zu erwarten ist.

Bei gestelzten Decken ist das Gewicht der Kiesbetonstelzung in jedem Falle besonders zu ermitteln.

[3]) Zu 20: Vgl. Anmerkung zu Ziffer 16.

Nr.	Gegenstand	Gewicht kg/m²
1	2	3
22	Desgl. 12 cm stark	156
23	„ 15 „ „	195
24	„ 18 „ „	234
25	„ 20 „ „	260
	Stegzementdielen mit Eisen, und zwar:	
26 [1])	5 cm starke Stegzementdielen. . . .	90
27 [1])	8 „ „ „	120
28 [1])	10 „ „ „	155
	d) Deckenfüllstoffe.	
29	Je 1 cm Auffüllung mit Sand	16
30	„ 1 „ „ „ Lehm	16
31	„ 1 „ „ „ Koksasche . .	7
32	„ 1 „ „ „ Kesselschlacke	10
33	„ 1 „ „ „ Kesselschlakkenbeton mit Sandzusatz, und zwar im Mischungsverhältnis: 1:4:4 (1 Teil Zement, 4 Teile Kesselschlacke, 4 Teile Sand).	19
34	Desgl. 1:5:3	17,25
35	„ 1:6:2	15,50
36	„ 1:7:1	13,75
37	„ 1:8	12
	e) Estriche und Fußbodenbeläge aus:	
38	je 1 cm Zement oder Zementfliesen .	22
39	„ 1 „ Gips	21
40	„ 1 „ Terrazzo	20
41	„ 1 „ Gußasphalt	14
42	„ 1 „ Tonfliesen	20
43	„ 1 „ Korkplatten (als Unterlage) .	3
44	„ 1 „ Steinholzfußboden (Torgament)	18
45	„ 1 „ Xylolith	18
46	„ 1 mm Linoleum	1,30
	f) Putz und Drahtputz.	
47	Rohrdeckenputz einschließl. Rohr . .	20
48	Je 1 cm Putz in Kalkmörtel	17
49	„ 1 „ „ „ Kalkzementmörtel . .	19
50	„ 1 „ „ „ Zementmörtel	21
51	„ 1 „ „ „ Traßmörtel	20
52	„ 1 „ „ „ Gipsmörtel	10
53	„ 1 „ Rabitz- oder Drahtputz . . .	15
54	„ 1 „ Monier- oder Zementdrahtputz	24

[1]) Zu 26, 27 und 28: Nur für Dächer und unbelastete Decken zulässig.

b) Nutzlasten.

Für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, für stark belastete Lagerräume u. dgl. ist die Nutzlast in jedem Einzelfalle zu ermitteln.

Für das Gewicht von geputzten Holzwänden, Gipsdielen- und Drahtputzwänden und ähnlichen Wandanordnungen kann statt eines genauen Nachweises der Wandgewichte ein Zuschlag zur gleichförmig verteilten Deckennutzlast eingeführt werden. Dieser Zuschlag muß bei Wänden bis 6,5 cm Stärke mindestens 75 kg/m², bei Wänden bis 13 cm Stärke mindestens 150 kg/m² betragen. Neben Nutzlasten, die nach Ziffer 4 zu 500 kg/m² anzunehmen sind, erübrigt sich ein solcher Zuschlag.

Nr.	Art der Nutzlast	kg/m²
1	2	3
1 [1])	Für Dachbodenräume in Wohngebäuden	125
2 [1])	Für Wohngebäude, für Kontorhäuser und Dienstgebäude sowie für Läden mit weniger als 50 m² Grundfläche.	200
3 [1])	Für Holztreppen in Klein- und Mittelhäusern einschließl. der Podeste und Zugänge, für Klassenzimmer in Schulen und für Hörsäle	350
4	Für Geschäftshäuser, Warenhäuser, Läden von mehr als 50 m² Grundfläche, Theater, Lichtspielhäuser, Versammlungsräume, Turnhallen, Tanzsäle, größere Gastwirtschaften, in Werkstätten und Fabriken für leichteren Betrieb, in Schlächtereien, Bäckereien, in Büchereien, Archiven und Aktenräumen (soweit nicht die Nutzlast auf Grund der Angaben unter A besonders nachgewiesen wird), in Kraftwagenschuppen, Großviehställen, für Flure, die zu Unterrichts- und Versammlungsräumen führen, für Balkone, für Treppen, Treppenpodeste und Treppenzugänge jeglicher Art, mit Ausnahme der unter Ziffer 3 bezeichneten, für Decken unter nicht befahrbaren Höfen.	500
5	Bei Berechnung der Abmessungen für Bauteile, die die Lasten mehrerer Geschosse aufzunehmen haben	

[1]) Zu 1 bis 3: Die Gewichtsangaben zu 1 bis 3 gelten, soweit die Belastung ausschließlich aus Menschen, Möbeln, Geräten, unbeträchlichen Warenmengen u. dgl. besteht, ohne die in einzelnen Räumen etwa vorkommenden besonderen Belastungen durch Akten, Bücher, Warenvorräte, Maschinen, Zwischenwände usw. Für Klein- und Mittelhäuser gelten besondere baupolizeiliche Erleichterungen.

Nr.	Art der Nutzlast	kg/m²
1	2	3
	(Stützen, Unterzüge, Wandpfeiler, Grundmauern u. dgl.), ist eine Ermäßigung der in Ansatz zu bringenden Nutzlasten in dem nachstehend angegebenen Umfange zulässig.	
	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 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.	
6	Für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen, wenn nicht größere Einzellasten (Raddruck) zu berücksichtigen sind	800
7	Für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb sowie für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen ist, wenn stoßweise wirkende Erschütterungen, z. B. durch Maschinen oder schwere Kraftwagen, zu erwarten sind, auf Verlangen der Baupolizei die Belastungsziffer um 50 bis 100 vH. zu erhöhen.	
8	Für wagerechte oder bis 1/20 geneigte Dächer ist mit einer Nutzlast von 250 kg/m² einschließl. Wind- und Schneedruck zu rechnen, wenn zeitweiliger Aufenthalt von Menschen, z. B. zu Spiel-, Beobachtungs- und Erholungszwecken nicht ausgeschlossen ist.	
9[1])	Für alle Dächer ist in der Mitte der einzelnen Pfetten, Sparren oder Sprosseneisen, sofern die auf sie wirkende Wind- und Schneelast weniger als 200 kg beträgt, unter Außerachtlassung dieses Schnee- und Winddruckes eine Nutzlast von 100 kg anzunehmen für Personen, die das Dach bei Reinigungs- oder Wiederherstellungsarbeiten betreten. Ein Gleiches gilt für die Dachhaut, soweit ein Betreten dieser überhaupt in Frage kommen kann.	
10	Für Abschlußgeländer von Treppen und Balkonen eine in Holmhöhe nach außen wirkende Seitenkraft von 40 kg/m. In Theatern, Lichtspielhäusern und Versammlungsräumen statt dessen eine Seitenkraft von 100 kg/m.	

[1]) Zu 9: Für Gewächshäuser, die der Aufzucht dienen und nicht zum Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, ist die Einführung der Schneelast und der Einzellast von 100 kg nicht erforderlich.

Für Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Büchereien, Archiven usw. ist einschließlich der Hohlräume als Durchschnittsgewicht 500 kg/m³ anzunehmen.

2. Ergänzende Bestimmungen.

a) Erlaß vom 26. März 1917, betr. Förderung von Kleinhaussiedlungen und Kleinhausbauten.

(Auszug.)

Als Nutzlast gilt 150 kg/m²; als Eigenlast genügt die Annahme von 200 kg/m² bei ausgestakten, geputzten und gedielten Balkendecken.

b) Erlaß vom 10. Februar 1919, betr. baupolizeiliche Erleichterungen für Mittelhäuser (3 geschossige Wohnhäuser).

(Auszug.)

Zur Berechnung der Deckenlasten genügt die Annahme von 200 kg als Eigenlast und von 150 kg als Nutzlast für 1 m² Deckenfläche bis zu einer lichten Zimmertiefe von 5 m.

Massive Decken aus Beton, flach gelegten Mauersteinen, gewölbten Kappen oder sonstige polizeilich zugelassene Bauarten dürfen in den durch statische Berechnung nachgeprüften Spannweiten für alle Geschosse einschließlich des Kellergeschosses zugelassen werden.

c) Erlaß vom 28. Juni 1924, betr. baupolizeiliche Erleichterungen für Klein- und Mittelhäuser.

Der teilweise Einsturz eines unmittelbar an einer Hauptverkehrsstraße gelegenen Gebäudes, das in leichter Bauart errichtet war, hat gezeigt, daß derartige Gebäude den fortgesetzten heftigen Erschütterungen, die der Verkehr schwerer Lastkraftwagen mit sich bringt, auf die Dauer nicht zu widerstehen vermögen. Ich sehe mich deshalb veranlaßt, die Baupolizeibehörden darauf hinzuweisen, daß bei Gewährung baupolizeilicher Erleichterungen, wie sie in § 6 der Sonderbauverordnung für Kleinhäuser und in Abschnitt B der baupolizeilichen Erleichterungen für Mittelhäuser (Erlasse des Ministers der öffentlichen

Arbeiten vom 24. Februar 1918 — III B 8. 22C — und des Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 10. Februar 1919 — St. 6. 163, s. Nr. 3, S. 85 —) zugestanden sind, besondere Vorsicht dann am Platze ist, wenn die Gebäude an Hauptverkehrsstraßen errichtet werden sollen, die fortgesetzten Erschütterungen durch Lastkraftwagen ausgesetzt sind. Es ist darauf zu halten, daß Erleichterungen für Klein- oder Mittelhäuser — auch an anderen Straßen — tunlichst nur dann zugelassen werden, wenn sie vom Straßenpflaster durch einen unbefestigten Streifen von angemessener Breite getrennt sind.

d) Belastung von Wänden durch Decken (vgl. Bauwelt 1927, Heft 48).

Über die Belastung von 13 cm und 25 cm starken Wänden durch Decken hat die Berliner städtische Baupolizei, da sich allgemeine Regeln wegen der Vielseitigkeit der vorkommenden Fälle nicht geben lassen, folgende Richtlinien aufgestellt:

13 cm dicke Wände dürfen durch feuerbeständige und feuerhemmende Decken nur in einem einzigen Geschoß belastet werden. Hierbei darf die Wand durch Öffnungen nicht zu sehr geschwächt sein, ferner muß über der Wand ein Verteilungsträger angeordnet werden. Einseitige Belastung ist verboten.

Die 25 cm dicken Wände dürfen durch diese Decken belastet werden

α) als Treppenhauswände in höchstens 4 Geschossen, wenn die Kappen nicht weiter als 3 m gespannt sind, und die Decken gleichzeitig mit dem aufgehenden Mauerwerk ausgeführt werden. Bei Hohlsteindecken ist der in der Wand einbindende Stein überall aus einem Vollstein zu bilden,

β) als Mittelwände, wenn sie nur in einem Geschoß belastet werden.

e) Erlaß vom 24. März 1924, betr. Auslegung der Hochbaubelastungsbestimmungen. (Flache Dächer.)

Bei der Anwendung der Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen (vgl. Erlaß vom 24. Dezember 1919 — St. 6. 588 —) sind Zweifel über die Auslegung der Bestimmungen unter C, a, 8, Nutzlasten für wagerechte oder schwach geneigte Dächer, entstanden.

Mit einer Nutzlast von 250 kg/m² einschließlich Wind- und Schneedruck sind wagerechte oder schwach geneigte Dächer nur dann zu berechnen, wenn diese Dachflächen nach dem Willen des Bauherrn zu den dort genannten Zwecken benutzt werden sollen. Es kommen dabei Menschenmengen in Frage, wie sie etwa den Belastungen in Kontor- und Dienstgebäuden von 200 kg/m² entsprechen. Das Betreten der Dächer durch einzelne Personen wird, soweit ein Betreten der Dachhaut überhaupt in Frage kommt, gemäß Ziffer 9 durch Einsetzen einer Nutzlast von 100 kg in der Mitte der Pfetten usw. genügend berücksichtigt.

Liegt es nicht in der Absicht des Bauherrn, die Dachflächen in dem angeführten Umfange zu benutzen, so kann er nicht gezwungen werden, sie schwerer auszuführen, als es die Rücksichtnahme auf Eigengewicht, Schnee- und Winddruck in Beachtung der Vorschrift in C, a, 9 erfordert. Er bleibt aber dann zur Innehaltung dieser eingeschränkten Benutzungsart verpflichtet und im Übertretungsfalle für die Folgen verantwortlich. Es empfiehlt sich in einem solchen Falle, im Bauschein die Benutzung der Dachflächen darüber hinaus ausdrücklich zu verbieten.

3. Feststellung der Trägerbelastung.

Die Gesamtbelastung einer Decke setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Decke und der Nutzlast: Das Eigengewicht der Decke besteht aus dem Gewicht der Deckenplatte, der etwaigen Auffüllung, dem Fußbodenbelag, dem Deckenputz und dem Eigengewicht der Deckenträger. Bei gestelzten Decken kommt noch das Gewicht der Stelzung hinzu. Das Eigengewicht der Deckenträger-Unterzüge ist erst von Fall zu Fall bei der Berechnung der Unterzüge zu berücksichtigen; keinesfalls darf das Eigengewicht der Unterzüge in der Gesamtbelastung enthalten sein, denn dadurch wird die Belastung der Deckenträger unnütz erhöht.

Beispiel zur Ermittlung von Trägerbelastungen.

Für die in Abb. 9 dargestellte Decke ist die Belastung der einzelnen Deckenträger und des Unterzuges festzustellen. Die Einteilung der Trägerlage geht aus der Abbildung hervor.

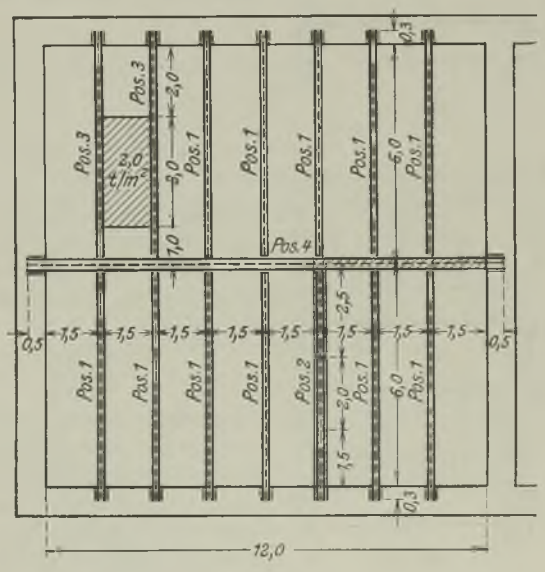


Abb. 9.

Die Nutzlast beträgt mit Ausnahme der schraffierten Fläche 0,8 t/m²; im Bereich der schraffierten Fläche ist infolge einer Maschinenaufstellung die Nutzlast mit 2,0 t/m² anzunehmen.

Das Eigengewicht der Decke beträgt (vgl. Abb. 10):

2 cm Zementestrich	44	kg/m²
5 cm Bimsbeton	80	„
12 cm Auffüllung (Koksasche)	84	„
15 cm Kleinesche Steine einschließlich Stahleinlage	195	„
Putz der Decke.	20	„
Eigengewicht der Deckenträger einschließlich der Umstampfung . . .	77	„
Gesamt-Eigengewicht	500	kg/m²
	= 0,5	t/m².

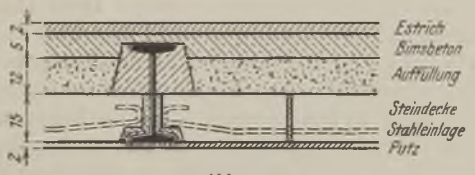


Abb. 10.

Außerdem haben die Träger Pos. 2 und 4 eine 4,0 m hohe, 1 Stein starke Wand aus Vollziegeln aufzunehmen, die über dem Träger Pos. 2 durch eine 2,0 · 2,2 m große Öffnung unterbrochen ist; das Gewicht der Wand beträgt 0,5 t/m².

Deckenträger Pos. 1 (Abb. 11).

Dieser Träger ruht an der einen Seite auf Mauerwerk und an der andern Seite auf einem Stahlunterzug. Die Stützweite l beträgt 6,15 m; die Belastungsbreite $b = 1{,}5$ m. Die Länge der gleichmäßig verteilten Streckenlast beträgt 6,0 m.

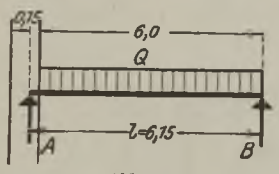


Abb. 11.

$$Q = 6{,}0 \cdot 1{,}5\,(0{,}5 + 0{,}8) = 11{,}7\ \text{t}.$$

Deckenträger Pos. 2 (Abb. 12).

Dieser Träger erhält infolge Eigengewicht und Deckennutzlast dieselbe Belastung wie der Träger Pos. 1:

$$Q_1 = 11{,}7\ \text{t}.$$

Außerdem hat der Träger die durch eine Öffnung unterbrochene Zwischenwand aufzunehmen; die hierdurch entstehenden Lasten können auf die Längen von 1,5 m bzw. 2,5 m gleichmäßig verteilt angenommen werden.

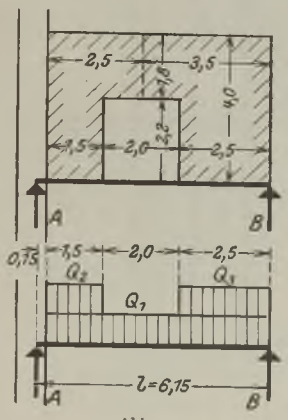


Abb. 12.

$$Q_2 = (2{,}5 \cdot 4{,}0 - 1{,}0 \cdot 2{,}2)\ 0{,}5 = 3{,}9\ \text{t};$$

$$Q_3 = (3{,}5 \cdot 4{,}0 - 1{,}0 \cdot 2{,}2)\ 0{,}5 = 5{,}9\ \text{t}.$$

Deckenträger Pos. 3 (Abb. 13).

Für diesen Träger bestimmt man die Belastung am besten so, daß man zunächst durchweg mit einer Nutzlast von 0,8 t/m² rechnet. Danach ermittelt man die infolge der Maschine auftretende Streckenlast aus dem Unterschied der beiden verschiedenen Nutzlasten.

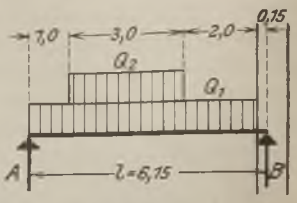


Abb. 13.

Q_1 = (gleichmäßig auf 6,0 m verteilte Streckenlast)

$$= 6{,}0 \cdot 1{,}5\,(0{,}5 + 0{,}8) = 11{,}7\ \text{t};$$

Q_2 = (gleichmäßig auf 3,0 m verteilte Streckenlast)

$$= 3{,}0\,\frac{1{,}5}{2}\,(2{,}0 - 0{,}8) = 2{,}7\ \text{t}.$$

Deckenunterzug Pos. 4 (Abb. 14).

Da das Eigengewicht des Unterzuges im Deckeneigengewicht nicht enthalten ist, so muß es hier besonders berücksichtigt werden; es beträgt 4,0 t und wirkt gleichmäßig über den ganzen Träger verteilt. Außerdem erhält der Unterzug eine Streckenlast infolge der auf dem Unterzug ruhenden Zwischenwand, sowie die Auflagerdrücke der Deckenträger als Einzellasten.

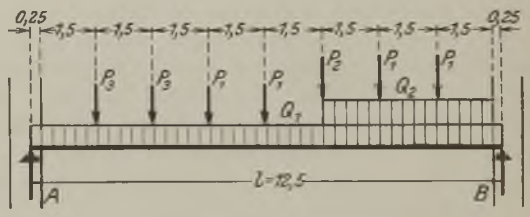


Abb. 14.

Q_1 = (Eigengewicht des Trägers) = 4,0 t;

Q_2 = 4,5 · 4,0 · 0,5 = 9,0 t;

P_1 = 2 · Auflagerdruck B des Trägers Pos. 1;

P_2 = Auflagerdruck B „ „ Pos. 1;
+ Auflagerdruck B „ „ Pos. 2;

P_3 = Auflagerdruck B „ „ Pos. 1;
+ Auflagerdruck A „ „ Pos. 3.

Ib. Berechnung der Vollwandträger.

A. Berechnung der einfachen Träger auf zwei Stützen.

1. Rechnerische Bestimmung der Auflagerkräfte, Querkräfte und Momente.

a) Auflagerkräfte.

Nach Feststellung der Trägerbelastung werden zunächst die Auflagerkräfte am besten rechnerisch mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen ermittelt:

1. die Summe aller senkrechten Kräfte muß gleich Null sein: $\Sigma V = 0;$
2. die Summe aller wagerechten Kräfte muß gleich Null sein: $\Sigma H = 0;$
3. die Summe der statischen Momente aller Kräfte in bezug auf einen beliebigen Punkt muß gleich Null sein: $\Sigma M = 0.$

(Vgl. hierzu die Berechnung der Binderauflagerkräfte im Band I, zweiter Abschnitt.)

Die 2. Gleichgewichtsbedingung ($\Sigma H = 0$) kommt bei Trägerberechnungen sehr selten zur Anwendung, da hier meistens nur lotrechte Kräfte vorkommen.

Gleichmäßig verteilte Lasten, Dreiecks-, Trapezlasten usw. können für die Berechnung der Auflagerkräfte als Einzellasten angenommen werden, die in den Schwerpunkten der betreffenden Streckenlasten angreifen.

So erhält man z. B. für den Träger nach Abb. 15 die Auflagerkraft A bzw. B aus der 3. Gleichung, in-

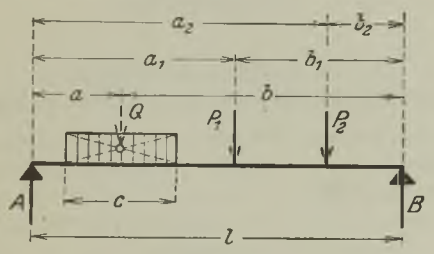


Abb. 15.

dem der Bezugspunkt in den Auflagerpunkt B bzw. A gelegt wird:

Berechnung von A (Bezugspunkt B)

$$\Sigma M = +Al - Qb - P_1 b_1 - P_2 b_2 + B \cdot 0 = 0;$$

daraus folgt:

$$A = \frac{+Qb + P_1 b_1 + P_2 b_2}{l}.$$

Berechnung von B (Bezugspunkt A)

$$\Sigma M = -Bl + Qa + P_1 a_1 + P_2 a_2 + A \cdot 0 = 0;$$

daraus folgt:

$$B = \frac{+Qa + P_1 a_1 + P_2 a_2}{l}.$$

Vorzeichenregel: Rechts um den Bezugspunkt drehende Kräfte erhalten das positive und links herum drehende das negative Vorzeichen.

Die 1. Gleichgewichtsbedingung wird zweckmäßig zur Prüfung benutzt:

$$\Sigma V = +A - Q - P_1 - P_2 + B = 0.$$

Man kann auch so vorgehen, daß eine Auflagerkraft aus der 3. Gleichung und die andere unmittelbar aus der 1. Gleichung berechnet wird:

$$A = Q + P_1 + P_2 - B;$$
$$B = -A + Q + P_1 + P_2.$$

b) Querkräfte.

Nach den Gleichgewichtsbedingungen muß die an einem beliebigen Querschnitt wirkende Querkraft Q so groß sein, daß sie der Mittelkraft aller am abgeschnitten gedachten Trägerteil lotrecht zur Stabachse wirkenden Kräfte (Auflagerkräfte und Lasten) das Gleichgewicht hält.

Denkt man sich z. B. den Träger nach Abb. 16*a* bei „*m*" durchgeschnitten und betrachtet den linken Trägerteil, so ist die Mittelkraft der an diesem Teil angreifenden Kräfte und somit die Querkraft

$$Q_m = +A - Q - P_1.$$

Dasselbe Ergebnis ergibt sich natürlich auch bei Betrachtung des rechten Trägerteiles:

$$Q_m = -B + P_2.$$

Vorzeichenregel: Die Querkraft wird positiv bezeichnet, wenn sie am linken Trägerteil nach oben und am rechten nach unten gerichtet ist; negativ dagegen, wenn sie am linken Trägerteil nach unten und am rechten nach oben gerichtet ist.

Werden von einer Grundlinie aus die an jeder Stelle des Trägers entstehenden Querkräfte Q als Höhen aufgetragen, dann ergibt sich die Querkraftlinie gemäß Abb. 16*b*. Bei Belastung mit Einzellasten ist die

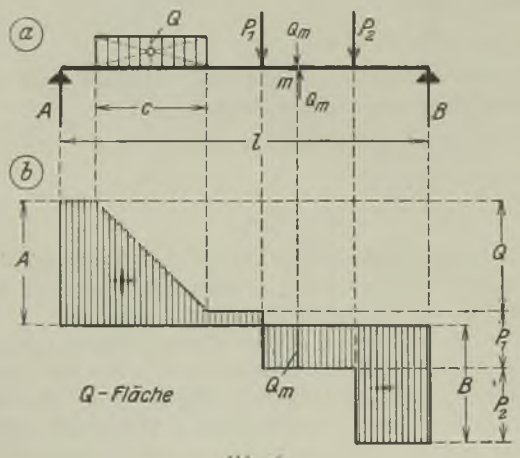


Abb. 16.

Querkraft zwischen zwei benachbarten Einzellasten unveränderlich und die Querkraftlinie entsprechend gleichlaufend zur Grundlinie. Für eine gleichmäßig verteilte Last ist die Querkraftlinie eine gerade Linie, die geneigt zur Grundlinie verläuft. Streckenlasten kann man sich durch eine Anzahl von aufeinanderfolgenden Einzellasten ersetzt denken; beträgt z. B. eine gleichmäßig verteilte Last $p =$ 12 kg/cm, so können dafür auf der betreffenden Strecke Einzellasten von 12 kg in Abständen von je 1,0 cm angenommen werden.

c) Momente.

Das Biegemoment M_m eines beliebigen Querschnittes „m" ergibt sich als Summe der statischen Momente aller links oder rechts von dem Querschnitt „m" wirkenden Kräfte in Bezug auf den Schwerpunkt des Schnittes. Mit anderen Worten: Denkt man sich den Träger bei „m" durchgeschnitten, so muß die 3. Gleichgewichtsbedingung ($\Sigma M = 0$) für den linken und ebenso für den rechten Trägerteil erfüllt sein.

So wird z. B. für den linken Teil des Trägers nach Abb. 17 das Biegemoment M_m im Punkte „m" wie

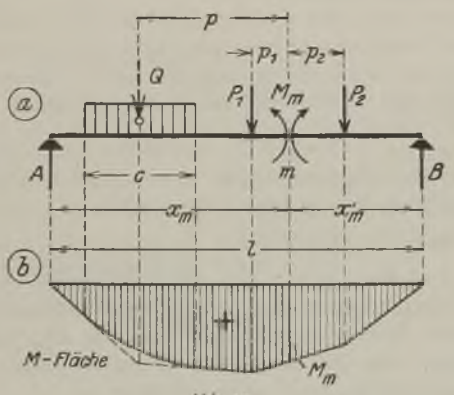


Abb. 17.

folgt berechnet:

$$\Sigma M_l = +A\,x_m - Q\,p - P_1 p_1 - M_m = 0;$$

daraus folgt:

$$M_m = +A\,x_m - Q\,p - P_1 p_1.$$

Dasselbe Ergebnis ergibt sich natürlich auch bei Betrachtung des rechten Trägerteiles:

$$\Sigma M_r = +B\,x'_m - P_2 p_2 - M_m = 0;$$

daraus folgt:

$$M_m = +B\,x'_m - P_2 p_2.$$

Es ist also gleichgültig, für welchen Trägerteil das Moment errechnet wird; praktisch nimmt man die Seite, an der die wenigsten Kräfte angreifen.

Vorzeichenregel: Positiv wird das Moment, wenn es in der obersten Faser Druck und in der untersten Faser Zug erzeugt (Abb. 18). Es erhalten also die statischen Momente, die am linken Trägerteil rechts herum und am rechten links herum drehen, das positive Vorzeichen; dagegen erhalten die Momente, die am linken Trägerteil links herum und am rechten rechts herum drehen, das negative Vorzeichen.

Das größte Biegemoment, das „Maximalmoment", entsteht an der Stelle, an der die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird

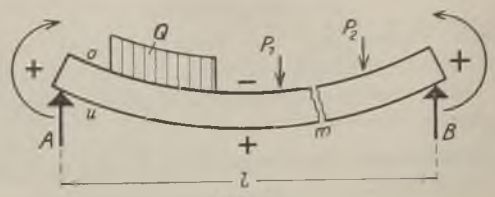


Abb. 18.

diese Stelle wird „der gefährliche Querschnitt" genannt

Werden von einer Grundlinie aus die an jeder Stelle des Trägers entstehenden Biegemomente M als Höhen aufgetragen, dann entsteht die Momentenlinie und durch sie begrenzt die Momentenfläche (Abb. 17b).

Bei der Berechnung der Momente sind die Abmessungen und Kräfte einheitlich zu benennen. Werden z. B. die Abmessungen in cm und die Kräfte in kg eingesetzt (gleichmäßig verteilte Lasten p in kg für 1 cm Länge), dann erhält man die Momente in cmkg. Werden die Abmessungen in cm und die Kräfte in t in die Rechnung eingeführt (gleichmäßig verteilte Lasten p in t für 1 cm Länge), dann ergeben sich die Momente in cmt. Damit jedoch nicht so große Zahlen erscheinen, werden am besten alle Abmessungen in m und alle Kräfte in t eingesetzt (gleichmäßig verteilte Lasten p in t für 1 m Länge); die Momente ergeben sich damit in mt.

2. Zeichnerische Bestimmung der Auflagerkräfte, Querkräfte und Momente.

Das zeichnerische Verfahren soll hier nur kurz behandelt werden, da praktisch die Trägerberechnung am zweckmäßigsten auf rechnerischem Wege erfolgt.

Als Beispiel wird nachstehend der Träger nach Abb. 19a zeichnerisch bestimmt.

a) Auflagerkräfte.

Die Auflagerkräfte werden zeichnerisch mittels Kraft- und Seileck gefunden:

Die Lasten Q, P_1 und P_2 werden gemäß Abb. 19b zu einer Kraftlinie aneinandergereiht. (Die gleichmäßig verteilte Streckenlast Q wird für die Bestimmung der Auflagerkräfte als Einzellast angesehen, die im Schwerpunkt der Streckenlast angreift.) Dann zieht man von einem beliebigen Pole O nach dem Anfangs- und Endpunkt jeder einzelnen Kraft die Polstrahlen *1*, *2*, *3* und *4* (Abb. 19b) und gleichlaufend hierzu passend zwischen den einzelnen Kräften in Abb. 19d die Seilstrahlen *1*, *2*, *3* und *4*. Die Verbindungslinie des Schnittpunktes m_a des ersten

Strahles (1) und der Auflagerkraft A mit dem Schnittpunkt m_b des letzten Strahles (4) und dem Auflagerdruck B ergibt die sogenannte Schlußlinie s (Abb. 19d). Nun wird in Abb. 19b durch den Polpunkt gleichlaufend zur Schlußlinie s der Anfangs- und Endpolstrahl s eingezeichnet; der Schnittpunkt k mit der Kraftlinie legt dann die Größe der Auflagerkräfte A und B eindeutig fest.

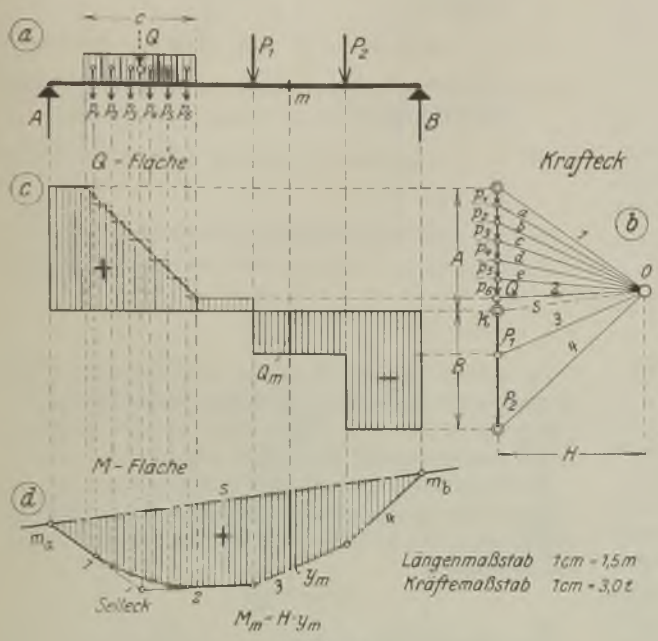


Abb. 19.

b) Querkräfte.

Die Querkraftlinie wird zeichnerisch durch Auftragung der Kräfte von einer Geraden aus gemäß Abb. 19c gefunden. Man fängt am besten mit dem Auftragen der Auflagerkraft A an und fügt dann fortschreitend vom linken bis zum rechten Ende jede weiter hinzutretende Kraft an; am rechten Ende muß dann die Auflagerkraft B die Querkraftfläche schließen. Die richtige Beschließung ist zugleich eine Prüfung für die Richtigkeit der Zeichnung.

Wie aus der Abb. 19 ersichtlich ist, findet man die Querkraftlinie auch unmittelbar durch das Hinunterloten der Belastungsabmessungen aus Abb. 19a und durch das wagerechte Hinüberloten der Kräfte aus dem Krafteck Abb. 19b. Die Schnittpunkte der betreffenden Lote ergeben die Eckpunkte der Querkraftfläche. Das ganze Verfahren geht auch ohne weiteres aus der Abbildung selbst hervor.

Durch die Querkraftlinie ist die Querkraft an jeder Stelle des Trägers festgelegt; so ist z. B. die Querkraft für den Querschnitt „m" gleich der Höhe Q_m.

In Abb. 20 ist die Q-Fläche noch für eine andere Belastung gezeichnet. Hier sind die Streckenlasten p_1 bzw. p_2 für die Längeneinheit bestimmt. Die gesamten Streckenlasten Q_1 und Q_2 sind:

$$Q_1 = p_1 l;$$
$$Q_2 = p_2 c.$$

c) Momente.

Zur zeichnerischen Bestimmung der Momente benutzt man das für die Ermittlung der Auflagerkräfte gezeichnete Seileck (Abb. 19d).

Damit die Momentenlinie unter der Streckenlast Q genauer erscheint, ist die verteilte Last in mehrere Einzellasten (p_1, p_2 . . .) zerlegt; es sind dadurch noch die Pol- und Seilstrahlen a bis e hinzugekommen. Die durch die Seilstrahlen *1, a, b, c, d, e, 2, 3, 4* und den Schlußstrahl s eingeschlossene Fläche nennt man die Culmannsche Momentenfläche.

Wird die Streckenlast Q in unendlich viele und unendlich nahe Einzellasten eingeteilt, dann geht das Seileck unter der verteilten Last Q in eine krumme Linie, die Seillinie, über, die die Seileckstrahlen *1, a, b, c, d, e* und *2* berührt; die Berührungspunkte liegen jedesmal lotrecht unter den Trennungsstellen der verteilten Lasten p_1, p_2, p_3 . . . Die Abb. 21 zeigt den in Betracht kommenden Trägerteil der Abb. 19 in einer größeren Darstellung. Die vorgenommene Einteilung der verteilten Last Q genügt vollkommen, die Seillinie freihändig oder mit einem Kurvenholz einzuzeichnen. Gemäß Abb. 33 kann man auch die Seillinie als Parabel mit lotrechter Achse auftragen; die Einteilung der verteilten Last, sowie das Einzeichnen der betreffenden Pol- und Seilstrahlen erübrigt sich dann.

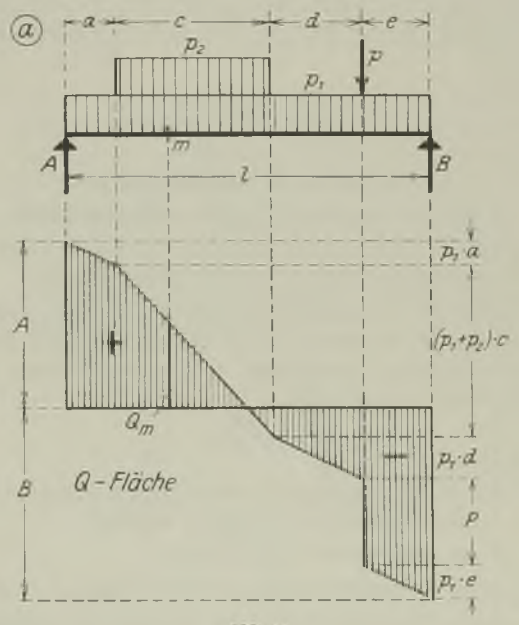


Abb. 20.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Man erhält nun das zu einem beliebigen Querschnitt gehörige Biegemoment, indem die unter diesem Schnitt liegende Höhe y der Culmannschen Momentenfläche (Abb. 19*d*) ermittelt und das Produkt aus Höhe y und der Polweite H des Krafteckes (Abb. 19*b*) gebildet wird. So ist z. B. für den Querschnitt „*m*" das Biegemoment

$$M_m = H\, y_m.$$

H ist ein im Kräftemaßstab gemessener unveränderlicher Wert; der Wert y eine im Längenmaßstab gemessene Höhe der Culmannschen Momentenfläche.

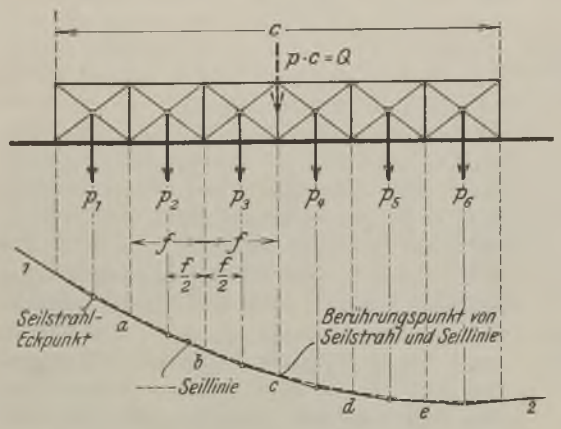


Abb. 21.

Im Beispiel (Abb. 19) ist der Kräftemaßstab 1 cm = 3 t und der Längenmaßstab 1 cm = 1,5 m. Die Polweite H beträgt nach Abb. 19*b* 2,0 cm und die Höhe y_m = 1,05 cm. Mit diesen Werten wird dann

$$M_m = (H \cdot 3)\,(y \cdot 1{,}5)$$
$$= (2{,}0 \cdot 3)\,(1{,}05 \cdot 1{,}5) = 9{,}45 \text{ mt.}$$

3. Bestimmung der Querschnitte.

a) Untersuchung der Träger auf Biegefestigkeit.

α) Die Kraftebene geht durch die lotrechte Symmetrieachse des Querschnittes.

Unter der Voraussetzung, daß alle äußeren Kräfte winkelrecht zur Schwerachse des stabförmigen Körpers angreifen, lautet die Grundgleichung für die Biegefestigkeit:

$$\sigma = \frac{M}{J}\, y;$$

hierin bedeutet

J das Trägheitsmoment des Querschnittes auf die Schwerachse bzw. Nullinie bezogen;

M das auftretende Biegemoment;

σ die Normalspannung in einer Faser;

y die Entfernung der Faser von der Schwerachse.

In der Schwerachse sind nach obiger Grundgleichung die Biegespannungen gleich Null, daher auch die Bezeichnung: Nullinie.

Bezeichnet weiter

e_o bzw. e_u die Entfernung der äußersten oberen bzw. unteren Faser (Randfaser) von der Schwerachse;

e allgemein die größere dieser beiden Entfernungen;

$W_o = \frac{J}{e_o}$ bzw. $W_u = \frac{J}{e_u}$ das Widerstandsmoment des Querschnittes bezogen auf die oberste bzw. unterste Faser;

$W = \frac{J}{e}$ allgemein den kleineren der beiden Werte W_o und W_u;

σ_{zul} die zulässige Biegebeanspruchung;

dann ist das erforderliche Widerstandsmoment:

$$W = \frac{M}{\sigma_{zul}}.$$

Ist das erforderliche Widerstandsmoment ermittelt, so wird aus den Querschnittstafeln ein entsprechender Träger gewählt, der mindestens das erforderliche Widerstandsmoment aufzuweisen hat.

Nachdem das erforderliche Widerstandsmoment berechnet und ein passender Querschnitt gewählt ist, erhält man die größte vorhandene Biegebeanspruchung:

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W}.$$

Die Spannungen stehen im Verhältnis zu ihren Abständen von der Nullinie, sie verteilen sich somit geradlinig über die Querschnittshöhe (Abb. 22):

$$\sigma_1 = \frac{M}{J}\, y_1.$$

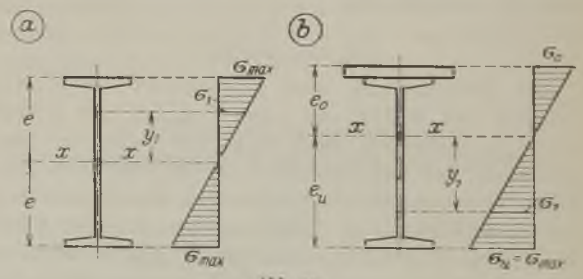


Abb. 22.

Für ungleiche Querschnitte (Abb. 22*b*) werden die Beanspruchungen in den Randfasern o und u verschieden:

$$\sigma_{o_{max}} = \frac{M}{W_o} \quad \text{und} \quad \sigma_{u_{min}} = \frac{M}{W_u},$$

es ergibt sich also eine größte Biegebeanspruchung für Druck und eine solche für Zug.

Nachstehend soll noch die Biegegleichung näher erklärt werden:

Nach dem Gesetz des Gleichgewichtes muß dem durch die äußeren Kräfte erzeugten Biegemoment ein inneres Widerstandsmoment das Gleichgewicht halten; das innere Widerstandsmoment eines Körpers ist nun das Produkt aus Flächenmoment × Spannung. Nimmt man z. B. als Querschnitt einen Recht-

eckbalken an, dann entstehen in der oberen Hälfte des Balkens Druck- und in der unteren Hälfte Zugkräfte (Abb. 23). Die Kräfte in der oberen und unteren Querschnittshälfte werden (Abb. 23*b*):

$$D = Z = \sigma \frac{h}{2} \frac{1}{2} b = \frac{\sigma h b}{4}.$$

Da es Dreieckslasten sind, greifen die Mittelkräfte im folgenden Abstande von der Nullinie an:

$$e = \frac{2}{3} \frac{h}{2} = \frac{h}{3}.$$

Das innere Widerstandsmoment wird nun:

$$(D + Z)\, e = 2 \frac{\sigma h b}{4} \frac{h}{3} = \sigma \frac{b h^2}{6}.$$

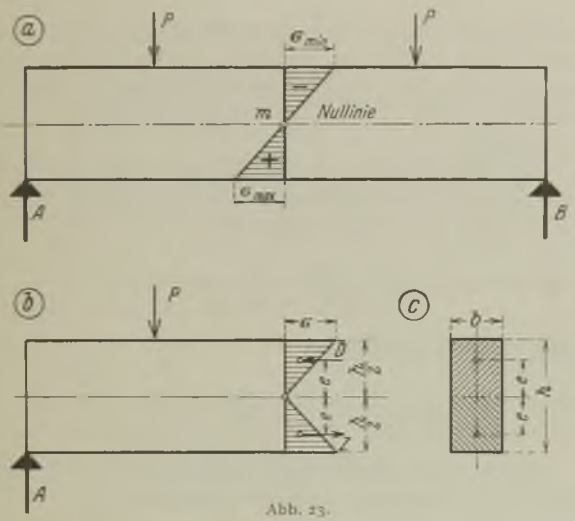


Abb. 23.

Da im Punkte *m* Gleichgewicht herrschen muß, ergibt sich die Gleichung

$$M = \sigma \frac{b h^2}{6};$$

hierin ist der Ausdruck $\frac{b h^2}{6}$ gleich dem Wert für das Widerstandsmoment des Rechteckbalkens, und es ergibt sich wieder die Grundgleichung für die Biegefestigkeit:

$$M = \sigma W;$$

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

und da

$$W = \frac{J}{y}:$$

$$\sigma = \frac{M}{J}\, y.$$

In sinngemäßer Weise ergibt sich natürlich auch die Grundgleichung bei Betrachtung eines I- oder anderen Querschnittes.

Bei Trägerberechnungen genügt es im allgemeinen, die Spannung nach der Grundgleichung

$$\sigma_{max} = \frac{M}{J}\, y$$

zu ermitteln. Nur bei Kragträgern und bei Trägern mit kleiner Stützweite und verhältnismäßig großer Belastung ist eine Nachrechnung mit Berücksichtigung der Schubkraft vorzunehmen (vgl. den folgenden Teil c); in solchen Fällen ist dann unter Umständen nachzuweisen, daß bei Walzträgern an den Übergangsstellen der Flanschen zum Stege, bzw. bei Nietträgern an den Übergangsstellen der Gurtungen zum Steg die aus der hier auftretenden Biege- und Schubspannung sich ergebende Hauptspannung unter der zulässigen Grenze bleibt.

β) Querschnitte ohne lotrechte Symmetrieachse.

Für Querschnitte ohne lotrechte Symmetrieachse, z. B. [-Träger, gilt die Grundgleichung nicht; selbst wenn die Kraftebene durch die lotrechte Hauptachsenebene des Querschnittes geht.

Infolge der lotrechten Durchbiegung des Steges wirkt bei dem [-Querschnitt der Steg auf den oberen Flansch drückend und auf den unteren Flansch ziehend. Beide Kraftwirkungen erfolgen aber außermittig zu den Flanschen; die Spannungen verteilen sich also in diesen ungleichmäßig. Der Steg biegt sich oben nach rechts und unten nach links (Abb. 24*a*), er erfährt daher eine Verdrehung, durch die auch die Flansche beeinflußt werden.

Die ungleichmäßige Verteilung der Biegespannungen auf die Flansche von [-Querschnitten hat eine Erhöhung von σ_{max} zur Folge. Die Versuche ergaben bei einem [30 gegenüber der rechnungsgemäßen Spannung ($\sigma_{max} = M : W$):

1. wenn die Kraftebene mit der senkrechten Hauptachsenebene des Stabes zusammenfällt (Abb. 24*a*), im Punkte 1 eine um 90 % höhere Druckbeanspruchung, im Punkte 3 eine um 67 % höhere Zugspannung;
2. wenn die Kraftebene mit der Stegmittelebene zusammenfällt (Abb. 24*b*), in 1: Erhöhung der Druckspannung um 53 %, in 3: Erhöhung der Zugspannung um 36 %.

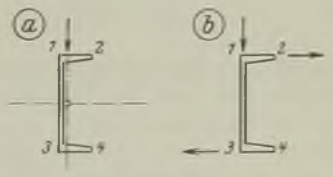


Abb. 24.

Die Beanspruchung 2. ist hiernach erheblich günstiger als 1.; es empfiehlt sich daher, [-Träger auf dem Steg zu belasten.

Nach C. v. Bach sind die in den Querschnittstafeln angegebenen Widerstandsmomente wie folgt zu verkleinern:

[	Rechnerisches Widerstandsmoment W	Wenn die Lastebene mit der Stegebene zusammenfällt, wird		Wenn die Lastebene mit der lotrechten Schwerlinie zusmmenfällt, wird	
		die Verkleinerung von W	W'	die Verkleinerung von W	W'
	cm³	%	cm³	%	cm³
14	86,4	8,5	79,1	12,5	75,6
18	150	13	131	19	122
22	245	18	201	25	184
26	371	22	289	30	260
30	535	26	396	34	353

γ) Beliebige Momentenebene.

Liegt die Biegeebene nicht in einer der Hauptachsen des Querschnittes, dann liegt eine schiefe Biegung vor. Die einwirkende Kraft bzw. das Gesamtmoment M wird nach Richtung der beiden Hauptachsen in die beiden Seitenmomente M_x und M_y zerlegt (Abb. 25).

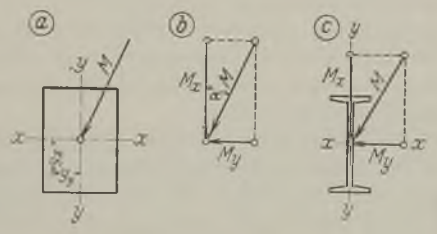


Abb. 25.

Die zeichnerische Lösung ergibt sich aus der Abb. 25*b*; rechnerisch wird:

$$M_x = M \cos \alpha;$$

$$M_y = M \sin \alpha.$$

Für Querschnitte, deren Umhüllung ein Rechteck ist, z. B. I-Querschnitte (Abb. 25*c*), ergibt sich die größte Spannung

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y},$$

wobei W_x und W_y die Widerstandsmomente, bezogen auf die Hauptachsen und den am weitesten von diesen gelegenen Randpunkt, sind.

Die Spannung in einem beliebigen Querschnittspunkt mit den Achsenabständen y_x und y_y ist

$$\sigma = \pm \frac{M_x}{J_x} y_x \pm \frac{M_y}{J_y} y_y.$$

b) Untersuchung der Träger auf Biegung mit Längskraft.

Wird der Querschnitt eines stabförmigen Körpers durch ein Biegemoment M und eine Normalkraft N beansprucht (Abb. 26), dann wird die größte Beanspruchung mit N als Zugkraft:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M}{W} + \frac{N}{F},$$

mit N als Druckkraft:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M}{W} - \frac{N\omega}{F};$$

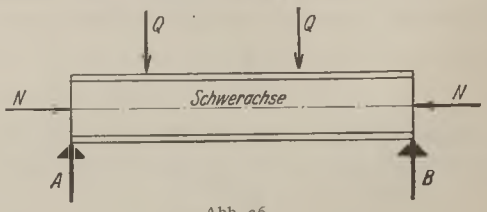


Abb. 26.

hierin bedeutet F die Querschnittsfläche und ω den Knickwert. (Weitere Angaben und Zahlenbeispiele sind im Band I, zweiter Abschnitt, Teil I*c*, Aa, 4 und im Band III, zweiter Abschnitt, Teil I, D, 1 zu finden.)

Bei einem auf Doppelbiegung und einer Normalkraft beanspruchten Träger wird die größte Beanspruchung mit N als Zugkraft:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} + \frac{N}{F},$$

mit N als Druckkraft:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} - \frac{N\omega}{F}.$$

Die einzelnen Spannungen ergänzen oder vermindern sich entsprechend ihren Vorzeichen.

c) Untersuchung der Träger auf Schubfestigkeit.

Bei einem senkrecht zur Stabachse gelegten Schnitte sind die in den verschiedenen Punkten wirksamen inneren Kräfte im allgemeinen schräg zum Schnitte gerichtet. Bei der im Teil *a* durchgeführten Berechnung sind jedoch nur die wagerecht gerichteten inneren Kräfte (Spannungen σ) berücksichtigt und die senkrecht gerichteten (Schubspannungen τ) vernachlässigt worden, da die letzteren Spannungen für die Praxis weniger von Bedeutung sind. Bei Trägern mit kleiner Stützweite und großer Belastung können jedoch auch die Schubkräfte für die Bemessung des Querschnittes maßgebend sein.

Die Schubspannungen, die proportional den auftretenden Querkräften sind, verteilen sich je nach der Gestalt des Querschnittes verschieden über ihn: in den äußeren Querschnittsfasern sind sie gleich Null und in der wagerechten Schwerachse erreichen sie den Größtwert. Die Schubkraft sucht zwei dicht beieinander liegende Querschnitte zu verschieben; aus dem Verschiebebestreben entstehen auch längsgerichtete Schubspannungen. Die wagerechten Längs-

schubspannungen τ_w und die senkrechten Querschubspannungen τ_s sind in jedem Querschnittspunkte einander gleich.

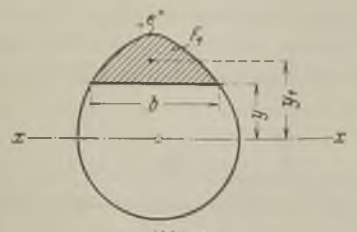


Abb. 27.

Die Schubspannung kann nun mit Hilfe der folgenden Formel an jeder Querschnittsstelle berechnet werden:

$$\tau = \frac{Q\,S}{J\,b};$$

hierin ist (Abb. 27)

Q die Schub- oder Querkraft in dem zu untersuchenden Querschnitt;

S 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 ($S = F_1\,y_1$; vgl. Abb. 27);

J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes in bezug auf die Schwerachse;

b die im Abstand y vorhandene Querschnittsbreite.

Im Rechteckquerschnitt (Abb. 28*a*) verteilen sich die Schubspannungen nach einer Parabel, deren Scheitel in Querschnitt-Mitte liegt

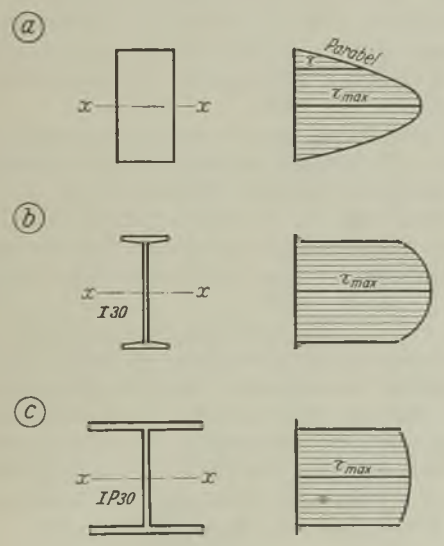


Abb. 28.

$$\tau_{max} = \frac{3}{2}\,\frac{Q}{b\,h} = 1{,}5\,\frac{Q}{F}; \quad (y = 0);$$

$$\tau = \frac{3}{2}\,\frac{Q}{b\,h}\left[1 - \left(\frac{2\,y}{h}\right)^2\right].$$

Für ein I 30 ist die Verteilung der Schubspannungen in Abb. 28*b* und für ein I P 30 in Abb. 28*c* dargestellt.

Wie aus der Abb. 28 ersichtlich, ist bei I-Querschnitten die Schubspannung τ an den Übergangsstellen der Flansche zum Stege ziemlich so groß wie die in der Schwerachse auftretende größte Schubspannung τ_{max}. Da nun an den Übergangsstellen die Biegespannung σ (Abb. 29) ebenfalls nicht viel geringer als die in der äußersten Faser auftretende größten Biegespannung σ ist, so muß bei Trägern mit gleichzeitig in einem Querschnitt wirkender großer Biegespannung σ und großer Schubspannung τ (z. B. bei Kragträgern) die daraus entstehende Hauptspannung nachgewiesen werden.

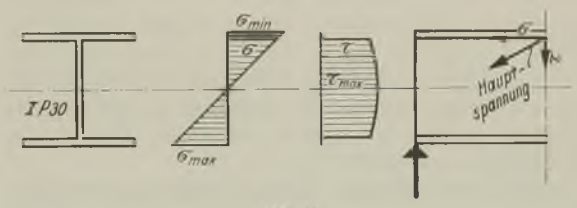


Abb. 29.

Die Hauptspannungen (größten Beanspruchungen ergeben) sich zu

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

Mit Rücksicht auf das doppelte Vorzeichen ist σ_{max} stets eine Zug- und σ_{min} stets eine Druckspannung.

In vorstehender Formel bedeutet

$$m = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_q} = \frac{\text{Dehnung}}{\text{Querzusammenziehung}};$$

der Wert ist vom Baustoff des Stabes abhängig und beträgt für gleichartige (isotrope) Körper 3 bis 4; für Metalle $^{10}/_3$;

σ die Biege- bzw. Normalspannung;

τ die Schubspannung;

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

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

Für $m = \frac{10}{3}$ (Metalle) wird

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

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).

Der Winkel ψ, unter dem $\sigma_{\min}^{\max}$ gegen die Balkenachse geneigt ist, ergibt sich aus der Gleichung

$$\operatorname{tg} 2\psi = \mp \frac{2\tau}{\sigma}.$$

Im Teil 5 sind Zahlenbeispiele angefügt.

4. Ermittlung der Durchbiegungen.

a) Rechnerische Bestimmung der Durchbiegungen.

α) Allgemeines.

Um die Durchbiegung eines beliebig belasteten Trägers zu erhalten, ist zunächst die Momentenfläche $\mathfrak{F}$ zu bestimmen. Sieht man nunmehr die Momentenfläche $\mathfrak{F}$ als Belastungsfläche an, so ist die Durchbiegung δ_x an irgendeiner Stelle x des Trägers gleich dem für die betreffende Stelle berechneten Biegemoment $\mathfrak{M}_x$, dividiert durch den Elastizitätsmodul E und das Trägheitsmoment J des Trägers. Die größte Durchbiegung $\delta_{\max}$ ergibt sich an der Stelle, an der die Querkraft $\mathfrak{Q}$ des mit der Momentenfläche $\mathfrak{F}$ belastet gedachten Trägers das Vorzeichen wechselt.

Der Ausschlagwinkel γ an einer beliebigen Stelle des durchgebogenen Trägers ist gleich der Querkraft $\mathfrak{Q}$, dividiert durch $E\,J$.

Der Ausschlagwinkel bezeichnet den Winkel, den das betreffende Stabelement im durchgebogenen Zustande des Trägers mit seiner ursprünglichen (wagerechten) Achse bildet. Das Ergebnis ist die Winkelgröße im Bogenmaß gemessen. Erhält man z. B. einen Winkel von 1,33, so kann diese Größe im Gradmaß wie folgt umgerechnet werden:

Ein Winkel von der Größe π ist gleich $180°$

„ „ „ „ „ 1,33 ist gleich $\frac{180 \cdot 1{,}33}{3{,}14} = 76{,}2° = 76° 12'$.

Durch die Berechnung der Durchbiegungen bzw. der Ausschlagwinkel ist die elastische Linie bestimmt; es ist diejenige Linie, die der Träger im durchgebogenen Zustande annimmt.

Das Berechnungsverfahren bietet also nichts Neues; es entspricht der Berechnung eines einfachen Trägers, der die Fläche $\mathfrak{F}$ als Belastungsfläche trägt.

Es wird somit (vgl. Abb. 30):

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle: $\delta_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{E\,J}$;

größte Durchbiegung: $\delta_{\max} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{E\,J}$;

Ausschlagwinkel an einer beliebigen Stelle: $\gamma = \frac{\mathfrak{Q}_x}{E\,J}$;

Ausschlagwinkel über dem Auflager A: $\alpha = \frac{\mathfrak{A}}{E\,J}$;

Ausschlagwinkel über dem Auflager B: $\beta = \frac{\mathfrak{B}}{E\,J}$.

($\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ bedeuten die Auflagerdrücke infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche.)

Zur Ausführung der Berechnung wird die Momentenfläche $\mathfrak{F}$ gemäß Abb. 30*b* aufgetragen und in eine Anzahl von Streifen zerlegt. Je kleiner die Teile gewählt werden, um so genauer wird das Ergebnis. Praktisch genügt die in Abb. 30 angedeutete Einteilung. Zwecks Vereinfachung der Berechnung können die Endteilflächen ($\mathfrak{F}_1$ und $\mathfrak{F}_8$ nach Abb. 30) als Dreiecke und die mittleren Flächenteile ($\mathfrak{F}_2$ bis $\mathfrak{F}_7$) als Trapeze angesehen werden. Die Werte der einzelnen Streifen $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... werden dann ausgerechnet und als Einzellasten angenommen, die in den

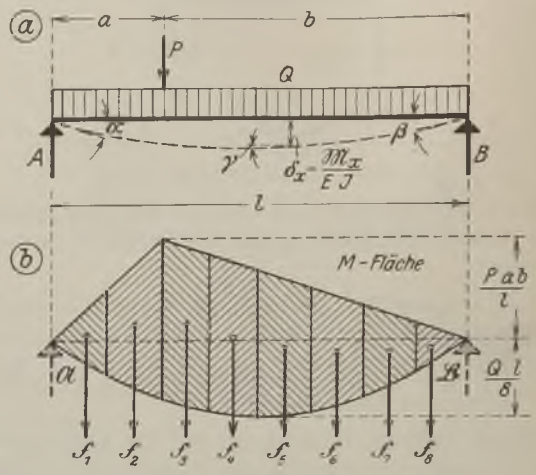


Abb. 30.

Schwerpunkten der betreffenden Flächenstreifen angreifen. Bei den beiden Endteilstücken ist der Schwerpunkt auf $^2/_3$ der Teilstücklänge von den Auflagern aus anzunehmen; bei den mittleren Teilstücken einfach auf Streifenmitte. Nach diesen Vorarbeiten liegt der weiteren Berechnung nichts mehr im Wege. Es ist zu beachten, daß die Benennung der Größen $\mathfrak{F}$, E und J (in m oder cm, t oder kg) einheitlich zu erfolgen hat. Berechnet man z. B. die Momente in cmkg, so ist bei der Bestimmung der Teilstücke $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... die Streifenbreite ebenfalls in cm einzusetzen ($\mathfrak{F}$ = kgcm²), E entsprechend in kg/cm² und J in cm⁴.

Hat der Träger verschiedene Querschnitte aufzuweisen (z. B. Träger mit abgesetzten Gurtplatten), dann sind die einzelnen Flächenteile $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... sofort durch das sie betreffende Trägheitsmoment zu dividieren. In diesem Falle lautet dann in den vorher gegebenen Formeln der Nenner nicht mehr $E\,J$, sondern einfach nur E.

Bei Trägern mit wechselndem Querschnitt, sowie bei unsymmetrischer Belastung ist besser das später beschriebene zeichnerische Verfahren anzuwenden.

Bei Trägern mit einfacher symmetrischer Belastung führt die rechnerische Ermittlung schneller zum Ziel, da dann, wie auch das folgende Beispiel zeigt, eine mehrfache Zerlegung der Momentenfläche nicht erforderlich ist.

β) Zwei Zahlenbeispiele.

1) Erstes Beispiel.

Gesucht die größte Durchbiegung für einen mit einer gleichmäßig verteilten Last Q belasteten Träger von der Stützweite l. Das Trägheitsmoment J sei unveränderlich (Abb. 31).

Der Inhalt der Momentenfläche

$$\mathfrak{F} = \frac{Q\,l}{8}\,\frac{2}{3}\,l \ \text{kg} \cdot \text{cm} \cdot \text{cm} = \frac{1}{12}\,Q\,l^2 \ \text{kg} \cdot \text{cm}^2.$$

Denkt man sich die Momentenfläche als Belastung, so ergeben sich folgende Werte:

Auflagerdrücke: $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{1}{24}\,Q\,l^2 \ \text{kg} \cdot \text{cm}^2.$

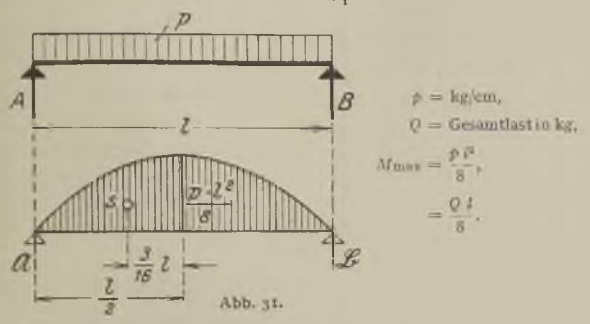


Abb. 31.

Das größte Moment ergibt sich in Trägermitte, da dort die Querkraft das Vorzeichen wechselt. Der Schwerpunktsabstand (Abb. 31) ist gleich

$$\frac{3}{8}\,\frac{l}{2} = \frac{3}{16}\,l,$$

mithin

$$\mathfrak{M}_{max} = \mathfrak{A}\,\frac{l}{2} - \frac{\mathfrak{F}}{2}\,\frac{3}{16}\,l = \frac{1}{24}\,Q\,l^2\,\frac{l}{2} - \frac{1}{24}\,Q\,l^2\,\frac{3}{16}\,l$$

$$= \frac{5}{384}\,Q\,l^3 \ \text{kg} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{cm}.$$

Die größte Durchbiegung ergibt sich dann zu

$$\delta_{max} = \frac{\mathfrak{M}_{max}}{E\,J} = \frac{5}{384}\,\frac{Q\,l^3}{E\,J}\,\frac{\text{kg cm}^2 \cdot \text{cm}}{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\,\text{cm}^4} = \text{cm}.$$

Für die Spannweiten $l = 100$ bis 1500 cm sind in der Tafel 1 die Werte des Ausdruckes

$$\frac{5}{384}\,\frac{l^3}{E}$$

zusammengestellt.

In der Tafel 2 sind für den gleichmäßig mit $Q = 1{,}0$ t belasteten Träger auf zwei Stützen die erforderlichen Trägheitsmomente für eine größte zulässige Durchbiegung von

$$\delta_{max} = \frac{l}{500}$$

angegeben.

Für die Träger von 65 bis 1400 mm Höhe sind bei voller Ausnutzung der Träger und $\delta_{max} = \frac{1}{500}\,l$ in Tafel 3 die Spannweiten l zusammengestellt.

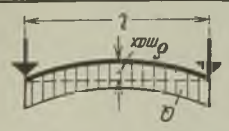
2) Zweites Beispiel.

Für den Träger nach Abb. 32 ist die größte Durchbiegung zu berechnen. Nach Bestimmung der Momentenfläche und Einteilung derselben in einzelne Streifen ergeben sich die als Einzelkräfte gedachten Flächeninhalte $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... der Streifen, sowie der dazugehörige Auflagerdruck $\mathfrak{A}$ wie folgt (vgl. Abb. 32).

Tafel 1.

Größte Durchbiegung des gleichmäßig belasteten Trägers auf 2 Stützen für $Q = 1$ t und $J = 1$ cm⁴.

l cm	δ_{max} cm	l cm	δ_{max} cm	l cm	δ_{max} cm	l cm	δ_{max} cm	l cm	δ_{max} cm	l cm	δ_{max} cm
100	6,200	300	167,40	500	775,00	750	2615,6	1000	6200,0	1250	12109,4
110	8,252	310	184,70	510	822,44	760	2721,7	1010	6387,9	1260	14402,3
120	10,714	320	203,16	520	871,77	770	2830,5	1020	6579,5	1270	12700,0
130	13,621	330	222,81	530	923,04	780	2942,2	1030	6774,9	1280	13002,3
140	17,013	340	243,68	540	976,28	790	3056,8	1040	6974,2	1290	13309,5
150	20,925	350	265,83	550	1031,5	800	3174,4	1050	7177,3	1300	13621,4
160	25,395	360	289,27	560	1088,8	810	3294,9	1060	7384 3	1310	13938,2
170	30,761	370	314,05	570	1148,2	820	3418,5	1070	7595,3	1320	14259,8
180	36,158	380	340,21	580	1209,7	830	3545 1	1080	7810,2	1330	14586,3
190	42,526	390	367,78	590	1273,3	840	3674,8	1090	8029,2	1340	14917,8
200	49,600	400	396,80	600	1339,2	850	3807,6	1100	8252,2	1350	15254,3
210	57,418	410	427,31	610	1407,3	860	3943,5	1110	8479,3	1360	15595,8
220	66,018	420	459,35	620	1477,6	870	4082,7	1120	8710,6	1370	15942,4
230	75,435	430	492,94	630	1550,3	880	4225,1	1130	8946,0	1380	16294,0
240	85,709	440	528,14	640	1625,3	890	4370,8	1140	9185,6	1390	16650,8
250	96,875	450	564,98	650	1702,7	900	4519,8	1150	9429,4	1400	17012,8
260	108,97	460	603,48	660	1782,5	910	4672,1	1160	9677,6	1410	17380,0
270	122,03	470	643,70	670	1864,7	920	4827,9	1170	9930,0	1420	17752,4
280	136,10	480	685,67	680	1949,5	930	4987,0	1180	10186,8	1430	18130,1
290	151,21	490	729,42	690	2036,8	940	5149,6	1190	10448,0	1440	18513,1
300	167,40	500	775,00	700	2126,6	950	5315,7	1200	10713,6	1450	18901,5
				710	2219,0	960	5485,4	1210	10983,7	1460	19295,2
				720	2314,1	970	5658,6	1220	11258,3	1470	19694,4
				730	2411,9	980	5835,4	1230	11537,4	1480	20099,1
				740	2512,4	990	6015,9	1240	11821,1	1490	20509,3
				750	2615,6	1000	6200,0	1250	12109,4	1500	20925,0



$$\delta_{max} = \frac{5}{384}\,\frac{l^3\,(\text{cm}^3)}{2100\,\frac{\text{t}}{\text{cm}^2}}\,\frac{Q\,(\text{t})}{J\,(\text{cm}^4)} = \text{cm}$$

Tafelwert = 0,0000062 l^3

Anwendungsbeispiel: Für einen Träger von der Stützweite $l = 880$ cm, einer gleichmäßig verteilten Last $Q = 4{,}6$ t, einem Trägheitsmoment $J = 7587$ cm³ ist die Durchbiegung

$$\delta_{max} = 4225{,}1\,\frac{4{,}6}{7587} = 2{,}56 \text{ cm}.$$

Tafel 2. Erforderliches Trägheitsmoment für den gleichmäßig belasteten Träger auf 2 Stützen für $Q = 1$ t und $\delta_{max} = \frac{l}{500}$.

Stützweite l cm	J cm⁴	Stützweite l cm	J cm⁴	Stützweite l cm	J cm⁴	Stützweite l cm	J cm⁴
100	31,00	450	627,8	800	1984,0	1150	4099,8
110	37,51	460	656,0	810	2033,9	1160	4171,4
120	44,64	470	684,8	820	2084,4	1170	4243,6
130	52,39	480	714,2	830	2135,6	1180	4316,4
140	60,76	490	744,3	840	2187,4	1190	4389,9
150	69,75	500	775,0	850	2239,8	1200	4464,0
160	79,36	510	806,3	860	2292,8	1210	4538,7
170	89,59	520	838,2	870	2346,4	1220	4614,0
180	100,4	530	870,8	880	2400,6	1230	4690,0
190	111,9	540	904,2	890	2455,5	1240	4766,6
200	124,0	550	937,8	900	2511,0	1250	4843,8
210	136,7	560	972,2	910	2567,1	1260	4921,6
220	150,0	570	1007,2	920	2623,8	1270	5000,0
230	164,0	580	1042,8	930	2681,2	1280	5079,0
240	178,6	590	1079,1	940	2739,2	1290	5158,7
250	193,8	600	1116,0	950	2797,8	1300	5239,0
260	209,6	610	1153,5	960	2857,0	1310	5319,9
270	226,0	620	1191,6	970	2916,8	1320	5401,4
280	243,0	630	1230,4	980	2977,2	1330	5483,6
290	260,7	640	1269,8	990	3038,3	1340	5566,4
300	279,0	650	1309,8	1000	3100,0	1350	5649,8
310	297,9	660	1350,4	1010	3162,3	1360	5733,8
320	317,4	670	1391,6	1020	3225,2	1370	5818,4
330	337,6	680	1433,4	1030	3288,8	1380	5903,6
340	358,4	690	1475,9	1040	3353,0	1390	5989,5
350	379,8	700	1519,0	1050	3417,8	1400	6076,0
360	401,8	710	1562,7	1060	3483,2	1410	6163,1
370	424,4	720	1607,0	1070	3549,2	1420	6250,8
380	447,6	730	1652,0	1080	3615,8	1430	6339,2
390	471,5	740	1697,6	1090	3683,1	1440	6428,2
400	496,0	750	1743,8	1100	3751,0	1450	6517,8
410	521,1	760	1790,6	1110	3819,5	1460	6608,0
420	546,8	770	1838,0	1120	3888,6	1470	6698,8
430	573,2	780	1886,0	1130	3958,4	1480	6790,2
440	600,2	790	1934,7	1140	4028,8	1490	6882,3
450	627,8	800	1984,0	1150	4099,8	1500	6975,0

Anwendungsbeispiel:

Gesucht sei der Querschnitt für einen Träger von der Stützweite

$$l = 730 \text{ cm}$$

und einer gleichmäßig verteilten Last

$$Q = 6{,}3 \text{ t}.$$

Die zulässige Beanspruchung

$$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

und die zulässige Durchbiegung

$$\delta_{max} = \frac{l}{500}.$$

Erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{Q\,l}{8 \cdot 1400}$$

$$= \frac{6300 \text{ kg} \cdot 730 \text{ cm}}{8 \cdot 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 410 \text{ cm}^3.$$

Erforderliches Trägheitsmoment (nach nebenstehender Tafel)

$$= 1652 \cdot 6{,}3 = 10400 \text{ cm}^4.$$

Gewählt I 32 mit

$$W = 782 \text{ cm}^3$$

und

$$J = 12510 \text{ cm}^4.$$

Im Beispiel ist somit für die Querschnittswahl das Trägheitsmoment maßgebend, denn abgesehen von der Durchbiegung würde man bereits mit einem I 26 mit

$$W = 442 \text{ cm}^3$$

auskommen.

Tafel 3. Spannweiten l für gleichmäßig belastete und voll ausgenutzte Träger auf zwei Stützen mit $\delta_{max} = \frac{l}{500}$.

Trägerhöhe h mm	l in cm bei σ 1200	l in cm bei σ 1400	Trägerhöhe h mm	l in cm bei σ 1200	l in cm bei σ 1400
65	109,2	94,3	425	714,0	616 3
80	134,4	116,0	450	756,0	652,5
100	168,0	145,0	475	798,0	688,7
120	201,6	174,0	500	840,0	725,0
140	235,2	203,0	550	924,0	797,5
160	268,2	232,0	600	1008,0	870,0
180	302,4	261,0	650	1092,0	942,5
200	366,0	290,0	700	1176,0	1015,0
220	369,6	319,0	750	1260,0	1087,5
240	403,2	348,0	800	1344,0	1160,0
260	436,8	377,0	850	1428,0	1332,5
280	470,4	406,0	900	1512,0	1305,0
300	504,0	435,0	950	1596 0	1377,5
320	537,0	464,0	1000	1680,0	1450,0
340	571,2	493,0	1100	1848,0	1595,0
360	604,8	522,0	1200	2016,0	1740,0
380	638,4	551,0	1300	2184,0	1885,0
400	672,0	580,0	1400	2352,0	2030,0

Flächenteil	Inhalt der Flächenteile (Einzelkräfte $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$..) tcm²	Abstände b (vom Auflager $\mathfrak{B}$ bis zu den Einzelkräften) cm	Produkte $\mathfrak{F}\,b$ tcm³
$\mathfrak{F}_1$	$\frac{191}{2} \cdot 50 = 4770$	517	2446090
$\mathfrak{F}_2$	$\frac{191 + 382}{2} \cdot 50 = 14325$	475	6814375
$\mathfrak{F}_3$	$\frac{382 + 573}{2} \cdot 50 = 23875$	425	10146875
$\mathfrak{F}_4$	$\frac{573 + 622}{2} \cdot 50 = 29875$	375	11203125
$\mathfrak{F}_5$	$\frac{622 + 671}{2} \cdot 50 = 32325$	325	10505625
$\mathfrak{F}_6$	$\frac{671 + 720}{2} \cdot 50 = 34775$	275	9563125
$\mathfrak{F}_7$	$\frac{720 + 576}{2} \cdot 50 = 32400$	225	7290000
$\mathfrak{F}_8$	$\frac{576 + 432}{2} \cdot 50 = 25200$	175	4410000
$\mathfrak{F}_9$	$\frac{432 + 288}{2} \cdot 50 = 18000$	125	2250000
$\mathfrak{F}_{10}$	$\frac{288 + 144}{2} \cdot 50 = 10800$	75	810000
$\mathfrak{F}_{11}$	$\frac{144}{2} \cdot 50 = 3600$	33	118800
		$\sum \mathfrak{F}\,b =$	65578015

Auflagerdruck $\mathfrak{A} = \frac{\sum \mathfrak{F}\,b \text{ tcm}^3}{l \text{ cm}} = \frac{65578015}{550} = 119233 \text{ tcm}^2.$

Das größte Moment ergibt sich an der Stelle, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt; das geschieht im Beispiel unter der Kraft $\mathfrak{F}_6$:

(Bezugspunkt unter der Last $\mathfrak{F}_6$)

Kraft tcm²	Hebelarm p cm	Drehungssinn	Kraft × Hebelarm $(P\,p)$ tcm³
$\mathfrak{A} = 119233$	275	(+	+ 32789075
$\mathfrak{F}_1 = 4770$	242		— 1154340
$\mathfrak{F}_2 = 14325$	200		— 2865000
$\mathfrak{F}_3 = 23875$	150	(—	— 3581250
$\mathfrak{F}_4 = 29875$	100		— 2987500
$\mathfrak{F}_5 = 32325$	50		— 1616250
		$\mathfrak{M}_{max} = \Sigma P p =$	+ 20584735

Die größte Durchbiegung

$$\delta_{max} = \frac{\mathfrak{M}_{max}}{EJ}\,\frac{\text{tcm}^3}{\frac{\text{t}}{\text{cm}^2}\,\text{cm}^4} = \frac{20584735}{2100 \cdot 9800} = 1{,}00\ \text{cm}.$$

b) Zeichnerische Bestimmung der Durchbiegungen.

α) Allgemeines.

Bei ungleichmäßiger Belastung und bei einem veränderlichen Trägheitsmoment wird die Durchbiegung am besten zeichnerisch ermittelt. Die einzelnen Teile ($\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ...) der Momentenfläche werden wieder als Einzellasten angesehen und dazu ein Kraft- und Seileck gezeichnet. Dann ist bekanntlich (vgl. Teil A, 2, c dieses Abschnittes) für irgendeinen Querschnitt m des Balkens infolge der gedachten Belastung durch die Momentenfläche das Biegemoment

$$\mathfrak{M}_m = H\,y_m$$

und die Durchbiegung des Trägers

$$\delta = \frac{\mathfrak{M}}{EJ} = \frac{H\,y}{EJ}.$$

Nimmt man nun die Polweite H nicht beliebig an, sondern gleich $E\,J$, dann ist

$$\delta = y,$$

d. h. ein mit der Polweite $E\,J$ gezeichnetes Seileck gibt unmittelbar die Biegungslinie und somit an jeder Stelle des Balkens die richtige Durchbiegung an. Damit kann auch gleichzeitig einem Wechsel des Trägheitsmomentes durch entsprechende Änderung der Polweite Rechnung getragen werden (vgl. das folgende 2. Beispiel[1]).

Praktisch wird die Länge des Trägers im kleineren Maßstabe und die Polweite H kleiner als $E\,J$ aufgetragen. Bezeichnet dann

H die Polweite, gemessen im Kräftemaßstab des Krafteckes,

y die dazugehörige Höhe der Seillinie, gemessen im Längenmaßstab der Zeichnung,

δ die Höhe der Biegelinie (wirkliche Durchbiegung),

dann besteht zwischen den Höhen y und δ folgende Beziehung: $\delta E J = y H$.

Daraus ergibt sich die Durchbiegung

$$\delta = y\,\frac{H}{EJ}.$$

Auf die einheitliche Benennung der Größen ist streng zu achten. Rechnet man z. B. die Flächenteile $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... in cmkg · cm aus, so ist y in cm, H in kgcm², E in $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ und J in cm⁴ einzuführen. Damit aber nicht allzu große Zahlen erscheinen, werden zweckmäßig die Biegemomente in cmt und die Flächenteile entsprechend in tcm² ausgerechnet; in diesem Falle ist auch y in cm, H in tcm², E in $\frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$ und J in cm⁴ einzusetzen:

$$\delta = y\,\frac{H}{EJ} = \text{cm}\,\frac{\text{kgcm}^2}{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\,\text{cm}^4}$$

$$\text{oder}\quad \text{cm}\,\frac{\text{tcm}^2}{\frac{\text{t}}{\text{cm}^2}\,\text{cm}^4}.$$

$$\left(E = 2\,100\,000\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\ \text{oder}\ 2100\,\frac{\text{t}}{\text{cm}^2}\ \text{für Flußstahl}\right).$$

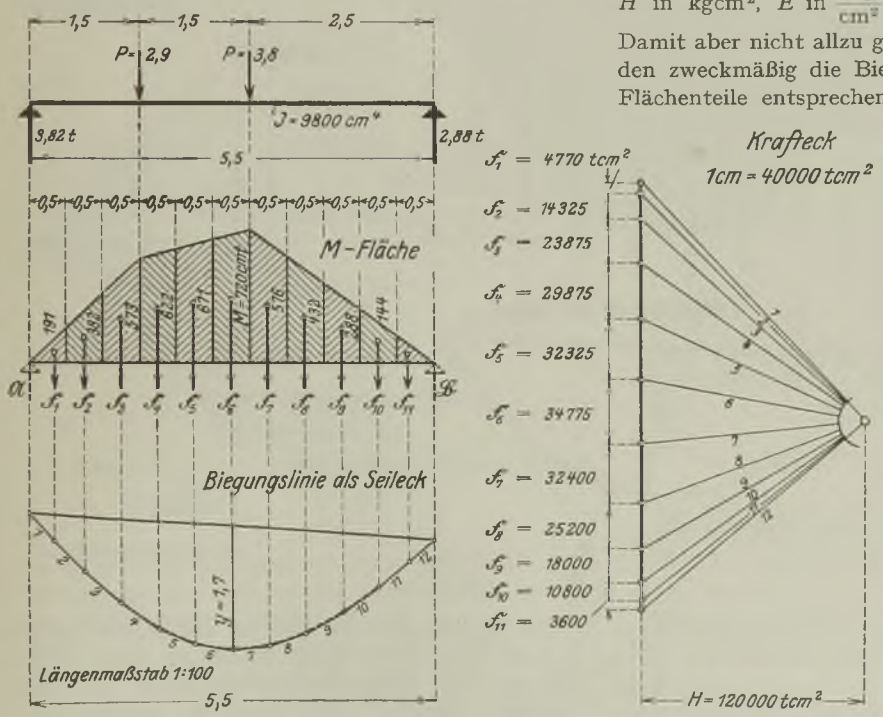


Abb. 32.

β) Zwei Zahlenbeispiele.

1) Erstes Beispiel.

Für den Träger nach Abb. 32 ist die größte Durchbiegung zu bestimmen. Nach dem Auftragen der

[1]) Die Bestimmung mit verzerrter Momentenfläche ohne Änderung der Polweite erfolgt nach dem zweiten Abschnitt, Teil II B, 5.

Momentenfläche und Einteilung derselben in mehrere Streifen $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... sind die Flächeninhalte der einzelnen Streifen zu bestimmen; sie sind bereits vorher ausgerechnet, und zwar bei der rechnerischen Ermittlung der größten Durchbiegung für das gleiche Beispiel (zweites Beispiel im Teil A, 4, a dieses Abschnittes). Die Flächeninhalte $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... werden nun zu einer Kraftlinie aneinander gereiht und darauf von einem beliebig gelegenen Pole o die Polstrahlen und gleichlaufend zu diesen die Seilstrahlen gezeichnet. Das entstandene Seileck ist die Biegungslinie im verzerrtem Maßstabe. Die wirkliche Durchbiegung δ an irgendeinem Punkte ist

$$\delta = y \frac{H}{EJ}.$$

An der Stelle, an der die Höhe y den größten Wert erreicht, tritt natürlich auch die größte Durchbiegung auf. Im Beispiel ergibt sich die größte Höhe y unter der Kraft $\mathfrak{F}_6$ zu 170 cm (im Längenmaßstab der Zeichnung gemessen).

Es wird somit die größte Durchbiegung

$$\delta_{max} = 170 \frac{120000}{2100 \cdot 9800} = 0{,}99 \text{ cm}$$

$$\left(\text{cm} \frac{\text{tcm}^2}{\frac{\text{t}}{\text{cm}^2} \text{ cm}^4} = \text{cm}\right).$$

Bei der vorher gegebenen rechnerischen Ermittlung der größten Durchbiegung ergab sich für $\delta_{max} = 1{,}0$ cm.

Es ist eine gute Übereinstimmung des rechnerischen und zeichnerischen Verfahrens erzielt.

2) Zweites Zahlenbeispiel.

Für den in Abb. 33 gezeichneten Träger sind die Durchbiegungen zu bestimmen. Der Träger hat einen wechselnden Querschnitt; es sind also hier die verschiedenen Trägheitsmomente zu berücksichtigen. Zunächst ist die Momentenfläche zu zeichnen; sie wird bei derartigen zusammengesetzten Belastungen am besten mit Hilfe der für die einzelnen Belastungen getrennt aufgetragenen Momentenflächen zusammengestellt (vgl. Abb. 33). Nach Einteilung der gesamten Momentenfläche in Streifen ergeben sich die Flächeninhalte der einzelnen Streifen wie folgt:

$$\mathfrak{F}_1 = \frac{302}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 22\,650 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_2 = \frac{302 + 580}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 66\,150 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_3 = \frac{580 + 681}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 94\,575 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_4 = \frac{681 + 678}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 101\,925 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_5 = \frac{678 + 625}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 97\,725 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_6 = \frac{625 + 487}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 83\,400 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_7 = \frac{487 + 264}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 56\,265 \text{ tcm}^2,$$

$$\mathfrak{F}_8 = \frac{264}{2} \text{ tcm} \cdot 150 \text{ cm} = 19\,800 \text{ tcm}^2.$$

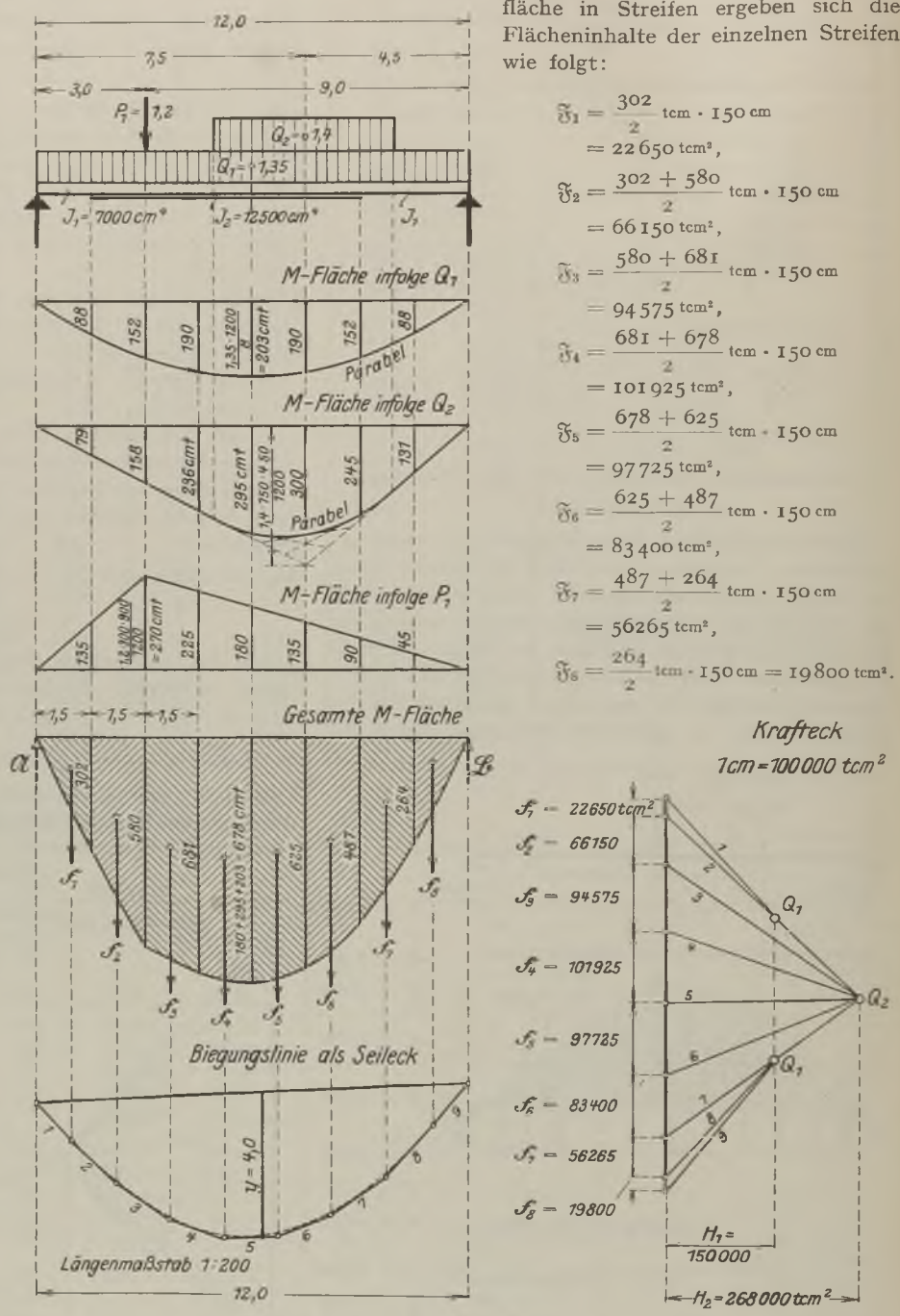


Abb. 33.

Die Momentenfläche wird im allgemeinen so eingeteilt, daß unter einer Einzellast und an den Stellen des Trägheitsmomentwechsels ein neuer Streifen beginnt. Die einzelnen Streifenbreiten

können daher auch verschiedene Abmessungen erhalten.

Die Flächeninhalte $\mathfrak{F}_1$, $\mathfrak{F}_2$ ... werden nun wieder als Kräfte angesehen und zu einer Kraftlinie aneinandergereiht (Abb. 33, Krafteck). Bei dem Ziehen der Polstrahlen muß den verschiedenen Trägheitsmomenten durch eine bestimmte Änderung der Polweite H Rechnung getragen werden, und zwar müssen sich die veränderlichen Polweiten verhalten wie die entsprechenden Trägheitsmomente:

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{J_2}{J_1},$$

$$\frac{H_3}{H_2} = \frac{J_3}{J_2}, \ldots$$

Im vorliegenden Beispiel ist für die Kraft $\mathfrak{F}_1$ die Polweite H_1 beliebig mit 150000 tcm² gewählt (im Maßstab 1 cm = 100000 tcm²). Für die darauffolgenden Kräfte $\mathfrak{F}_2$ bis $\mathfrak{F}_6$ wird die Polweite H_2 dem Wechsel des Trägheitsmomentes entsprechend:

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{J_2}{J_1}; \qquad H_2 = H_1 \frac{J_2}{J_1};$$

$$H_2 = 150000 \frac{12500}{7000} = 268000 \text{ tcm}^2.$$

Für die beiden letzten Kräfte $\mathfrak{F}_7$ und $\mathfrak{F}_8$ kommt wieder J_1 und dementsprechend die Polweite H_1 in Betracht.

Nachdem das Krafteck fertiggestellt ist, werden gleichlaufend zu den Polstrahlen die Seilstrahlen gezogen. Das dadurch entstandene Seileck ergibt die Biegelinie im verzerrten Maßstabe. Die wirkliche Durchbiegung δ an irgendeinem Punkte ist

$$\delta = y \frac{H_1}{E J_1},$$

oder

$$\delta = y \frac{H_2}{E J_2}.$$

An der Stelle, an der die Höhe y den größten Wert erreicht, tritt natürlich auch die größte Durchbiegung auf. Im Beispiel ist $y_{max} = 400$ cm (im Längenmaßstabe der Zeichnung gemessen). Die größte Durchbiegung wird dann

$$\delta_{max} = 400 \text{ cm} \frac{268000 \text{ tcm}^2}{2100 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2} \cdot 12500 \text{ cm}^4} = 4{,}08 \text{ cm}.$$

c) Angenähertes Verfahren.

α) Allgemeines.

Die im Teil A, 4, a (1. Beispiel) entwickelte Formel

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{Q l^3}{E J}$$

für die größte Durchbiegung eines Trägers auf zwei Stützen mit einer gleichmäßig verteilten Last Q kann mit hinreichender Genauigkeit auch für jede andere Belastungsart benutzt werden, indem die beliebige Belastung durch eine solche gleichmäßig verteilte Last Q ersetzt wird, die der betreffende Träger bei gleicher Beanspruchung aushalten würde.

Bezeichnet

W das Widerstandsmoment des Trägers in cm³,

σ_{vorh} die in dem beliebig belasteten Träger auftretende größte Beanspruchung,

dann ergibt sich aus den bekannten Formeln

$$W = \frac{M}{\sigma_{vorh}} = \frac{Q l}{8 \sigma_{vorh}}$$

die Ersatzkraft

$$Q = \frac{8 W \sigma_{vorh}}{l}$$

und die angenäherte Durchbiegung eines beliebig belasteten Trägers auf 2 Stützen:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{\frac{8 W \sigma_{vorh}}{l} l^3}{E J}.$$

Für die Ausrechnung ist die Tafel 1 zu verwenden; der Wert Q ist hierfür in t zu bestimmen, also die Beanspruchung σ_{vorh} in t/cm² einzusetzen

$$Q = \frac{8 W \sigma_{vorh}}{l}$$

$$= \frac{\text{cm}^3 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}}{\text{cm}} = \text{t}.$$

Das erforderliche Trägheitsmoment J eines beliebig belasteten Trägers ist ebenfalls mit Hilfe dieser Ersatzkraft Q nach Tafel 1 zu ermitteln.

β) Zahlenbeispiel.

Für den Träger nach Abb. 32 soll die größte Durchbiegung nach dem angenäherten Verfahren bestimmt werden. Die Abmessungen und Belastung des Trägers sind aus der Abbildung ersichtlich. Das dort angegebene Trägheitsmoment von 9800 cm⁴ entspricht dem eines I 30 mit $W = 653$ cm³. Da das größte Biegemoment nach der Abbildung 720 cmt beträgt, so ist die größte Beanspruchung des Trägers

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{720{,}0}{653} = 1{,}10 \text{ t/cm}^2,$$

und die größte Durchbiegung (angenähert)

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{\frac{8 \cdot 653 \cdot 1{,}10}{550} 550^3}{2100 \cdot 9800} = 1{,}1 \text{ cm}.$$

Mit Hilfe der Tafel 1 wird die Ausrechnung einfacher (Stützweite $l = 550$ cm):

$$\delta_{max} = 1031{,}5 \frac{\frac{8 \cdot 653 \cdot 1{,}10}{550}}{9800} = 1{,}10 \text{ cm}.$$

Die rechnerische und zeichnerische Ermittlung der größten Durchbiegung für das gleiche Beispiel ergab 1,00 bzw. 0,99 cm; also ist das angenäherte Verfahren für die Praxis wohl zu gebrauchen.

Für einen Träger mit wechselndem Querschnitt kann hierbei das mittlere Trägheitsmoment eingesetzt werden.

Bei den nachfolgenden Trägerberechnungen sind ebenfalls die Durchbiegungen nach dem angenähertem

Verfahren bestimmt; die nebenbei ermittelten genauen Durchbiegungen bestätigen die hinreichende Genauigkeit des angenäherten Verfahrens.

5. Sechs Zahlenbeispiele zur Trägerberechnung.

a) Berechnung des Trägers nach Abb. 34.

Stützweite: $l = 6{,}5$ m.

Belastung:

$$P_1 = 3{,}5 \text{ t},$$
$$P_2 = 2{,}0 \text{ t},$$
$$P_3 = 1{,}8 \text{ t},$$
$$P_4 = 2{,}45 \text{ t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = (3{,}5 \cdot 5{,}3 + 2{,}0 \cdot 3{,}7 + 1{,}8 \cdot 2{,}4 + 2{,}45 \cdot 0{,}95)\,\frac{1}{6{,}5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 5{,}02 \text{ t},$$

$$B = 3{,}5 + 2{,}0 + 1{,}8 + 2{,}45 - 5{,}02 \quad \ldots = 4{,}73 \text{ t}.$$

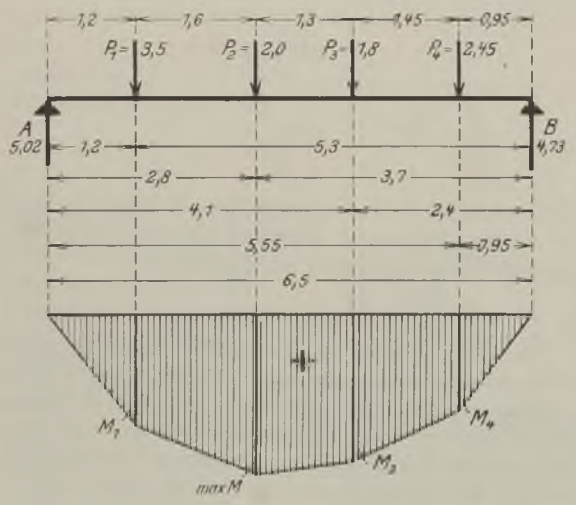


Abb. 34.

Größtmoment: Das größte Moment erleidet derjenige Querschnitt, an dem die Querkraft das Vorzeichen wechselt; im Beispiel geschieht es im Angriffspunkte der Last P_2 (gefährlicher Querschnitt), denn

auf der Streke $\overline{A\,P_1}$ ist $Q = +5{,}02$ t,

„ „ „ $P_1\,P_2$ „ $Q = +5{,}02 - 3{,}5 = +1{,}52$ t,

„ „ „ $P_2\,P_3$ „ $Q = +5{,}02 - 3{,}5 - 2{,}0 = -0{,}48$ t

also bewirkt die Kraft P_2 den Übergang der Querkraft vom Positiven in das Negative.

$$_{\max}M = 5{,}02 \cdot 2{,}8 - 3{,}5 \cdot 1{,}6 = 8{,}45 \text{ mt} = 845 \text{ cmt}.$$

Momente an den Stellen 1, 3 und 4:

$M_1 = 5{,}02 \cdot 1{,}2 \ldots\ldots\ldots\ldots = 6{,}02$ mt,
$M_3 = 4{,}73 \cdot 2{,}4 - 2{,}45 \cdot 1{,}45 \ldots\ldots\ldots\ldots = 7{,}80$ mt,
$M_4 = 4{,}73 \cdot 0{,}95 \ldots\ldots\ldots\ldots = 4{,}49$ mt.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{\text{erf}} = \frac{_{\max}M}{\sigma_{\text{zu}}} = \frac{845 \text{ cmt}}{1{,}4 \text{ t/cm}^2} = 604 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1\ \text{I}\ 30 \text{ mit } W = 653 \text{ cm}^3 \text{ und } J = 9800 \text{ cm}^4.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{_{\max}M}{W_{\text{vorh}}} = \frac{845 \text{ cmt}}{653 \text{ cm}^3} = 1{,}29 \text{ t/cm}^2.$$

Größte Durchbiegung:

Nach dem angenäherten Verfahren wird (vgl. A, 4, c):

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384}\,\frac{\dfrac{8\,W_{\text{vorh}}\,\sigma_{\text{vorh}}}{l}\,l^2}{E\,J}.$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384}\,\frac{\dfrac{8 \cdot 653 \cdot 1{,}29}{650}\,650^3}{2100 \cdot 9800} = 1{,}81 \text{ cm}.$$

Die für dieses Beispiel berechnete genaue Durchbiegung (nach Teil A, 4, a und b) ergab 1,75 cm. Der Vergleich der beiden Ergebnisse läßt erkennen, daß das angenäherte Verfahren für die Praxis ausreichend ist.

b) Berechnung des Trägers nach Abb. 35.

Stützweite:

$$l = 6{,}0 \text{ m}.$$

Belastung:

$$Q_1 = 3{,}0 \text{ t}, \text{ für } 1{,}0 \text{ m Länge} = \frac{3{,}0}{6{,}0} = 0{,}5 \text{ t};$$

$$Q_2 = 4{,}5 \text{ t}, \text{ „ } 1{,}0 \text{ m „ } = \frac{4{,}5}{2{,}5} = 1{,}8 \text{ t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{3{,}0}{2} + \frac{4{,}5 \cdot 3{,}95}{6{,}0} = 4{,}46 \text{ t},$$

$$B = 3{,}0 + 4{,}5 - 4{,}46 = 3{,}04 \text{ t}.$$

Größtmoment: Das größte Moment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird; der Abstand dieses gefährdeten Querschnittes vom Auflager A wird:

$$4{,}46 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 - (0{,}5 + 1{,}8)\,(x_m - 0{,}80) = 0;$$

$$x_m = \frac{4{,}46 - 5 \cdot 0{,}8}{0{,}5 + 1{,}8} + 0{,}8 - 1{,}76 + 0{,}80 = 2{,}56 \text{ m};$$

Probe: $4{,}46 - 0{,}5 \cdot 2{,}56 - 1{,}8 \cdot 1{,}76 = 0.$

$$_{\max}M = 4{,}46 \cdot 2{,}56 - 0{,}5 \cdot 2{,}56\,\frac{2{,}56}{2}$$
$$- 1{,}8 \cdot 1{,}76\,\frac{1{,}76}{2} = 6{,}98 \text{ mt} = 698 \text{ cmt}.$$

Moment im Abstand $x = 1{,}85$ m von B:

$$M_x = 3{,}04 \cdot 1{,}85 - 0{,}5 \cdot 1{,}85\,\frac{1{,}85}{2} = 4{,}77 \text{ mt}.$$

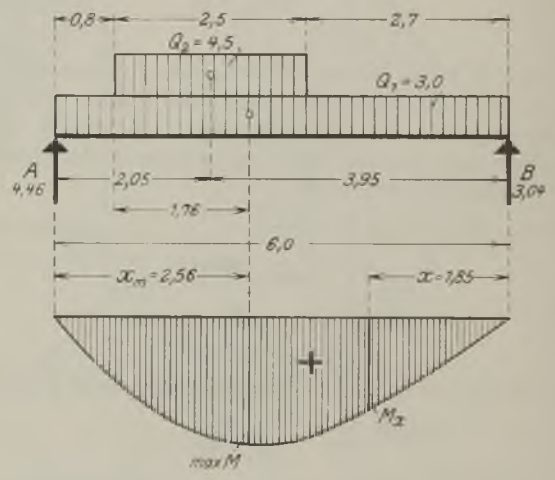


Abb. 35.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{\text{erf}} = \frac{_{\max}M}{\sigma_{\text{zul}}} = \frac{698}{1{,}4} = 499 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1\ \text{I}\ 28 \text{ mit } W = 542 \text{ cm}^3 \text{ und } J = 7590 \text{ cm}^4.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{{}_{max}M}{W_{vorh}} = \frac{698}{542} = 1{,}29\ \text{t/cm}^2.$$

Größte Durchbiegung: Nach dem angenäherten Verfahren nach Teil A, 4, c wird

$$\delta_{max} = \frac{5}{384}\,\frac{\dfrac{8\,W_{vorh}\,\sigma_{vorh}}{l}\,l^3}{E\,J}$$

$$= \frac{5}{384}\,\frac{\dfrac{8\cdot 542\cdot 1{,}29}{600}\,600^3}{2100\cdot 7590} = 1{,}65\ \text{cm}.$$

(Der Wert für $\frac{5}{384}\,\frac{600^3}{2100}$ ergibt sich aus Tafel 1.)

Die genaue Durchrechnung nach Teil A, 4, a und b ergab für vorstehendes Beispiel eine größte Durchbiegung von 1,54 cm; es beweist die hinreichende Genauigkeit des angenäherten Verfahrens.

c) Berechnung des Trägers nach Abb. 36.

Stützweite:

$$l = 6{,}7\ \text{m}.$$

Belastung:

$Q_1 = 12{,}0$ t, für 1,0 m Länge $= \frac{12{,}0}{6{,}0} = 2{,}0$ t;

$Q_2 = 9{,}6$ t, „ 1,0 m „ $= \frac{9{,}6}{2{,}4} = 4{,}0$ t;

$P_1 = 8{,}5$ t (Einzellast).

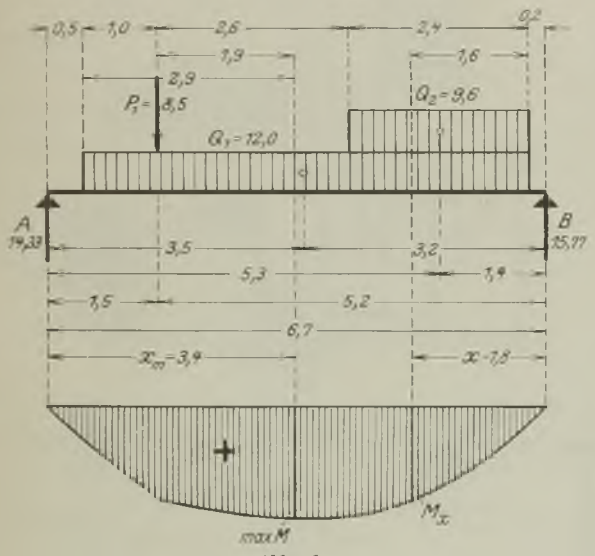


Abb. 36.

Auflagerkräfte:

$$A = (12{,}0\cdot 3{,}2 + 9{,}6\cdot 1{,}4 + 8{,}5\cdot 5{,}2)\,\frac{1}{6{,}7} = 14{,}33\ \text{t};$$

$$B = 12{,}0 + 9{,}6 + 8{,}5 - 14{,}33 = 15{,}77\ \text{t}.$$

Größtmoment: Das größte Moment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird; der Abstand dieses gefährdeten Querschnittes vom Auflager A ergibt sich wie folgt:

$$14{,}33 - 8{,}5 - 2{,}0\,(x_m - 0{,}5) = 0;$$

$$x_m = \frac{14{,}33 - 8{,}5}{2{,}0} + 0{,}5 = 3{,}4\ \text{m};$$

Probe: $14{,}33 - 8{,}5 - 2{,}0\cdot 2{,}9 = 0.$

$${}_{max}M = 14{,}33\cdot 3{,}4 - 2{,}0\cdot 2{,}9\,\frac{2{,}9}{2} - 8{,}5\cdot 1{,}9 = 24{,}20\ \text{mt}.$$

Moment im Abstande $x = 1{,}8$ m vom Auflager B:

$$M_x = 15{,}77\cdot 1{,}8 - (2{,}0 + 4{,}0)\,1{,}6\,\frac{1{,}6}{2} = 2{,}08\ \text{mt}.$$

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{erf} = \frac{{}_{max}M}{\sigma_{zul}} = \frac{2420\ \text{cmt}}{1{,}4\ \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}} = 1730\ \text{cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$1\ \mathrm{I}\ 42\,{}^1/_2$ mit $W = 1740\ \text{cm}^3$ und $J = 36970\ \text{cm}^4$.

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{{}_{max}M}{W_{vorh}} = \frac{2420}{1740} = 1{,}39\ \text{t/cm}^2.$$

Größte Durchbiegung (angenähert):

$$\delta_{max} = \frac{5}{384}\,\frac{\dfrac{8\cdot 1740\cdot 1{,}39}{670}\,670^3}{2100\cdot 36970} = 1{,}46\ \text{cm}$$

$$= \frac{670}{1{,}46} = \frac{1}{460}\ \text{der Stützweite.}$$

d) Berechnung des Trägers nach Abb. 37.

Stützweite:

$$l = 5{,}0\ \text{m}.$$

Belastung:

$Q = 3{,}0$ t, für 1,0 m Länge $= \frac{3{,}9}{6{,}5} = 0{,}6$ t;

$$P_1 = 3{,}0\ \text{t};\quad P_2 = 2{,}5\ \text{t};\quad P_3 = 2{,}8\ \text{t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = \left(3{,}9\,\frac{6{,}5}{2} + 3{,}0\cdot 6{,}5 + 2{,}5\cdot 3{,}7 + 2{,}80\cdot 1{,}5\right)\frac{1}{5{,}0} = 9{,}13\ \text{t};$$

$$B = 3{,}9 + 3{,}0 + 2{,}5 + 2{,}8 - 9{,}13 = 3{,}07\ \text{t}.$$

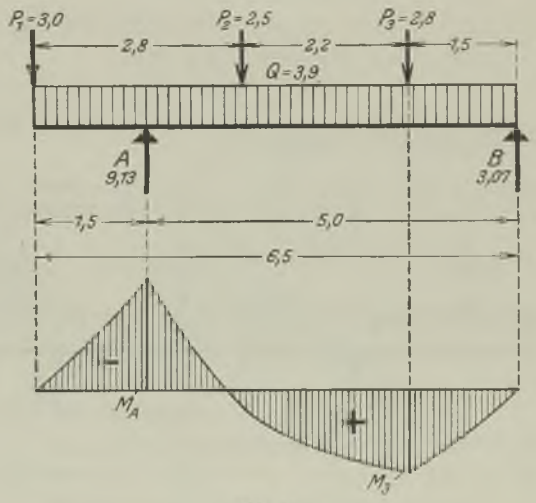


Abb. 37.

Größtmoment: Das größte Moment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt; das geschieht im vorliegenden Beispiel (Träger auf zwei Stützen mit einem Kragarm) an zwei Stellen, nämlich über dem Auflager A und im Angriffspunkte der Last P_3. Es ist somit für beide gefährdete Querschnitte das Moment zu bestimmen:

$${}_{min}M = M_A = 0{,}6\cdot 1{,}5\,\frac{1{,}5}{2} + 3{,}0\cdot 1{,}5 = 5{,}175\ \text{mt};$$

$${}_{max}M = M_3 = 3{,}07\cdot 1{,}5 - 0{,}6\cdot 1{,}5\,\frac{1{,}5}{2} = 3{,}925\ \text{mt}.$$

Das Stützmoment M_A ist somit für die Querschnittsbestimmung maßgebend.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{erf} = \frac{{}_{min}M}{\sigma_{zul}} = \frac{517{,}5}{1{,}4} = 370 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1 \text{ I } 26 \text{ mit } W = 442 \text{ cm}^3.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{{}_{min}M}{W_{vorh}} = \frac{517{,}5 \text{ cmt}}{442 \text{ cm}^3} = 1{,}17 \text{ t/cm}^2.$$

e) Berechnung des Trägers nach Abb. 38.

Stützweite:

$$l = 4{,}0 \text{ m}.$$

Belastung:

$$Q_1 = 6{,}4 \text{ t}, \text{ für } 1{,}0 \text{ m Länge} = \frac{6{,}4}{8{,}0} = 0{,}8 \text{ t};$$

$$Q_2 = 3{,}0 \text{ t}, \text{ „ } 1{,}0 \text{ m „ } = \frac{3{,}0}{1{,}5} = 2{,}0 \text{ t};$$

$$P_1 = 2{,}0 \text{ t}; \; P_2 = 9{,}0 \text{ t}; \; P_3 = 2{,}5 \text{ t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = (6{,}4 \cdot 2{,}5 - 3{,}0 \cdot 0{,}75 + 2{,}0 \cdot 5{,}6 + 9{,}0 \cdot 1{,}7 - 2{,}5 \cdot 1{,}5) \frac{1}{4{,}0} = 9{,}13 \text{ t};$$

$$B = 6{,}4 + 3{,}0 + 2{,}0 + 9{,}0 + 2{,}5 - 9{,}13 = 13{,}77 \text{ t}.$$

Größtmoment: Das größte Moment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt; das geschieht im vorliegenden Beispiel an drei Stellen, nämlich über dem Auflager A, im Angriffspunkte der Last P_2 und über dem Auflager B. Es ist somit für drei gefährdete Querschnitte das Moment zu ermitteln.

$${}_{min}M_A = 0{,}8 \cdot 2{,}5 \frac{2{,}5}{2} + 2{,}0 \cdot 1{,}6 = 5{,}7 \text{ mt};$$

$${}_{max}M_2 = 9{,}13 \cdot 2{,}3 - 0{,}8 \cdot 4{,}8 \frac{4{,}8}{2} - 2{,}0 \cdot 3{,}9 = 3{,}97 \text{ mt};$$

$${}_{min}M_B = 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}75 + 3{,}0 \cdot 0{,}75 + 2{,}5 \cdot 1{,}5 = 6{,}90 \text{ mt}.$$

Das negative Stützmoment M_B wird am größten und ist somit für die Querschnittsbestimmung maßgebend.

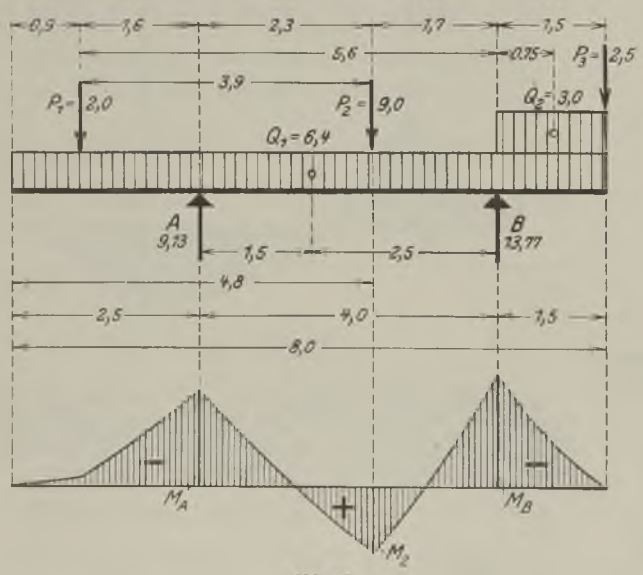


Abb. 38.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{erf} = \frac{{}_{min}M_B}{\sigma_{zul}} = \frac{690}{1{,}4} = 493 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1 \text{ I } 28 \text{ mit } W = 542 \text{ cm}^3.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{{}_{min}M_B}{W_{vorh}} = \frac{690}{542} = 1{,}27 \text{ t/cm}^2.$$

f) Berechnung des Trägers nach Abb. 39.

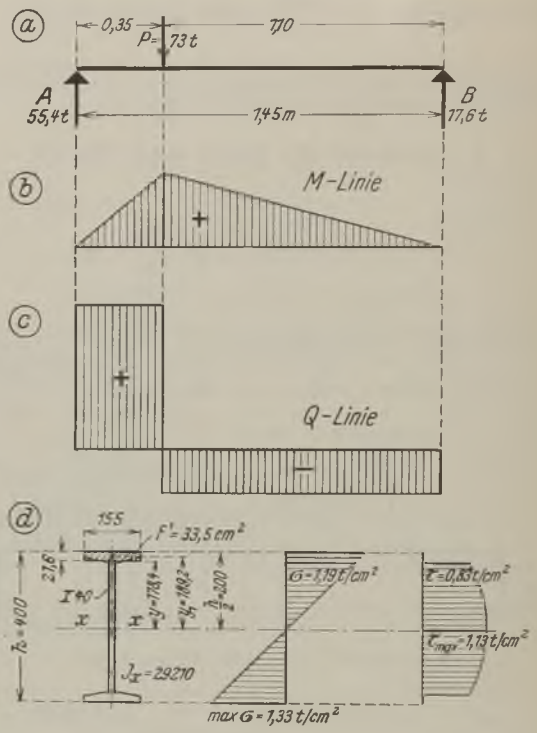


Abb. 39.

Stützweite:

$$l = 1{,}45 \text{ m}.$$

Belastung:

$$P = 73{,}0 \text{ t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{73{,}0 \cdot 1{,}1}{1{,}45} = 55{,}4 \text{ t};$$

$$B = \frac{73{,}0 \cdot 0{,}35}{1{,}45} = 17{,}6 \text{ t}.$$

Größtmoment:

$${}_{max}M = 55{,}4 \cdot 0{,}35 = 19{,}39 \text{ mt}.$$

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W_{erf} = \frac{{}_{max}M}{\sigma_{zul}} = \frac{1939}{1{,}4} = 1385 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1 \text{ I } 40 \text{ mit } W = 1460 \text{ cm}^3.$$

Größte vorhandene Biegebeanspruchung:

$$\sigma_{max} = \frac{{}_{max}M}{W_{vorh}} = \frac{1939}{1460} = 1{,}33 \text{ t/cm}^2.$$

Größte vorhandene Schubbeanspruchung:

Nach Teil A, 3, c ist

$$\tau_{max} = \frac{Q\,S}{J\,b};$$

$$Q = +55{,}4 \quad \text{bzw.} \quad -17{,}6\ \text{t} \quad (\text{Abb. } 39c);$$

$$J_x = 29210\ \text{cm}^4; \quad S_x = 857\ \text{cm}^3; \quad b = 1{,}44\ \text{cm};$$

$$\tau_{max} = \frac{55{,}4 \cdot 857}{29210 \cdot 1{,}44} = 1{,}13\ \text{t/cm}^2.$$

Bei $\sigma_{z_{zul}} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2$ ist $\tau_{zul} = 1{,}167\ \text{t/cm}^2$.

Hauptspannung.

Nach Teil A, 3, c tritt die größte gemeinsame Wirkung der Biege- und Schubspannungen an der Übergangsstelle vom Steg zum Flansch auf. Im Beispiel liegt der gefährliche Querschnitt unter der Last P, denn hier wirkt $_{max}M$ und $_{max}Q$ zusammen.

Biegespannung an der Übergangsstelle (Abb. 39*d*):

$$\sigma = \frac{\sigma_{max}\,y}{\frac{h}{2}} = \frac{1{,}33 \cdot 17{,}84}{20{,}0} = 1{,}19\ \text{t/cm}^2;$$

Schubspannung an der Übergangsstelle (Abb. 39*d*):

$$\tau = \frac{Q\,S}{J\,b} = \frac{55{,}4\,(33{,}5 \cdot 18{,}92)}{29210 \cdot 1{,}44} = 0{,}83\ \text{t/cm}^2.$$

Die aus der Biege- und Schubspannung entstehende Hauptspannung:

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

hierin ist

$$\alpha_0 = \frac{k_z}{1{,}3\,k_s} = \frac{1400}{1{,}3 \cdot 1{,}167} = 0{,}923;$$

die Werte in die Formel eingesetzt:

$$\sigma_{min}^{max} = 0{,}35 \cdot 1{,}19 \pm 0{,}65\sqrt{1{,}19^2 + 4\,(0{,}923 \cdot 0{,}83)^2},$$

$$0{,}42 \pm 1{,}26 = 1{,}68\ \text{t/cm}^2.$$

Die Hauptspannung ergibt sich zu hoch, es muß somit ein stärkerer Querschnitt gewählt werden.

6. Sonderfälle.

1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers (Abb. 40).

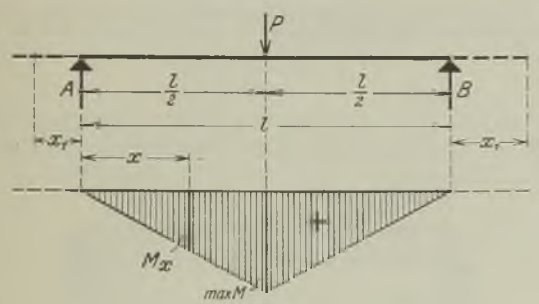


Abb. 40.

Auflagerkräfte:

$$A = B = \frac{P}{2}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,P}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x = \frac{P\,x}{2}.$$

Größtes Moment in Trägermitte:

$$_{max}M = \frac{P\,l}{4}.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,P}$ im Abstand x von A:

$$\delta_x = \frac{P\,x}{12\,E\,J}\left(\frac{3}{4}\,l^2 - x^2\right).$$

Größte Durchbiegung in Trägermitte:

$$\delta_{max} = \frac{P\,l^3}{48\,E\,J}.$$

Bei einem Träger mit überkragenden Enden ist die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Kragarme im Abstand x_1 von A oder B:

$$\delta_{x_1} = -\frac{P\,l^2\,x_1}{16\,E\,J}.$$

2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers (Abb. 41).

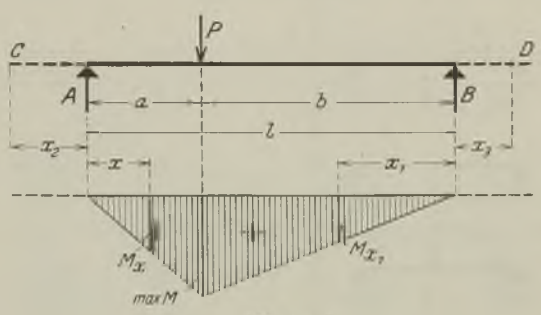


Abb. 41.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{P\,b}{l}; \quad B = \frac{P\,a}{l}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,P}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x = \frac{P\,b\,x}{l}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{P\,B}$ im Abstand x_1 von B:

$$M_{x_1} = B\,x_1 = \frac{P\,a\,x_1}{l}.$$

Größtes Moment unter der Last P:

$$_{max}M = \frac{P\,a\,b}{l}.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,P}$ im Abstand x von A:

$$\delta_x = \frac{P}{6\,E\,J}\,\frac{b\,x}{l}\,(l^2 - b^2 - x^2).$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{P\,B}$ im Abstand x_1 von B:

$$\delta_{x_1} = \frac{P}{6\,E\,J}\,\frac{a\,x_1}{l}\,(l^2 - a^2 - x_1^2).$$

Größte Durchbiegung,

wenn $a > b$ im Abstand $x = a\sqrt{\frac{1}{3} + \frac{2}{3}\,\frac{b}{a}}$ von A.

wenn $b > a$ im Abstand $x_1 = b\sqrt{\frac{1}{3} + \frac{2}{3}\,\frac{a}{b}}$ von B.

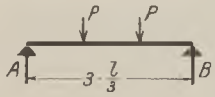
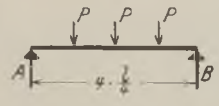
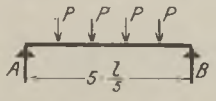
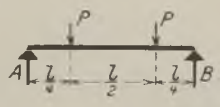
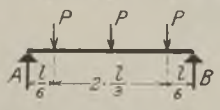
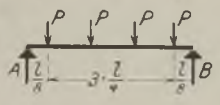
Bei einem Träger mit überkragenden Enden ist die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle des Kragarmes $\overline{C\,A}$ im Abstand x_2 von A:

$$\delta_{x_2} = -\frac{P}{6\,E\,J}\,\frac{a\,b\,x_2}{l}\,(a + 2\,b)$$

und an einer beliebigen Stelle des Kragarmes $\overline{B\,D}$ im Abstand x_3 von B

$$\delta_{x_3} = -\frac{P}{6\,E\,J}\,\frac{a\,b\,x_2}{l}\,(2\,a + b).$$

3. Fall: Mehrere gleiche Einzellasten (Abb. 42).

Belastungsfall	Auflagerkräfte $A = B$	Größtes Biegemoment $\max M$	Größte Durchbiegung δ_{max}
	P	$\frac{Pl}{3}$	$\frac{23\,Pl^3}{648\,EJ}$
	$\frac{3P}{2}$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{19\,Pl^3}{384\,EJ}$
	$2P$	$\frac{3Pl}{5}$	$\frac{63\,Pl^3}{1000\,EJ}$
	P	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{11\,Pl^3}{384\,EJ}$
	$\frac{3P}{2}$	$\frac{5Pl}{12}$	$\frac{53\,Pl^3}{1296\,EJ}$
	$2P$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{151\,Pl^3}{3072\,EJ}$

4. Fall: Einzellast an einem Kragarm (Abb. 43).

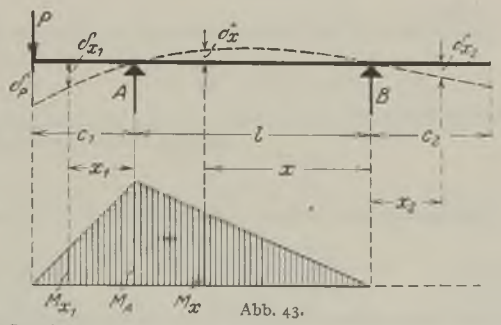


Abb. 43.

Auflagerkräfte:

$$A = P\frac{l + c_1}{l}\,; \qquad B = -P\frac{c_1}{l}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A\,B$ im Abstand x von B:

$$M_x = -P\frac{c_1 x}{l}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $P\,A$ im Abstand x_1 von A:

$$M_{x_1} = -P\,(c_1 - x_1)\,.$$

Größtes Moment über dem Auflager A:

$$\boldsymbol{M_A = -P c_1}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $A\,B$ im Abstand x von B:

$$\delta_x = -\frac{P c_1 l x}{6\,EJ}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

für

$$x = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0{,}577\,l$$

wird

$$\delta_{x_{max}} = -\frac{P c_1 l^2}{9\sqrt{3}\,EJ}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $P\,A$ im Abstand x_1 von A:

$$\delta_{x_1} = \frac{P c_1^2 x_1}{6\,EJ}\left(2\frac{l}{c_1} + 3\frac{x_1}{c_1} - \frac{x_1^2}{c_1^2}\right).$$

Durchbiegung unter der Last P:

$$\delta_P = \frac{P c_1^2}{3\,EJ}\,(l + c_1)\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $B\,C$ im Abstand x_2 von B:

$$\delta_{x_2} = \frac{P c_1 x_2 l}{6\,EJ}\,.$$

5. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge (Abb. 44).

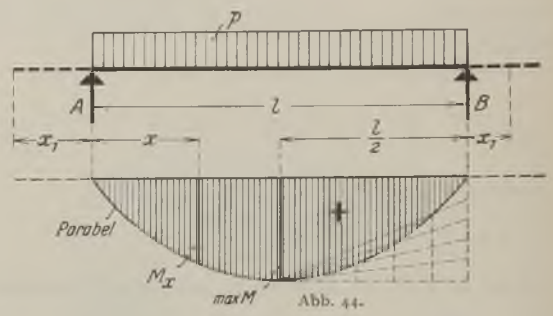


Abb. 44.

Auflagerkräfte:

$$A = B = \frac{pl}{2}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A\,B$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{px}{2}\left(l - x\right).$$

Größtes Moment in Trägermitte:

$$\max M = \frac{pl^2}{8}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $A\,B$ im Abstand x von A

$$\delta_x = \frac{pl^4}{24\,EJ}\left(\frac{x}{l} - 2\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4}\right).$$

Größte Durchbiegung in Trägermitte[1]):

$$\delta_{max} = \frac{5\,pl^4}{384\,EJ}\,.$$

Bei einem Träger mit überkragenden Enden ist die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Kragarme im Abstand x_1 von A oder B:

$$\delta_{x_1} = -\frac{pl^3 x_1}{24\,EJ}\,.$$

6. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager (Abb. 45).

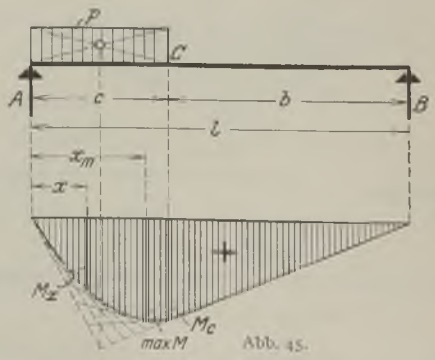


Abb. 45.

[1]) Für die Spannweiten $l = 100 - 1500$ cm sind in der Tafel 1 die Werte des Ausdruckes $\frac{5}{384}\,\frac{pl^4}{EJ}$ zusammengestellt.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,c\,(2\,b + c)}{2\,l}; \quad B = \frac{p\,c^2}{2\,l}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,C}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x - p\,\frac{x^2}{2}.$$

Größtes Moment: $\left(\text{für } x_m = \frac{A}{p}\right)$

$$\max M = \frac{A^2}{2\,p}.$$

$$M_C = B\,b.$$

7. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage (Abb. 46).

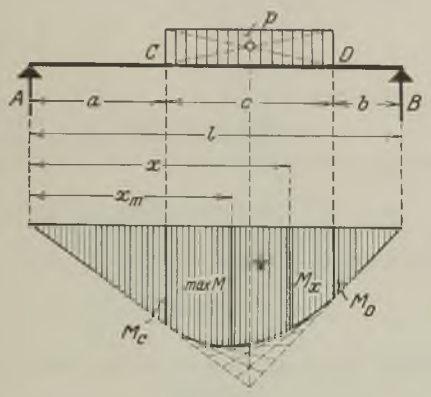


Abb. 46.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,c\,(2\,b + c)}{2\,l}; \quad B = \frac{p\,c\,(2\,a + c)}{2\,l}.$$

Momente:

$$M_C = A\,a.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{C\,D}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x - \frac{p\,(x - a)^2}{2}.$$

Größtes Moment: $\left(\text{für } x_m = a + \frac{A}{p}\right)$

$$\max M = A\left(a + \frac{A}{2\,p}\right),$$

$$M_C = A\,a,$$

$$M_D = B\,b.$$

8. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast spiegelgleich zur Mitte (Abb. 47).

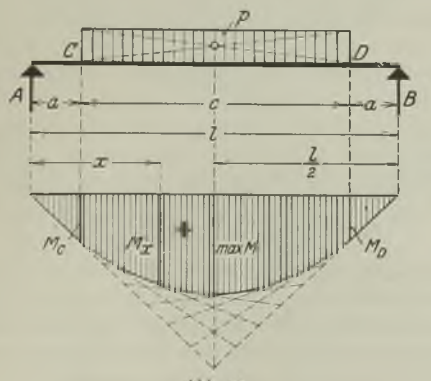


Abb. 47.

Auflagerkräfte:

$$A = B = \frac{p\,c}{2}.$$

Momente:

$$M_C = M_D = A\,a.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{C\,D}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x - \frac{p\,(x - a)^2}{2}.$$

Größtes Moment in Trägermitte:

$$\max M = \frac{p\,c}{8}\,(c + 4\,a).$$

Für den Sonderfall $a = 1/40\ c$ wird:

$$\max M = \frac{p\,c^2}{8}\,1{,}1.$$

9. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge eines Trägers mit zwei gleich langen Kragarmen (Abb. 48).

Auflagerkräfte:

$$A = B = p\,\frac{2\,c + l}{2}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{p}{2}\,(l\,x - c^2 - x^2).$$

Moment in Trägermitte:

$$M_m = \frac{p}{8}\,(l^2 - 4\,c^2),$$

$$M_A = M_B = -\frac{p\,c^2}{2},$$

für $c = 0{,}3535\,l$ wird

$$M_A = M_B = M_m = \frac{p\,l^2}{16}.$$

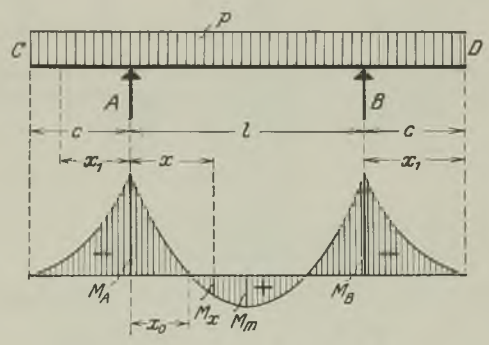


Abb. 48.

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von A:

$$\delta_x = \frac{p\,l^4}{24\,E\,J}\left[\frac{x}{l} - 2\,\frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} - \frac{6\,c^2\,x\,(l - x)}{l^4}\right].$$

Durchbiegung in Trägermitte:

$$\delta_m = \frac{p\,l^2}{48\,E\,J}\left(\frac{5}{8}\,l^2 - 3\,c^2\right).$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $C\,A$ oder $B\,C$ im Abstand x_1 von A bzw. B:

$$\delta_{x_1} = \frac{p\,c^2\,x_1}{6\,E\,J}\left(\frac{3}{2}\,\frac{l}{c} - \frac{1}{4}\,\frac{l^3}{c^3} + \frac{3}{2}\,\frac{x_1}{c} - \frac{x_1^2}{c^2} + \frac{1}{4}\,\frac{x_1^3}{c^3}\right),$$

$$\delta_C = \delta_D = \frac{p\,c^2\,l}{24\,E\,J}\left(6 + 3\,\frac{c}{l} - \frac{l^2}{c^2}\right).$$

Die Wendepunkte der elastischen Linie liegen bei

$$x_0 = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - c^2}\,.$$

Ist $c > \frac{l}{2}$, so hat die elastische Linie keine Wendepunkte.

10. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast auf die ganze Länge eines Kragarmes (Abb. 49).

Auflagerkräfte:

$$A = p\,c_1\left(1 + \frac{c_1}{2\,l}\right); \quad B = -\frac{p\,c_1^2}{2\,l}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von B

$$M_x = -\frac{p\,c_1^2}{2\,l}\,x\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{C\,A}$ im Abstand x_1 von A:

$$M_{x_1} = -\frac{p}{2}\,(c_1 - x_1)^2\,.$$

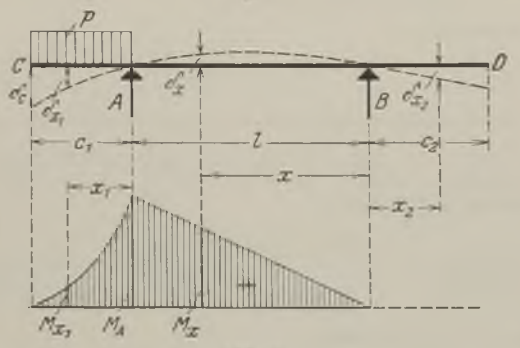


Abb. 49.

Größtes Moment:

$$\boldsymbol{M_A = -\frac{p\,c_1^2}{2}}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von B:

$$\delta_x = -\frac{p\,c_1^2\,l^2}{12\,E\,J}\,\frac{x}{l}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right)$$

für

$$x = \frac{l}{\sqrt{3}} = 0{,}577\,l$$

wird

$$\delta_{x\,\max} = -\frac{p\,c_1^2\,l^2}{18\sqrt{3}\,E\,J}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{C\,A}$ im Abstand x_1 von A:

$$\delta_{x_1} = \frac{p\,c_1^3\,x_1}{6\,E\,J}\left(\frac{l}{c_1} + \frac{3}{2}\,\frac{x_1}{c_1} - \frac{x_1^2}{c_1^2} + \frac{1}{4}\,\frac{x_1^3}{c_1^3}\right),$$

$$\delta_C = \frac{p\,c_1^3}{24\,E\,J}\,(4\,l + 3\,c_1)\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{B\,D}$ im Abstand x_2 von B:

$$\delta_{x_2} = \frac{p\,c_1^2\,x_2\,l}{12\,E\,J}\,.$$

11. Fall: Dreieckbelastung des ganzen Trägers (Abb. 50).

p = Belastungshöhe über dem Auflager B.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,l}{6}; \quad B = \frac{p\,l}{3}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{p\,l\,x}{6}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right).$$

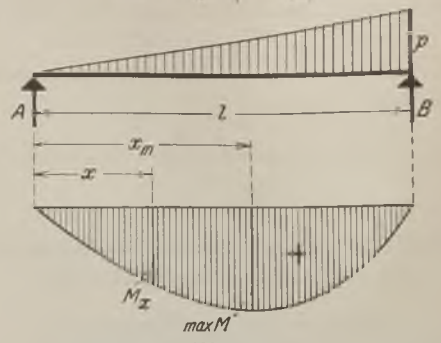


Abb. 50.

Größtes Moment (für $x_m = 0{,}5774\,l$):

$$\max \boldsymbol{M = 0{,}0642\,p\,l^2}\,.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B}$ im Abstand x von A:

$$\delta_x = \frac{p\,l^4}{90\,E\,J}\left(7\,\frac{x}{l} - 10\,\frac{x^3}{l^3} + 3\,\frac{x^5}{l^5}\right).$$

Größte Durchbiegung im Abstand $x = 0{,}5193\,l$ von A:

$$\delta_{\max} = 0{,}00652\,\frac{p\,l^4}{E\,J}\,.$$

12. Fall: Symmetrische Dreieckbelastung (Abb. 51).

p = Belastungshöhe in Trägermitte.

Auflagerkräfte:

$$A = B = \frac{p\,l}{4}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,C}$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{p\,l\,x}{2}\left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3}\,\frac{x^2}{l^2}\right).$$

Größtes Moment in Trägermitte:

$$\max \boldsymbol{M = \frac{p\,l^2}{12}}\,.$$

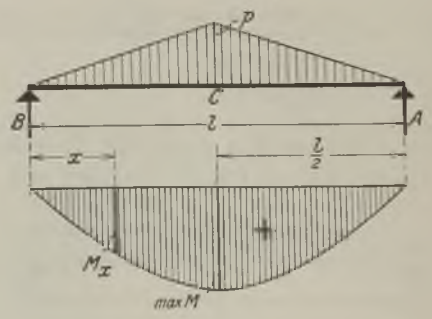


Abb. 51.

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,C}$ im Abstand x von A:

$$\delta_x = \frac{p\,l^4}{6\,E\,J}\left(\frac{5}{8}\,\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} + \frac{2}{5}\,\frac{x^5}{l^5}\right).$$

Größte Durchbiegung in Trägermitte:

$$\delta_{\max} = \frac{p\,l^4}{30\,E\,J}\,.$$

B. Berechnung der Freiträger.

1. Die Einspannung der Träger.

Der Freiträger, auch Krag- oder Ausbauträger genannt, ist an einem Ende eingespannt, während das andere Ende frei schwebt. Er findet im Stahlbau meistens bei Ausbauten Verwendung. Das Einspannende des Kragträgers wird entweder glatt in das Mauerwerk oder aber auf zwei Platten verlegt.

Während bei der Plattenauflagerung (Abb. 52) eine einwandfreie und gleichmäßige Druckverteilung erzielt wird, ist bei der glatten Einspannung ohne verhältnismäßig große Belastung vor, dann müssen die Auflager gemäß Abb. 52*b* und *c* seitlich ausgebaut werden. Damit eine gleichmäßige Verteilung der Auflagerdrücke auf der Unterlage auch wirklich erzielt wird, ist auf die Berechnung und Ausführung derartiger Auflager ganz besondere Sorgfalt zu legen. (Über die Berechnung und Ausführung der Lager siehe Teil II dieses Abschnittes.)

Bei aller Einfachheit der Freiträgerberechnung darf nicht vergessen werden, daß zur Aufnahme der nach

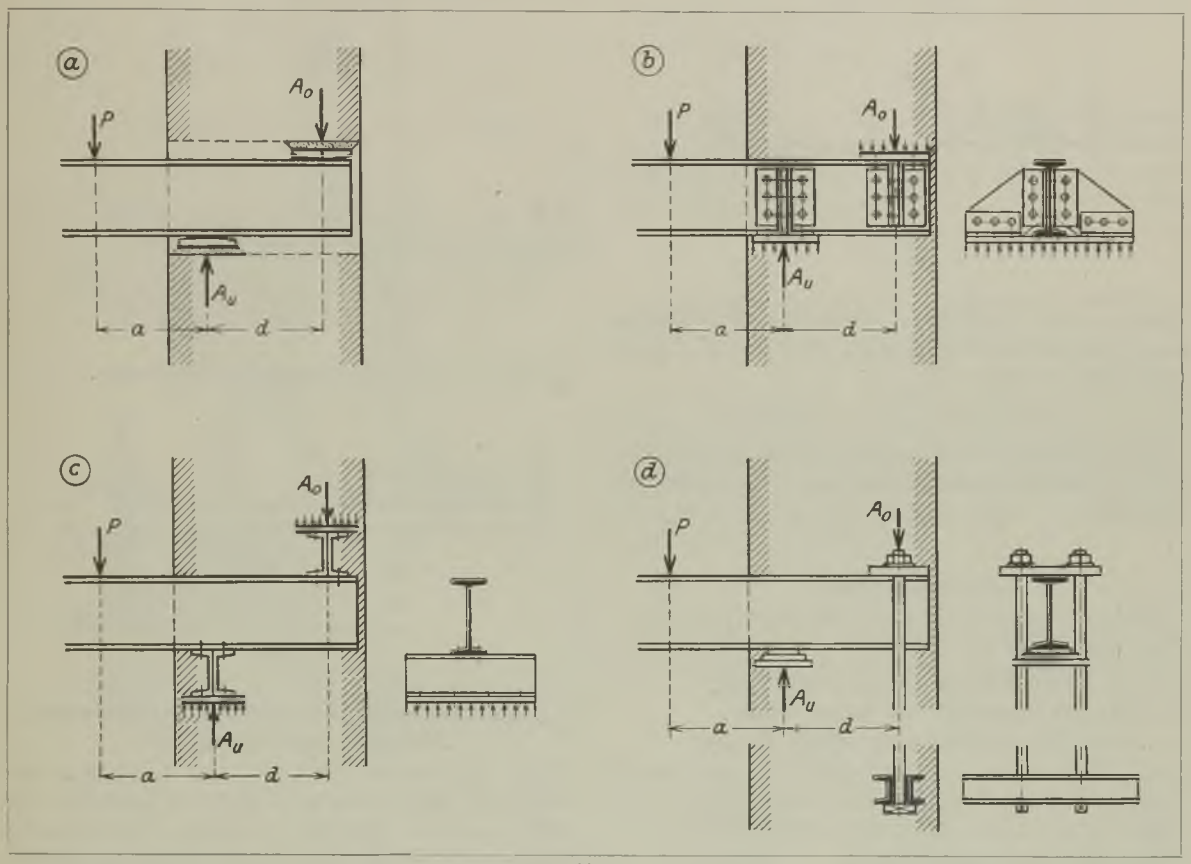


Abb. 52.

Platten (vgl. Abb. 54) eine größere Kantenbelastung des Mauerwerkes nicht zu vermeiden und eine Überlastung und ein Abspringen der Mauerkante zu befürchten. Aus diesem Grunde ist bei größeren Belastungen die Ausführung mit zwei Auflagerplatten vorzuziehen. Damit liegt nun die Einspannstelle nicht, wie allgemein in den Taschenbüchern bei den Sonderfällen angegeben ist, an der Mauerkante, sondern in Mitte der unteren Auflagerplatte.

Die Mittenentfernung d der beiden Auflagerplatten, die sich nach der vorhandenen Mauerstärke und den erforderlich werdenden Plattengrößen richtet, muß vorerst angenommen oder überschläglich berechnet werden. Ist die Mauer nicht sehr stark oder liegt eine oben gerichteten Auflagerkraft A_o auch eine genügende Gegenlast vorhanden sein muß. Das Gegengewicht darf nicht nur gleich der Auflagerkraft A_o werden (dann würde ja gerade nur Gleichgewicht herrschen), sondern aus Sicherheitsgründen muß die auf dem Auflager A_o liegende Last (Mauergewicht) und sonstige ständige Lasten etwa zwei bis dreimal so groß sein als die Auflagerkraft A_o. Ist die Gegenlast nicht ausreichend und eine Verbindung mit Deckenträgern nicht möglich, dann muß die Auflagerplatte A_o mit dem unteren Mauerwerk verankert werden (Abb. 52*d*). Die Länge der Verankerung ergibt sich aus der Überlegung, daß das Gewicht des anzuhängenden Mauerwerkes und die über dem Auf-

lager A_o befindliche ständige Last den zwei- bis dreifachen Wert der Auflagerkraft A_0 ergeben muß.

2. Rechnerische Bestimmung der Momente, Auflager- und Querkräfte.

a) Momente.

Im wesentlichen sind hier die im Teil A, I, c dieses Abschnittes gegebenen Angaben von Gültigkeit. Bei dem Freiträger befindet sich der gefährliche Querschnitt an der Einspannstelle; hier wechselt die

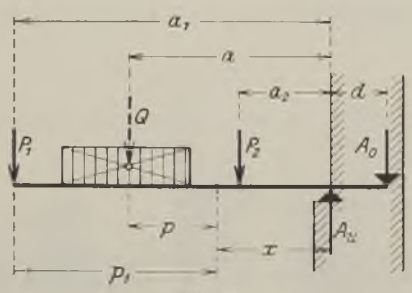


Abb. 53.

Querkraft das Vorzeichen. Dieser Querschnitt erhält somit das größte Biegemoment. Für den Freiträger nach Abb. 53 wird z. B.

$$_{\max}M = Q\,a + P_1\,a_1 + P_2\,a_2.$$

Das Moment an einer beliebigen Stelle des Trägers, z. B. im Abstande x vom Auflager A_u, ergibt sich wie folgt:

$$M_x = Q\,p + P_1\,p_1.$$

b) Auflagerkräfte.

α) Ausführung mit zwei Auflagerplatten.

Es bezeichne:

A_u die Auflagerkraft der unteren Platte,
A_o die Auflagerkraft der oberen Platte,
d den Mittenabstand der beiden Platten.

Die Auflagerkraft A_o erhält man aus der dritten Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ (vgl. Teil A, 1, a dieses Abschnittes), indem der Bezugspunkt in den Auflagerpunkt A_u gelegt wird:

$$\Sigma M = -Q\,a - P_1\,a_1 - P_2\,a_2 - \cdots + A_o\,d = 0;$$

$$\Sigma M = -_{\max}M + A_o\,d = 0;$$

$$A_o = \frac{_{\max}M}{d}.$$

Die Auflagerkraft A_u ergibt sich dann aus der 1. Gleichgewichtsbedingung $\Sigma V = 0$:

$$\Sigma V = Q + P_1 + P_2 \cdots + A_o - A_u = 0;$$

$$A_u = \Sigma P + \Sigma Q + A_o \quad \text{oder} \quad \Sigma P + \Sigma Q + \frac{_{\max}M}{d}.$$

β) Ausführung ohne Auflagerplatten.

Bei unmittelbarer Einspannung des Trägers ohne Verwendung von Auflagerplatten ist entweder die größte Einspannlänge f oder die größte zulässige Kantenpressung k der Unterlage gegeben (Abb. 54).

Bezeichnet

$_{\max}M$ das Einspannmoment (in diesem Fall auf die Mauerkante bezogen),
R die Ersatz- oder Mittelkraft aller am Freiträger angreifenden Lasten,
a den Abstand der Ersatzkraft R von der Mauerkante,
b die Trägerbreite,

dann wird, wenn die Einspannlänge f bekannt ist, die größte Kantenpressung

$$k_{\max} = \frac{R}{b\,f} + \frac{6\,R\left(a + \frac{f}{2}\right)}{b\,f^2}$$

$$k_{\min} = \frac{R}{b\,f} - \frac{6\,R\left(a + \frac{f}{2}\right)}{b\,f^2}$$

und, wenn die größte Kantenpressung $k_{\max}$ angenommen werden soll, die Einspannlänge

$$f = \frac{2\,R}{b\,k_{\max}}\left[1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2}\,a\,\frac{b\,k_{\max}}{R}}\right].$$

Vergleiche auch das folgende Zahlenbeispiel.

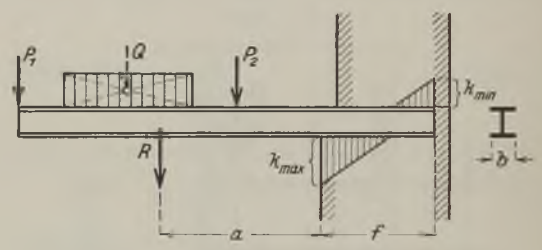


Abb. 54.

3. Zeichnerische Bestimmung der Momente, Auflager- und Querkräfte.

Das zeichnerische Verfahren zur Ermittlung der Auflager-, Querkräfte und Momente geht aus der Abb. 55 hervor: Nach den bekannten Regeln ist das Kraft- und Seileck zu zeichnen, wobei zweckmäßig der Polstrahl 1 wagerecht gelegt wird. Die weitere Behandlung bietet nichts Neues; es handelt sich nur um eine Wiederholung des Teiles A, 2 dieses Abschnittes. Bei Streckenlasten oder zusammengesetzter Belastung verfährt man ebenfalls nach den Angaben des genannten Teiles.

Wie aus der Abb. 55 deutlich hervorgeht, kann man den Freiträger auch als einfachen Träger auf zwei Stützen (A_u und A_o) mit einem Kragarm ansehen.

4. Bestimmung der Querschnitte.

Die Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmomentes, des Querschnittes und der vorhandenen Beanspruchung erfolgt nach Teil A, 3 dieses Abschnittes.

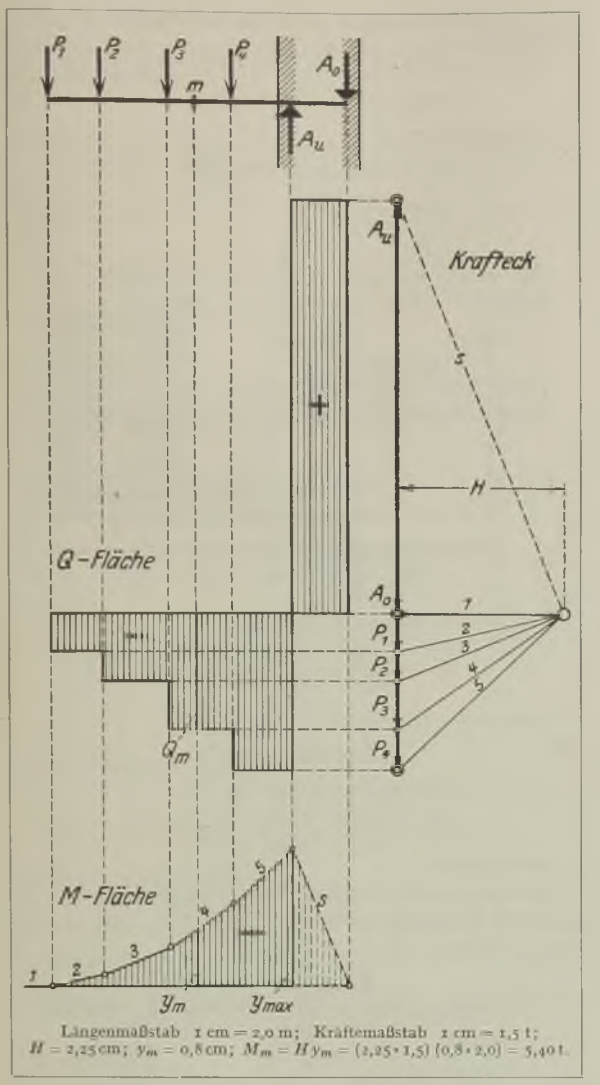


Abb. 55.

5. Bestimmung der Durchbiegungen.

a) Allgemeines.

Nach Durcharbeitung des Teiles A, 4 dieses Abschnittes genügt hier eine Zusammenfassung.

Bei einem Freiträger ist die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke A_u bis zur äußersten Belastung im Abstande x von A_u gleich dem Inhalte der mit dem Abstande x begrenzten Momentenfläche $\mathfrak{F}_x$, multipliziert mit dem Schwerpunktabstand $\mathfrak{x}_x$ und dividiert durch $E\,J$ (Abb. 56*a*):

$$\delta_x = \frac{\mathfrak{F}_x\,\mathfrak{x}_x}{E\,J}.$$

Der Ausschlagwinkel irgendeines Stabelementes für diese Strecke:

$$\alpha_x = \frac{\mathfrak{F}_x}{E\,J}.$$

Die Durchbiegung am äußersten Belastungspunkt des Trägers ist gleich dem Inhalte der gesamten Momentenfläche $\mathfrak{F}$, multipliziert mit dem Schwerpunktabstand $\mathfrak{x}$ und dividiert durch $E\,J$ (Abb. 56*b*):

$$\alpha_P = \frac{\mathfrak{F}\,\mathfrak{x}}{E\,J}.$$

Der Ausschlagwinkel des Stabelementes für diesen Punkt:

$$\alpha_P = \frac{\mathfrak{F}}{E\,J}.$$

Die Durchbiegung an einer beliebigen Stelle des Trägers vom äußersten Belastungspunkt bis zum Trägerendpunkt im Abstande x_1 von A_u ist gleich dem Inhalte der gesamten Momentenfläche $\mathfrak{F}$, multipliziert mit dem Schwerpunktabstand $\mathfrak{x}_1$ und dividiert durch $E\,J$ (Abb. 56*c*):

$$\delta_{x_1} = \frac{\mathfrak{F}\,\mathfrak{x}_1}{E\,J}.$$

Der Ausschlagwinkel irgendeines Stabelementes für diese Strecke ist gleich dem Ausschlagwinkel α_P:

$$\alpha_{x_1} = \alpha_P = \frac{\mathfrak{F}}{E\,J}.$$

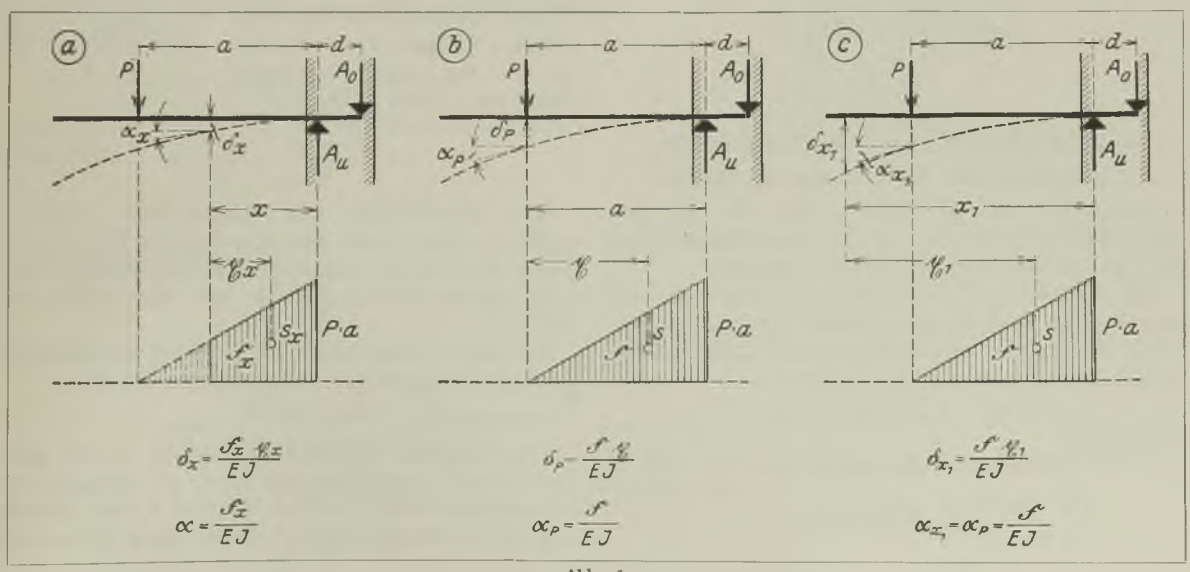


Abb. 56.

Bei zusammengesetzter Belastung sowie bei verschiedenen Trägheitsmomenten sind die Angaben im Teile A, 4 dieses Abschnittes zu verwerten.

b) Beispiel.

Für den Freiträger nach Abb. 57, mit einer gleichmäßig verteilten Belastung, ist die größte Durchbiegung am Trägerende C zu berechnen.

Zunächst muß die Momentenfläche bestimmt werden. Das größte Moment an der Einspannstelle beträgt $\frac{p\,a^2}{2}$. Das Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u C$ im Abstande x von A_u:

$$M_x = \frac{p}{2}(a - x)^2.$$

Trägt man die Momentenlinie auf, so ergibt sich eine Parabel. Der Flächeninhalt der Parabel ist gleich:

$$\mathfrak{F} = \frac{p\,a^2}{2}\,a\,\frac{1}{3};$$

der Schwerpunktabstand

$$\mathfrak{x} = \frac{3}{4}\,a.$$

Mithin wird

$$\delta_c = \frac{\mathfrak{F}\,\mathfrak{x}}{E\,J} = \frac{\frac{p\,a^2}{2}\,a\,\frac{1}{3}\,\frac{3}{4}\,a}{E\,J} = \frac{p\,a^4}{8\,E\,J};$$

$$\alpha_c = \frac{\mathfrak{F}}{E\,J} = \frac{\frac{p\,a^2}{2}\,a\,\frac{1}{3}}{E\,J} = \frac{p\,a^3}{6\,E\,J}.$$

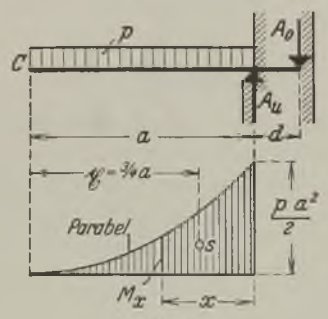


Abb. 57.

6. Zahlenbeispiel zur Trägerberechnung.

a) Berechnung bei Einspannung mit Platten.

Berechnung des Freiträgers nach Abb. 58. Die Mauerstärke beträgt 64,0 cm und die zulässige Pressung k auf die Unterlage gleich 14 kg/cm².

Die Plattenlänge L der beiden Auflager A_u und A_o wird mit 25,0 cm angenommen; bei 2,5 cm Abstand der Platten von der Mauerkante ergibt sich der Mittenabstand d der beiden Platten zu

$$d = 64 - (25 + 5) = 34{,}0 \text{ cm}.$$

Belastung:

$$Q = 0{,}80 \text{ t} \quad \text{(gleichmäßig verteilte Last)}$$

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= 0{,}85 \text{ t} \\ P_2 &= 0{,}40 \text{ t} \end{aligned}\right\} \text{(Einzellasten).}$$

Größtmoment: Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Einspannstelle A_u:

$$_{\max}M = 0{,}80 \cdot 1{,}15 + 0{,}85 \cdot 1{,}85 + 0{,}40 \cdot 0{,}9$$
$$= 2{,}852 \text{ mt} = 285{,}2 \text{ cmt}.$$

Auflagerkräfte:

$$A_u = 0{,}80 + 0{,}85 + 0{,}40 + \frac{2{,}852}{0{,}34} = 10{,}43 \text{ t};$$

$$A_o = \frac{2{,}852}{0{,}34} = 8{,}38 \text{ t}.$$

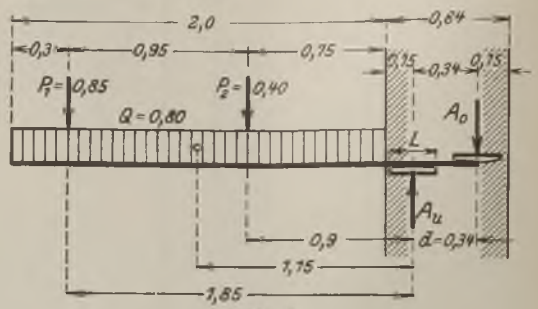


Abb. 58.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W = \frac{_{\max}M}{\sigma_{zul}} = \frac{285{,}2}{1{,}4} = 204 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1\ \text{I}\ 20 \text{ mit } 214 \text{ cm}^3.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{_{\max}M}{W_{vorh}} = \frac{285{,}2}{214}\ 1{,}33 \text{ t/cm}^2.$$

Auflagerplatten:

Bei der angenommenen Plattenlänge $L = 25{,}0$ cm wird die Breite der unteren Platte (vgl. Teil II, A, 2 dieses Abschnittes)

$$B = \frac{A_u \text{ (größte Auflagerkraft)}}{k \text{ (zulässige Beanspruchung der Unterlage)} \cdot L \text{ (Plattenlänge)}}$$

$$= \frac{10\,430}{14 \cdot 25{,}0}\ \frac{\text{kg}}{\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \text{cm}} = 30 \text{ cm}.$$

Die Flanschbreite des gewählten Trägers I 20 beträgt 9,0 cm; der freie Plattenüberstand wird somit (Abb. 59)

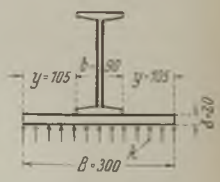


Abb. 59.

$$y = \frac{30 - 9{,}0}{2} = 10{,}5 \text{ cm}.$$

Die Bestimmung der erforderlichen Plattenstärke δ erfolgt nach den Angaben im Teil II, A, 2 dieses Abschnittes; danach wird die Stärke der Stahlplatte gleich 18 mm (gewählt wird eine Stärke von 20 mm).

Die obere Platte kann entsprechend der kleineren Auflagerkraft geringere Abmessungen erhalten.

Gegengewicht:

Die Gegenlast G der Auflagerkraft A_o soll etwa das Zwei- bis Dreifache der Kraft A_o betragen; im Beispiel muß also $G = 17{,}0$ bis 25,0 t sein. Reicht das über dem Auflager A_o befindliche Mauerwerk

nicht aus, so muß durch eine Verankerung (Abb. 52 *d*) das unter dem Auflager liegende Mauerwerk mit herangezogen werden.

b) Berechnung bei unmittelbarer Einspannung ohne Platten (Abb. 60).

Größtmoment: Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Einspannstelle „*m*".

$$_{\max}M = 0{,}80 \cdot 1{,}0 + 0{,}85 \cdot 1{,}70 + 0{,}40 \cdot 0{,}75$$

$$= 2{,}545 \text{ mt} = 254{,}5 \text{ cmt}.$$

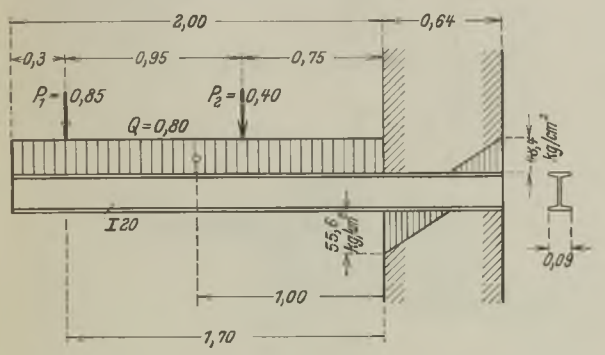


Abb. 60.

Erforderliches Widerstandsmoment:

$$W = \frac{_{\max}M}{\sigma_{zul}} = \frac{254{,}5}{1{,}4} = 182 \text{ cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt:

$$1 \text{ I } 20 \text{ mit } W = 214 \text{ cm}^3.$$

Größte vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_{vorh} = \frac{_{\max}M}{W_{vorh}} = \frac{254{,}5}{214} = 1{,}19 \text{ t/cm}^2.$$

Einspannung:

Die Trägerbreite des I 20 beträgt 9,0 cm und die Einspannlänge f im günstigsten Falle 64,0 cm. Die Mittelkraft

$$R = 0{,}80 + 0{,}85 + 0{,}40 = 2{,}05 \text{ t}.$$

Der Abstand derselben von der Mauerkante (Einspannstelle):

$$a = \frac{_{\max}M}{R} = \frac{254{,}5}{2{,}05} = 1{,}24 \text{ m}.$$

Die Kantenpressungen:

$$k_{\max} = \frac{R}{b\,f} + \frac{6\,R\left(a + \frac{f}{2}\right)}{b\,f^2}$$

$$= \frac{2050}{9 \cdot 64} + \frac{6 \cdot 2050\left(124 + \frac{64}{2}\right)}{9{,}0 \cdot 64^2}$$

$$= 3{,}6 + 52{,}0 = 55{,}6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$k_{\min} = 3{,}6 - 52{,}0 = -48{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist also bei einer zulässigen Pressung $k_{\max} = 14$ kg/cm² die Ausführung ohne Platten oder ohne Flanschverbreiterung nicht möglich.

Die Flanschbreite b müßte nunmehr bei einer Einspannlänge $f = 64{,}0$ wie folgt vergrößert werden:

$$b = \frac{55{,}6 \cdot 9}{14} = 36 \text{ cm}.$$

Bei Herstellung der Unterlage aus Klinker mit einer zulässigen Pressung $k = 35$ kg/cm² könnte die Auflagerbreite auf

$$\frac{36 \cdot 14}{35} = 14{,}4 \text{ cm}$$

herabgemindert werden.

7. Sonderfälle.

1. Fall: Einzellast (Abb. 61).

Auflagerkräfte:

$$A_u = P + \frac{P\,a}{d}; \quad A_o = \frac{P\,a}{d}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u P$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = P\,(a - x).$$

Größtes Moment bei A_u:

$$\boldsymbol{M_m = P\,a}.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A_u P}$ im Abstand x von A_u:

$$\delta_x = \frac{P\,x^2}{2\,E\,J}\left(a - \frac{x}{3}\right).$$

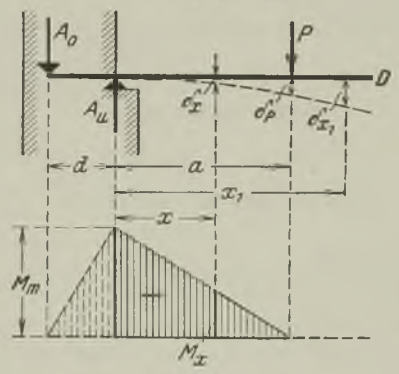


Abb. 61.

Durchbiegung bei P:

$$\delta_P = \frac{P\,a^3}{3\,E\,J}.$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{P\,D}$ im Abstand x_1 von A_u:

$$\delta_{x_1} = \frac{P\,a^2}{2\,E\,J}\left(x_1 - \frac{a}{3}\right).$$

2. Fall: Gleichmäßig verteilte Last (Abb. 62).

Auflagerkräfte:

$$A_u = p\,a + \frac{p\,a^2}{2\,d}; \quad A_o = \frac{p\,a^2}{2\,d}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u C$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = \frac{p}{2}(a - x)^2 .$$

Größtes Moment bei A_u:

$$M_m = \frac{p\,a^2}{2} .$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u C$ im Abstand x von A_u:

$$\delta_x = \frac{p\,x^2 a^2}{2\,E\,J}\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3}\frac{x}{a} + \frac{1}{12}\frac{x^2}{a^2}\right).$$

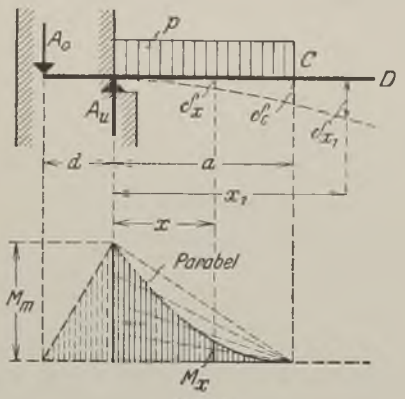


Abb. 62.

Durchbiegung bei C:

$$\delta_c = \frac{p\,a^4}{8\,E\,J} .$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $C\,D$ im Abstand x_1 von A_u:

$$\delta_{x_1} = \frac{p\,a^3}{6\,E\,J}\left(x_1 - \frac{a}{4}\right).$$

3. Fall: Dreiecklast (Abb. 63).

p = Belastungshöhe über dem Auflager A_u.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{p\,a}{2} + \frac{p\,a^2}{6\,d}; \quad A_o = \frac{p\,a^2}{6\,d} .$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u C$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = \frac{p\,(a - x)^3}{6\,a} .$$

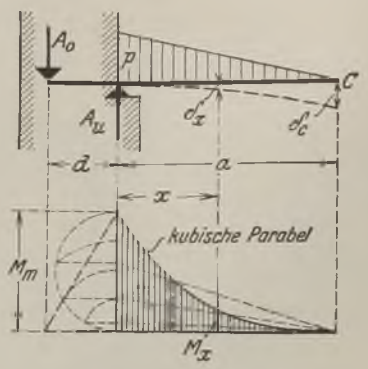


Abb. 63.

Größtes Moment bei A_u:

$$M_m = \frac{p\,a^2}{6} .$$

Durchbiegung an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u C$ im Abstand x von A_u:

$$\delta_x = \frac{p\,a^4}{24\,E\,J}\left(\frac{4}{5} - \frac{a - x}{a} + \frac{1}{5}\frac{(a - x)^5}{a^5}\right).$$

Durchbiegung bei C:

$$\delta_c = \frac{p\,a^4}{30\,E\,J} .$$

C. Berechnung der einseitig eingespannten Träger.

1. Allgemeine Berechnung.

a) Bezeichnungen.

Der an einem Ende eingespannte und am andern Ende frei aufliegende Träger ist einfach statisch unbestimmt. Als Unbekannte wird am besten das Einspannmoment M_B eingeführt.

Es bezeichnet (Abb. 64)

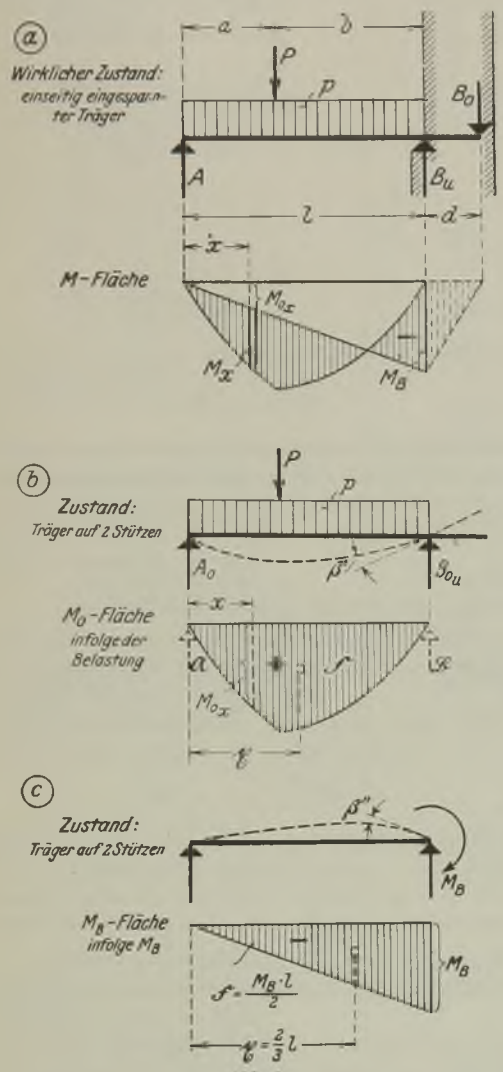


Abb. 64.

l die Spannweite ($\overline{A B_u}$),
d den Mittenabstand der beiden Auflagerplatten des eingespannten Endes ($\overline{B_u B_o}$),
A die Auflagerkraft am frei aufliegenden Ende,
B_u, B_o die Auflagerkräfte am eingespannten Ende,
M_B das Einspannmoment,
M_x das Moment in einem beliebigen Abstand x vom Auflager A.

Zunächst wird das statisch bestimmte Grundtragwerk (der einfache Träger auf 2 Stützen) hergestellt. Am zweckmäßigsten denkt man sich den Träger an der Einspannstelle durchgeschnitten (Abbildung 64*c*) oder aber den Auflagerdruck B_o entfernt (Abb. 64*b*). Bei Plattenlagerung liegt die Einspannstelle über dem Auflager B_u und bei unmittelbarer Lagerung ohne Platten über der unteren Mauerkante.

Bei unmittelbarer Einmauerung des Trägers ohne Auflagerplatten geht die Spannweite l vom Auflager A bis zur Mauerkante; die weitere Behandlung der glatten Einspannung geht aus dem vorangehenden Teil B hervor.

Für den statisch bestimmt gemachten Träger (ohne Einspannung) bedeutet nun (Abb. 64*b*)

A_o die Auflagerkraft am frei aufliegenden Ende,
B_{o_u} die Auflagerkraft an der Einspannstelle,
M_{o_x} das Moment in einem beliebigen Abstand x vom Auflager A_o,
Q_{o_x} die Querkraft an einer beliebigen Stelle x,
$\mathfrak{F}$ den Inhalt der Momentenfläche,
$\mathfrak{x}$ den Schwerpunktabstand der Momentenfläche $\mathfrak{F}$ vom Auflager $\mathfrak{A}$ gemessen,
$\mathfrak{B}$ den rechten Auflagerdruck infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche $= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}$.

b) Bestimmung des Einspannmomentes M_B.

Das Einspannmoment erhält man aus dem elastischen Verhalten des Trägers. Zunächst wird der einfache Träger betrachtet (Abb. 64*b* und *c*); dieser biegt sich infolge der Belastung durch, und es entsteht am Ende B_{o_u} der Ausschlagwinkel β (Bedeutung und Berechnung der Ausschlagwinkel nach Teil A, 4, a dieses Abschnittes).

Ausschlagwinkel β:

β' infolge der Belastung (Abb. 64*b*):

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}\,\frac{1}{EJ} = \mathfrak{B}\,\frac{1}{EJ}.$$

β'' infolge des Einspannmomentes M_B (Abb. 64*c*):

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}\,\frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_B l}{2}\,\frac{2}{3}\,l}{l}\,\frac{1}{EJ} = \frac{M_B l}{3}\,\frac{1}{EJ}.$$

Aus der Bedingung, daß der gesamte Ausschlagwinkel β des Stabelementes an der Einspannstelle in Wirklichkeit gleich Null sein muß, findet man das Einspannmoment M_B; es muß gerade so groß sein, daß es den durch die Belastung hervorgerufenen Ausschlagwinkel β' wieder rückgängig macht:

$$\beta = \beta' + \beta'' = 0.$$

Da nun in dem vorstehenden Ausdruck für den Ausschlagwinkel β auch das Einspannmoment M_B vorkommt, so ergibt sich folgende Gleichung zur Bestimmung von M_B:

$$\beta = \beta' + \beta'' = 0;$$

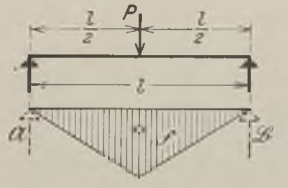
$$\beta = \mathfrak{B}\,\frac{1}{EJ} + \frac{M_B l}{3}\,\frac{1}{EJ} = 0;$$

Tafel 4. Werte für $\mathfrak{F}$, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$.

(Ergänzung nach Tafel 44).

Es bedeuten $\mathfrak{F}$ den Inhalt der Momentenfläche,
$\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ die Auflagerkräfte infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche,
$\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ bzw. $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$ die Belastungsglieder.

a) Einzellast in der Mitte.

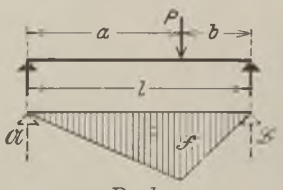


$$\mathfrak{F} = \frac{P l^2}{8}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{P l^2}{16}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{3 P l}{8}$$

b) Einzellast an beliebiger Stelle.



$$\mathfrak{F} = \frac{P a b}{2}$$

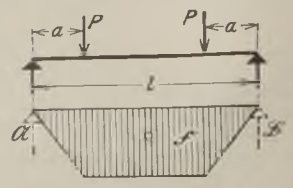
$$\mathfrak{A} = \frac{P a b}{6}\left(1 + \frac{b}{l}\right)$$

$$\mathfrak{B} = \frac{P a b}{6}\left(1 + \frac{a}{l}\right)$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{P a b}{l}\left(1 + \frac{b}{l}\right)$$

$$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{P a b}{l}\left(1 + \frac{a}{l}\right)$$

c) 2 spiegelgleiche Einzellasten

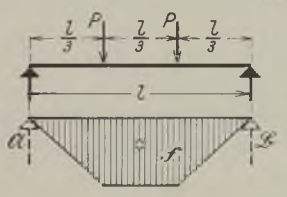


$$\mathfrak{F} = P a (l - a)$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{P a (l - a)}{2}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = 3 P a \left(1 - \frac{a}{l}\right)$$

d) 2 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{3}$

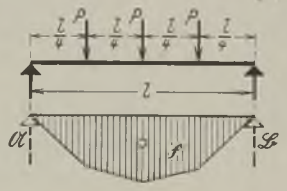


$$\mathfrak{F} = \frac{2 P l^2}{9}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{P l^2}{9}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{2 P l}{3}$$

e) 3 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{4}$

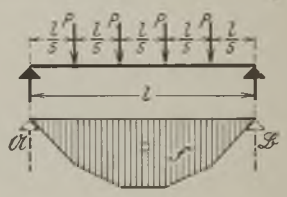


$$\mathfrak{F} = \frac{5 P l^2}{16}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{5 P l^2}{32}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{15 P l}{16}$$

f) 4 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{5}$

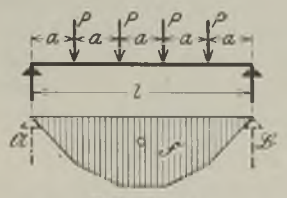


$$\mathfrak{F} = \frac{2 P l^2}{5}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{P l^2}{5}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{6 P l}{5}$$

g) $(n - 1)$ gleiche Einzellasten in gleichen Abständen a

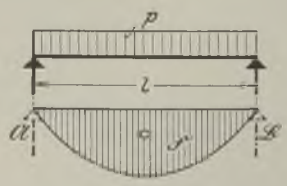


$$\mathfrak{F} = \frac{P l^2}{12} \frac{n^2 - 1}{n}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{P l^2}{24} \frac{n^2 - 1}{n}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{P l}{4} \frac{n^2 - 1}{n}$$

h) Gleichmäßig auf die ganze Länge verteilte Belastung

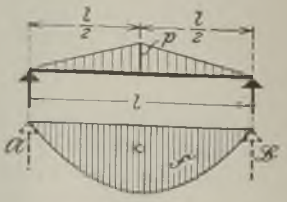


$$\mathfrak{F} = \frac{p l^3}{12}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{p l^3}{24}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{p l^2}{4}$$

i) Spiegelgleiche Dreieckbelastung des ganzen Trägers

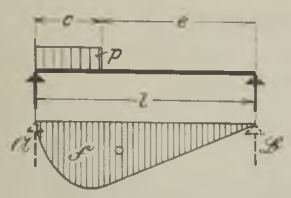
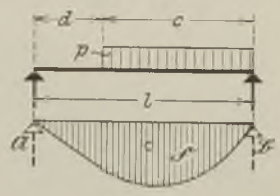


$$\mathfrak{F} = \frac{5 p l^3}{96}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{5 p l^3}{192}$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{5 p l^2}{32}$$

Fortsetzung der Tafel 4.

k) Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager A	l) Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage	m) Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager B
		
$\mathfrak{F} = \frac{p\,c}{12}(3\,l\,c - 2\,c^2)$	$\mathfrak{F} = \frac{p\,c}{12}[3\,l\,(d+g) - 2\,(d^2+g^2+d\,g)]$	$\mathfrak{F} = \frac{p\,c}{12}(3\,l\,c - 2\,c^2)$
$\mathfrak{A} = \frac{p}{24\,l}(l^2 - e^2)^2$	$\mathfrak{A} = \frac{p\,c}{24\,l}(e+f)\,(2\,l^2 - e^2 - f^2)$	$\mathfrak{A} = \frac{p\,c^2}{24\,l}(2\,l^2 - c^2)$
$\mathfrak{B} = \frac{p\,c^2}{24\,l}(2\,l^2 - c^2)$	$\mathfrak{B} = \frac{p\,c}{24\,l}(d+g)\,(2\,l^2 - d^2 - g^2)$	$\mathfrak{B} = \frac{p}{24\,l}(l^2 - d^2)^2$
$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{p}{4\,l^2}(l^2 - e^2)^2$	$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{p\,c}{4\,l^2}(e+f)\,(2\,l^2 - e^2 - f^2)$	$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{p\,c^2}{4\,l^2}(2\,l^2 - c^2)$
$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{p\,c^2}{4\,l^2}(2\,l^2 - c^2)$	$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{p\,c}{4\,l^2}(d+g)\,(2\,l^2 - d^2 - g^2)$	$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{p}{4\,l^2}(l^2 - d^2)^2$

hieraus ist dann $M_B = -\frac{3}{l}\,\mathfrak{B}$.

Die Werte $\mathfrak{B}$ sind für häufiger vorkommende Belastungsfälle aus der Tafel 4 zu entnehmen.

Ist das Einspannmoment M_B bekannt, so können die Feldmomente, Auflager- und Querkräfte ohne weiteres berechnet werden.

c) Bestimmung der Feldmomente.

Das größte Feldmoment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft gleich Null ist oder das Vorzeichen wechselt.

Das Moment an einer beliebigen Stelle im Abstand x vom Auflager A ist (Abb. 64 a):

$$M_x = M_{o_x} + \frac{M_B\,x}{l}.$$

Ist die Auflagerkraft bereits ermittelt, so können die Feldmomente auch unmittelbar, wie bei dem einfachen Träger, bestimmt werden:

$$M_x = A\,x - \frac{p\,x^2}{2}.$$

Auch zeichnerisch sind Feldmomente in übersichtlicher Weise zu finden:

Die Momentenfläche für den einfachen Träger wird gezeichnet, das Einspannmoment M_B aufgetragen und die Endpunkte durch eine Gerade verbunden; die wirkliche Momentenfläche, die ein Abgreifen des Momentes an jeder Stelle des Trägers ermöglicht, ergibt sich dann gemäß Abb. 64 a.

d) Berechnung der Auflagerkräfte.

$$A = A_o + \frac{M_B}{l};$$

$$B_u = B_{o_u} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d}\right);$$

$$B_o = \frac{M_B}{d}.$$

e) Berechnung der Querkräfte.

Die Querkraft an einer beliebigen Stelle x des Trägers:

$$Q_x = Q_{o_x} + \frac{M_B}{l}.$$

Ist die Auflagerkraft A bestimmt, so kann die Querkraft auch unmittelbar berechnet werden:

$$Q_x = A - p\,x.$$

2. Zahlenbeispiel.

Der Träger nach Abb. 65 ist zu berechnen:

Einspannmoment M_B:

$$M_B = -\frac{3}{l}\,\mathfrak{B}.$$

(Der Wert für $\mathfrak{B}$, der den Auflagerdruck infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche vorstellt, ist unmittelbar der Tafel 4 zu entnehmen.

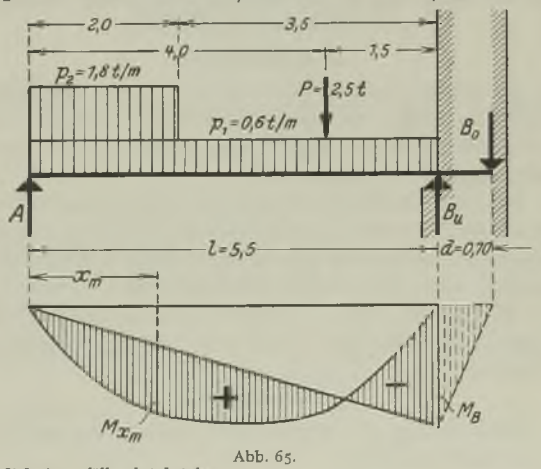


Abb. 65.

Belastungsfälle: $b + h + k$

$$M_B = -\frac{3}{5{,}5}\left[\frac{2{,}5\cdot 4{,}0\cdot 1{,}5}{6}\left(1 + \frac{4{,}0}{5{,}5}\right) + \frac{0{,}6\cdot 5{,}5^3}{24} + \frac{1{,}8\cdot 2{,}0^2}{24\cdot 5{,}5}(2\cdot 5{,}5^2 - 2{,}0^2)\right]$$

$$= -6{,}305\ \text{mt} = -630{,}5\ \text{cmt}.$$

Auflagerkräfte:

$$A = A_o + \frac{M_B}{l}$$

$$= \frac{0{,}6 \cdot 5{,}5}{2} + \left(1{,}8 \cdot 2{,}0\,\frac{3{,}5 + 5{,}5}{2}\right.$$

$$\left. + 2{,}5 \cdot 1{,}5\right)\frac{1}{5{,}5} + \left(\frac{-6{,}305}{5{,}5}\right) = 4{,}13\ \mathrm{t};$$

$$B_u = B_{o_u} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d}\right)$$

$$= \frac{0{,}6 \cdot 5{,}5}{2} + \left(1{,}8 \cdot 2{,}0\,\frac{2{,}0}{2} + 2{,}5 \cdot 4{,}0\right)\frac{1}{5{,}5}$$

$$- \left|-6{,}305\left(\frac{1}{5{,}5} + \frac{1}{0{,}7}\right)\right| = 14{,}27\ \mathrm{t};$$

$$B_o = \frac{M_5}{d} = \frac{6{,}305}{0{,}7} = 9{,}0\ \mathrm{t}.$$

Größtes Feldmoment:

Das größte Feldmoment tritt im Abstande x_m von A auf, bei dem Vorzeichenwechsel der Querkraft:

$$4{,}13 - (1{,}8 + 0{,}6)\,x_m = 0;$$

$$x_m = \frac{4{,}13}{1{,}8 + 0{,}6} = 1{,}72\ \mathrm{m};$$

$$\max M_x = 4{,}13 \cdot 1{,}72 - (1{,}8 + 0{,}6)\,1{,}72\,\frac{1{,}72}{2}$$

$$= 4{,}13\,\frac{1{,}72}{2} = 3{,}55\ \mathrm{mt} = 355{,}0\ \mathrm{cmt}.$$

Erforderliches Widerstandsmoment:

Für die Bestimmung des Widerstandsmomentes ist das absolut größte Biegemoment maßgebend; im vorliegenden Beispiel ist es das Einspannmoment M_B:

$$W_{\mathrm{erf}} = \frac{M_B}{\sigma_{\mathrm{zul}}} = \frac{630{,}5}{1{,}4} = 450\ \mathrm{cm}^3.$$

Vorhandener Querschnitt und Beanspruchung:

Gewählt 1 I P 20 mit $W = 595\ \mathrm{cm}^3$;

$$\sigma_{\mathrm{vorh}} = \frac{M_B}{W_{\mathrm{vorh}}} = \frac{630{,}5}{595} = 1{,}06\ \mathrm{t/cm}^2.$$

3. Berechnung eines beliebig belasteten Trägers mit Hilfe der Sonderfälle.

a) Allgemeines.

Im nachfolgenden Teil 4 sind für acht besondere Belastungsfälle die gebrauchsfertigen Formeln zur Bestimmung der Auflagerkräfte, Momente und Durchbiegungen zusammengestellt.

Ist nun ein Träger mit einer beliebig zusammengesetzten Belastung zu berechnen, so wird die gegebene Belastung in die entsprechenden Sonderfälle zerlegt und einfach die entsprechenden Werte für A, B_u, B_o, M_x, M_B, . . . addiert; die Summen ergeben dann die wirklichen Werte des beliebig belasteten Trägers.

b) Zahlenbeispiel.

Bestimmung des Einspannmomentes M_B des Trägers nach Abb. 65.

Sonderfälle: 2 + 3 + 4

$$M_B = -\frac{2{,}5 \cdot 4{,}0 \cdot 1{,}5\,(4{,}0 + 5{,}5)}{2 \cdot 5{,}5^2} - \frac{0{,}6 \cdot 5{,}5^2}{8}$$

$$- \frac{1{,}8 \cdot 2{,}0^2}{8 \cdot 5{,}5^2}\,(2 \cdot 5{,}5^2 - 2{,}0^2) = -6{,}305\ \mathrm{mt}.$$

Es ist somit dasselbe Ergebnis wie bei der vorher erfolgten Durchrechnung des gewählten Beispieles.

Ist M_B ermittelt, so findet man alle anderen Werte wie bekannt.

4. Sonderfälle.

1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers (Abb. 66).

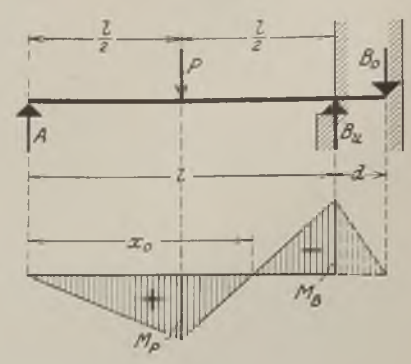


Abb. 66.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{5}{16}P; \quad B_u = \frac{11}{16}P - \frac{M_B}{d}; \quad B_o = \frac{M_B}{d}.$$

Größtes positives Moment:

$$M_P = \frac{5}{32}Pl.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{3}{16}Pl.$$

Momentennullpunkt:

$$\text{für } x_o = \frac{8}{11}l.$$

Größte Durchbiegung im Abstand $x' = l\sqrt{\frac{1}{5}}$ von A:

$$\delta_{\max} = \sqrt{\frac{1}{5}}\,\frac{Pl^3}{48\,EJ}.$$

2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers (Abb. 67).

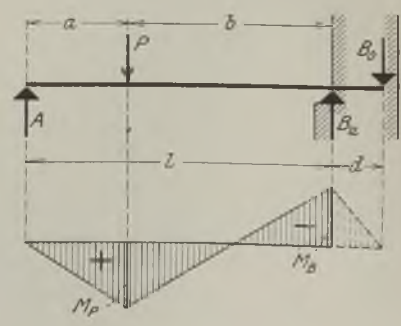


Abb. 67.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{Pb^2}{2l^3}(a + 2l).$$

$$B_u = P - A - \frac{M_B}{d}.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d}.$$

Größtes positives Moment:

$$M_P = A\,a\,.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{P\,a\,b}{2\,l^2}\,(a + l) = A\,l - P\,b\,.$$

3. Fall: Gleichmäßig auf die ganze Länge verteilte Belastung (Abb. 68).

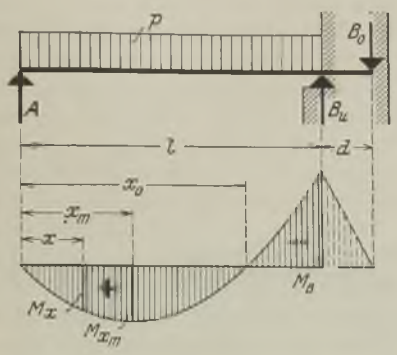


Abb. 68.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{3}{8}\,p\,l;\quad B_u = \frac{5}{8}\,p\,l - \frac{M_B}{d};\quad B_o = \frac{M_B}{d}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B_u}$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{p\,x}{8}\,(3\,l - 4\,x)\,.$$

Größtes positives Moment: $\left(\text{für } x_m = \frac{3}{8}\,l\right)$

$$M_{x_m} = \frac{9}{128}\,p\,l^2.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{p\,l^2}{8}\,.$$

Momentennullpunkt:

$$\text{für } x_o = \frac{3}{4}\,l\,.$$

Größte Durchbiegung: (für $x' = 0{,}4125\,l$)

$$\delta_{max} = \frac{p\,l^4}{185\,E\,J}\,.$$

4. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager A (Abb. 69).

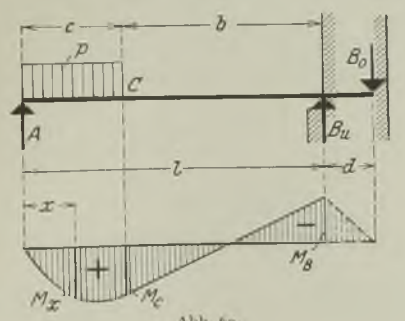


Abb. 69.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,c}{8\,l^3}\,[c^3 + 2\,l^2\,(l + 3\,b)]\,.$$

$$B_u = p\,c - A - \frac{M_B}{d}\,.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d}\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,C}$ im Abstand x von A

$$M_x = A\,x - \frac{p\,x^2}{2}\,.$$

$$M_C = A\,c - \frac{p\,c^2}{2}\,.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{p\,c^2}{8\,l^2}\,(2\,l^2 - c^2)\,.$$

5. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage (Abb. 70).

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p}{8\,l^3}\,\{(a + c)^4 - a^4 + 2\,l^2\,c\,[l + 3\,(b - a)]\}\,.$$

$$B_u = p\,c - A - \frac{M_B}{d};\quad B_o = \frac{M_B}{d}\,.$$

Momente:

$$M_a = A\,a\,;$$

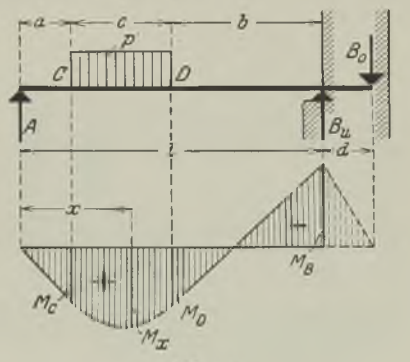


Abb. 70.

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{C\,D}$ im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x - \frac{p}{2}\,(x - a)^2.$$

$$M_D = A\,(a + c) - \frac{p\,c^2}{2}\,.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = +A\,l - \frac{p\,c}{2}\,(2\,b + c)\,.$$

6. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager B_u (Abb. 71).

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,c^3}{8\,l^3}\,(4\,a + 3\,c)\,.$$

$$B_u = p\,c - A - \frac{M_B}{d}\,.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d}\,.$$

Momente:

$$M_C = A\,a\,.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke CB_u im Abstand x von A:

$$M_x = A\,x - \frac{p}{2}(x-a)^2.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = A\,l - \frac{p\,c^2}{2}.$$

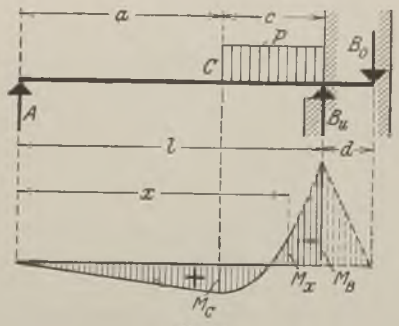


Abb. 71.

7. Fall: Dreieckbelastung mit Maximum am Auflager B_u (Abb. 72).

p = Belastungshöhe über der Einspannstelle.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{p\,l}{10};\quad B_u = \frac{2\,p\,l}{5} - \frac{M_B}{d};\quad B_o = \frac{M_B}{d}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B_u}$ im Abstand x von A:

$$M_x = \frac{p\,l\,x}{10} - \frac{p\,x^3}{6\,l}.$$

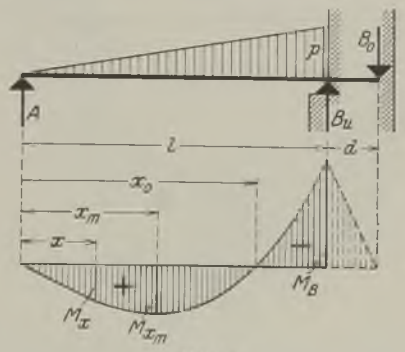


Abb. 72.

Größtes positives Moment $\left(\text{für } x_m = \frac{l}{\sqrt{5}}\right)$:

$$M_{x_m} = \frac{p\,l^2}{15\sqrt{5}} = \backsim \frac{p\,l^2}{33{,}53}.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{p\,l^2}{15}.$$

Momentennullpunkt:

$$\text{für } x_o = l\sqrt{0{,}6} = \backsim 0{,}775\,l.$$

8. Fall: Dreieckbelastung mit Maximum am Auflager A (Abb. 73).

p = Belastungshöhe über dem Auflager A.

Auflagerkräfte:

$$A = \frac{11}{40}p\,l;\quad B_u = \frac{9}{40}p\,l - \frac{M_B}{d};\quad B_o = \frac{M_B}{d}.$$

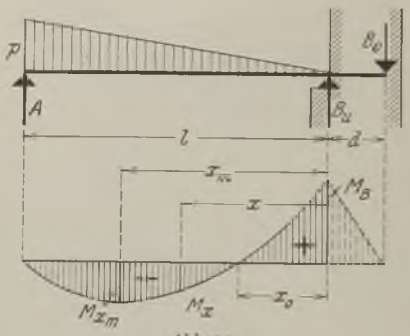


Abb. 73.

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A\,B_u}$ im Abstand x von B:

$$M_x = B_u\,x - B_o\,(x+d) - \frac{p\,x^3}{6\,l}.$$

Größtes positives Moment (für $x_m = 0{,}671\,l$):

$$M_{x_m} = \backsim \frac{p\,l^2}{23{,}7}.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{7\,p\,l^2}{120}.$$

Momentennullpunkt:

$$\text{für } x_o = \backsim 0{,}275\,l.$$

D. Berechnung der beiderseits eingespannten Träger.

1. Allgemeine Berechnung.

a) Bezeichnungen.

Der an beiden Enden eingespannte Träger ist zweifach statisch unbestimmt. Als Unbekannte werden am besten die Einspannmomente M_A und M_B eingeführt.

Es bezeichnet (Abb. 74)

- l die Spannweite $(\overline{A_u B_u})$,
- d_A und d_B den Mittenabstand der beiden Auflagerplatten am linken bzw. rechten Einspannende,
- A_u und A_o die Auflagerkräfte am linken Ende,
- B_u und B_o die Auflagerkräfte am rechten Ende,
- M_A und M_B das Einspannmoment an der linken bzw. rechten Seite,
- M_x das Moment in einem beliebigen Abstand x vom Auflager A_u.

Zunächst wird das statisch bestimmte Grundtragwerk hergestellt. Am zweckmäßigsten denkt man sich den Träger an den beiden Einspannstellen durchgeschnitten (Abb. 74 *c* und *d*) oder aber die beiden Auflagerkräfte A_o und B_o entfernt (Abb. 74 *b*). Bei Plattenlagerung liegen die Einspannstellen über den Auflagern A_u und B_u, bei unmittelbarer Lagerung ohne Platten über den unteren Mauerkanten.

Für den statisch bestimmt gemachten Träger (ohne die beiden Einspannungen) bedeutet nun (Abb. 74 *b*)

- A_{o_u} und B_{o_u} die Auflagerkräfte an der linken bzw. rechten Einspannstelle,
- M_{o_x} das Moment in einem beliebigen Abstand x vom Auflager $\mathfrak{A}$,
- Q_{o_x} die Querkraft an einer beliebigen Stelle x,
- $\mathfrak{F}$ den Inhalt der Momentenfläche,
- $\mathfrak{x}$ und $\mathfrak{x}'$ die Schwerpunktsabstände der Momentenfläche $\mathfrak{F}$ vom Auflager $\mathfrak{A}$ bzw. $\mathfrak{B}$ gemessen,
- $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ den linken bzw. rechten Auflagerdruck infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche $= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}'}{l}$ bzw. $\frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}$.

b) Bestimmung der Einspannmomente M_A und M_B.

Die Einspannmomente erhält man aus dem elastischen Verhalten des Trägers. Zunächst wird der einfache Träger betrachtet (Abb. 74 *b*, *c* und *d*); dieser biegt sich infolge der Belastung durch, und es entsteht an dem Ende A_{o_u} der Ausschlagwinkel α und an dem Ende B_{o_u} der Ausschlagwinkel β (Bedeutung und Berechnung der Ausschlagwinkel nach Teil A, 4, a dieses Abschnittes):

Ausschlagwinkel α:

α infolge der Belastung (Abb. 74 *b*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}'}{l}\frac{1}{EJ} = \mathfrak{A}\frac{1}{EJ};$$

α infolge des Einspannmomentes M_A (Abb. 74 *c*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}'}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_A l}{2}\frac{2}{3}l}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{M_A l}{3}\frac{1}{EJ};$$

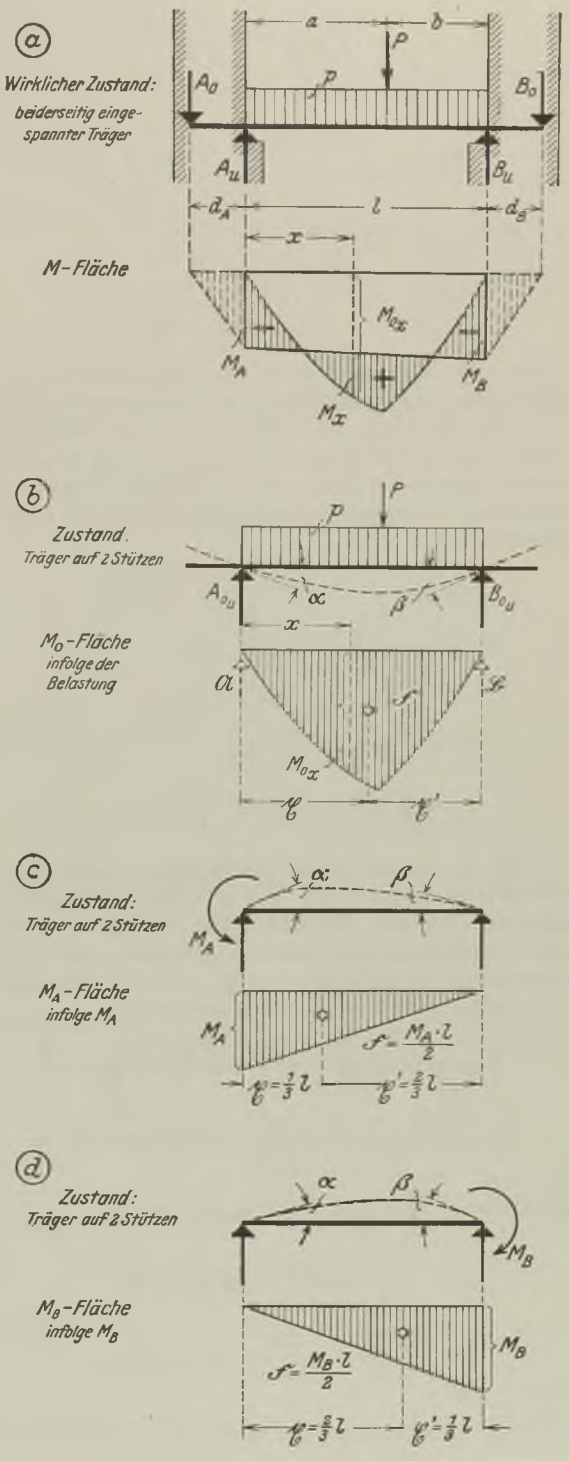


Abb. 74.

α infolge des Einspannmomentes M_B (Abb. 74 *d*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}'}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_B l}{2}\frac{1}{3}l}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{M_B l}{6}\frac{1}{EJ}.$$

Ausschlagwinkel β:

β infolge der Belastung (Abb. 74*b*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}\frac{1}{EJ} = \mathfrak{B}\frac{1}{EJ};$$

β infolge des Einspannmomentes M_A (Abb. 74*c*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_A l}{2}\frac{1}{3}l}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{M_A l}{6}\frac{1}{EJ};$$

β infolge des Einspannmomentes M_B (Abb. 74*d*)

$$= \frac{\mathfrak{F}\mathfrak{x}}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_B l}{2}\frac{2}{3}l}{l}\frac{1}{EJ} = \frac{M_B l}{3}\frac{1}{EJ}.$$

Aus der Bedingung, daß die Ausschlagwinkel α und β der Stabelemente an den Einspannstellen (A_u und B_u) in Wirklichkeit gleich Null sein müssen, findet man die Einspannmomente M_A und M_B; sie müssen gerade so groß sein, daß sie die durch die Belastung erzeugten Ausschlagwinkel wieder rückgängig machen.

$$\Sigma\alpha = \mathfrak{A}\frac{1}{EJ} + \frac{M_A l}{3}\frac{1}{EJ} + \frac{M_B l}{6}\frac{1}{EJ}$$

$$= \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{A} + \frac{M_A l}{3} + \frac{M_B l}{6}\right) = 0;$$

$$\Sigma\beta = \mathfrak{B}\frac{1}{EJ} + \frac{M_A l}{6}\frac{1}{EJ} + \frac{M_B l}{3}\frac{1}{EJ}$$

$$= \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{B} + \frac{M_A l}{6} + \frac{M_B l}{3}\right) = 0.$$

Da nun in den beiden vorstehenden Ausdrücken für die Ausschlagwinkel α und β auch die Einspannmomente M_A und M_B vorkommen, so ergeben sich durch Nullsetzung der beiden Ausdrücke zwei Gleichungen zur Bestimmung von M_A und M_B (M_A und M_B werden zunächst positiv eingeführt):

$$(1) \quad \alpha = \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{A} + \frac{M_A l}{3} + \frac{M_B l}{6}\right) = 0;$$

$$(2) \quad \beta = \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{B} + \frac{M_A l}{6} + \frac{M_B l}{3}\right) = 0;$$

beide Gleichungen mit $\frac{6EJ}{l}$ multipliziert:

$$(1a) \quad \frac{6EJ}{l}\alpha = \frac{6\mathfrak{A}}{l} + 2M_A + M_B,$$

$$(2a) \quad \frac{6EJ}{l}\beta = \frac{6\mathfrak{B}}{l} + M_A + 2M_B;$$

hieraus folgt:

$$(1b) \quad 2M_A + M_B = -\frac{6\mathfrak{A}}{l};$$

$$(2b) \quad M_A + 2M_B = -\frac{6\mathfrak{B}}{l}.$$

M_A ergibt sich nun durch Multiplikation der ersten Gleichung mit 2 und Subtraktion der zweiten von der ersten Gleichung:

$$(1c) \quad 4M_A + 2M_B = -\frac{12\mathfrak{A}}{l}$$

$$(2c) \quad M_A + 2M_B = -\frac{6\mathfrak{B}}{l}$$

$$3M_A \cdots\cdots = -\frac{12\mathfrak{A}}{l} + \frac{6\mathfrak{B}}{l}.$$

Die erhaltene Gleichung durch 3 dividiert ergibt:

$$M_A = -\frac{4\mathfrak{A}}{l} + \frac{2\mathfrak{B}}{l}.$$

In der kürzesten Form lauten dann die Gleichungen wie folgt:

$$\boldsymbol{M_A = \frac{2}{l}(-2\mathfrak{A} + \mathfrak{B})};$$

$$\boldsymbol{M_B = \frac{2}{l}(\mathfrak{A} - 2\mathfrak{B})}.$$

Die Werte $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ sind für die häufiger vorkommenden Belastungsfälle aus der Tafel 4 zu entnehmen.

Sind die Einspannmomente M_A und M_B bekannt, so können die Feldmomente, Auflager- und Querkräfte ohne weiteres berechnet werden.

c) Bestimmung der Feldmomente.

Das größte Feldmoment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt oder gleich Null wird.

Das Moment an einer beliebigen Stelle im Abstande x vom Auflager A_u ist (Abb. 74):

$$M_x = M_{o_x} + M_A\frac{l-x}{l} + M_B\frac{x}{l}.$$

Sind die Auflagerkräfte bereits ermittelt, so können die Feldmomente auch unmittelbar wie bei dem einfachen Träger bestimmt werden (vgl. das Beispiel im folgenden Teil 2).

Auch zeichnerisch findet man die Feldmomente in übersichtlicher Weise:

Die Momentenfläche für den einfachen Träger wird gezeichnet, die Einspannmomente M_A und M_B aufgetragen und die Endpunkte durch eine Gerade verbunden; die wirkliche Momentenfläche, die ein Abgreifen des Momentes an jeder Stelle des Trägers gestattet, ergibt sich dann gemäß Abb. 74*a*.

d) Berechnung der Auflagerkräfte.

$$A_u = A_{o_u} - M_A\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_A}\right) + \frac{M_B}{l}; \quad A_o = \frac{M_A}{d};$$

$$B_u = B_{o_u} + \frac{M_A}{l} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_B}\right); \quad B_o = \frac{M_B}{d}.$$

e) Berechnung der Querkräfte.

Die Querkraft einer beliebigen Stelle x des Trägers:

$$Q_x = Q_{o_x} - \frac{M_A}{l} + \frac{M_B}{l}.$$

2. Zahlenbeispiel.

Der Träger nach Abb. 75 ist zu berechnen:

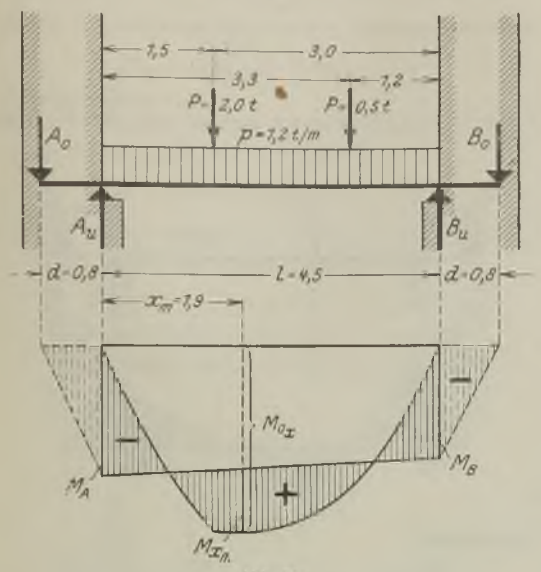


Abb. 75.

Einspannmomente M_A und M_B:

Die im vorhergehenden Teil abgeleiteten Gleichungen zur Berechnung der Einspannmomente lauten:

$$M_A = \frac{2}{l}(-2\,\mathfrak{A} + \mathfrak{B});$$

$$M_B = \frac{2}{l}(\mathfrak{A} - 2\,\mathfrak{B}).$$

Zuerst sind die Auflagerkräfte $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche zu bestimmen; sie können unmittelbar nach Tafel 4 berechnet und in die gegebenen Gleichungen eingesetzt werden:

Belastungsfälle: $b + b + h$.

$$\mathfrak{A} = \frac{2{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}0}{6}\left(1 + \frac{3{,}0}{4{,}5}\right) + \frac{0{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 1{,}2}{6}\left(1 + \frac{1{,}2}{4{,}5}\right) + \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5^3}{24} = 7{,}47 \text{ tm}^2;$$

$$\mathfrak{B} = \frac{2{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}0}{6}\left(1 + \frac{1{,}5}{4{,}5}\right) + \frac{0{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 1{,}2}{6}\left(1 + \frac{3{,}3}{4{,}5}\right) + \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5^3}{24} = 7{,}12 \text{ tm}^2.$$

Die Werte $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$ und l in die Gleichung für M_A und M_B eingesetzt ergeben:

$$M_A = \frac{2}{4{,}5}(-2 \cdot 7{,}47 + 7{,}12) = -3{,}48 \text{ mt};$$

$$M_B = \frac{2}{4{,}5}(7{,}47 - 2 \cdot 7{,}12) = -3{,}01 \text{ mt}.$$

Auflagerkräfte:

Hilfswerte A_{o_u} und B_{o_u}:

$$A_{o_u} = \frac{2{,}0 \cdot 3{,}0 + 0{,}5 \cdot 1{,}2}{4{,}5} + \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5}{2} = 4{,}17 \text{ t};$$

$$B_{o_u} = \frac{2{,}0 \cdot 1{,}5 + 0{,}5 \cdot 3{,}3}{4{,}5} + \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5}{2} = 3{,}73 \text{ t}.$$

Auflagerkräfte:

$$A_u = A_{o_u} - M_A\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_A}\right) + \frac{M_B}{l}$$

$$= 4{,}17 - \left[-3{,}48\left(\frac{1}{4{,}5} + \frac{1}{0{,}8}\right)\right] + \left(\frac{-3{,}01}{4{,}5}\right) = 8{,}62 \text{ t};$$

$$A_o = \frac{M_A}{d_A} = \frac{-3{,}48}{0{,}8} = -4{,}35 \text{ t};$$

$$B_u = B_{o_u} + \frac{M_A}{l} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_B}\right)$$

$$= 3{,}73 + \left(\frac{-3{,}48}{4{,}5}\right) - \left[-3{,}01\left(\frac{1}{4{,}5} + \frac{1}{0{,}8}\right)\right] = 7{,}40 \text{ t};$$

$$B_o = \frac{M_B}{d_B} = \frac{-3{,}01}{0{,}8} = -3{,}77 \text{ t}.$$

Größtes Feldmoment:

Das größte Moment tritt im Abstande x_m vom Auflager A_u auf, bei dem Vorzeichenwechsel der Querkraft:

$$Q_{x_m} = Q_{o_x} - \frac{M_A}{l} + \frac{M_B}{l} = 0$$

$$= 4{,}17 - 2{,}0 - x_m\,1{,}2 - \left(\frac{-3{,}48}{4{,}5}\right) + \left(\frac{-3{,}01}{4{,}5}\right) = 0;$$

$$x_m = \left(4{,}17 - 2{,}0 + \frac{3{,}48}{4{,}5} - \frac{3{,}01}{4{,}5}\right)\frac{1}{1{,}2} = 1{,}9 \text{ m};$$

$$_{\max}M_x = M_{o_{x_m}} + M_A\frac{l - x_m}{l} + M_B\frac{x_m}{l}$$

$$= 4{,}17 \cdot 1{,}9 - 2{,}0\,(1{,}9 - 1{,}5) - 1{,}2 \cdot 1{,}9\,\frac{1{,}9}{2} + \left(-3{,}48\,\frac{4{,}5 - 1{,}9}{4{,}5}\right) + \left(-3{,}01\,\frac{1{,}9}{4{,}5}\right) = 1{,}70 \text{ mt}.$$

Sind die Auflagerkräfte bekannt, so können die Querkräfte und Feldmomente auch wie bei dem einfachen Träger berechnet werden (Abb. 76):

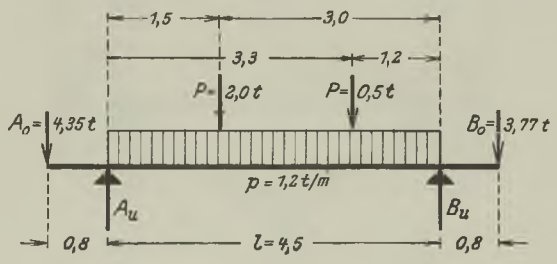


Abb. 76.

$$Q_{x_m} = 8{,}62 - 4{,}35 - 2{,}0 - 1{,}2\,x_m = 0;$$

$$x_m = \frac{8{,}62 - 4{,}35 - 2{,}0}{1{,}2} = 1{,}9 \text{ cm};$$

$$_{\max}M_x = 8{,}62 \cdot 1{,}9 - 4{,}35\,(1{,}9 + 0{,}8) - 2{,}0\,(1{,}9 - 1{,}5) - 1{,}2 \cdot 1{,}9\,\frac{1{,}9}{2} = 1{,}70 \text{ mt}.$$

3. Berechnung eines beliebig belasteten Trägers mit Hilfe der Sonderfälle.

a) Allgemeines.

Im nachfolgenden Teile 4 sind für sechs besondere Belastungsfälle die gebrauchsfertigen Formeln zur Bestimmung der Auflagerkräfte, Momente und Durchbiegungen zusammengestellt.

Ist nun ein Träger mit einer beliebig zusammengesetzten Belastung zu berechnen, so wird die gegebene Belastung in die entsprechenden Sonderfälle zerlegt und einfach die entsprechenden Werte für A_u, A_o, B_u, B_o, M_A, M_B ... addiert; die Summen ergeben dann die wirklichen Werte des beliebig belasteten Trägers.

b) Zahlenbeispiel.

Bestimmung der Einspannmomente M_A und M_B des Trägers nach Abb. 75:

Sonderfälle: 2 + 2 + 3.

$$M_A = -\frac{2{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}0^2}{4{,}5^2} - \frac{0{,}5 \cdot 3{,}3 \cdot 1{,}2^2}{4{,}5^2} - \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5^2}{12} = -3{,}48 \text{ mt};$$

$$M_B = -\frac{2{,}0 \cdot 1{,}5^2 \cdot 3{,}0}{4{,}5^2} - \frac{0{,}5 \cdot 3{,}3^2 \cdot 1{,}2}{4{,}5^2} - \frac{1{,}2 \cdot 4{,}5^2}{12} = -3{,}01 \text{ mt}.$$

Es ist somit dasselbe Ergebnis wie bei der vorher erfolgten Durchrechnung des gewählten Beispieles.

Sind die Einspannmomente M_A und M_B ermittelt, so findet man alle anderen Werte wie bekannt.

4. Sonderfälle.

1. Fall: Einzellast in der Mitte des Trägers (Abb. 77).

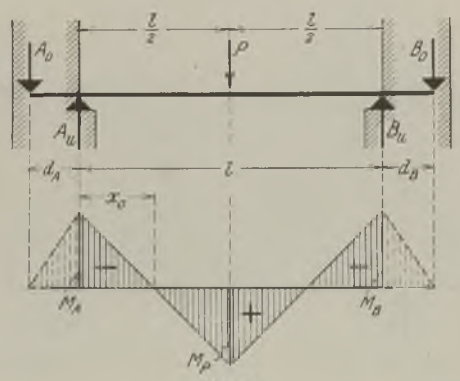


Abb. 77.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{P}{2} - \frac{M_A}{d_A}; \quad A_o = \frac{M_A}{d_A}.$$

$$B_u = \frac{P}{2} - \frac{M_B}{d_B}; \quad B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

Größtes negatives Moment:

$$\boldsymbol{M_A = M_B = -\frac{Pl}{8}}.$$

Größtes positives Moment:

$$\boldsymbol{M_P = +\frac{Pl}{8}}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle im Abstand x von A_u:

für die Strecke $\overline{A_u P}$: $M_x = \frac{Pl}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{1}{4}\right)$,

für die Strecke $\overline{PB_u}$: $M_x = \frac{Pl}{2}\left(\frac{3}{4} - \frac{x}{l}\right)$.

Momentennullpunkte:

$$\text{für } x_o = \frac{1}{4}l \text{ und } \frac{3}{4}l.$$

Größte Durchbiegung:

$$\delta_{max} = \frac{Pl^3}{192\,EJ}.$$

2. Fall: Einzellast an beliebiger Stelle des Trägers (Abb. 78).

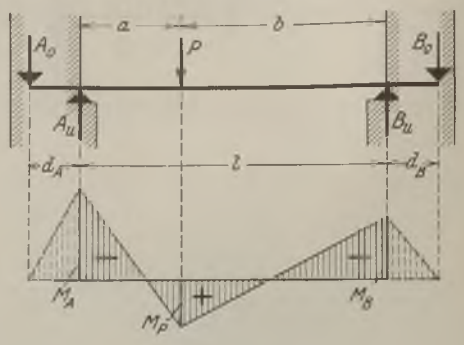


Abb. 78.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{Pb}{l^3}(l^2 - a^2 + ab) - \frac{M_A}{d_A}; \quad A_o = \frac{M_A}{d_A}.$$

$$B_u = \frac{Pa}{l^3}(l^2 - b^2 + ab) - \frac{M_B}{d_B}; \quad B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

Momente:

$$M_A = -\frac{Pab^2}{l^2}.$$

$$M_P = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}.$$

$$M_B = -\frac{Pa^2b}{l^2}.$$

3. Fall: Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge (Abb. 79).

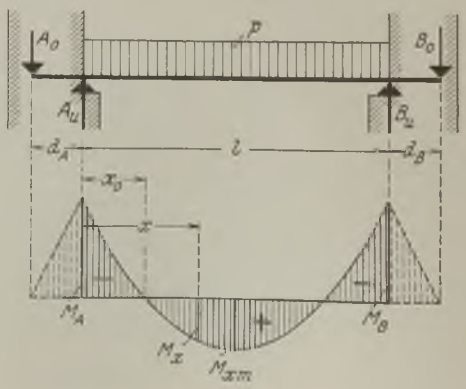


Abb. 79.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{pl}{2} - \frac{M_A}{d_A}; \quad A_o = \frac{M_A}{d_A}.$$

$$B_u = \frac{pl}{2} - \frac{M_B}{d_B}; \quad B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

Größtes negatives Moment:

$$\boldsymbol{M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12}}.$$

Größtes positives Moment:

$$M_{x_m} = \frac{p\,l^2}{24}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A_u B_u}$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = -\frac{p\,l^2}{2}\left(\frac{1}{6} - \frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2}\right).$$

Momentennullpunkte:

für $x_0 = 0{,}2113\,l$ und $0{,}7887\,l$.

Größte Durchbiegung:

$$\delta_{\max} = \frac{p\,l^4}{384\,EJ}.$$

4. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast am Auflager (Abb. 80).

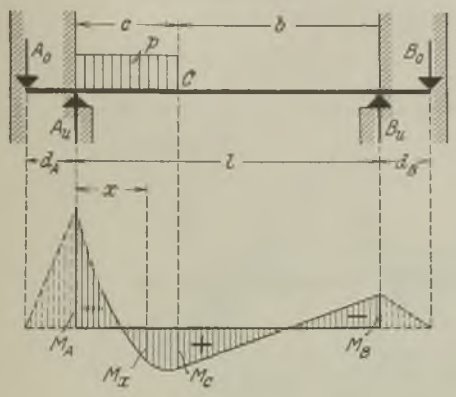


Abb. 80.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{p\,c\,(2\,b + c)}{2\,l} - M_A\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_A}\right) + \frac{M_B}{l}.$$

$$A_o = \frac{M_A}{d_A}.$$

$$B_u = \frac{p\,c^2}{2\,l} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_B}\right) + \frac{M_A}{l}.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

Momente:

$$M_A = -\frac{p}{l^2}\left(\frac{l^2 c^2}{2} - \frac{2\,l\,c^3}{3} + \frac{c^4}{4}\right).$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{A_u C}$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = A_u x - A_o\,(x + d_A) - \frac{p\,x^2}{2}.$$

$$M_C = A_u c - A_o\,(c + d_A) - \frac{p\,c^2}{2}.$$

$$M_B = -\frac{p}{l^2}\left(\frac{l\,c^3}{3} - \frac{c^4}{4}\right).$$

5. Fall: Gleichmäßig verteilte Streckenlast in beliebiger Lage (Abb. 81).

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{p\,c\,(2\,b + c)}{2\,l} - M_A\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_A}\right) + \frac{M_B}{l}.$$

$$A_o = \frac{M_A}{l}.$$

$$B_u = \frac{p\,c\,(2\,a + c)}{2\,l} - M_B\left(\frac{1}{l} + \frac{1}{d_B}\right) + \frac{M_A}{l}.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

Momente:

$$M_A = -\frac{p}{l^2}\left(l^2\frac{(a+c)^2 - a^2}{2} - 2\,l\,\frac{(a+c)^3 - a^3}{3} + \frac{(a+c)^4 - a^4}{4}\right).$$

$$M_C = A_u a - A_o\,(a + d_A).$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $\overline{CD}$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = A_u x - A_o\,(x + d_A) - \frac{p\,(x - a)^2}{2}.$$

$$M_D = B_u b - B_o\,(b + d_B).$$

$$M_B = -\frac{p}{l^2}\left(l\,\frac{(a + c)^3 - a^3}{3} - \frac{(a + c)^4 - a^4}{4}\right).$$

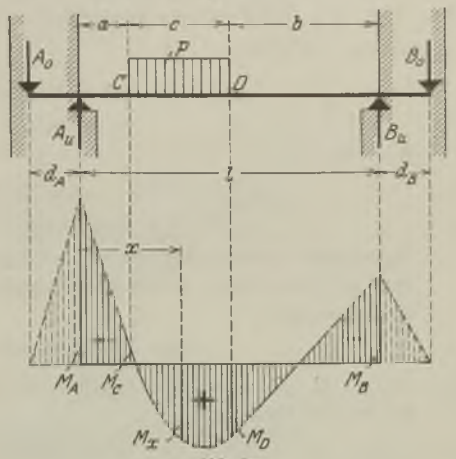


Abb. 81.

6. Fall: Dreieckbelastung über die ganze Länge (Abb. 82).

p = Belastungshöhe über dem Auflager B_u.

Auflagerkräfte:

$$A_u = \frac{3\,p\,l}{20} - \frac{M_A}{d_A}.$$

$$A_o = \frac{M_A}{d_A}.$$

$$B_u = \frac{7\,p\,l}{20} - \frac{M_B}{d_B}.$$

$$B_o = \frac{M_B}{d_B}.$$

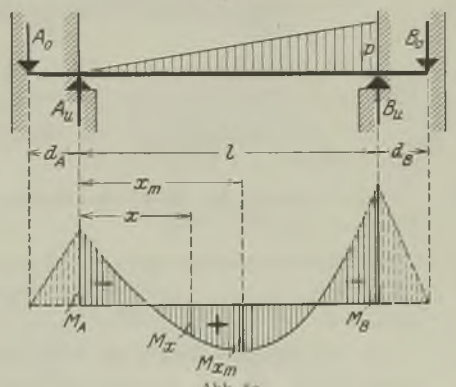


Abb. 82.

Momente:

$$M_A = -\frac{p\,l^2}{30}.$$

Moment an einer beliebigen Stelle der Strecke $A_u B_u$ im Abstand x von A_u:

$$M_x = A_u x - A_o\,(x + d_A) - \frac{p\,x^3}{6\,l}.$$

Größtes positives Moment (für $x_m = l\sqrt{0{,}3}$):

$$M_{x_m} = \frac{p\,l^2}{600}\,(6\sqrt{30} - 20) = \infty\,\frac{p\,l^2}{46{,}6}.$$

Größtes negatives Moment:

$$M_B = -\frac{p\,l^2}{20}.$$

E. Berechnung der Durchlaufträger.

1. Allgemeine Berechnung.

a) Bezeichnungen.

Der Träger auf n-Stützen ist $(n-2)$-fach statisch unbestimmt. Als Unbekannte werden am besten die Momente über den Mittelstützen eingeführt.

Es bezeichnet (Abb. 83)

$l_1, l_2 \ldots l_{n-1}, l_n, l_{n+1} \ldots$ die einzelnen Feldweiten.

$M_0, M_1 \ldots M_{n-1}, M_n, M_{n+1} \ldots$ die Momente über den Stützen,

$A_0, C_1 \ldots C_{n-1}, C_n, C_{n+1} \ldots$ die Auflagerdrücke,

$y_0, y_1 \ldots y_{n-1}, y_n, y_{n+1} \ldots$ die Höhenlagen oder Senkungen der Stützen infolge Nachgiebigkeit der Widerlager, von einer Wagerechten aus gemessen,

E ..... den Elastizitätsmodul,

$J_1, J_2 \ldots J_{n-1}, J_n, J_{n+1} \ldots$ die Trägheitsmomente in den Feldern $l_1, l_2 \ldots$,

$\alpha_1, \alpha_2 \ldots \alpha_{n-1}, \alpha_n, \alpha_{n+1} \ldots$ die linken Ausschlagwinkel in den Feldern $l_1, l_2 \ldots$,

$\beta_1, \beta_2 \ldots \beta_{n-1}, \beta_n, \beta_{n+1} \ldots$ die rechten Ausschlagwinkel in den Feldern $l_1, l_2 \ldots$

Denkt man sich den durchlaufenden Träger über den Stützen durchgeschnitten (Abb. 83*b*), so entstehen die einfachen Träger mit den Stützweiten $l_1, l_2 \ldots l_{n-1}, l_n, l_{n+1} \ldots$;
hierfür bedeutet:

$A_{o_n}, A_{o_{n+1}} \ldots$ die linken Auflagerdrücke der Felder $l_n, l_{n+1} \ldots$,

$B_{o_n}, B_{o_{n+1}} \ldots$ die rechten Auflagerdrücke der Felder $l_n, l_{n+1} \ldots$,

$M_{o_{x(n)}}, M_{o_{x(n+1)}} \ldots$ die Momente an der Stelle x in den Feldern $l_n, l_{n+1} \ldots$,

$Q_{o_{x(n)}}, Q_{o_{x(n+1)}} \ldots$ die Querkräfte an der Stelle x in den Feldern $l_n, l_{n+1} \ldots$,

$\mathfrak{F}_n, \mathfrak{F}_{n+1} \ldots$ die Inhalte der Momentenflächen der Felder $l_n, l_{n+1} \ldots$,

$\mathfrak{x}_n, \mathfrak{x}_{n+1} \ldots$ die Schwerpunktsabstände der Momentenflächen $\mathfrak{F}_n, \mathfrak{F}_{n+1} \ldots$ vom linken Auflager gemessen,

$\mathfrak{x}'_n, \mathfrak{x}'_{n+1} \ldots$ die Schwerpunktsabstände der Momentenflächen $\mathfrak{F}_n, \mathfrak{F}_{n+1} \ldots$ vom rechten Auflager gemessen,

$\mathfrak{A}_n, \mathfrak{A}_{n+1} \ldots$ die linken Auflagerdrücke infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenflächen

$$\mathfrak{F}_n, \mathfrak{F}_{n+1} \ldots \left(\mathfrak{A}_n = \frac{\mathfrak{F}_n \mathfrak{x}'_n}{l_n}, \quad \mathfrak{A}_{n+1} = \frac{\mathfrak{F}_{n+1} \mathfrak{x}'_{n+1}}{l_{n+1}} \ldots\right),$$

$\mathfrak{B}_n, \mathfrak{B}_{n+1} \ldots$ die rechten Auflagerdrücke infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenflächen

$$\mathfrak{F}_n, \mathfrak{F}_{n+1} \ldots \left(\mathfrak{B}_n = \frac{\mathfrak{F}_n \mathfrak{x}_n}{l_n}, \quad \mathfrak{B}_{n+1} = \frac{\mathfrak{F}_{n+1} \mathfrak{x}_{n+1}}{l_{n+1}} \ldots\right).$$

b) Bestimmung der Stützmomente.

Die Stützmomente, die als Unbekannte eingeführt werden, erhält man aus dem elastischen Verhalten der Konstruktionen. Zunächst werden die einfachen Träger betrachtet (Abb. 83*b*, *c* und *d*), diese biegen sich infolge der Belastung durch, und es entstehen über den Auflagern die Ausschlagwinkel β und α (Bedeutung und Berechnung der Ausschlagwinkel nach Teil A, 4, a dieses Abschnittes)

Ausschlagwinkel β_n:

β_n infolge der Belastung (Abb. 83*b*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_n \mathfrak{x}_n}{l_n} \frac{1}{EJ} = \mathfrak{B}_n \frac{1}{EJ}.$$

β_n infolge des Stützmomentes M_{n-1} (Abb. 83*c*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_n \mathfrak{x}_n}{l_n} \frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_{n-1} l_n}{2} \frac{1}{3} l_n}{l_n} \frac{1}{EJ}$$
$$= \frac{M_{n-1} l_n}{6} \frac{1}{EJ}.$$

β_n infolge des Stützmomentes M_n (Abb. 83*d*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_n \mathfrak{x}_n}{l_n} \frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_n l_n}{2} \frac{2}{3} l_n}{l_n} \frac{1}{EJ}$$
$$= \frac{2 M_n l_n}{6} \frac{1}{EJ}.$$

Ausschlagwinkel α_{n+1}:

α_{n+1} infolge der Belastung (Abb. 83*b*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_{n+1} \mathfrak{x}'_{n+1}}{l_{n+1}} \frac{1}{EJ} = \mathfrak{A}_{n+1} \frac{1}{EJ}.$$

α_{n+1} infolge des Stützmomentes M_{n+1} (Abb. 83*c*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_{n+1} \mathfrak{x}'_{n+1}}{l_{n+1}} \frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_{n+1} l_{n+1}}{2} \frac{1}{3} l_{n+1}}{l_{n+1}} \frac{1}{EJ}$$
$$= \frac{M_{n+1} l_{n+1}}{6} \frac{1}{EJ}.$$

α_{n+1} infolge des Stützmomentes M_n (Abb. 83*d*):

$$= \frac{\mathfrak{F}_{n+1} \mathfrak{x}'_{n+1}}{l_{n+1}} \frac{1}{EJ} = \frac{\frac{M_n l_{n+1}}{2} \frac{2}{3} l_{n+1}}{l_{n+1}} \frac{1}{EJ}$$
$$= \frac{2 M_n l_{n+1}}{6} \frac{1}{EJ}$$

Aus der Abb. 83*a* ist ersichtlich, daß z. B. die Ausschlagwinkel β_n und α_{n+1} einander gleich sein müssen, denn das Stabelement über der Stütze n stellt ja gleichzeitig das letzte Element des Feldes l_n und das erste Element des Feldes l_{n+1} dar. Da nun die Winkel β_n und α_{n+1} gegen die ursprüngliche (wagerechte) Stabachse nach verschiedenen Richtungen hin ausschlagen, so sind sie mit verschiedenen Vorzeichen in die Gleichungen einzusetzen.

Zwischen den Ausschlagwinkeln stehen also folgende Beziehungen fest:

$$\beta_{n-1} = -\alpha_n,$$
$$\beta_n = -\alpha_{n+1},$$
$$\beta_{n+1} = -\alpha_{n+2}$$

usw.

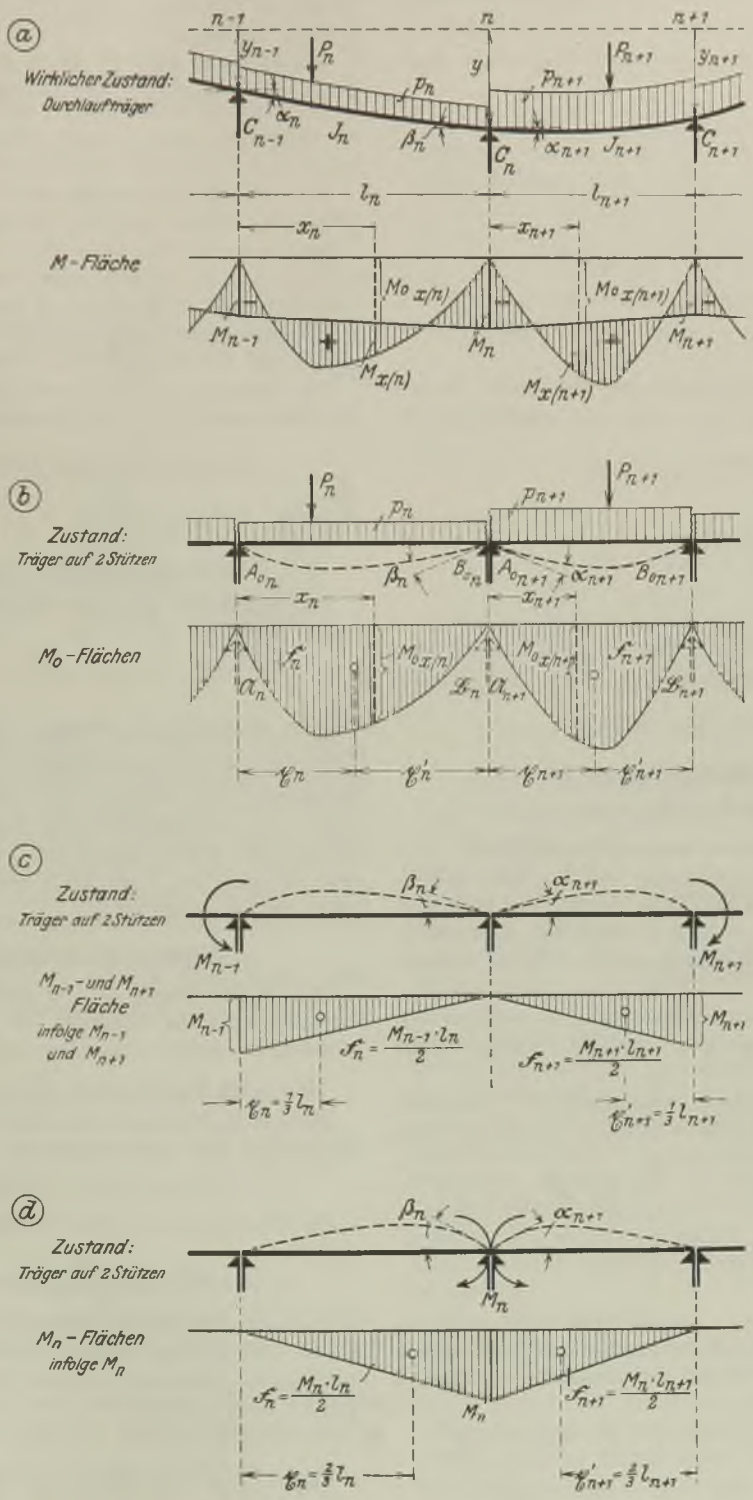

a
Wirklicher Zustand:
Durchlaufträger
M - Fläche
b
Zustand:
Träger auf 2 Stützen
M₀ - Flächen
c
Zustand:
Träger auf 2 Stützen
Mn-1 - und Mn+1 Fläche
infolge Mn-1 und Mn+1
d
Zustand:
Träger auf 2 Stützen
Mn - Flächen
infolge Mn

Abb. 83.

Diese Beziehungen ermöglichen nun die Berechnung sämtlicher Stützmomente.

Die Gleichungen werden zunächst für ein gleichbleibendes J und gleichhohe Stützen entwickelt.

(Diese Stützmomente sind zunächst positiv angenommen):

$$\beta_n = \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{B}_n + \frac{M_{n-1}\,l_n}{6} + \frac{2\,M_n\,l_n}{6}\right)$$

$$\alpha_{n+1} = \frac{1}{EJ}\left(\mathfrak{A}_{n+1} + \frac{M_{n+1}\,l_{n+1}}{6} + \frac{2\,M_n\,l_{n+1}}{6}\right)$$

beide Gleichungen mit $6\,EJ$ multipliziert:

$$6\,EJ\,\beta_n = 6\,\mathfrak{B}_n + M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\,l_n$$

$$6\,EJ\,\alpha_{n+1} = 6\,\mathfrak{A}_{n+1} + M_{n+1}\,l_{n+1} + 2\,M_n\,l_{n+1}.$$

Jetzt sind die Gleichungen in der Form, die gefundene Beziehung $\beta_n = -\alpha_{n+1}$ zu verwerten; da nämlich

$$6\,EJ\beta_n = -6\,EJ\,\alpha_{n+1}$$

ist, so ist auch

$$6\,\mathfrak{B}_n + M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\,l_n$$
$$= -6\,\mathfrak{A}_{n+1} - M_{n+1}\,l_{n+1} - 2\,M_n\,l_{n+1}$$

oder

$$M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\,l_n + M_{n+1}\,l_{n+1} + 2\,M_n\,l_{n+1}$$
$$= -6\,(\mathfrak{B}_n + \mathfrak{A}_{n+1})$$

und endlich in die kürzeste Form gebracht:

$$\boldsymbol{M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\,(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}\,l_{n+1}}$$
$$= -6\,(\mathfrak{B}_n + \mathfrak{A}_{n+1}).$$

(Clapeyronsche Gleichung oder Dreimomentengleichung.)

Mit Hilfe dieser Gleichung, die für jede Mittelstütze aufgestellt werden kann, findet man sämtliche Stützmomente; die Momente über den Endstützen sind gleich Null. (Bei überkragenden Enden statisch bestimmt.)

Sind alle Stützmomente errechnet, so ergeben sich ohne weiteres auch die Feldmomente, Auflagerdrücke und Querkräfte.

Bei Berücksichtigung verschiedener Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern lautet die Gleichung:

$$M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\left(l_n + l_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}\right) + M_{n+1}\,l_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}$$
$$= -6\left(\mathfrak{B}_n + \mathfrak{A}_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}\right);$$

bei Berücksichtigung verschiedener Trägheitsmomente, sowie verschiedener Stützhöhen oder Widerlager-Senkungen y ergibt sich folgende Gleichung:

$$M_{n-1}\,l_n + 2\,M_n\left(l_n + l_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}\right) + M_{n+1}\,l_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}$$
$$= 6\,E\,J_n\left(\frac{y_{n-1} - y_n}{l_n} + \frac{y_{n+1} - y_n}{l_{n+1}}\right)$$
$$+ 6\left(\mathfrak{B}_n + \mathfrak{A}_{n+1}\frac{J_n}{J_{n+1}}\right).$$

c) Bestimmung der Feldmomente.

Die größten Feldmomente liegen an den Stellen, an denen die Querkräfte gleich Null sind oder ihre Vorzeichen wechseln.

Das Moment $M_{x(n)}$ in einem beliebigen Abstand x vom linken Auflager des Feldes l_n ist (Abb. 83 *a*):

$$M_{x(n)} = M_{o_{x(n)}} + M_{n-1}\frac{l_n - x}{l_n} + M_n\frac{x}{l_n}.$$

Auch zeichnerisch können die Feldmomente in übersichtlicher Weise ermittelt werden:

Man zeichnet für jedes Feld die Momentenfläche des einfachen Trägers, trägt die Stützmomente auf und verbindet die Endpunkte durch Geraden; es entsteht dann gemäß Abb. 83 *a* die wirkliche Momentenfläche für den ganzen durchlaufenden Träger.

Die Feldmomente sind teils positiv, teils negativ; die Stützmomente in den meisten Fällen negativ.

d) Berechnung der Auflagerkräfte.

$$C_n = B_{o_n} + A_{o_{n+1}} - M_n\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right) + \frac{M_{n-1}}{l_n} + \frac{M_{n+1}}{l_{n+1}}.$$

e) Berechnung der Querkräfte.

Die Querkraft an einer beliebigen Stelle x des Feldes l_n ist

$$Q_{x(n)} = Q_{o_{x(n)}} - \frac{M_{n-1}}{l_n} + \frac{M_n}{l_n}.$$

2. Berechnung der Träger auf drei Stützen.

Der Träger auf drei Stützen ist einfach statisch unbestimmt. Hier und bei den folgenden Beispielen ist stets mit gleichbleibendem Trägheitsmoment und gleichhohen Stützen gerechnet. (In der Praxis nimmt man ein gleiches J an, auch wenn diese Bedingung nicht genau erfüllt ist.)

a) Berechnung des Stützmomentes.

Das Stützmoment M_1 ist unbekannt; zu dessen Berechnung steht folgende, im Teil E, 1, b dieses Abschnittes entwickelte Gleichung zur Verfügung:

$$M_A\,l_1 + 2\,M_1\,(l_1 + l_2) + M_B\,l_2 = -6\,(\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2).$$

Da nun die Momente über den Endstützen (M_A und M_B) gleich Null sind, lautet die Gleichung einfach:

$$2\,M_1\,(l_1 + l_2) = -6\,(\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2).$$

Die Gleichung nach der Unbekanten M_1 aufgelöst, ergibt:

$$\boldsymbol{M_1 = -\frac{3}{l_1 + l_2}\,(\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2).}$$

Die Werte $\mathfrak{B}_1$ und $\mathfrak{A}_2$ (Bedeutung siehe Teil A, 4, a dieses Abschnittes) können mit Hilfe der Tafel 4 unmittelbar berechnet werden; so wird z. B. für den Träger nach Abb. 84.

Belastungsfälle: $b + h + k$

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{P_1\,a_1\,b_1}{6}\left(1 + \frac{a_1}{l_1}\right) + \frac{p_1\,l_1^3}{24} + \frac{p_1'\,c_1^3}{24\,l_1}\,(2\,l_1^2 - c_1^2).$$

Belastungsfälle: $h + l$

$$\mathfrak{A}_2 = \frac{p_2\,l_2^3}{24} + \frac{p_2'\,c_2}{24\,l_2}\,(c_2 + f_2)\,(2\,l_2^2 - c_2^2 - f_2^2).$$

Zu beachten ist, daß die Abmessungen und Kräfte einheitlich zu benennen sind. Werden z. B. in die Gleichungen alle Abmessungen in cm und alle Kräfte in kg eingesetzt (gleichmäßig verteilte Lasten p in kg für 1,0 cm Länge), so erhält man die Momente in cmkg, die Auflager- und Querkräfte in kg. Da die Rechnung mit kleinen Zahlen übersichtlicher ist, so werden besser die Abmessungen in m, die Kräfte in t gewählt (gleichmäßig verteilte Lasten p in t für 1,0 m

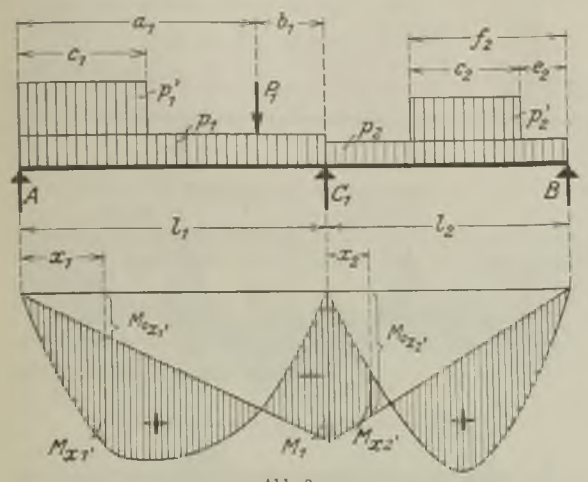


Abb. 84.

Länge); man erhält dann die Momente in mt. Es können auch die Abmessungen in cm und die Kräfte in t angenommen werden (gleichmäßig verteilte Lasten p in t für 1,0 cm Länge), hierbei erscheinen dann die Momente in cmt. Es bleibt jedem selbst überlassen, irgendeine Benennung der Größen zu wählen; es ist nur Sorge zu tragen, daß für ein und dasselbe Beispiel die gewählten Benennungen auch streng einheitlich durchgeführt werden.

Ein Zahlenbeispiel ist bei der Berechnung eines Trägers auf sechs Stützen im Teil E, 4, b dieses Abschnittes gegeben.

b) Berechnung der Auflagerkräfte.

$$A = A_{o_1} + \frac{M_1}{l_1}; \quad C_1 = B_{o_1} + A_{o_2} - M_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right);$$

$$B = B_{o_2} + \frac{M_1}{l_2}.$$

c) Ermittlung der Feldmomente.

Die größten Feldmomente liegen an den Stellen, an denen die Querkräfte gleich Null sind oder ihre Vorzeichen wechseln.

Das Moment in einem beliebigen Abstand x von der nächsten links liegenden Stütze beträgt im ersten Feld:

$$M_{x_1'} = M_{o_{x_1}'} + M_1 \frac{x_1}{l_1},$$

im zweiten Feld:

$$M_{x_2'} = M_{o_{x_2}'} + M_1 \frac{l_2 - x_2}{l_2}.$$

Sind die Auflagerkräfte A, C_1 und B bekannt, so können auch die Feldmomente unmittelbar bestimmt werden, ohne erst M_{o_x} und M_1 in die Rechnung einzuführen; z. B.

$$M_{x_1'} = A\,x_1 - (p_1 + p_1')\,x_1 \frac{x_1}{2}.$$

Die Feldmomente können auch zeichnerisch sehr einfach ermittelt werden:

Man zeichnet die einfachen Momentenflächen, trägt das Stützmoment M_1 gemäß Abb. 84 auf und zieht von dessen Endpunkt nach A' und B' gerade Linien; wie aus Abb. 84 hervorgeht, können dann alle Zwischen- oder Feldmomente aus der Zeichnung abgegriffen werden.

d) Berechnung der Querkräfte.

Die Querkraft an einer beliebigen Stelle x im ersten Felde:

$$Q_{x_1'} = Q_{o_{x_1'}} + \frac{M_1}{l_1};$$

im zweiten Felde:

$$Q_{x_2'} = Q_{o_{x_2'}} - \frac{M_1}{l_2}.$$

Sind die Auflagerkräfte berechnet, so bestimmt man am besten die Querkräfte unmittelbar, ohne erst Q_{o_x} und M_1 in die Rechnung einzuführen; z. B.

$$Q_{x_1'} = A - (p_1 + p_1')\,x_1.$$

e) Bewegliche Belastung.

Bei Verkehrslast ergeben sich die Größtwerte der Momente, Auflager- und Querkräfte bei teilweiser Belastung; eine Ausnahme bildet das Stützmoment M_1 und der mittlere Stützdruck C_1, beide werden am größten bei Vollbelastung.

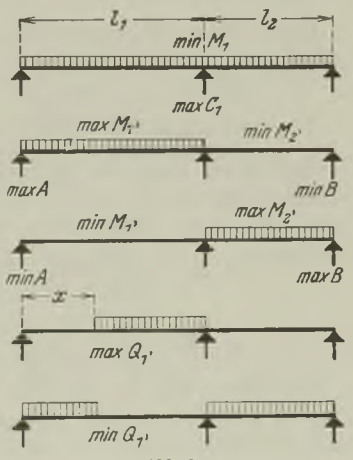


Abb. 85.

In Abb. 85 sind die gefährlichen Laststellungen gezeichnet und dabei ist angegeben, für welche Größtwerte sie maßgebend sind.

Bei beweglichen Einzellasten werden die Momente, Auflager- und Querkräfte am besten mit Hilfe der Einflußlinien gefunden (hierfür vergleiche Band II, 1. Teil über „Tragwerke mit beweglicher Belastung".

Bei einfachen Lastgruppen kommt man auch mit den vorher entwickelten Formeln aus, indem für die bewegliche Lastengruppe verschiedene Stellungen angenommen und für jede einzelne Stellung die Werte ausgerechnet werden.

f) Günstigste Höhenlage der Mittelstütze.

Bei einem Träger auf drei Stützen mit gleichen Feldweiten, Stützhöhen und gleichmäßig verteilter Belastung p ist das absolut größte Moment (Stützmoment) gleich dem max Moment eines Trägers auf zwei Stützen mit derselben Feldweite und Belastung, d. h. man hat in diesem Falle bei Anordnung eines durchlaufenden Trägers nichts gespart.

Legt man nun aber die Mittelstütze etwas tiefer, und zwar um das Maß

$$y_1 = 0{,}0131 \frac{p\,l^4}{E\,J},$$

so wird die Tragfähigkeit des Trägers auf das 1,457-fache erhöht. Das Stützmoment ist dann gleich dem größten Feldmomente:

$$M_1 = \max M_x = 0{,}0858\, p\, l^2;$$

die Auflagerdrücke ergeben sich hierbei zu:

$$A = B = 0{,}4142\, p\, l;\; C_1 = 1{,}1716\, p\, l.$$

3. Berechnung der Träger auf vier Stützen.

Der Träger auf vier Stützen ist zweifach statisch unbestimmt.

a) Berechnung der Stützmomente.

Die beiden Stützmomente M_1 und M_2 werden als Unbekannte eingeführt. Zu deren Berechnung stehen die im Teil E, 1, b dieses Abschnittes entwickelten zwei Gleichungen zur Verfügung:

$$M_A\, l_1 + 2\, M_1\, (l_1 + l_2) + M_2\, l_2 = -6\, (\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2)$$
$$M_1\, l_2 + 2\, M_2\, (l_2 + l_3) + M_B\, l_3 = -6\, (\mathfrak{B}_2 + \mathfrak{A}_3).$$

Da die Momente M_A und M_B über den Endstützen gleich Null werden, lauten die Gleichungen:

$$2\, M_1\, (l_1 + l_2) + M_2\, l_2 = -6\, (\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2)$$
$$M_1\, l_2 + 2\, M_2\, (l_2 + l_3) = -6\, (\mathfrak{B}_2 + \mathfrak{A}_3).$$

Bezeichnet man die rechten Seiten der beiden Gleichungen mit N_1 und N_2 und löst die Gleichungen nach den beiden Unbekannten M_1 und M_2 auf, so ergibt sich:

$$M_1 = \frac{N_1 \cdot 2\,(l_2 + l_3) - N_2\, l_2}{4\,(l_1 + l_2)\,(l_2 + l_3) - l_2^2}$$

$$M_2 = \frac{N_2 \cdot 2\,(l_1 + l_2) - N_1\, l_2}{4\,(l_1 + l_2)\,(l_2 + l_3) - l_2^2}.$$

Die Werte $\mathfrak{B}_1$, $\mathfrak{A}_2$, $\mathfrak{B}_2$ und $\mathfrak{A}_3$ (Bedeutung siehe Teil A, 4, a) können mit Hilfe der Tafel 4 unmittelbar berechnet werden, so wird z. B. für den Träger nach Abb. 86:

Belastungsfall: $b + b + h$

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{P_1\, a_1\, b_1}{6}\left(1 + \frac{a_1}{l_1}\right) + \frac{P_1'\, a_1'\, b_1'}{6}\left(1 + \frac{a_1'}{l_1}\right) + \frac{p_1\, l_1^3}{24}.$$

Belastungsfall: $b + h + k$

$$\mathfrak{A}_2 = \frac{P_2\, a_2\, b_2}{6}\left(1 + \frac{b_2}{l_2}\right) + \frac{p_2\, l_2^3}{24} + \frac{p_2'}{24\, l_2}\,(l_2^2 - c_2^2)^2$$

Belastungsfall: $b + h + k$

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{P_2\, a_2\, b_2}{6}\left(1 + \frac{a_2}{l_2}\right) + \frac{p_2\, l_2^3}{24} + \frac{p_2'\, c_2^2}{24\, l_2}\,(2\, l_2^2 - c_2^2).$$

Belastungsfall: $h + l$

$$\mathfrak{A}_3 = \frac{p_3\, l_3^3}{24} + \frac{p_3'\, c_3}{24\, l_3}\,(e_3 + f_3)\,(2\, l_3^2 - e_3^2 - f_3^2).$$

Ein Zahlenbeispiel ist bei der Berechnung eines Trägers auf sechs Stützen im Teil E, 4, b dieses Abschnittes gegeben.

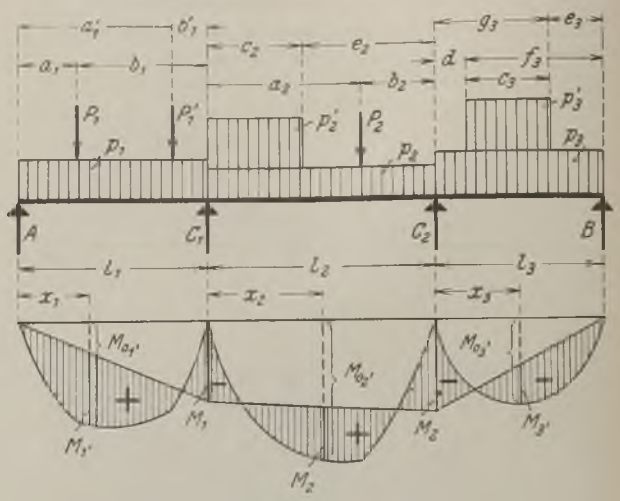


Abb. 86.

Nachdem die Stützmomente M_1 und M_2 ermittelt sind, können alle anderen Momente, sowie die Auflager- und Querkräfte ohne weiteres berechnet werden.

b) Bestimmung der Auflagerkräfte.

$$A = A_{o_1} + \frac{M_1}{l_1},$$

$$C_1 = B_{o_1} + A_{o_2} - M_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_2}{l_2},$$

$$C_2 = B_{o_2} + A_{o_3} + \frac{M_1}{l_2} - M_2\left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3}\right),$$

$$B = B_{o_3} + \frac{M_2}{l_3}.$$

c) Ermittlung der Feldmomente.

Die größten Feldmomente liegen an den Stellen, an denen die Querkräfte gleich Null sind oder ihre Vorzeichen wechseln.

Das Moment in einem beliebigen Abstand x von der nächsten links liegenden Stütze beträgt im ersten Feld:

$$M_{x_1'} = M_{o_{x_1'}} + M_1 \frac{x_1}{l_1};$$

im zweiten Feld:

$$M_{x_2'} = M_{o_{x_2'}} + M_1 \frac{l_2 - x_2}{l_2} + M_2 \frac{x_2}{l_2};$$

im dritten Feld:

$$M_{x_3'} = M_{o_{x_3'}} + M_2 \frac{l_3 - x_3}{l_3}.$$

Die Feldmomente können auch zeichnerisch sehr einfach bestimmt werden:

Man zeichnet die einfachen Momentenflächen, trägt die Stützmomente auf und verbindet deren

Endpunkte durch gerade Linien. Wie aus Abb. 86 ersichtlich, können dann alle Zwischenmomente unmittelbar abgegriffen werden.

d) Berechnung der Querkräfte.

Die Querkräfte an einer beliebigen Stelle x betragen im ersten Feld:

$$Q_{x_1'} = Q_{o_{x_1'}} + \frac{M_1}{l_1};$$

im zweiten Feld:

$$Q_{x_2'} = Q_{o_{x_2'}} - \frac{M_1}{l_2} + \frac{M_2}{l_2};$$

im dritten Feld:

$$Q_{x_3'} = Q_{o_{x_3'}} - \frac{M_2}{l_3}.$$

e) Bewegliche Belastung.

Bei Verkehrslast ergeben sich die Größtwerte der Momente, Auflager- und Querkräfte bei teilweiser Belastung.

In der Abb. 87 sind die gefährlichen Laststellungen gezeichnet und dabei ist angegeben, für welche Größtwerte sie maßgebend sind.

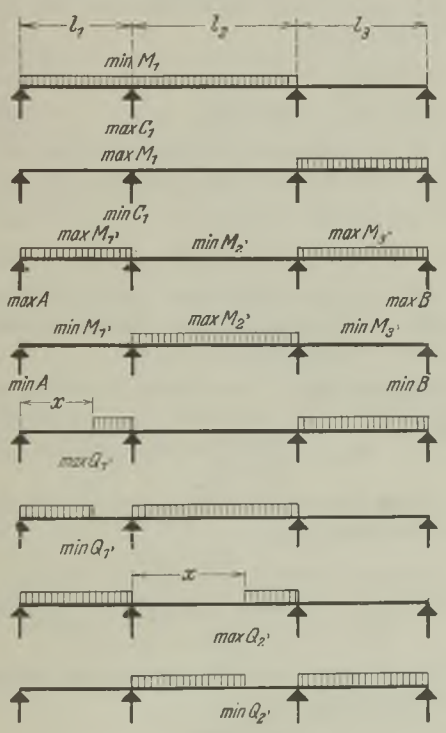


Abb. 87.

Bei beweglichen Einzellasten werden die Momente, Auflager- und Querkräfte am besten mit Hilfe von Einflußlinien gefunden (vgl. Band II, 1. Teil über „Tragwerke mit beweglicher Belastung").

Bei einfachen Lastgruppen kommt man auch mit den vorher entwickelten Formeln aus, indem für die bewegliche Lastengruppe verschiedene Stellungen angenommen werden.

4. Berechnung der Träger auf beliebig vielen Stützen.

a) Allgemeines.

Der Träger auf n Stützen ist $(n - 2)$fach statisch unbestimmt. Als Unbekannte werden die Momente über den Mittelstützen eingeführt; zu deren Berechnung stehen die im Teil E, 1, b dieses Abschnittes entwickelten Gleichungen zur Verfügung. Es lassen sich danach $(n - 2)$ Gleichungen aufstellen, die somit ausreichen, alle Momente über den Mittelstützen zu berechnen. Die Momente über den Endstützen sind Null oder bei überstehenden Enden statisch bestimmt.

Sind die Stützmomente ermittelt, so können auch ohne weiteres die Feldmomente, Auflager- und Querkräfte berechnet werden.

b) Zahlenbeispiel zur Berechnung eines Trägers auf sechs Stützen.

α) Allgemeines.

Der Träger auf sechs Stützen nach Abb. 88 soll nachstehend berechnet werden. Der Träger ist $(6 - 2) = 4$fach statisch unbestimmt.

β) Berechnung der Stützmomente.

Zur Bestimmung der vier unbekannten Momente über den Mittelstützen stehen nach vorstehendem Teil 1 folgende vier Gleichungen zur Verfügung:

$$(1) \qquad 2\,M_1\,(l_1 + l_2) + M_2\,l_2 = -6\,(\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2);$$

$$(2) \qquad M_1\,l_2 + 2\,M_2\,(l_2 + l_3) + M_3\,l_3 = -6\,(\mathfrak{B}_2 + \mathfrak{A}_3);$$

$$(3) \qquad M_2\,l_3 + 2\,M_3\,(l_3 + l_4) + M_4\,l_4 = -6\,(\mathfrak{B}_3 + \mathfrak{A}_4);$$

$$(4) \qquad M_3\,l_4 + 2\,M_4\,(l_4 + l_5) \ldots\ldots = -6\,(\mathfrak{B}_4 + \mathfrak{A}_5).$$

Zunächst werden die Auflagerdrücke $\mathfrak{B}_1, \mathfrak{A}_2, \mathfrak{B}_2, \mathfrak{A}_3 \ldots$ der als Belastung aufgefaßten Momentenflächen mit Hilfe der Tafel 4 bestimmt:

Belastungsfälle: $b + h$

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{3{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}5}{6}\left(1 + \frac{1{,}5}{5{,}0}\right) + \frac{0{,}2 \cdot 5{,}0^3}{24} = 4{,}46\ \mathrm{tm}^2.$$

Belastungsfälle: $b + b + h$

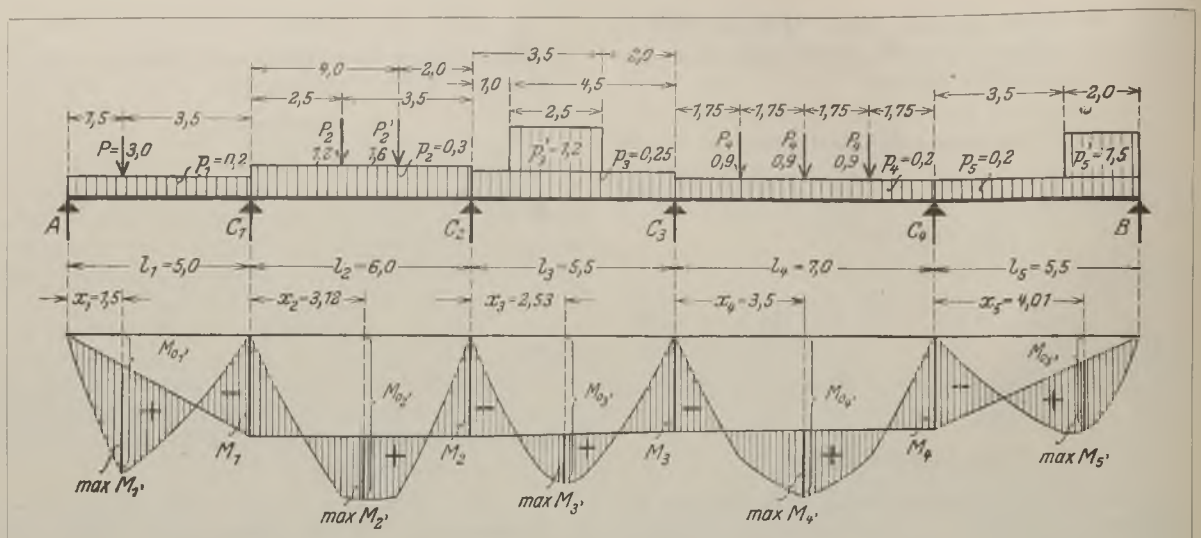
$$\mathfrak{A}_2 = \frac{1{,}2 \cdot 2{,}5 \cdot 3{,}5}{6}\left(1 + \frac{3{,}5}{6{,}0}\right) + \frac{1{,}6 \cdot 4{,}0 \cdot 2{,}0}{6}\left(1 + \frac{2{,}0}{6{,}0}\right)$$
$$+ \frac{0{,}3 \cdot 6{,}0^3}{24} = 8{,}31\ \mathrm{tm}^2.$$

Belastungsfälle: $b + b + h$

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{1{,}2 \cdot 2{,}5 \cdot 3{,}5}{6}\left(1 + \frac{2{,}5}{6{,}0}\right)$$
$$+ \frac{1{,}6 \cdot 4{,}0 \cdot 2{,}0}{6}\left(1 + \frac{4{,}0}{6{,}0}\right) + \frac{0{,}3 \cdot 6{,}0^3}{24} = 8{,}25\ \mathrm{tm}^2.$$

Belastungsfälle: $h + l$

$$\mathfrak{A}_3 = \frac{0{,}25 \cdot 5{,}5^3}{24}$$
$$+ \frac{1{,}2 \cdot 2{,}5}{24 \cdot 5{,}5}\,(2{,}0 + 4{,}5)\,(2 \cdot 5{,}5^2 - 2{,}0^2 - 4{,}5^2) = 7{,}11\ \mathrm{tm}^2.$$



Abmessungen im m, Einzellasten P in t, verteilte Lasten p in tm.

Abb. 88.

Belastungsfälle: $h + l$

$$\mathfrak{B}_3 = \frac{0,25 \cdot 5,5^3}{24} + \frac{1,2 \cdot 2,5}{24 \cdot 5,5}(1,0 + 3,5)(2 \cdot 5,5^2 - 1,0^2 - 3,5^2) = 6,56\,\text{tm}^2.$$

Belastungsfälle: $e + k$

$$\mathfrak{A}_4 = \mathfrak{B}_4 = \frac{5 \cdot 0,9 \cdot 7,0^2}{32} + \frac{0,2 \cdot 7,0^3}{24}\ 9,73\ \text{tm}^2.$$

Belastungsfälle: $h + m$

$$\mathfrak{A}_5 = \frac{0,2 \cdot 5,5^3}{24} + \frac{1,5 \cdot 2,0^2}{24 \cdot 5,5}(2 \cdot 5,5^2 - 2,0^2) = 4,05\ \text{tm}^2.$$

Die errechneten Werte $\mathfrak{B}_1$, $\mathfrak{A}_2$ ... und die Werte für l_1, l_2 ... in die Gleichungen eingesetzt ergibt:

(1) $2\,M_1\,(5,0 + 6,0) + M_2\,6,0 = -6\,(4,46 + 8,31)$;

(2) $M_1\,6,0 + 2\,M_2\,(6,0 + 5,5) + M_3\,5,5 \ldots\ldots = -6\,(8,25 + 7,11)$;

(3) $M_2\,5,5 + 2\,M_3\,(5,5 + 7,0) + M_4\,7,0 \ldots\ldots = -6\,(6,56 + 9,73)$;

(4) $M_3\,7,0 + 2\,M_4\,(7,0 + 5,5) = -6\,(9,73 + 4,05)$.

Die Gleichungen in geordneter Form:

(1) $22,0\,M_1 + 6,0\,M_2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = -75,7$;

(2) $6,0\,M_1 + 23,0\,M_2 + 5,5\,M_3 \ldots\ldots = -92,2$;

(3) $5,5\,M_2 + 25,0\,M_3 + 7,0\,M_4 \ldots\ldots = -97,8$;

(4) $7,0\,M_3 + 25,0\,M_4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = -82,5$.

Um M_1 und M_4 zu entfernen, multipliziert man die Gleichung (1) mit 6, die Gleichung (2) mit -22, die Gleichung (3) mit 25 und die Gleichung (4) mit -7:

(1a) $132,0\,M_1 + 36,0\,M_2 \ldots\ldots\ldots\ldots = -454,2$;

(2a) $-132,0\,M_1 - 506,0\,M_2 - 121,0\,M_3 = 2028,4$;

(3a) $+137,5\,M_2 + 625,0\,M_3 + 175,0\,M_4 = -2445,0$;

(4a) $-49,0\,M_3 - 175,0\,M_4 \ldots\ldots\ldots\ldots = 577,5$.

Die Addition der Gleichungen (1a) und (2a), (3a) und (4a) ergibt dann zwei neue, von M_1 und M_4 freie Gleichungen:

(5) $-470,0\,M_2 - 121,0\,M_3 \ldots\ldots\ldots = 1574,2$;

(6) $+137,5\,M_2 + 576,0\,M_3 \ldots\ldots\ldots = -1867,5$.

Um M_3 zu entfernen, multipliziert man die Gleichung (5) mit 576 und die Gleichung (6) mit 121:

(5a) $-270720\,M_2 - 69696\,M_3 \ldots\ldots = 906739$;

(6a) $16637\,M_2 + 69696\,M_3 \ldots\ldots = -225968$.

Die Addition der Gleichungen (5a) und (6a) ergibt dann eine neue, von M_3 freie Gleichung mit nur noch einer Unbekannten:

(7) $-254083\,M_2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 680771$,

hieraus:

$$M_2 = \frac{680771}{-254083} = -2,68\,\text{mt}.$$

M_3 erhält man durch Einsetzung des Wertes M_2 in die Gleichung (6):

$$+137,5\,(-2,68) + 576,0\,M_3 = -1867,5,$$

$$M_3 = \frac{-1867,5 + 368,4}{576,0} = -2,60\,\text{mt}.$$

M_1 erhält man durch Einsetzung des Wertes M_2 in die Gleichung (1):

$$\underline{\underline{= -16,08}}$$

$$22,0\,M_1 + 6,0\,(-2,68) = -75,7,$$

$$M_1 = \frac{-75,7 + 16,08}{22,0} = -2,71\,\text{mt}.$$

Endlich ergibt sich M_4 durch Einsetzung des Wertes M_3 in die Gleichung (4):

$$7,0\,(-2,60) + 25,0\,M_4 = -82,5,$$

$$M_4 = \frac{-82,5 + 18,20}{25,0} = -2,57\,\text{mt}.$$

Die 4 Stützmomente lauten somit:

$$M_1 = -2{,}71 \text{ mt};$$
$$M_2 = -2{,}68 \text{ mt};$$
$$M_3 = -2{,}60 \text{ mt};$$
$$M_4 = -2{,}57 \text{ mt}.$$

γ) Berechnung der Hilfswerte $A_{o_1}, B_{o_1}, A_{o_2}, B_{o_2} \ldots$

Zwecks Bestimmung der Querkräfte, Feldmomente und Auflagerkräfte werden die Hilfswerte A_{o_1}, B_{o_1}, A_{o_2}, $B_{o_3} \ldots$ gebraucht (Bedeutung dieser Ausdrücke siehe Teil E, 1, a).

$$A_{o_1} = \frac{3{,}0 \cdot 3{,}5}{5{,}0} + \frac{0{,}2 \cdot 5{,}0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 2{,}61 \text{ t},$$

$$B_{o_1} = \frac{3{,}0 \cdot 1{,}5}{5{,}0} + \frac{0{,}2 \cdot 5{,}0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 1{,}39 \text{ t},$$

$$A_{o_2} = \frac{1{,}2 \cdot 3{,}5 + 1{,}6 \cdot 2{,}0}{6{,}0} + \frac{0{,}3 \cdot 6{,}0}{2} \ldots\ldots = 2{,}13 \text{ t},$$

$$B_{o_2} = \frac{1{,}2 \cdot 2{,}5 + 1{,}6 \cdot 4{,}0}{6{,}0} + \frac{0{,}3 \cdot 6{,}0}{2} \ldots\ldots = 2{,}47 \text{ t},$$

$$A_{o_3} = \frac{0{,}25 \cdot 5{,}5}{2} + 1{,}2 \cdot 2{,}5 \frac{2{,}0 + 4{,}5}{2} \frac{1}{5{,}5} \ldots = 2{,}46 \text{ t},$$

$$B_{o_3} = \frac{0{,}25 \cdot 5{,}5}{2} + 1{,}2 \cdot 2{,}5 \frac{1{,}0 + 3{,}5}{2} \frac{1}{5{,}5} \ldots = 1{,}91 \text{ t},$$

$$A_{o_4} = B_{o_4} = 0{,}9 + \frac{0{,}9}{2} + \frac{0{,}2 \cdot 7{,}0}{2} \ldots\ldots\ldots = 2{,}05 \text{ t},$$

$$A_{o_5} = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}5}{2} + 1{,}5 \cdot 2{,}0 \frac{2{,}0}{2} \frac{1}{5{,}5} \ldots\ldots\ldots = 1{,}10 \text{ t},$$

$$B_{o_5} = \frac{0{,}2 \cdot 5{,}5}{2} + 1{,}5 \cdot 2{,}0 \frac{5{,}5 + 3{,}5}{2} \frac{1}{5{,}5} \ldots = 3{,}00 \text{ t}.$$

δ) Ermittlung der Querkräfte und Feldmomente.

Die größten Feldmomente treten an den Stellen auf, an denen die Querkräfte gleich Null sind oder ihre Vorzeichen wechseln.

1. Erstes Feld.

Im ersten Feld ist die Querkraft an einer beliebigen Stelle:

$$Q_{x_1}' = Q_{o_{x_1}}' + \frac{M_1}{l_1},$$

unter der Last P_1 wechselt sie ihr Vorzeichen, denn unmittelbar links von P_1 ist:

$$Q_{x_1}' = 2{,}61 - 0{,}2 \cdot 1{,}5 + \left(\frac{-2{,}71}{5{,}0}\right) = 1{,}77 \text{ t}$$

und unmittelbar rechts von P_1 ist:

$$Q_{x_1}' = 2{,}61 - 0{,}2 \cdot 1{,}5 - 3{,}0 + \left(\frac{-2{,}71}{5{,}0}\right) = -1{,}23 \text{ t};$$

max M_1' liegt also im Abstand $x_1 = 1{,}5$ vom Auflager A:

$$\max M_1' = M_{o_1}' + M_1 \frac{x_1}{l_1} = 2{,}61 \cdot 1{,}5 - 0{,}2 \cdot 1{,}5 \frac{1{,}5}{2}$$
$$+ \left(-2{,}71 \frac{1{,}5}{5{,}0}\right) = 2{,}87 \text{ mt}.$$

2. Zweites Feld.

Im zweiten Feld ist die Querkraft an einem bliebigen Punkt:

$$Q_{x_2}' = Q_{o_{x_2}}' - \frac{M_1}{l_1} + \frac{M_2}{l_2};$$

der Abstand x_2, wo sie Null wird, ist:

$$2{,}13 - 1{,}2 - 0{,}3\, x_2 - \left(\frac{-2{,}71}{6{,}0}\right) + \left(\frac{-2{,}68}{6{,}0}\right) = 0,$$

$$x_2 = \frac{2{,}13 - 1{,}2 + 0{,}452 - 0{,}446}{0{,}3} = 3{,}12 \text{ m}.$$

max M_2' liegt also im Abstand $x_2 = 3{,}12$ vom Auflager C_1:

$$\max M_2' = M_{o_2}' + M_1 \frac{l_1 - x}{l_1} + M_2 \frac{x}{l_1} = 2{,}13\, 3{,}12$$
$$- 1{,}2\,(3{,}12 - 2{,}5) - 0{,}3 \cdot 3{,}12 \frac{3{,}12}{2}$$
$$+ \left(-2{,}71 \frac{6{,}0 - 3{,}12}{6{,}0}\right) + \left(-2{,}68 \frac{3{,}12}{6{,}0}\right)$$
$$= 1{,}79 \text{ mt}.$$

3. Drittes Feld.

Im dritten Feld ist die Querkraft an einem beliebigen Punkt:

$$Q_{x_3}' = Q_{o_{x_3}}' - \frac{M_2}{l_3} + \frac{M_3}{l_3};$$

der Abstand x_3 vom Auflager C_2, wo die Querkraft gleich Null wird, ist:

$$2{,}46 - 0{,}25 \cdot 1{,}0 - (0{,}25 + 1{,}2)(x_3 - 1{,}0)$$
$$- \left(\frac{-2{,}68}{5{,}5}\right) + \left(\frac{-2{,}6}{5{,}5}\right) = 0;$$

$$x_3 = \left(\frac{2{,}46 - 0{,}25 \cdot 1{,}0 + 0{,}488 - 0{,}473}{(0{,}25 + 1{,}2)}\right) + 1{,}0 = 2{,}53 \text{ m}.$$

max M_3' liegt somit im Abstand $x_3 = 2{,}53$ vom Auflager C_2:

$$\max M_3' = M_{o_3}' + M_2 \frac{l_3 - x_3}{l_3} + M_3 \frac{x_3}{l_3}$$
$$= 2{,}46 \cdot 2{,}53 - 0{,}25 \cdot 2{,}53 \frac{2{,}53}{2}$$
$$- 1{,}2\,(2{,}53 - 1{,}0)\left(\frac{2{,}53 - 1{,}0}{2}\right)$$
$$+ \left(-2{,}68 \frac{5{,}5 - 2{,}53}{5{,}5}\right) + \left(-2{,}6 \frac{2{,}53}{5{,}5}\right)$$
$$= 1{,}41 \text{ mt}.$$

4. Viertes Feld.

Im vierten Feld ist die Querkraft an einem beliebigen Punkt:

$$Q_{x_4}' = Q_{o_{x_4}}' - \frac{M_3}{l_4} + \frac{M_4}{l_4},$$

unter der mittleren Last P_4 wechselt sie ihr Vorzeichen, denn unmittelbar links davon ist:

$$Q_{x_4}' = 2{,}05 - 0{,}2 \cdot 3{,}5 - 0{,}9 - \left(\frac{-2{,}6}{7{,}0}\right) + \left(\frac{-2{,}57}{7{,}0}\right) = 0{,}48 \text{ t}$$

und unmittelbar rechts davon ist:

$$Q_{x_4}' = 2{,}05 - 0{,}2 \cdot 3{,}5 - 2 \cdot 0{,}9 - \left(\frac{-2{,}6}{7{,}0}\right) + \left(\frac{-2{,}57}{7{,}0}\right) = -0{,}42 \text{ t},$$

max M_4' liegt also im Abstand $x_4 = 3{,}5$ m vom Auflager C_3:

$$\max M_4' = M_{o_4}' + M_3 \frac{l_4 - x_4}{l_4} + M_4 \frac{x_4}{l_4}$$
$$= 2{,}05 \cdot 3{,}5 - 0{,}9 \cdot 1{,}75 - 0{,}2 \cdot 3{,}5 \frac{3{,}5}{2}$$
$$+ \left(-2{,}6 \frac{7{,}0 - 3{,}5}{7{,}0}\right) + \left(-2{,}57 \frac{3{,}5}{7{,}0}\right)$$
$$= 1{,}79 \text{ mt}.$$

5. Fünftes Feld.

Im fünften Feld ist die Querkraft an einem beliebigen Punkt:

$$Q_{x_5}' = Q_{o_{x_5}}' - \frac{M_4}{l_5}.$$

Der Abstand x_5, wo sie Null wird, ist:

$$1{,}1 - 0{,}2 \cdot 3{,}5 - (0{,}2 + 1{,}5)(x_5 - 3{,}5) - \left(\frac{-2{,}57}{5{,}5}\right) = 0$$

$$x_5 = \left(\frac{1{,}1 - 0{,}2 \cdot 3{,}5 + 0{,}467}{(0{,}2 + 1{,}5)}\right) + 3{,}5 = 4{,}01 \text{ m}.$$

max $M_{5'}$ liegt somit im Abstand $x_5 = 4{,}01$ vom Auflager C_4:

$$\max M_{5'} = M_{05'} + M_4 \frac{l_5 - x_5}{l_5} = 1{,}1 \cdot 4{,}01$$

$$- 0{,}2 \cdot 4{,}01 - 1{,}5\,(4{,}01 - 3{,}5)\left(\frac{4{,}01 - 3{,}5}{2}\right)$$

$$+ \left(-2{,}57\,\frac{5{,}5 - 4{,}01}{5{,}5}\right) = 1{,}88 \text{ mt}.$$

6. Zusammenstellung der max Feldmomente.

Hiermit sind sämtliche max Feldmomente gefunden:

$$M_{1'} = 2{,}87 \text{ mt};$$
$$M_{2'} = 1{,}79 \text{ mt};$$
$$M_{3'} = 1{,}41 \text{ mt};$$
$$M_{4'} = 1{,}79 \text{ mt};$$
$$M_{5'} = 1{,}88 \text{ mt}.$$

Alle anderen Feldmomente und Querkräfte in einem beliebigen, von der zunächst gelegenen Stütze gemessenen Abstand x werden in sinngemäßer Weise bestimmt.

Wie aus der Abb. 88 hervorgeht, können die Feldmomente auch zeichnerisch sehr einfach ermittelt werden.

ε) Berechnung der Auflagerkräfte.

$$A = A_{01} + \frac{M_1}{l_1} = 2{,}61 + \left(\frac{-2{,}71}{5{,}0}\right) \ldots = 2{,}07 \text{ t},$$

$$C_1 = B_{01} + A_{02} - M_1\left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}\right) + \frac{M_2}{l_2}$$

$$= 1{,}39 + 2{,}13 - \left|-2{,}71\left(\frac{1}{5{,}0} + \frac{1}{6{,}0}\right)\right.$$

$$\left. + \left(\frac{-2{,}68}{6{,}0}\right)\right| \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 4{,}07 \text{ t},$$

$$C_2 = B_{02} + A_{03} - M_2\left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_3}\right) + \frac{M_1}{l_2} + \frac{M_3}{l_3}$$

$$= 2{,}47 + 2{,}46 - \left|-2{,}68\left(\frac{1}{6{,}0} + \frac{1}{5{,}5}\right)\right|$$

$$+ \left(\frac{-2{,}71}{6{,}0}\right) + \left(\frac{-2{,}60}{5{,}5}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots = 4{,}94 \text{ t},$$

$$C_3 = B_{03} + A_{04} - M_3\left(\frac{1}{l_3} + \frac{1}{l_4}\right) + \frac{M_2}{l_3} + \frac{M_4}{l_4}$$

$$= 1{,}91 + 2{,}05 - \left|-2{,}60\left(\frac{1}{5{,}5} + \frac{1}{7{,}0}\right)\right|$$

$$+ \left(\frac{-2{,}68}{5{,}5}\right) + \left(\frac{-2{,}57}{7{,}0}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 3{,}95 \text{ t},$$

$$C_4 = B_{04} + A_{05} - M_4\left(\frac{1}{l_4} + \frac{1}{l_5}\right) + \frac{M_3}{l_4}$$

$$= 2{,}05 + 1{,}10 - \left|-2{,}57\left(\frac{1}{7{,}0} + \frac{1}{5{,}5}\right)\right|$$

$$+ \left(\frac{-2{,}60}{7{,}0}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 3{,}61 \text{ t},$$

$$B = B_{05} + \frac{M_4}{l_5} = 3{,}00 + \left(\frac{-2{,}57}{5{,}5}\right) \ldots\ldots\ldots = 2{,}53 \text{ t}.$$

ζ) Querschnittsbestimmung.

Das absolut größte Moment ist das max Moment im ersten Felde:

$$\max M_{1'} = 2{,}87 \text{ mt} = 287 \text{ cmt}.$$

Beträgt die zulässige Beanspruchung $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2 = 1{,}4 \text{ t/cm}^2$, dann ist das erforderliche Widerstandsmoment

$$W_{erf} = \frac{\max M_{1'}}{\sigma_{zul}} = \frac{287}{1{,}4} = 205 \text{ cm}^3.$$

Vorhanden 1 I 20 mit $W = 214 \text{ cm}^3$.

Die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{vorh} = \frac{\max M_{1'}}{W_{vorh}} = \frac{287}{214} = 1{,}34 \text{ t/cm}^2.$$

c) Bewegliche Belastung.

Bei Verkehrslast ergeben sich die Größtwerte der Momente, Auflager- und Querkräfte bei teilweiser Belastung.

In der Abb. 89 sind die gefährlichen Laststellungen gezeichnet und dabei angegeben, für welche Größtwerte diese maßgebend sind.

Bei beweglichen Einzellasten werden die Momente, Auflager- und Querkräfte am besten mit Hilfe von Einflußlinien gefunden (vgl. Band II, 1. Teil über „Tragwerke mit beweglicher Belastung").

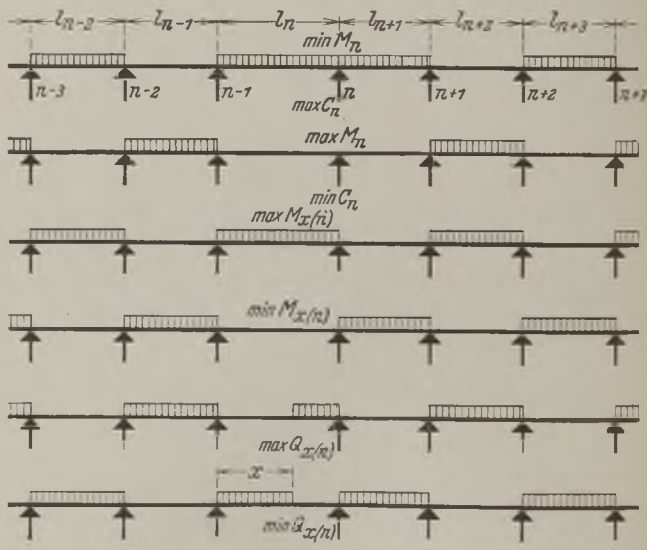


Abb. 89.

5. Sonderfälle zur Berechnung der Durchlaufträger.

a) Allgemeines.

Zur Arbeitserleichterung sind für besondere Fälle des Durchlaufträgers die Tafeln 5 bis 7 beigegeben.

Die Tafel 5 dient zur Berechnung des Durchlaufträgers auf beliebig vielen Stützen für eine über den ganzen Träger gleichmäßig verteilte Belastung (ständige Last bzw. Eigengewicht). Die Bedeutung der Bezeichnungen geht aus der Tafel hervor; ebenda ist auch ein Anwendungsbeispiel durchgeführt.

Mit Hilfe der Tafel 6 können Träger auf 3, 4 und 5 Stützen, die eine gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung (ständige Last bzw. Eigengewicht) und eine gleichmäßig verteilte Streckenlast (Nutzlast) oder auch mehrere Streckenlasten in jeweils ungünstigster Länge und Lage erhalten, in einfacher Weise berechnet werden.

Außer den absolut größten Biegemomenten, Quer- und Auflagerkräften, können in verschiedenen Abständen x vom Auflager A (Zwischenentfernungen $= 0{,}05$ bis $0{,}1\,l$) die max- und min-Werte bestimmt werden. Die Bedeutung der Bezeichnungen und deren Anwendung geht aus der Tafel hervor; ein Zahlenbeispiel folgt im nächsten Teil b.

Nach der Tafel 7 können für den Durchlaufträger auf 3, 4 und 5 Stützen mit gleichmäßig verteilten Lasten bzw. Einzellasten infolge Eigengewicht und Nutzlast die absolut größten Auflagerkräfte, Stützen- und Feldmomente für jedes Feld ermittelt werden. Die Bedeutung der Bezeichnungen und deren Anwendung ist aus der Tafel ersichtlich; ein Zahlenbeispiel folgt im nächsten Teil b.

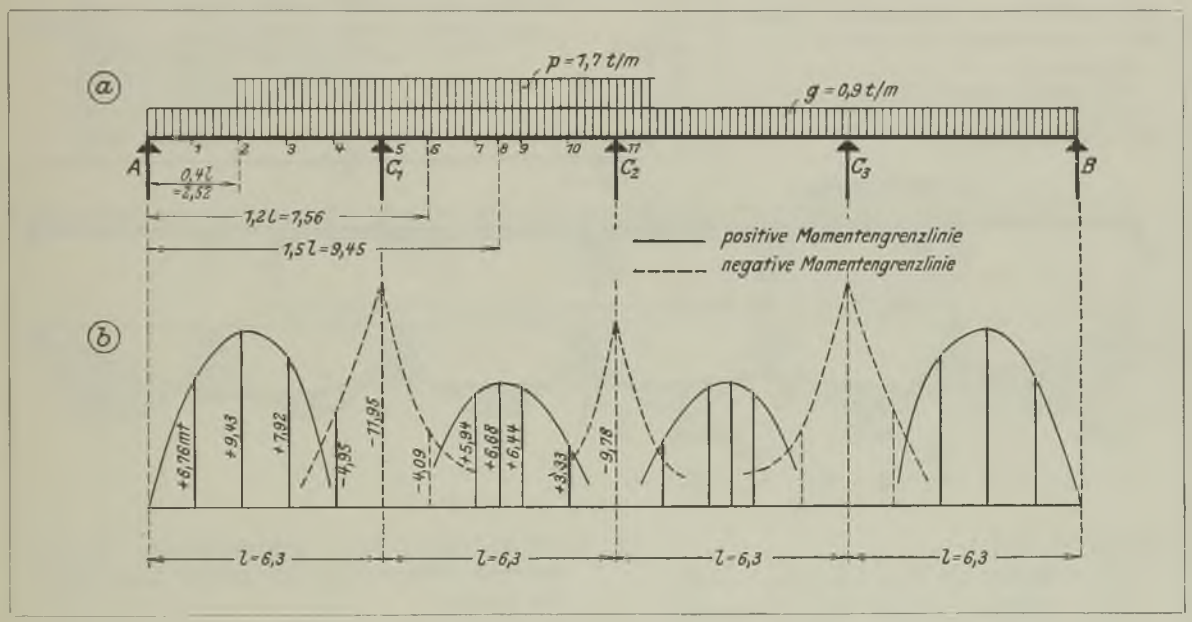


Abb. 90.

b) Zwei Zahlenbeispiele.

α) Anwendungsbeispiel zu Tafel 6.

1. Allgemeines.

Es sollen für einen Durchlaufträger auf 5 Stützen die max- und min-Momentengrenzwerte, Auflager- und Querkräfte infolge einer über den ganzen Träger gleichmäßig verteilten ständigen Last $g = 0{,}9$ t/m und einer gleichförmigen Nutzlast $p = 1{,}7$ t/m berechnet werden. Die Stützweiten l betragen 6,3 m (Abb. 90). Die Zwischenabstände der zu berechnenden Querschnitte sollen $0{,}2\,l$ betragen.

2. Berechnung der Biegemomente.

$$M = (\alpha g + \beta p)\, l^2$$

Querschnitt 1:

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}2\,l = 0{,}2 \cdot 6{,}3 = 1{,}26$ m;

$$_{\max}M_1 = (0{,}05857 \cdot 0{,}9 + 0{,}06929 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 6{,}76 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_1 = (0{,}05857 \cdot 0{,}9 - 0{,}01071 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 1{,}37 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 2 (Größtmoment):

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}4\,l = 0{,}4 \cdot 6{,}3 = 2{,}52$ m;

$$_{\max}M_2 = (0{,}07714 \cdot 0{,}9 + 0{,}09857 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 9{,}43 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_2 = (0{,}07714 \cdot 0{,}9 - 0{,}02143 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 1{,}31 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 3:

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}6\,l = 0{,}6 \cdot 6{,}3 = 3{,}78$ m;

$$_{\max}M_3 = (0{,}05572 \cdot 0{,}9 + 0{,}08786 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 7{,}92 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_3 = (0{,}05572 \cdot 0{,}9 - 0{,}03214 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,0{,}15 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 4:

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}8\,l = 0{,}8 \cdot 6{,}3 = 5{,}04$ m;

$$_{\max}M_4 = (-0{,}00571 \cdot 0{,}9 + 0{,}03738 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 0{,}48 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_4 = (-0{,}00571 \cdot 0{,}9 - 0{,}04309 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,4{,}95 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 5:

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}0\,l = 1{,}0 \cdot 6{,}3 = 6{,}30$ m;

$$_{\max}M_5 = (-0{,}10714 \cdot 0{,}9 + 0{,}01340 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,2{,}93 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_5 = (-0{,}10714 \cdot 0{,}9 - 0{,}12054 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,11{,}95 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 6:

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}2\,l = 1{,}2 \cdot 6{,}3 = 7{,}56$ m;

$$_{\max}M_6 = (-0{,}02000 \cdot 0{,}9 + 0{,}03000 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 1{,}31 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_6 = (-0{,}02000 \cdot 0{,}9 - 0{,}05000 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,4{,}09 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 7:

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}4\,l = 1{,}4 \cdot 6{,}3 = 8{,}82$ m;

$$_{\max}M_7 = (0{,}02714 \cdot 0{,}9 + 0{,}07357 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 5{,}94 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_7 = (0{,}02714 \cdot 0{,}9 - 0{,}04643 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,2{,}16 \text{ ,, .}$$

Querschnitt 8 (Größtmoment):

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}5\,l = 1{,}5 \cdot 6{,}3 = 9{,}45$ m;

$$_{\max}M_8 = (0{,}03572 \cdot 0{,}9 + 0{,}08036 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = 6{,}68 \text{ mt};$$
$$_{\min}M_8 = (0{,}03572 \cdot 0{,}9 - 0{,}04464 \cdot 1{,}7)\, 6{,}3^2 = -\,1{,}74 \text{ ,, .}$$

Tafel 5. Biegemomente und Auflagerkräfte für den Durchlaufträger auf beliebig vielen Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung.

Die Stützen sind gleich hoch und gleich weit voneinander entfernt, die Belastung ist gleichmäßig über den ganzen Träger verteilt.

Es bezeichnet:

A_1, C_1 ... die Auflagerdrücke,

M_1, M_2 ... die (negativen) Momente über den Stützen,

$M_{1'}$, $M_{2'}$ ... die größten Momente in den einzelnen Feldern,

x_1, x_2 ... die Entfernungen der Momente $M_{1'}$ ... von den nächsten links liegenden Stützen,

ξ_1, ξ_2 ... die Entfernungen der Momenten-Nullpunkte von diesen Stützen,

l die Länge der Felder,

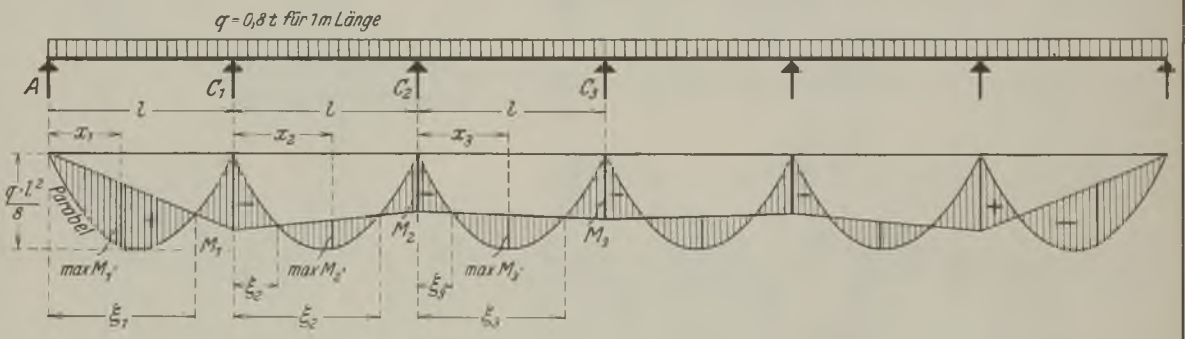
q die Belastung für die Längeneinheit jedes Feldes.

Die Angaben sind nur bis Mitte Träger durchgeführt, da die andere Trägerhälfte symmetrisch der ersteren ist.

Beispiel:

Ein Träger auf 7 Stützen mit einer Feldlänge $l = 5{,}0$ m und einer gleichmäßig verteilten Belastung $q = 0{,}8$ t für den m, ist mit Hilfe der nebenstehenden Tafel nachstehend berechnet:

Werte	Anzahl der Stützen							Einheiten
	3	4	5	6	7	8	∞	
A	0,3750	0,4000	0,3929	0,3947	0,3942	0,3944	0,3943	$q\,l$
C_1	1,2500	1,1000	1,1428	1,1317	1,1346	1,1337	1,1340	$q\,l$
C_2			0,9286	0,9736	0,9616	0,9649	0,9640	$q\,l$
C_3					1,0192	1,0070	1,0103	$q\,l$
C_4							0,9948	$q\,l$
M_1	0,1250	0,1000	0,1071	0,1053	0,1058	0,1056	0,1057	$q\,l^2$
M_2			0,0714	0,0789	0,0769	0,0775	0,0773	$q\,l^2$
M_3					0,0865	0,0845	0,0850	$q\,l^2$
M_4							0,0825	$q\,l^2$
$M_{1'}$	0,0703	0,0800	0,0772	0,0779	0,0777	0,0778	0,0777	$q\,l^2$
$M_{2'}$		0,0250	0,0364	0,0332	0,0340	0,0338	0,0339	$q\,l^2$
$M_{3'}$				0,0461	0,0433	0,0440	0,0438	$q\,l^2$
$M_{4'}$						0,0405	0,0412	$q\,l^2$
x_1	0,3750	0,4000	0,3930	0,3947	0,3942	0,3944	0,3943	l
x_2		0,5000	0,5357	0,5264	0,5327	0,5281	0,5283	l
x_3				0,5000	0,4904	0,4930	0,4923	l
x_4						0,5000	0,5026	l
ξ_1	0,7500	0,8000	0,7860	0,7894	0,7884	0,7887	0,7887	l
ξ_2		0,2760	0,2659	0,2680	0,2675	0,2680	0,2680	l
		0,7240	0,8055	0,7830	0,7899	0,7884	0,7890	l
ξ_3				0,1964	0,1960	0,1962	0,1960	l
				0,8036	0,7850	0,7897	0,7880	l
ξ_4						0,2153	0,2150	l
						0,7847	0,7900	l



Auflagerkräfte:

$A = 0{,}3942\,q\,l = 0{,}3942 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0 = 1{,}58$ t
$C_1 = 1{,}1346\,q\,l = 1{,}1346 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0 = 4{,}54$ „
$C_2 = 0{,}9616\,q\,l = 0{,}9616 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0 = 3{,}84$ „
$C_3 = 1{,}0192\,q\,l = 1{,}0192 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0 = 4{,}07$ „

Negativ-Momente über den Stützen:

$M_1 = 0{,}1058\,q\,l^2 = 0{,}1058 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 2{,}118$ mt
$M_2 = 0{,}0769\,q\,l^2 = 0{,}0769 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 1{,}538$ „
$M_3 = 0{,}0865\,q\,l^2 = 0{,}0865 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 1{,}730$ „

Größt-Momente in den einzelnen Feldern:

$M_{1'} = 0{,}0777\,q\,l^2 = 0{,}0777 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 1{,}552$ mt
$M_{2'} = 0{,}0340\,q\,l^2 = 0{,}0340 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 0{,}680$ „
$M_{3'} = 0{,}0433\,q\,l^2 = 0{,}0433 \cdot 0{,}8 \cdot 5{,}0^2 = 0{,}866$ „

Entfernungen der Größtmomente in den einzelnen Feldern von der nächsten links liegenden Stütze:

$x_1 = 0{,}3942\,l = 0{,}3942 \cdot 0{,}5 = 1{,}97$ m
$x_2 = 0{,}5327\,l = 0{,}5327 \cdot 0{,}5 = 2{,}66$ „
$x_3 = 0{,}4904\,l = 0{,}4904 \cdot 0{,}5 = 2{,}45$ „

Entfernungen der Momentennullpunkte von den nächsten links liegenden Stützen:

ξ_1 $0{,}7884\,l = 0{,}7884 \cdot 0{,}5 = 3{,}94$ m

$\xi_2 \begin{cases} 0{,}2675\,l = 0{,}2675 \cdot 0{,}5 = 1{,}34 \text{ „} \\ 0{,}7899\,l = 0{,}7899 \cdot 0{,}5 = 3{,}95 \text{ „} \end{cases}$

$\xi_3 \begin{cases} 0{,}1960\,l = 0{,}1960 \cdot 0{,}5 = 0{,}98 \text{ „} \\ 0{,}7850\,l = 0{,}7850 \cdot 0{,}5 = 3{,}92 \text{ „} \end{cases}$

Querschnitt 9:

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}6\,l = 1{,}6 \cdot 6{,}3 = 10{,}08$ m;

$$_{\max}M_9 = (0{,}03429 \cdot 0{,}9 + 0{,}07715 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = 6{,}44 \text{ mt};$$

$$_{\min}M_9 = (0{,}03429 \cdot 0{,}9 - 0{,}04286 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = -\,1{,}67 \;,,\,.$$

Querschnitt 10:

Abstand x vom Auflager $A = 1{,}8\,l = 1{,}8 \cdot 6{,}3 = 11{,}34$ m;

$$_{\max}M_{10} = (0{,}0143 \cdot 0{,}9 + 0{,}04170 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = 3{,}33 \text{ mt};$$

$$_{\min}M_{10} = (0{,}0143 \cdot 0{,}9 - 0{,}04027 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = -\,2{,}21 \;,,\,.$$

Querschnitt 11:

Abstand x vom Auflager $A = 2{,}0\,l = 2{,}0 \cdot 6{,}3 = 12{,}60$ m;

$$_{\max}M_{11} = (-0{,}07143 \cdot 0{,}9 + 0{,}03571 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = -\,0{,}14 \text{ mt};$$

$$_{\min}M_{11} = (-0{,}07143 \cdot 0{,}9 - 0{,}10714 \cdot 1{,}7)\,6{,}3^2 = -\,9{,}78 \;,,\,.$$

Die Momentengrenzlinien sind in Abb. 90*b* dargestellt.

3. Berechnung der Auflagerkräfte.

$$A = (\gamma g + \delta p)\,l$$

$$_{\max}A = {}_{\max}B = (0{,}3929 \cdot 0{,}9 + 0{,}4464 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 7{,}00 \text{ t};$$

$$_{\min}A = {}_{\min}B = (0{,}3929 \cdot 0{,}9 - 0{,}0535 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 1{,}65 \;,,\,.$$

$$_{\max}C_1 = {}_{\max}C_3 = (1{,}1428 \cdot 0{,}9 + 1{,}2232 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 19{,}60 \;,,\,;$$

$$_{\min}C_1 = {}_{\min}C_3 = (1{,}1428 \cdot 0{,}9 - 0{,}0804 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 5{,}61 \;,,\,;$$

$$_{\max}C_2 = (0{,}9286 \cdot 0{,}9 + 1{,}1428 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 17{,}50 \;,,\,;$$

$$_{\min}C_2 = (0{,}9286 \cdot 0{,}9 - 0{,}2142 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 2{,}97 \;,,\,.$$

4. Berechnung der Querkräfte.

$$Q = (\gamma g + \delta p)\,l$$

Querschnitt 1:

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}2\,l = 0{,}2 \cdot 6{,}3 = 1{,}26$ m;

$$_{\max}Q_1 = (0{,}1929 \cdot 0{,}9 + 0{,}2717 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 3{,}99 \text{ t};$$

$$_{\min}Q_1 = (0{,}1929 \cdot 0{,}9 - 0{,}0788 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 0{,}25 \;,,\,;$$

Querschnitt 2:

Abstand x vom Auflager $A = 0{,}4\,l = 0{,}4 \cdot 6{,}3 = 2{,}52$ m;

$$_{\max}Q_2 = (-0{,}0071 \cdot 0{,}9 + 0{,}1461 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = 1{,}53 \text{ t};$$

$$_{\min}Q_2 = (-0{,}0071 \cdot 0{,}9 - 0{,}1533 \cdot 1{,}7)\,6{,}3 = -\,1{,}68 \;,,\,.$$

usw.

β) Anwendungsbeispiel zu Tafel 7.

1. Allgemeines.

Für den in Abb. 91 dargestellten Durchlaufträger auf 5 Stützen werden nachstehend infolge von Einzellasten G bzw. P die größten Auflagerkräfte und Biegemomente ermittelt. Die ständige Einzellast G beträgt 4,1 t und die veränderliche Einzellast P beträgt 8,5 t. Die Stützweiten l betragen 6,5 m.

2. Berechnung der größten Auflagerkräfte.

$$A = (\alpha G + \beta P)$$

$$A = B = (0{,}714 \cdot 4{,}1 + 0{,}857 \cdot 8{,}5) = 10{,}21 \text{ t};$$

$$C_1 = (2{,}381 \cdot 4{,}1 + 2{,}595 \cdot 8{,}5) = 31{,}82 \;,,\,;$$

$$C_2 = (1{,}810 \cdot 4{,}1 + 2{,}380 \cdot 8{,}5) = 27{,}66 \;,,\,.$$

2. Berechnung der größten Biegemomente.

$$M = (\alpha G + \beta P)\,l$$

Stützenmomente:

$$M_1 = (-0{,}286 \cdot 4{,}1 - 0{,}321 \cdot 8{,}5)\,6{,}5 = -25{,}38 \text{ mt};$$

$$M_2 = (-0{,}190 \cdot 4{,}1 - 0{,}286 \cdot 8{,}5)\,6{,}5 = -20{,}86 \;,,\,;$$

Feldmomente:

$$M_{1'} = (0{,}238 \cdot 4{,}1 + 0{,}286 \cdot 8{,}5)\,6{,}5 = 22{,}12 \text{ mt};$$

$$M_{2'} = (0{,}111 \cdot 4{,}1 + 0{,}222 \cdot 8{,}5)\,6{,}5 = 15{,}24 \;,,\,.$$

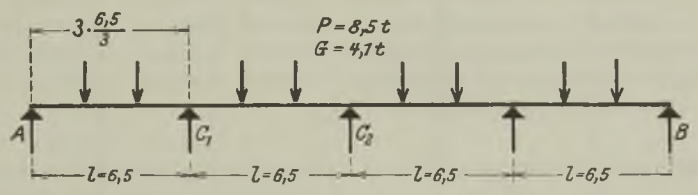


Abb. 91.

Tafel 6. Biegemomente, Quer- und Auflagerkräfte für Durchlaufträger auf 3, 4 und

a) Biegemomente.

Bedeutet l die Längen der Felder, g die gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung, p die bewegliche gleichförmige Belastung, x den Abstand eines Querschnittes vom Auflager A, dann ist für ein bestimmtes Verhältnis $x:l$:

$$_{\max}M = (\alpha g + \beta p)\, l^2; \qquad _{\min}M = (\alpha g - \beta p)\, l^2.$$

	Verhältnis $\frac{x}{l}$	Träger auf 3 Stützen			Träger auf 4 Stützen			Träger auf 5 Stützen		
		Einfluß von g	Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
		α	β +	β −	α	β +	β −	α	β +	β −
Feld 1	0,0	0,0000	0,00000	0,00000	0,000	0,00	0,000	0,0	0,0	0,0
	0,1	+0,0325	0,03875	0,00625	+0,035	0,040	0,005	+0,03429	0,03964	0,00536
	0,2	+0,0550	0,06750	0,01250	+0,060	0,070	0,010	+0,05857	0,06929	0,01071
	0,3	+0,0675	0,08625	0,01875	+0,075	0,090	0,015	+0,07286	0,08893	0,01607
	0,375	**+0,0703**	0,09375	0,02344	—	—	—	—	—	—
	0,4	+0,0700	**0,09500**	0,02500	**+0,080**	**0,100**	0,020	**+0,07714**	**0,09857**	0,02143
	0,5	+0,0625	0,09375	0,03125	+0,075	0,100	0,025	+0,07143	0,09822	0,02679
	0,6	+0,0450	0,08250	0,03750	+0,060	0,090	0,030	+0,05572	0,08786	0,03214
	0,7	+0,0175	0,06125	0,04375	+0,035	0,070	0,035	+0.03000	0,06750	0,03750
	0,75	0,0	0,04688	0,04688	—	—	—	—	—	—
	0,7857	—	—	—	—	—	—	0,0	0,04209	0,04209
	0,8	−0,0200	0,03000	0,05000	0,0	0,04022	0,04022	−0,00571	0,03738	0,04309
	0,85	−0,0425	0,01523	0,05773	−0,02125	0,02773	0,04898	−0,02732	0,02484	0,05216
	0,9	−0,0675	0,00611	0,07361	−0,04500	0,02042	0,06542	−0,05143	0,01629	0,06772
	0,95	−0,0950	0,00138	0,09638	−0,07125	0,01706	0,08831	−0,07803	0,01393	0,09197
	1,0	−0,1250	0,0	0,12500	−0,10000	0,01667	0,11667	−0,10714	0,01340	0,12054
Feld 2	1,0	—	—	—	−0,10000	0,01667	0,11667	−0,10714	0,01340	0,12054
	1,05	—	—	—	−0,07625	0,01408	0,09033	−0,08160	0,01163	0,09323
	1,1	—	—	—	−0,05500	0,01514	0,07014	−0,05857	0,01455	0,07212
	1,15	—	—	—	−0,03625	0,02053	0,05678	−0,03803	0,02537	0,06340
	1,2	—	—	—	−0,020	0,030	0,050	−0,02000	0,03000	0,05000
	1,2661	—	—	—	—	—	—	0,0	0,04882	0,04882
	1,2764	—	—	—	0,0	0,050	0,050	—	—	—
	1,3	—	—	—	+0,005	0,055	0,050	+0,00857	0,05678	0,04821
	1,4	—	—	—	+0,020	0,070	0,050	+0,02714	0,07357	0,04643
	1,5	—	—	—	**0,025**	**0,075**	0,050	**+0,03572**	**0,08036**	0,04464
	1,6	—	—	—	—	—	—	+0,03429	0,07715	0,04286
	1,7	—	—	—	—	—	—	+0,02286	0,06393	0,04107
	1,8	—	—	—	—	—	—	+0,00143	0,04170	0,04027
	1,8053	—	—	—	—	—	—	0,0	0,04092	0,04092
	1,85	—	—	—	—	—	—	−0,01303	0,03451	0,04754
	1,9	—	—	—	—	—	—	−0,03000	0,03105	0,06105
	1,95	—	—	—	—	—	—	−0,04947	0,03173	0,08120
	2,0	—	—	—	—	—	—	−0,07143	0,03571	0,10714

5 Stützen für eine gleichförmige Belastung aus Eigengewicht und Verkehrslast. (Winklersche Tafeln.)

b) Quer- und Auflagerkräfte.

Bedeutet l die Längen der Felder, g die gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung, p die bewegliche gleichförmige Belastung, x den Abstand eines Querschnittes vom Auflager A, dann ist für ein bestimmtes Verhältnis $x:l$:

$$\max Q = (\gamma g + \delta p)\, l; \qquad \min Q = (\gamma g - \delta p)\, l.$$

Verhältnis $\frac{x}{l}$		Träger auf 3 Stützen			Träger auf 4 Stützen			Träger auf 5 Stützen		
		Einfluß von g	Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
		γ	δ +	δ −	γ	δ +	δ −	γ	δ +	δ −
Feld 1	0,0	+0,375	0,4375	0,0625	+0,4	0,4500	0,0500	+0,3929	0,4464	0,0535
	0,1	+0,275	0,3437	0,0687	+0,3	0,3560	0,0563	+0,2929	0,3528	0,0599
	0,2	+0,175	0,2624	0,0874	+0,2	0,2752	0,0752	+0,1929	0,2717	0,0788
	0,3	+0,075	0,1932	0,1182	+0,1	0,2065	0,1065	+0,0929	0,2029	0,1101
	0,375	0,0	0,1491	0,1491	—	—	—	—	—	—
	0,3929	—	—	—	—	—	—	0,0	0,1498	0,1498
	0,4	−0,025	0,1359	0,1609	0,0	0,1496	0,1496	−0,0071	0,1461	0,1533
	0,5	−0,125	0,0898	0,2148	−0,1	0,1042	0,2042	−0,1071	0,1007	0,2079
	0,6	−0,225	0,0544	0,2794	−0,2	0,0694	0,2694	−0,2071	0,0660	0,2731
	0,7	−0,325	0,0287	0,3537	−0,3	0,0443	0,3443	−0,3071	0,0410	0,3481
	0,75	−0,375	0,0193	0,3943	—	—	—	—	—	—
	0,8	−0,425	0,0119	0,4369	−0,4	0,0280	0,4280	−0,4071	0,0247	0,4319
	0,85	−0,475	0,0064	0,4814	—	—	—	—	—	—
	0,9	−0,525	0,0027	0,5277	−0,5	0,0193	0,5191	−0,5071	0,0160	0,5231
	0,95	−0,575	0,0007	0,5757	—	—	—	—	—	—
	1,0	−0,625	0,0	0,6250	−0,6	0,0167	0,6167	−0,6071	0,0134	0,6205
Feld 2	1,0	—	—	—	+0,5	0,5833	0,0833	+0,5357	0,6027	0,0670
	1,1	—	—	—	+0,4	0,4870	0,0870	+0,4357	0,5064	0,0707
	1,2	—	—	—	+0,3	0,3991	0,0991	+0,3357	0,4187	0,0830
	1,3	—	—	—	+0,2	0,3210	0,1210	+0,2357	0,3410	0,1053
	1,4	—	—	—	+0,1	0,2537	0,1537	+0,1357	0,2742	0,1385
	1,5	—	—	—	0,0	0,1979	0,1979	+0,0357	0,2190	0,1833
	1,5357	—	—	—	—	—	—	0,0	0,2028	0,2028
	1,6	—	—	—	—	—	—	−0,0643	0,1755	0,2398
	1,7	—	—	—	—	—	—	−0,1643	0,1435	0,3078
	1,8	—	—	—	—	—	—	−0,2643	0,1222	0,3865
	1,9	—	—	—	—	—	—	−0,3643	0,1106	0,4749
	2,0	—	—	—	—	—	—	−0,4643	0,1071	0,5714
Auflagerkräfte.										
	$A = B$	+0,375	0,4375	0,0625	+0,4	0,4500	0,0500	+0,3929	0,4464	0,0535
	C_1	+1,250	1,2500	0,0	+1,1	1,2000	0,1000	+1,1428	1,2232	0,0804
	C_2	—	—	—	+1,1	1,2000	0,1000	+0,9286	1,1428	0,2142
	C_3	—	—	—	—	—	—	+1,1428	1,2232	0,0804

Tafel 7. Größte Auflagerkräfte und Biegemomente für Durchlaufträger auf 3, 4 und 5 Stützen.

Bedeutet l die Längen der Felder, g das gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Eigengewicht, p die gleichförmige Nutzlast, G die Einzellasten infolge Eigengewicht, P die Einzellasten infolge Nutzlast, dann ist

für gleichförmige Lasten:

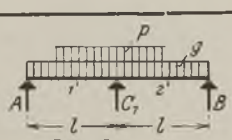
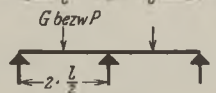
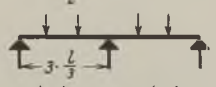
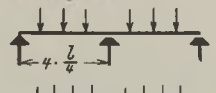
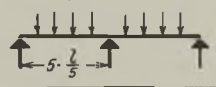
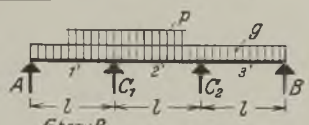
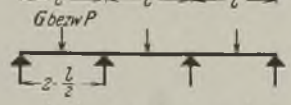
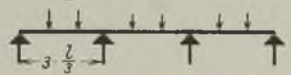
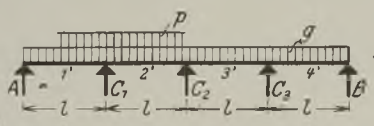
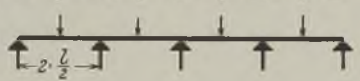
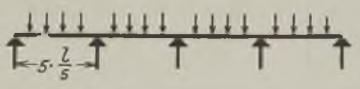
$$A = (\alpha\, g + \beta\, p)\, l$$

$$M = (\alpha\, g + \beta\, p)\, l^2$$

für Einzellasten:

$$A = (\alpha\, G + \beta\, P)$$

$$M = (\alpha\, G + \beta\, P)\, l$$

Belastungsbild		Größte Auflagerkräfte			Größte Stützmomente		Größte Feldmomente	
		$A = B$	C_1	C_2	M_1	M_2	$M_{1'}$	$M_{2'}$
Träger auf 3 Stützen								
	α	0,375	1,250	—	−0,125	—	0,070	—
	β	0,438	1,250	—	−0,125	—	0,095	—
	α	0,312	1,375	—	−0,188	—	0,156	—
	β	0,406	1,375	—	−0,188	—	0,203	—
	α	0,667	2,666	—	−0,333	—	0,222	—
	β	0,833	2,666	—	−0,333	—	0,278	—
	α	1,031	3,938	—	−0,469	—	0,266	—
	β	1,266	3,938	—	−0,469	—	0,383	—
	α	1,400	5,200	—	−0,600	—	0,360	—
	β	1,700	5,200	—	−0,600	—	0,480	—
Träger auf 4 Stützen								
	α	0,400	1,100	—	−0,100	—	0,080	0,025
	β	0,450	1,200	—	−0,117	—	0,101	0,075
	α	0,350	1,150	—	−0,115	—	0,175	0,100
	β	0,425	1,300	—	−0,175	—	0,213	0,175
	α	0,734	2,267	—	−0,267	—	0,245	0,067
	β	0,867	2,533	—	−0,311	—	0,289	0,200
	α	1,125	3,375	—	−0,375	—	0,313	0,125
	β	1,313	3,750	—	−0,437	—	0,406	0,313
	α	1,520	4,480	—	−0,480	—	0,408	0,120
	β	1,760	4,960	—	−0,560	—	0,504	0,360
Träger auf 5 Stützen								
	α	0,393	1,143	0,929	−0,107	−0,071	0,077	0,036
	β	0,446	1,223	1,143	−0,121	−0,107	0,100	0,081
	α	0,339	1,214	0,893	−0,161	−0,107	0,170	0,116
	β	0,420	1,335	1,214	−0,181	−0,161	0,210	0,183
	α	0,714	2,381	1,810	−0,286	−0,190	0,238	0,111
	β	0,857	2,595	2,380	−0,321	−0,286	0,286	0,222
	α	1,098	3,536	2,732	−0,402	−0,268	0,299	0,165
	β	1,299	3,837	3,536	−0,452	−0,402	0,400	0,333
	α	1,486	4,686	3,657	−0,514	−0,343	0,393	0,189
	β	1,743	5,072	4,686	−0,579	−0,514	0,497	0,394

F. Berechnung der Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung.

1. Allgemeines.

Über die Wirkungsweise der teilweise eingespannten Träger sind Angaben im Teil I a, B dieses Abschnittes gemacht. Die Berechnungsformeln sind ebenfalls dort angegeben.

Nachstehend zeigen zwei Zahlenbeispiele die richtige Auslegung der gegebenen ministeriellen Bestimmungen.

2. Zwei Zahlenbeispiele.

a) 1. Beispiel: Gleichmäßig verteilte Last.

Als Beispiel soll die Berechnung eines Trägers über fünf verschieden große Öffnungen für eine gleichmäßig verteilte Belastung $p = 1{,}8$ t/m durchgeführt werden. Die Abmessungen sind aus der Abb. 92*a* zu ersehen.

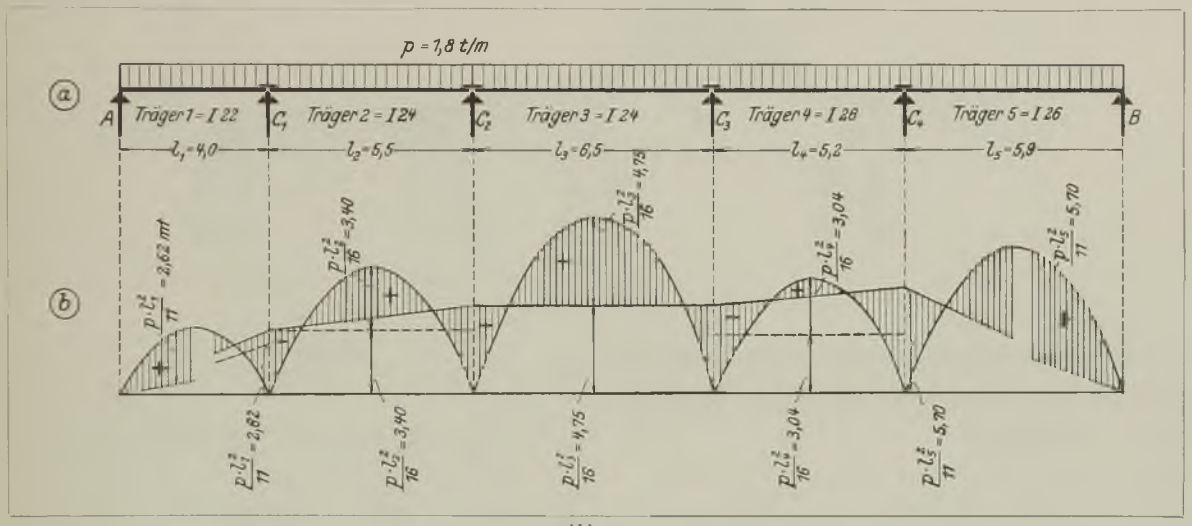


Abb. 92.

Bestimmung der Momente für jede Öffnung (nach den gegebenen Formeln im Teil B):

$$M_1 = \frac{q\,l_1^2}{11} = \frac{1{,}8 \cdot 4{,}0^2}{11} = 2{,}62 \text{ mt};$$

$$M_2 = \frac{q\,l_2^2}{16} = \frac{1{,}8 \cdot 5{,}5^2}{16} = 3{,}40 \text{ mt};$$

$$M_3 = \frac{q\,l_3^2}{16} = \frac{1{,}8 \cdot 6{,}5^2}{16} = 4{,}75 \text{ mt};$$

$$M_4 = \frac{q\,l_4^2}{16} = \frac{1{,}8 \cdot 5{,}2^2}{16} = 3{,}04 \text{ mt};$$

$$M_5 = \frac{q\,l_5^2}{11} = \frac{1{,}8 \cdot 5{,}9^2}{11} = 5{,}70 \text{ mt}.$$

Die errechneten Momente sind in Abb. 92*b* strichiert eingezeichnet. Nach der im Teil B aufgestellten Forderung, daß die Träger nach dem größten erforderlichen Querschnitt in einer Gruppe von drei benachbarten Feldern zu bemessen sind, ergeben sich für die Träger 1 bis 5 die in Abb. 92*b* ausgezogenen Momentenlinien und damit folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

Träger 1:

$$_{\max}M = 3{,}40 \text{ mt} = 340 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 22 mit $W = 278$ cm³;

$$\sigma = \frac{340}{278} = 1{,}22 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2 und 3:

$$_{\max}M = 4{,}75 \text{ mt} = 475 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 24 mit $W = 354$ cm³;

$$\sigma = \frac{475}{354} = 1{,}34 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 4 und 5:

$$_{\max}M = 5{,}70 \text{ mt} = 570 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 26 mit $W = 442$ cm³

$$\sigma = \frac{570}{442} = 1{,}29 \text{ t/cm}^2.$$

Die Auflagerdrücke werden wie bei den einfachen Trägern bestimmt.

b) 2. Beispiel: Verschiedene Belastungsart.

Als Beispiel wird nachstehend die Berechnung eines Trägers über fünf verschieden große Öffnungen für eine beliebige Belastungsart durchgeführt. Die Abmessungen und Belastungen sind aus der Abb. 93*a* zu ersehen.

Die bei freier Auflagerung entstehenden größten Feldmomente M_o sind in der bekannten Weise errechnet, in Abb. 93*b* getrennt aufgetragen und in Abb. 93*c* von einer Grundlinie aus angetragen.

Die Einspannmomente M_a und M_b werden nach den im Teil D, 4 bzw. E, 4 gegebenen Formeln für

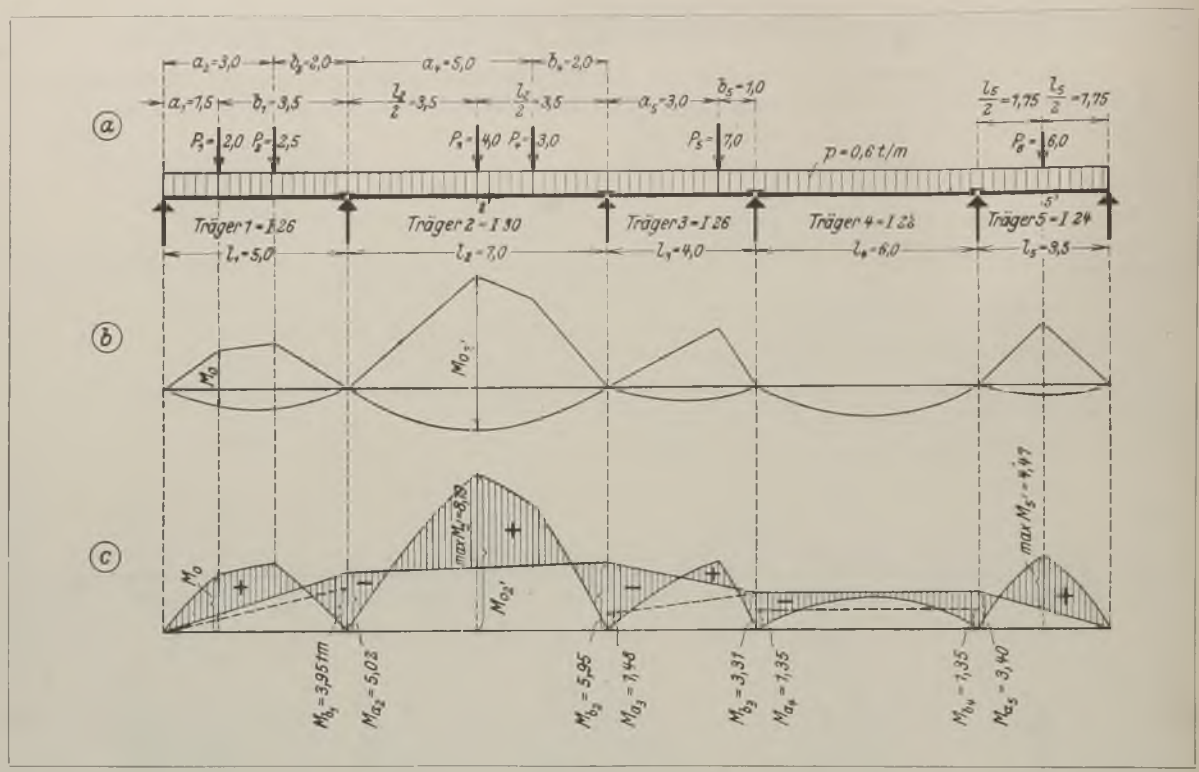


Abb. 93.

eine völlige Einspannung errechnet und gemäß der ministeriellen Bestimmungen (vgl. Teil Ia, B) mit $\frac{7}{10}$ bzw. 0,7 multipliziert:

M_{a_1} ..... $= 0$;

$$M_{b_1} = -\frac{7}{10}\left[\frac{p\,l_1^2}{8} + \frac{P_1 a_1 b_1}{2\,l_1^2}(a_1 + l_1) + \frac{P_2 a_2 b_2}{2\,l_1^2}(a_2 + l_1)\right]$$

$$= -\frac{7}{10}\left[\frac{0{,}6 \cdot 5{,}0^2}{8} + \frac{2{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}5}{2 \cdot 5{,}0^2}(1{,}5 + 5{,}0)\right.$$

$$\left. + \frac{2{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}5}{2 \cdot 5{,}0^2}(3{,}0 + 5{,}0)\right] \ldots\ldots = -3{,}95 \text{ mt};$$

$$M_{a_2} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_2^2}{12} + \frac{P_3 l_2}{8} + \frac{P_4 a_4 b_4^2}{l_2^2}\right)$$

$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6 \cdot 7{,}0^2}{12} + \frac{4{,}0 \cdot 7{,}0}{8} + \frac{3{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}0^2}{7{,}0^2}\right)$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = -5{,}02 \text{ mt};$$

$$M_{b_2} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_2^2}{12} + \frac{P_3 l_2}{8} + \frac{P_4 a_4^2 b_4}{l_2^2}\right)$$

$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6 \cdot 7{,}0^2}{12} + \frac{4{,}0 \cdot 7{,}0}{8} + \frac{3{,}0 \cdot 5{,}0^2 \cdot 2{,}0}{7{,}0}\right)$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = -5{,}95 \text{ mt};$$

$$M_{a_3} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5 b_5^2}{l_3^2}\right)$$

$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6 \cdot 4{,}0^2}{12} + \frac{7{,}0 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}0^2}{4{,}0^2}\right) = -1{,}48 \text{ mt};$$

$$M_{b_3} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5^2 b_5}{l_3^2}\right)$$

$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6 \cdot 4{,}0^2}{12} + \frac{7{,}0 \cdot 3{,}0^2 \cdot 1{,}0}{4{,}0^2}\right) = -3{,}31 \text{ mt};$$

$$M_{a_4} = M_{b_4} = -\frac{p\,l_4^2}{16} = -\frac{0{,}6 \cdot 6{,}0^2}{16} \ldots\ldots = -1{,}35 \text{ mt};$$

$$M_{a_5} = -\frac{7}{10}\left(\frac{p\,l_5^2}{8} + \frac{3}{16}P_5 l_5\right)$$

$$= -\frac{7}{10}\left(\frac{0{,}6 \cdot 3{,}5^2}{8} + \frac{3}{16} \cdot 6{,}0 \cdot 3{,}5\right) \ldots = -3{,}40 \text{ mt};$$

$M_{b_5} =$ ..... $= 0$.

Die errechneten Momente sind in Abb. 93*c* strichiert eingezeichnet. Nach der im Teil B aufgestellten Forderung, daß die Träger nach dem größten erforderlichen Querschnitt in einer Gruppe von drei benachbarten Feldern zu bemessen sind, ergeben sich für die Träger 1 bis 5 die in Abb. 93*c* ausgezogenen Momentenlinien und damit folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

Träger 1.

$$_{\max}M = M_{a_2} = 5{,}02 \text{ mt} = 502 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 26 mit $W = 442 \text{ cm}^3$;

$$\sigma = \frac{502}{442} = 1{,}14 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2.

$$_{max}M = M_{x_2'} = M_{o_2'} - \left(\frac{M_{a_2} + M_{b_2}}{2}\right)$$

$$= \frac{3{,}0 \cdot 2{,}0 + 4{,}0 \cdot 3{,}5}{7{,}0} 3{,}5 + \frac{0{,}6 \cdot 7{,}0^2}{8}$$

$$- \left(\frac{5{,}02 + 5{,}95}{2}\right) = 8{,}19 \text{ mt} = 819 \text{ cmt}.$$

(Die Feldmomente können nach Abb. 93*c* auch in einfacher Weise zeichnerisch ermittelt werden.) vorhanden 1 I 30 mit $W = 653$ cm³;

$$\sigma = \frac{819}{653} = 1{,}26 \text{ t/cm}^2,$$

Träger 3.

$$_{max}M = M_{b_2} = 5{,}95 \text{ mt} = 595 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 26 mit $W = 442$ cm³;

$$\sigma = \frac{595}{442} = 1{,}35 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 4.

$$_{max}M = M_{a_3} = 3{,}40 \text{ mt} = 340 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 22 mit $W = 278$ cm³;

$$\sigma = \frac{340}{278} = 1{,}22 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 5.

$$_{max}M = M_{x_3'} = M_{o_3'} - \frac{M_{a_3}}{2}$$

$$= \frac{0{,}6 \cdot 3{,}5^2}{8} + \frac{6{,}0 \cdot 3{,}5}{4} - \left(\frac{3{,}4}{2}\right)$$

$$= 4{,}47 \text{ mt} = 447 \text{ cmt};$$

vorhanden 1 I 24 mit $W = 354$ cm³;

$$\sigma = \frac{447}{354} = 1{,}26 \text{ t/cm}^2.$$

Wie aus dem vorstehenden Beispiel hervorgeht, sind nicht immer die Feldmomente, sondern auch die Stützmomente für die Bemessung der Träger ausschlaggebend.

G. Berechnung der Durchlauf-Gelenkträger.

1. Allgemeines.

Durchlaufende Träger auf n-Stützen können durch entsprechende Anordnung von $(n-2)$-Gelenken statisch bestimmt werden. Bei Wirkung der Querkraft im gleichen Sinne folgt auf ein Feld ohne Gelenke eins mit Gelenken; es entstehen dann überkragende und eingehängte Träger, Verbände werden in den Feldern ohne Gelenke angeordnet.

Die Verwendung von durchlaufenden Gelenkträgern ist im Hochbau wegen der dadurch zu erzielenden Gewichtsersparnis fast durchweg zu empfehlen; nur bei Trägern, die das Gebäude in der Längs- oder Querrichtung aussteifen und somit eine gewisse Starrheit erforderlich wird, ist die Anordnung von Gelenken unzulässig.

Im Band II, 1. Teil ist die Berechnung für bewegliche Lasten mittels Einflußlinien gegeben.

2. Gelenkträger mit günstigstem Momentenausgleich.

a) Allgemeines.

Sieht man von der Durchbiegung der Träger ab, dann werden die Gelenke am zweckmäßigsten so angeordnet, daß die Momente über den Stützen gleich den größten Feldmomenten werden.

In der Tafel 8 sind für einen über sechs Felder gehenden Gelenkträger die Werte für die Lage der Gelenke, Momente und Auflagerkräfte gegeben, und zwar für eine über den ganzen Träger gleichmäßig verteilte Gesamtbelastung aus Eigengewicht und Verkehrs- bzw. Nutzlast. Bei Verkehrslast sind auch die kleinsten Werte der Auflagerkräfte zu beachten, da sie bei geringem Eigengewicht negativ werden können und dadurch eine Verankerung erforderlich wird.

Die Tafel ist für alle über drei Felder (gerade und ungerade Feldzahl) gehenden Gelenkträger sinngemäß zu benutzen. (Vgl. auch die im Teil b folgenden Zahlenbeispiele.)

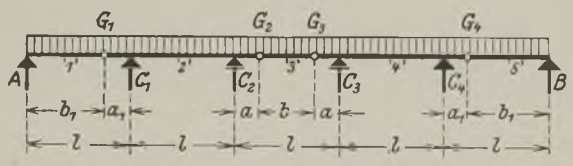


Abb. 94.

Für den in Abb. 94 dargestellten Gelenkträger über fünf Felder werden z. B. die Werte wie folgt:

Lage der Gelenke:

$a = 0{,}1465\,l;\quad a_1 = 0{,}125\,l.$

Auflagerkräfte:

$A = B = 0{,}4375\,ql;\quad C_1 = C_4 = 1{,}0625\,ql;$

$C_2 = C_3 = ql.$

Größtmomente:

$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_{2'} = M_{3'} = M_{4'} = 0{,}0625\,ql^2;$

$M_{1'} = M_{5'} = 0{,}0957\,ql^2.$

Für den über sieben Felder gehenden Gelenkträger nach Abb. 95 ergeben sich die nachstehenden Werte:

Lage der Gelenke:

$a = 0{,}1465\,l;\quad a_2 = 0{,}2035\,l;\quad a_3 = 0{,}157\,l.$

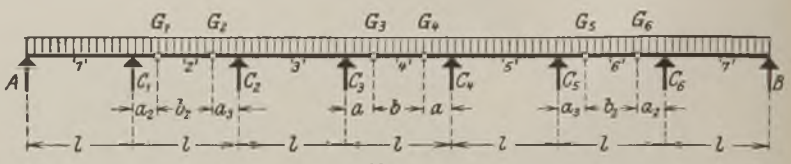


Abb. 95.

Auflagerkräfte:

$A = B = 0{,}4142\,ql;\quad C_1 = C_6 = 1{,}0625\,ql;$

$C_2 = C_5 = 0{,}9768\,ql;\quad C_3 = C_4 = ql.$

Größtmomente:

$M_1 = M_6 = M_{1'} = M_{7'} = 0{,}0858\,ql^2;$

$M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_{3'} = M_{4'} = M_{5'}$
$= 0{,}0625\,ql^2;$

$M_{2'} = M_{6'} = 0{,}05112\,ql.$

Für den Gelenkträger über drei Felder sind die Berechnungswerte in Tafel 9 und für die über zwei Felder in Tafel 10 angegeben.

b) Zwei Zahlenbeispiele.

α) 1. Beispiel: Gelenkträger über vier Felder mit einer gleichmäßig über den ganzen Träger verteilten Gesamtbelastung q.

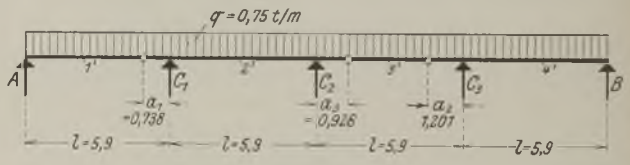


Abb. 96.

1. Allgemeines.

Der in Abb. 96 dargestellte Gelenkträger über vier Felder mit den Stützweiten $l = 5{,}8$ m und einer gleichförmigen Gesamtbelastung $q = 0{,}75$ t/m wird nachstehend mit Hilfe der Tafel 8 berechnet.

2. Lage der Gelenke.

$l = 5{,}9$

$a_1 = 0{,}125\,l = 0{,}738$ m,

$a_2 = 0{,}2035\,l = 1{,}201$ m;

$a_3 = 0{,}157\,l = 0{,}926$ m.

3. Auflagerkräfte.

$ql = 0{,}75 \cdot 5{,}9 = 4{,}425$

$A = 0{,}4375\,ql = 1{,}94$ t;

$B = 0{,}4142\,ql = 1{,}83$ t;

$C_1 = 1{,}0625\,ql = 4{,}70$ t;

$C_2 = 0{,}9768\,ql = 4{,}32$ t;

$C_3 = 1{,}1090\,ql = 4{,}91$ t;

(A, B, C_1 = Tafelwerte; C_2 = Tafelwert C_1; C_3 = Tafelwert C_5.)

4. Größtmomente.

$$q l^2 = 0{,}75 \cdot 5{,}9^2 = 26{,}11$$

$$M_1 = M_2 = M_{2'} = 0{,}0625\ q l^2 = 1{,}63 \text{ mt};$$
$$M_3 = M_{4'} = 0{,}0858\ q l^2 = 2{,}24 \text{ ,, };$$
$$M_{1'} = 0{,}0957\ q l^2 = 2{,}50 \text{ ,, };$$
$$M_{3'} = 0{,}05112\ q l^2 = 1{,}34 \text{ ,, };$$

($M_1 = M_2 = M_{1'}$ und $M_{2'}$ = Tafelwerte; M_3 = Tafelwert M_5; $M_{3'}$ = Tafelwert $M_{4'}$; $M_{4'}$ = Tafelwert $M_{6'}$.)

5. Querschnitte.

Träger 1:

$M_1 = 2{,}50$ mt $= 250$ cmt;

vorhanden 1 I 20 mit $W = 214$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{250}{214} = 1{,}17 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 2:

$M_1 = M_2 = M_{2'} = 1{,}63$ mt $= 163$ cmt;

vorhanden 1 I 16 mit $W = 117$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{163}{117} = 1{,}39 \text{ t/cm}^2.$$

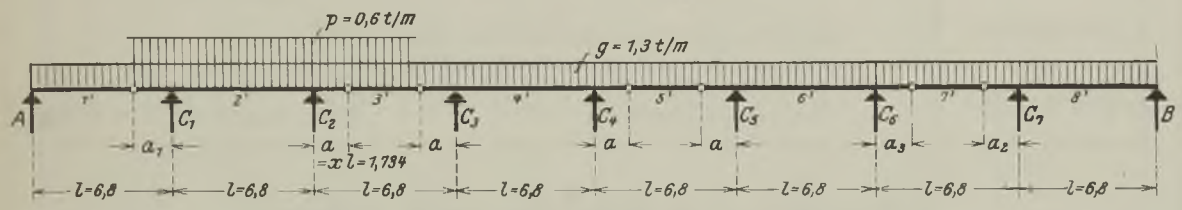


Abb. 97.

Träger 3:

$M_{3'} = 1{,}34$ mt $= 134$ cmt;

vorhanden 1 I 16 mit $W = 117$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{134}{117} = 1{,}15 \text{ t/cm}^2.$$

Träger 4:

$M_3 = M_{4'} = 2{,}24$ mt $= 224$ cmt;

vorhanden 1 I 18 mit $W = 161$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{224}{161} = 1{,}39 \text{ t/cm}^2.$$

β) 2. Beispiel: Gelenkträger über acht Felder mit gleichmäßig verteilter Belastung g und beweglich verteilter Belastung p.

1. Allgemeines.

Der in Abb. 97 dargestellte Gelenkträger über acht Felder mit einer gleichmäßig über den ganzen Träger verteilten Belastung $g = 0{,}6$ t/m und einer beweglich verteilten gleichförmigen Belastung $p = 1{,}3$ t/m wird nachstehend mit Hilfe der Tafel 8 berechnet. Die Stützweiten l betragen durchweg 6,8 m.

Die Gesamtbelastung

$$q = g + p = 0{,}6 + 1{,}3 = 1{,}9 \text{ t/m}.$$

2. Lage der Gelenke.

$$x = \frac{1}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{g}{g+q}}\right) = \frac{1}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}6 + 1{,}9}}\right) = 0{,}255$$

und $a = x l = 0{,}255 \cdot 6{,}8 = 1{,}734$ m;

$$x_1 = \frac{q}{4(g+q)} = \frac{1{,}9}{4(0{,}6 + 1{,}9)} = 0{,}19$$

und $a_1 = x_1 l = 0{,}19 \cdot 6{,}8 = 1{,}292$ m;

$$x_2 = \frac{1}{2}\left[1 - x_1 + m - \sqrt{(1 - x_1 + m)^2 - 4m}\right];$$

$$m = \left[\frac{q}{g}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}}\right)\right]^2 = \left[\frac{1{,}9}{0{,}6}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{0{,}6}{1{,}9}}\right)\right]^2 = 0{,}216;$$

$$\frac{1}{2}\left[1 - 0{,}19 + 0{,}216 - \sqrt{(1 - 0{,}19 + 0{,}216)^2 - 4 \cdot 0{,}216}\right]$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 0{,}295$$

und $a_3 = x_2 l = 0{,}295 \cdot 6{,}8 = 2{,}006$ m.

$$x_3 = \frac{x_1}{1 - x_2} = \frac{0{,}19}{1 - 0{,}295} = 0{,}266$$

und $a_3 = x_3 l = 0{,}266 \cdot 6{,}8 = 1{,}809$ m.

3. max Auflagerkräfte.

Die Zahlenwerte sind hier gleich in die in Tafel 8 angegebenen Gleichungen eingesetzt:

$$A = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8}{2}\,\frac{3 \cdot 1{,}9 + 4 \cdot 0{,}6}{4(1{,}9 + 0{,}6)} \ldots\ldots\ldots\ldots = 5{,}22 \text{ t};$$

$$B = \frac{6{,}8}{2}\left[1{,}9 - 0{,}6 \cdot 0{,}295(1 - 0{,}266)\right] \ldots\ldots = 6{,}03 \text{ t};$$

$$C_1 = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8}{2}\left|2 + \frac{2 \cdot 1{,}9 - 0{,}6}{4(1{,}9 + 0{,}6)}\right| \ldots\ldots\ldots\ldots = 14{,}98 \text{ t};$$

$$C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8}{2}\left|2 + \frac{1{,}9 - 0{,}6}{4(1{,}9 + 0{,}6)}\right| = 13{,}75 \text{ t};$$

$$C_6 = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8}{2}\left|(2 - 0{,}295)(1 + 0{,}266) - \frac{0{,}6}{4(0{,}6 + 1{,}9)}\right| \ldots\ldots\ldots\ldots = 13{,}64 \text{ t};$$

$$C_7 = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8}{2}(1 + 0{,}295)(2 - 0{,}266) \ldots\ldots = 14{,}51 \text{ t}.$$

4. Größtmomente.

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M_{2'} = M_{4'}$$
$$= M_{6'} = \frac{q x_1 l^2}{2} = \frac{1{,}9 \cdot 0{,}19 \cdot 6{,}8^2}{2} \ldots\ldots = 8{,}34 \text{ mt};$$

$$M_7 = M_{8'} = \frac{q x_2 l^2}{2}(1 - x_3)$$
$$= \frac{1{,}9 \cdot 0{,}295 \cdot 6{,}8^2}{2}(1 - 0{,}266) \ldots\ldots\ldots = 9{,}48 \text{ ,, };$$

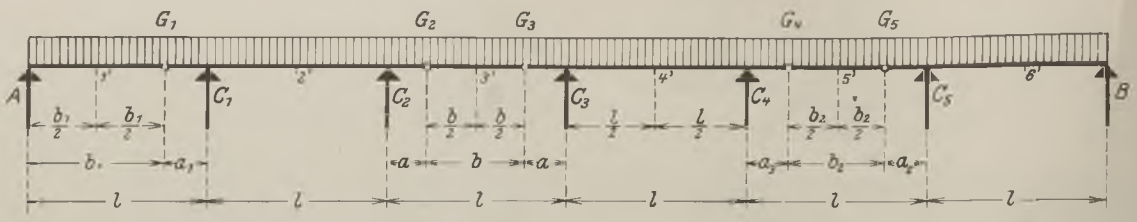
$$M_{1'} = \frac{q l^2}{8}(1 - x_1)^2 = \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8^2}{8}(1 - 0{,}19)^2 = 7{,}20 \text{ ,, };$$

$$M_{3'} = M_{5'} = \frac{q l^2}{8}(1 - 2x)^2$$
$$= \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8^2}{8}(1 - 2 \cdot 0{,}255)^2 \ldots\ldots\ldots\ldots = 2{,}64 \text{ mt};$$

$$M_{7'} = \frac{q l^2}{8}(1 - x_2 - x_3)^2$$
$$= \frac{1{,}9 \cdot 6{,}8^2}{8}(1 - 0{,}295 - 0{,}266)^2 \ldots\ldots = 2{,}12 \text{ ,, }$$

Tafel 8. Gelenkträger mit günstigstem

a) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.



Lage der Gelenke	$a = 0{,}1465\,l$ $b = 0{,}707\,l$	$a_1 = 0{,}125\,l$ $b_1 = 0{,}875\,l$	$a_2 = 0{,}2035\,l$ $b_2 = 0{,}9395\,l$	$a_3 = 0{,}157\,l$
Auflagerkräfte	$A = 0{,}4375\,q\,l$ $C_1 = 1{,}0625\,q\,l$	$C_2 = C_3 = q\,l$	$B = 0{,}4142\,q\,l$ $C_4 = 0{,}9768\,q\,l$	$C_5 = 1{,}109\,q\,l$
Gelenkkräfte	$G_1 = 0{,}4375\,q\,l$	$G_2 = G_3 = 0{,}3535\,q\,l$	$G_4 = G_5 = 0{,}3198\,q\,l$	
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_{2'} = M_{3'} = M_{4'} = 0{,}0625\,q\,l^2$ $M_{1'} = 0{,}0957\,q\,l^2$		$M_5 = M_{6'} = 0{,}0858\,q\,l^2$ $M_{5'} = 0{,}05112\,q\,l^2$	

b) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung g und beweglich verteilte gleichförmige Belastung p $(q = g + p)$.

Lage der Gelenke $a = x\,l$ $a_1 = x_1\,l$ $\ldots = \ldots$	$x = \frac{1}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{g}{g+q}}\right)$ $x_2 = \frac{1}{2}\left[1 - x_1 + m - \sqrt{(1 - x_1 + m)^2 - 4m}\right]$, worin $m = \left[\frac{q}{g}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}}\right)\right]^2$	$x_1 = \frac{q}{4(g+q)}$ $x_3 = \frac{x_1}{1 - x_2}$
max Auflagerkräfte	$A = \frac{q\,l}{2}\,\frac{3q + 4g}{4(q+g)}$ $C_1 = \frac{q\,l}{2}\left[2 + \frac{2q - g}{4(q+g)}\right]$ $C_4 = \frac{q\,l}{2}\left[(2 - x_2)(1 + x_3) - \frac{g}{4(g+q)}\right]$	$B = \frac{l}{2}\left[q - g\,x_2(1 - x_3)\right]$ $C_2 = C_3 = \frac{q\,l}{2}\left[2 + \frac{q - g}{4(q+g)}\right]$ $C_5 = \frac{q\,l}{2}(1 + x_2)(2 - x_3)$
min Auflagerkräfte	$A = \frac{g\,l}{2}\,\frac{3g + 4q}{4(g+q)}$ $C_1 = \frac{g\,l}{2}\left[2 + \frac{2g - q}{4(g+q)}\right]$ $C_4 = \frac{g\,l}{2}\left[(2 - x_2)(1 + x_3) - \frac{q}{4(q+g)}\right]$	$B = \frac{l}{2}\left[g - q\,x_2(1 - x_3)\right]$ $C_2 = C_3 = \frac{g\,l}{2}\left[2 + \frac{g - q}{4(g+q)}\right]$ $C_5 = \frac{g\,l}{2}(1 + x_2)(2 - x_3)$
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_{2'} = M_{4'} = \frac{q\,x_1\,l^2}{2}$ $M_{1'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - x_1)^2$ $\quad M_{3'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - 2x)^2$	$M_5 = M_{6'} = \frac{q\,x_2\,l^2}{2}(1 - x_3)$ $M_{5'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - x_2 - x_3)^2$

(Vergl. auch DIN 1010.)

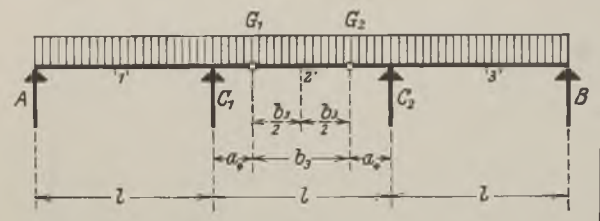
Momentenausgleich für mehr als drei Felder.

l	Lage der Gelenke m							Zur Berechnung der Größtmomente			
m	a	b	a_1	b_1	a_2	b_2	a_3	$0{,}0625\,l^2$	$0{,}0858\,l^2$	$0{,}0957\,l^2$	$0{,}05112\,l^2$
4,5	0,659	3,182	0,563	3,937	0,916	2,877	0,707	1,2656	1,737	1,9379	1,035
4,6	0,674	3,252	0,575	4,025	0,936	2,942	0,722	1,3225	1,816	2,0250	1,082
4,7	0,689	3,322	0,588	4,112	0,956	3,006	0,738	1,3806	1,895	2,1140	1,129
4,8	0,703	3,394	0,600	4,200	0,977	3,070	0,753	1,4400	1,977	2,2049	1,178
4,9	0,718	3,464	0,613	4,287	0,997	3,134	0,769	1,5006	2,060	2,2978	1,227
5,0	0,732	3,536	0,625	4,375	1,017	3,198	0,785	1,5625	2,145	2,3925	1,278
5,1	0,747	3,606	0,638	4,462	1,038	3,261	0,801	1,6256	2,232	2,4892	1,330
5,2	0,762	3,676	0,650	4.550	1,058	3,326	0,816	1,6900	2,320	2,5877	1,382
5,3	0,776	3,748	0,663	4,637	1,079	3,389	0,832	1,7556	2,410	2,6882	1,436
5,4	0,791	3,818	0,675	4,725	1,099	3,453	0,848	1,8225	2,502	2,7906	1,491
5,5	0,806	3,888	0,688	4,812	1,119	3,517	0,864	1,8906	2,595	2,8949	1,546
5,6	0,820	3,960	0,700	4,900	1,140	3,581	0,879	1,9600	2,691	3,0012	1,603
5,7	0,835	4,030	0,713	4,987	1,160	3,645	0,895	2,0306	2,788	3,1093	1,661
5,8	0,850	4,100	0,725	5,075	1,180	3,709	0,911	2,1025	2,886	3,2193	1,720
5,9	0,864	4,172	0,738	5,162	1,201	3,773	0,926	2,1756	2,987	3,3313	1,779
6,0	0,879	4,242	0,750	5,250	1,221	3,837	0,942	2,2500	3,089	3,4452	1,840
6,1	0,894	4,312	0,763	5,337	1,241	3,901	0,958	2,3256	3,193	3,5610	1,902
6,2	0,908	4,384	0,775	5,425	1,262	3,965	0,973	2,4025	3,298	3,6787	1,965
6,3	0,923	4,454	0,788	5,512	1,282	4,029	0,989	2,4806	3,405	3,7983	2,029
6,4	0,938	4,524	0,800	5,600	1,302	4,093	1,005	2,5600	3,514	3,9199	2,094
6,5	0,952	4,596	0,813	5,687	1,323	4,157	1,020	2,6406	3,625	4,0433	2,160
6,6	0,967	4,666	0,825	5,775	1,343	4,221	1,036	2,7225	3,737	4,1687	2,227
6,7	0,982	4,736	0,838	5,862	1,363	4,285	1,052	2,8056	3,852	4,2960	2,295
6,8	0,996	4,808	0,850	5,950	1,384	4,349	1,067	2,8900	3,967	4,4252	2,364
6,9	1,011	4,878	0,863	6,037	1,404	4,413	1,083	2,9756	4,085	4,5563	2,434
7,0	1,025	4,950	0,875	6,125	1,424	4,477	1,099	3,0625	4,204	4,6893	2,505
7,1	1,040	5,020	0,888	6,212	1,445	4,540	1,115	3,1506	4,325	4,8242	2,577
7,2	1,055	5,090	0,900	6,300	1,465	4,605	1,130	3,2400	4,448	4,9611	2,650
7,3	1,069	5,162	0,913	6,387	1,486	4,668	1,146	3,3306	4,572	5,0999	2,724
7,4	1,084	5,232	0,925	6,475	1,506	4,732	1,162	3,4225	4,698	5,2405	2,799
7,5	1,099	5,302	0,938	6,562	1,526	4,796	1,178	3,5156	4,826	5,3831	2,876
7,6	1,113	5,374	0,950	6,650	1,547	4,860	1,193	3,6100	4,956	5,5276	2,953
7,7	1,128	5,444	0,963	6,737	1,567	4,924	1,209	3,7056	5,087	5,6741	3,031
7,8	1,143	5,514	0,975	6,825	1,587	4,988	1,225	3,8025	5,220	5,8224	3,110
7,9	1,157	5,586	0,988	6,912	1,608	5,052	1,240	3,9006	5,355	5,9726	3,190
8,0	1,172	5,656	1,000	7,000	1,628	5,116	1,256	4,000	5,491	6,125	3,272
8,1	1,187	5,726	1,013	7,087	1,648	5,180	1,272	4,101	5,629	6,279	3,354
8,2	1,201	5,798	1,025	7,175	1,669	5,244	1,287	4,203	5,769	6,433	3,437
8,3	1,216	5,868	1,038	7,262	1,689	5,308	1,303	4,306	5,913	6,593	3,522
8,4	1,231	5,938	1,050	7,350	1,709	5,372	1,319	4,410	6,054	6,753	3,607
8,5	1,245	6,010	1,063	7,437	1,730	5,435	1,335	4,516	6,199	6,914	3,693
8,6	1,260	6,080	1,075	7,525	1,750	5,500	1,350	4,623	6,336	7,078	3,781
8,7	1,275	6,150	1,088	7,612	1,770	5,564	1,366	4,731	6,494	7,244	3,869
8,8	1,289	6,222	1,100	7,700	1,791	5,627	1,382	4,840	6,644	7,411	3,959
8,9	1,304	6,292	1,113	7,787	1,811	5,692	1,397	4,952	6,796	7,580	4,049
9,0	1,319	6,362	1,125	7,875	1,832	5,755	1,413	5,063	6,950	7,752	4,141
9,1	1,333	6,434	1,138	7,962	1,852	5,819	1,429	5,176	7,105	7,925	4,233
9,2	1,348	6,504	1,150	8,050	1,872	5,884	1,444	5,290	7,262	8,100	4,327
9,3	1,362	6,576	1,163	8,137	1,893	5,947	1,460	5,406	7,421	8,277	4,420
9,4	1,377	6,646	1,175	8,225	1,913	6,011	1,476	5,523	7,581	8,456	4,517
9,5	1,392	6,716	1,188	8,312	1,933	6,075	1,492	5,641	7,744	8,637	4,614
9,6	1,406	6,788	1,200	8,400	1,954	6,139	1,507	5,760	7,907	8,820	4,711
9,7	1,421	6,858	1,213	8,487	1,974	6,203	1,523	5,881	8,073	9,004	4,810
9,8	1,436	6,928	1,225	8,575	1,994	6,267	1,539	6,003	8,240	9,191	4,910
9,9	1,450	7,000	1,238	8,662	2,015	6,331	1,554	6,126	8,409	9,380	5,010
10,0	1,465	7,070	1,250	8,750	2,035	6,395	1,570	6,250	8,580	9,570	5,112

Tafel 9. Gelenkträger für drei Felder.

1. Gelenke im Mittelfeld.

a) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.



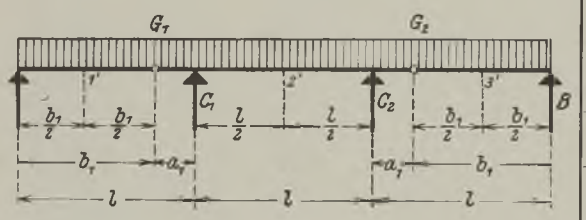
Lage der Gelenke	$a_4 = 0{,}22\,l$	$b_3 = 0{,}56\,l$
Auflagerkräfte	$A = B = 0{,}4142\,q\,l$	$C_1 = C_2 = 1{,}0858\,q\,l$
Gelenkkräfte	$G_1 = G_2 = 0{,}28\,p\,l$	
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_{1'} = M_{3'} = 0{,}0858\,q\,l^2$ $M_{2'} = 0{,}0392\,q\,l^2$	

b) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung g und beweglich verteilte Belastung p (Gesamtbelastung $q = g + p$).

Lage der Gelenke $a_4 = x_4\,l$	$x_4 = 0{,}5 - \sqrt{0{,}25 - m}$, worin $m = \left[\frac{q}{g}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}}\right)\right]^2$	
max Auflagerkräfte	$A = B = \frac{l}{2}(q - m\,g)$	$C_1 = C_2 = \frac{q\,l}{2}(2 + m)$
min Auflagerkräfte	$A = B = \frac{l}{2}(g - m\,q)$	$C_1 = C_2 = \frac{g\,l}{2}(2 + m)$
Größtmomente	$M_1 = M_3 = M_{1'} = M_{3'} = \frac{q\,l^2\,m}{2}$	$M_{2'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - 2\,x_4)^2$

2. Gelenke in den Endfeldern.

a) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.



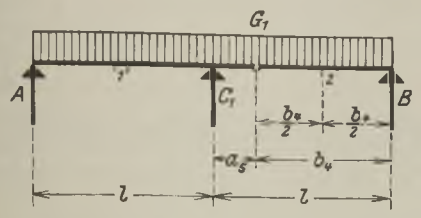
Lage der Gelenke	$a_1 = 0{,}125\,l$	$b_1 = 0{,}875\,l$
Auflagerkräfte	$A = B = 0{,}4375\,q\,l$	$C_1 = C_2 = 1{,}0625\,q\,l$
Gelenkkräfte	$G_1 = G_2 = 0{,}4375\,q\,l$	
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_{2'} = 0{,}0625\,q\,l^2$ $M_{1'} = M_{3'} = 0{,}0957\,q\,l^2$	

b) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung q und beweglich verteilte Belastung p (Gesamtbelastung $q = g + p$).

Lage der Gelenke $a_1 = x_1\,l$	$x_1 = \frac{q}{4\,(g + q)}$	
max Auflagerkräfte	$A = B = \frac{q\,l}{2}\,\frac{3\,q + 4\,g}{4\,(q + g)}$	$C_1 = C_2 = \frac{q\,l}{2}\left[2 + \frac{2\,q - g}{4\,(q + g)}\right]$
min Auflagerkräfte	$A = B = \frac{g\,l}{2}\,\frac{3\,g + 4\,q}{4\,(g + q)}$	$C_1 = C_2 = \frac{g\,l}{2}\left[2 + \frac{2\,g - q}{4\,(g + q)}\right]$
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_{2'} = \frac{q\,x_1\,l^2}{2}$	$M_{1'} = M_{3'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - x_1)^2$

Tafel 10. Gelenkträger für zwei Felder.

a) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.



Lage des Gelenkes	$a_5 = 0{,}1716\,l$	$b_4 = 0{,}8284\,l$
Auflagerkräfte	$A = B = 0{,}4142\,q\,l$	$C_1 = 1{,}1716\,q\,l$
Gelenkkräfte	$G_1 = 0{,}4142\,q\,l$	
Größtmomente	$M_1 = M_{1'} = M_{2'} = 0{,}858\,q\,l^2$	

b) Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung g und beweglich verteilte Belastung p (Gesamtbelastung $q = g + p$)

Lage des Gelenkes $a_5 = x_5\,l$	$x_5 = m = \left[\frac{q}{g}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{g}{q}}\right)\right]^2$		
max Auflagerkräfte	$A = \frac{l}{2}(q - x_5\,g)$	$B = \frac{q\,l}{2}(1 - x_5)$	$C_1 = q\,l\,(1 + x_5)$
min Auflagerkräfte	$A = \frac{l}{2}(g - x_5\,q)$	$B = \frac{g\,l}{2}(1 - x_5)$	$C_1 = g\,l\,(1 + x_5)$
Größtmomente	$M_1 = M_{1'} = \frac{q\,l^2\,x_5}{2}$		$M_{2'} = \frac{q\,l^2}{8}(1 - x_5)^2$

5. Querschnitte.

Träger 1:

$M_{1'} = 7{,}20$ mt $= 720$ cmt;

vorhanden 1 I 28 mit $W = 542$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{720}{542} = 1{,}34 \text{ t/cm}^2;$$

Träger 2, 4 und 6:

$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M_{2'} = M_{4'}$
$= M_{6'} = 8{,}34$ mt $= 834$ cmt;

vorhanden 1 I 30 mit $W = 653$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{834}{653} = 1{,}28 \text{ t/cm}^2;$$

Träger 3 und 5:

$M_{3'} = M_{5'} = 2{,}64$ mt $= 264$ cmt;

vorhanden 1 I 20 mit $W = 214$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{264}{214} = 1{,}23 \text{ t/cm}^2;$$

Träger 7:

$M_{7'} = 2{,}12$ mt $= 212$ cmt;

vorhanden 1 I 18 mit $W = 161$ cm³;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{212}{161} = 1{,}32 \text{ t/cm}^2;$$

Träger 8:

$M_7 = M_{8'} = 9{,}48$ mt $= 948$ cmt;

vorhanden 1 I 32 mit $W = 782$ cm³;

$$\sigma = \frac{948}{782} = 1{,}21 \text{ t/cm}^2.$$

3. Gelenkträger mit günstigsten Durchbiegungen.

Bei den vorher gegebenen Gelenkträgern mit günstigstem Momentenausgleich ist die Durchbiegung δ_1 des Kragträgers größer als die des eingehängten Trägers, und zwar ist (Abb. 98 *a*):

$$_{\max}\delta_1 = 0{,}00523\,\frac{q\,l^4}{E\,J}.$$

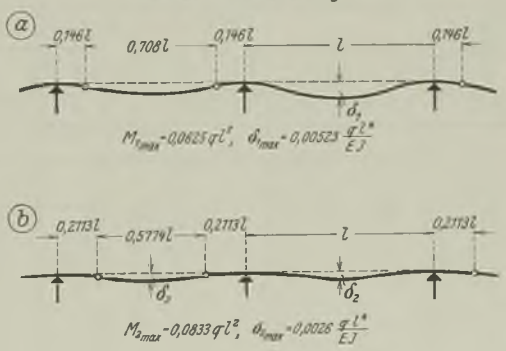


Abb. 98.

Kommt es nun aber auf die kleinste Durchbiegung an, dann wird die Lage der Gelenkpunkte so festgelegt, daß die Durchbiegung des Kragträgers gleich der des eingehängten Trägers wird. Das geschieht bei einem Gelenkabstand von $0{,}2113\,l$; hierfür wird die größte Durchbiegung (Abb. 98 *b*):

$$_{\max}\delta_2 = 0{,}0026\,\frac{q\,l^4}{E\,J}.$$

Für diese Gelenkanordnung ist die Durchbiegung 100 % geringer und das max Biegemoment dagegen etwa 33 % höher als bei dem normalen Gelenkträger.

Bei einer vorgeschriebenen max Durchbiegung δ und einer Materialbeanspruchung σ gibt es nun ein ganz bestimmtes Verhältnis der Stützweite l zur Trägerhöhe h, bei dem beide Gelenkanordnungen bei voller Ausnutzung des Querschnittes bezüglich ihrer Wirtschaftlichkeit gleich werden.

Beträgt z. B. die zulässige Beanspruchung $\sigma = 1200$ kg/cm² und die zulässige max Durchbiegung $\delta = \frac{1}{500}$ der Stützweite, dann ist die Grenzlänge der Stützweite bestimmt durch das Verhältnis $\frac{l}{h} = 27{,}86$; für eine andere Beanspruchung $= \sigma'$ und eine andere max Durchbiegung $= \delta'$ ergibt sich die Grenzlänge aus

$$\frac{l}{h} = 27{,}86 \frac{\delta'}{\frac{1}{500}} \frac{1200}{\sigma'} = 16716000 \frac{\delta'}{\sigma'}.$$

In der Tafel 11 sind die Grenzlängen für $\delta = \frac{1}{500} l$ und $\sigma_{zul} = 1200$, 1400 und 1600 kg/cm² zusammengestellt.

Wird bei der Berechnung eines Gelenkträgers nach Abb. 98 *a* die vorgeschriebene Durchbiegung überschritten, und liegt die Beanspruchung dabei unter der zulässigen Grenze, dann ist nicht unbedingt die Gelenkanordnung nach Abb. 98 *b* die wirtschaftlichste; es ist dann zu versuchen, mit einem bestimmten Zwischenwert der beiden Gelenkabstände 0,146 l bzw. 0,2113 l die Biegebeanspruchung des Trägers bis zur zulässigen Grenze auszunutzen und dadurch die Durchbiegung ohne Wahl eines höheren Querschnittes in der vorschriftsmäßigen Grenze zu halten.

So ist z. B. bei einer Gerberpfette mit $l = 9{,}1$ m, $q = 0{,}515$ t/m $= 5{,}15$ kg/cm, $\sigma_{zul} = 1{,}2$ t/cm², $\delta_{zul} = \frac{l}{500} = \frac{910}{500} = 1{,}82$ cm und einer Gelenkanordnung nach Abb. 98 *a*:

$$M = 0{,}0625 \cdot 0{,}515 \cdot 9{,}1^2 = 2{,}67 \text{ mt} = 267 \text{ cmt},$$

$$W_{erf} = \frac{267}{1{,}2} = 222 \text{ cm}^3;$$

hierfür ausreichend 1 I 22 mit $W = 278$ cm³ und $J = 3060$ cm⁴;

Die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{vorh} = \frac{267}{278} = 0{,}96 \text{ t/cm}^2$$

liegt weit unter der zulässigen Grenze; die Durchbiegung geht jedoch weit über das vorgeschriebene Maß hinaus:

$$\delta = 0{,}00523 \frac{5{,}15 \cdot 910^4}{2100000 \cdot 3060} = 2{,}86 \text{ cm}.$$

Es ist nunmehr zu versuchen, die Gelenkabstände so anzuordnen, daß bei Verwendung eines I 22 weder σ noch δ den zulässigen Wert überschreiten.

Bei einem Gelenkabstand von 0,2113 l (Abb. 98 *b*) ist

$$\delta = 0{,}0026 \frac{q\, l^4}{E\, J},$$

bei einem bis zu 0,146 l (Abb. 98 *a*) geringer werdenden Abstand wird

$$\delta = 0{,}0026 \frac{q\, l^4}{E\, J} \mu_\delta.$$

Tafel 11. Grenzlängen für $\delta = \frac{1}{500} l$ in m für Trägerhöhen von 8 bis 150 cm.

Trägerhöhe h in cm	$\sigma = 1200$ kg/cm²	$\sigma = 1400$ kg/cm²	$\sigma = 1600$ kg/cm²	Trägerhöhe h in cm	$\sigma = 1200$ kg/cm²	$\sigma = 1400$ kg/cm²	$\sigma = 1600$ kg/cm²	Trägerhöhe h in cm	$\sigma = 1200$ kg/cm²	$\sigma = 1400$ kg/cm²	$\sigma = 1600$ kg/cm²
8	2,23	1,91	1,67	23	6,41	5,49	4,81	47½	13,23	11,34	9,93
9	2,51	2,15	1,88	24	6,69	5,73	5,02	50	13,93	11,94	10,45
10	2,79	2,39	2,09	25	6,97	5,97	5,23	55	15,32	13,13	11,50
11	3,06	2,63	2,30	26	7,24	6,21	5,43	60	16,72	14,33	12,54
12	3,34	2,87	2,51	27	7,52	6,45	5,64	65	18,11	15,52	13,59
13	3,62	3,10	2,72	28	7,80	6,69	5,85	70	19,50	16,72	14,63
14	3,90	3,34	2,93	29	8,08	6,93	6,06	75	20,90	17,91	15,68
15	4,18	3,58	3,14	30	8,36	7,16	6,27	80	22,29	19,10	16,72
16	4,46	3,82	3,34	32	8,92	7,64	6,69	90	25,07	21,49	18,81
17	4,74	4,06	3,55	34	9,47	8,12	7,11	100	27,86	23,88	20,90
18	5,01	4,30	3,76	36	10,03	8,60	7,52	110	30,64	26,27	22,99
19	5,29	4,54	3,97	38	10,59	9,07	7,94	120	33,43	28,66	25,08
20	5,57	4,78	4,18	40	11,14	9,55	8,36	130	36,22	31,04	27,17
21	5,85	5,01	4,39	42½	11,84	10,15	8,88	140	39,00	33,43	29,26
22	6,13	5,25	4,60	45	12,54	10,75	9,41	150	41,79	35,82	31,35

Bei einem Gelenkabstand von $0{,}1465\,l$ (Abb. 98*a*) ist

$$M = 0{,}0625\,q\,l^2\,,$$

bei einem bis zu $0{,}2113\,l$ (Abb. 98*b*) größer werdendem Abstand wird

$$M = 0{,}0625\,q\,l^2\,\mu_M\,.$$

Die Werte μ_δ und μ_M sind von dem Gelenkabstand x abhängig; sie nehmen für verschiedene Gelenkabstände folgende Größen an (Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten):

$x =$	0,1465	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,2113
$\mu_M =$	1,000	1,020	1,075	1,129	1,181	1,231	1,280	1,327	1,333
$\mu_\delta =$	2,00	1,94	1,77	1,61	1,46	1,31	1,16	1,02	1,00

Im Beispiel ergibt sich der Rechnungsversuch nun wie folgt:

$$\mu_M = \frac{278 \cdot 1200}{0{,}0625 \cdot 5{,}15 \cdot 910^2} = 1{,}26\,;$$

nach vorstehender Zusammenstellung gehört hierzu:

$$x = \sim 0{,}196\,, \quad \mu_\delta = \sim 1{,}22\,,$$

$$\delta = 0{,}0026\,\frac{5{,}15 \cdot 910^4}{2100000 \cdot 3060}\,1{,}22 = 1{,}78\ \text{cm}\,,$$

somit kleiner als 1,82 cm.

Hiermit ist eine Gelenkanordnung gefunden, bei der σ und δ ohne Wahl eines höheren Querschnittes die gestellten Bedingungen erfüllen.

4. Gelenkträger mit durchweg gleich hohem und in den Endfeldern verstärktem Querschnitt.

Hierfür sind alle Angaben im Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, A, 1, f gegeben.

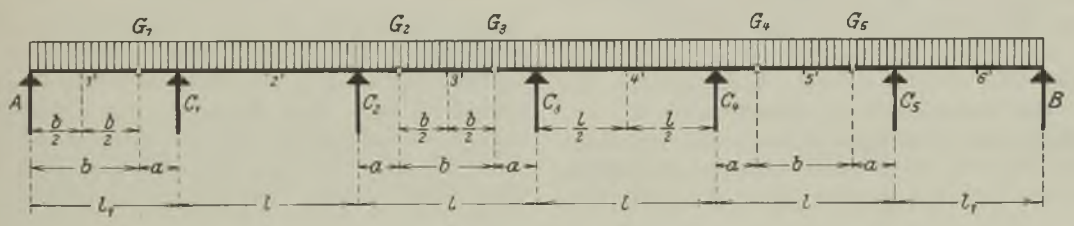
5. Der Gelenkträger mit verkürzten Endfeldern.

Macht man die Endfelder kürzer als die Mittelfelder, und zwar $0{,}8535\,l$ (vgl. Tafel 12), dann werden

Tafel 12. Gelenkträger mit verkürzten Endfeldern.

Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.

l = Stützweiten der mittleren Felder; l_1 = Stützweiten der Endfelder = $0{,}8535\,l$.



Lage der Gelenke	$a = 0{,}1465\,l$	$b = 0{,}707\,l$
Auflagerkräfte	$A = B = 0{,}3535\,q\,l$	$C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = q\,l$
Gelenkkräfte	$G_1 = G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = 0{,}3535\,q\,l$	
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_{1'} = M_{2'} = M_{3'} = M_{4'} = M_{5'} = M_{6'} = 0{,}0625\,q\,l^2$	

Werte für die verkürzten Endfelder l_1 in m.

l	l_1	l	l_1	l	l_1	l	l_1	l	l_1	l	l_1
4,5	3,841	5,5	4,694	6,5	5,548	7,5	6,401	8,5	7,255	9,5	8,108
4,6	3,926	5,6	4,780	6,6	5,633	7,6	6,487	8,6	7,340	9,6	8,194
4,7	4,011	5,7	4,865	6,7	5,718	7,7	6,572	8,7	7,425	9,7	8,279
4,8	4,097	5,8	4,950	6,8	5,804	7,8	6,657	8,8	7,511	9,8	8,364
4,9	4,182	5,9	5,036	6,9	5,889	7,9	6,743	8,9	7,596	9,9	8,450
5,0	4,268	6,0	5,121	7,0	5,975	8,0	6,828	9,0	7,682	10,0	8,535
5,1	4,353	6,1	5,206	7,1	6,060	8,1	6,913	9,1	7,767		
5,2	4,438	6,2	5,292	7,2	6,145	8,2	6,999	9,2	7,852		
5,3	4,524	6,3	5,377	7,3	6,231	8,3	7,084	9,3	7,938		
5,4	4,609	6,4	5,462	7,4	6,316	8,4	7,169	9,4	8,023		

Die Werte für die Lage der Gelenke ($a = 0{,}1465\,l$ und $b = 0{,}707\,l$) sowie die Werte zur Berechnung der Größtmomente ($0{,}0625\,l^2$) sind in der Tafel 58 zu finden.

(Vergl. auch DIN 1012.)

alle Stützmomente und alle größten Feldmomente einander gleich. Diese Feldeinteilung kann bei Neubauten von vornherein ohne weiteres gewählt werden. Bezeichnet L die Gebäudelänge und n die Anzahl der Felder, so wird die Teilung der mittleren Felder:

$$l = \frac{L}{1{,}707 + (n-2)}.$$

Außer dem günstigsten Umstand, daß sämtliche Größtmomente gleich werden, ist noch bemerkenswert, daß auch alle mittleren Auflagerkräfte ($1{,}0\,ql$) übereinstimmen. Mit anderen Worten: Alle mittleren Unterzüge, Binder usw. können gleich stark ausgebildet werden. Bei der normalen Gelenkanordnung nach Teil 2 dagegen ergeben sich die mittleren Auflagerkräfte von $0{,}9768\,ql$ bis $1{,}109\,ql$, wodurch bei wirtschaftlicher Bearbeitung mindestens zwei Unterzüge verschieden auszuführen sind. Die etwas verkürzten Endfelder beeinträchtigen das Aussehen des Gebäudes in keiner Weise, denn die Endfelder bleiben meistens ohne Fenster und werden zur Anordnung der Verbände benutzt.

b) Der Koppelträger.

Der in der Tafel 13 dargestellte Koppelträger ist statisch bestimmt. Mit Ausnahme eines Endfeldes ist in allen Feldern ein Gelenk eingeschaltet.

Für eine gleichmäßig verteilte Belastung sind alle Angaben über Gelenkabstände, Auflagerkräfte, Momente usw. in der Tafel 13 gemacht.

Kommt eine Verkehrslast vor, z. B. bei Kranträgern, dann ist der Koppelträger sehr empfehlenswert; man hat hier mit der Ausnahme eines Endträgers stets mit einer kleineren Stützweite als l zu tun. Dieser Vorteil ist bei dem normalen Gelenkträger nicht vorhanden: alle Kragträger haben die Stützweite l, und die Entlastung durch die überkragenden Arme ist bei einer geringen ständigen Last (Eigengewicht) ziemlich belanglos; außerdem ist durch die Höhenunterschiede der abwechselnd folgenden Krag- und eingehängten Träger das Aussehen der Konstruktion nicht gut. Dagegen kann bei Anordnung eines Koppelträgers der Trägerstrang bei bester Ausnützung glatt in gleicher Höhe durchgeführt werden.

In der Abb. 99 sind für den Träger a die gefährlichen Laststellungen für das größte Feld- und Stützmoment gezeichnet. Zur Erreichung des größten Feldmomentes muß das mit Gelenk versehene Endfeld voll belastet werden, denn dadurch ist der Druck im Gelenk G nach oben gerichtet, was natürlich im Träger a durchweg ein positives Moment ergibt.

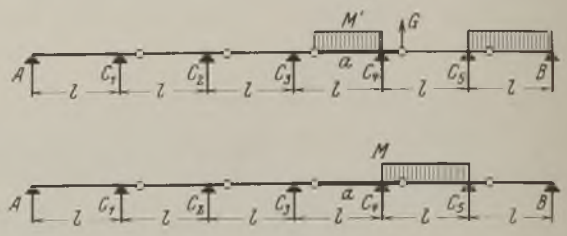
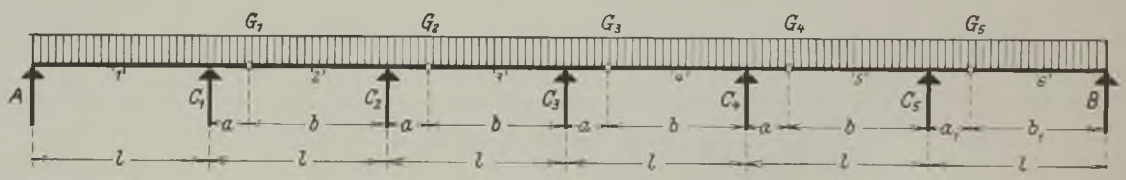


Abb. 99.

Im Band II, Teil 1, ist die Berechnung für bewegliche Lasten mittels Einflußlinien durchgeführt.

Tafel 13. Koppelträger.

Gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Gesamtbelastung q.



Lage der Gelenke	$a = 0{,}1465\,l$	$b = 0{,}8535\,l$	$a_1 = 0{,}125\,l$	$b_1 = 0{,}875\,l$
Auflagerkräfte	$A = B = 0{,}4375\,ql$	$C_1 = C_5 = 1{,}0625\,ql$	$C_2 = C_3 = C_4 = ql$	
Größtmomente	$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_{2'} = M_{3'} = M_{4'} = M_{5'} = 0{,}0625\,ql^2$		$M_{1'} = M_{6'} = 0{,}0957\,ql^2$	

Soll der Träger überall gleich und in den Endfeldern mit verstärktem Querschnitt ausgeführt werden, dann vergleiche Tafel 10 im Band I.

Ic. Berechnung der Fachwerkträger.

A. Der einfache Fachwerkträger auf zwei Stützen.

1. Allgemeines.

Steht eine genügende Bauhöhe zur Verfügung und ist in schönheitlicher Hinsicht ein Vollwandträger nicht Bedingung, dann ist bei größeren Spannweiten die Verwendung von Fachwerkträgern sehr wirtschaftlich.

Die Abb. 100 zeigt verschiedene Netzformen von einfachen Fachwerkträgern. Abb. *a* veranschaulicht ein Fachwerknetz mit in der Neigung wechselnden Schrägen; hier wirken die Pfosten nur als Zwischenstäbe und gehören daher nicht zum eigentlichen Netz. Diese Anordnung ist sehr gut bei verhältnismäßig geringem Eigengewicht, z. B. bei Kranträgern (vgl. Bd. II, 1. Teil), denn hier erhalten alle Schrägen mit Ausnahme der Endschrägen infolge der Nutzlast Druckkräfte, wie die Richtung der Schrägen auch sein mag. Anders ist es bei Trägern mit verhältnismäßig größerem Eigengewicht, so wie es bei Deckenträgern und Deckenunterzügen der Fall ist; hier ist die Netzanordnung nach Abb. *b* wirtschaftlicher als nach Abb. *a*. Bei dieser Netzführung gehören die Pfosten mit zum Grundnetz, sie haben die aus der Querkraft sich ergebenden Druckkräfte zu übertragen; die Schrägen dagegen werden vorwiegend Zugkräfte und weniger Druckkräfte erhalten (vgl. das folgende Zahlenbeispiel). Die Abb. *c* zeigt noch einen Halbparabelträger.

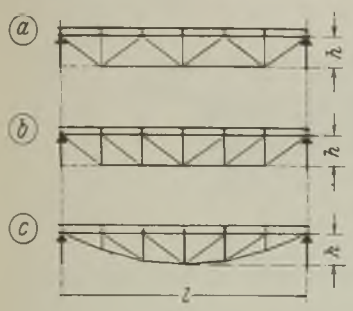


Abb. 100.

Sind in einzelnen Stockwerken Zwischenwände vorhanden, so ist bei einer größeren Spannweite und größeren Belastung in zweckmäßiger Weise die gesamte Stockwerkhöhe als Trägerbauhöhe auszunutzen. Noch günstiger wird diese Ausführung, wenn gemäß Abb. 101 die Möglichkeit besteht, an den Fachwerkträger eine oder mehrere Stockwerksdecken anzuhängen; das Erdgeschoß bleibt dann von Stützen frei.

Durch die Lage der Türen sind oft Zwischen- bzw. Nebenfachwerke mit einem, zwei oder mehreren Zwischenknoten erforderlich. Im nachstehenden ersten Beispiel ist ein Fachwerk mit verschiedenen Zwischennetzen behandelt.

Ergeben sich durch die freizuhaltenden Öffnungen Fachwerke mit zum Teil fehlenden Schrägen (Abb. 102), so erfolgt die Berechnung nach Bd. I, zweiter Abschnitt, Teil Ic, G.

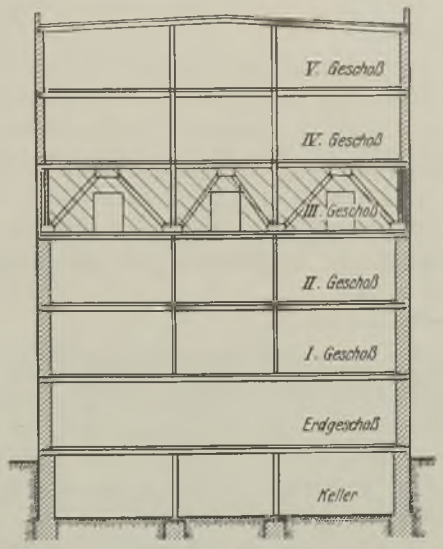


Abb. 101.

2. Ermittelung der Auflagerkräfte.

Bei dem Fachwerkträger werden die Auflagerkräfte wie folgt gefunden:

a) rechnerisch nach Teil Ib, A, 1, a;

b) zeichnerisch nach Teil Ib, A, 2, a;

c) mittels Einflußlinie nach Bd. II, Teil 1.

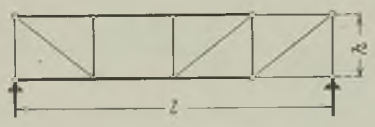


Abb. 102.

3. Ermittlung der Stabkräfte.

a) Allgemeines.

Die Stabkräfte werden wie folgt ermittelt:

a) rechnerisch mit Hilfe des Ritterschen Verfahrens nach Bd. I, Abschn. 2, Teil Ic, Ab, 3, b;

b) zeichnerisch mittels Kräfteplan nach Bd. I, Abschnitt 2, Teil Ic, Ab, 3, c.

c) mittels Einflußlinien nach Bd. II, 1. Teil.

Nachstehend sollen nur einige Besonderheiten bei der Berechnung von fachwerkartigen Deckenträgern angeführt werden.

b) Stabkräfte bei Belastung in den einzelnen Hauptknotenpunkten.

Die Stabkräfte S_g infolge Eigengewicht werden für alle Stäbe (Gurte und Füllstäbe) am besten mit Hilfe eines Kräfteplanes ermittelt.

Steht die Nutzlast überall im gleichen Verhältnis zum Eigengewicht, so wie es bei Deckenträgern und Deckenunterzügen meistens der Fall ist, dann werden bei den Stäben, für die die Vollbelastung maßgebend ist, die Stabkräfte S_p infolge der Nutzlast am einfachsten aus dem Belastungsverhältnis gewonnen. Bei diesen Stäben hat die Einflußlinie nur ein Vorzeichen.

Bezeichnet:

g die Belastung infolge Eigengewicht für 1 m²,
p die Belastung infolge Nutzlast für 1 m²,

dann ist, wenn die Stabkräfte S_g mittels Kräfteplan ermittelt sind, die Stabkraft infolge der Nutzlast

$$S_p = S_g \frac{p}{g}.$$

Man kann auch das Verhältnis der Knotenlasten in Betracht ziehen.

Bezeichnet:

P_g die Knotenlast infolge Eigengewicht,
P_p die Knotenlast infolge Nutzlast,

dann ist

$$S_p = S_g \frac{P_p}{P_g}.$$

Bei allen Füllstäben, bei denen der Bezugspunkt außerhalb der Trägerspannweite fällt (vgl. Bd. I, Abschn. 2, Teil Ia, C, 4) und die Einflußlinie zwei Vorzeichen hat, müssen die Stabkräfte für zwei verschiedene Stellungen der Nutzlast ermittelt werden: größte Zug- und größte Druckkraft.

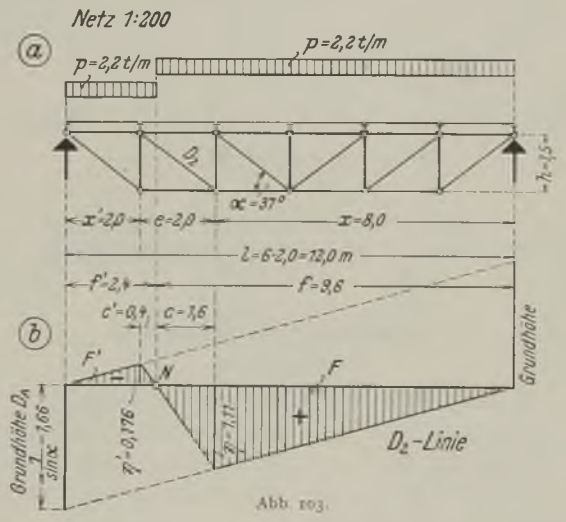


Abb. 103.

In Abb. 103 ist nun die Einflußlinie für die Strebe D_2 gezeichnet. Da die Einflußlinie zwei Vorzeichen hat, ist Teilbelastung maßgebend. Die größte Zugkraft ist durch Belastung der positiven und die größte Druckkraft durch Belastung der negativen Beitragsstrecke zu bestimmen:

$$_{max}D_2 = p\,F = p\,\frac{f}{2}\,\eta,$$

$$_{min}D_2 = p\,F' = p\,\frac{f'}{2}\,\eta'.$$

Die Werte f, f', η und η' sind auch rechnerisch zu ermitteln:

Die Lastscheide N erhält man wie folgt:

$$c = x\,\frac{e}{l-e},$$

$$c' = x'\,\frac{e}{l-e}$$

und nun ist $\quad f = x + c\,;\, f' = x' + c',$

$$\eta = \frac{D_A\,x}{l}\,;\quad \eta' = \frac{D_A\,x'}{l}.$$

Setzt man die in Abb. 103 angegebenen Zahlenwerte in die Formeln ein, dann ist:

$$c = 8{,}0\,\frac{2{,}0}{12{,}0-2{,}0} = 1{,}6\ \text{m},$$

$$c' = 2{,}0\,\frac{2{,}0}{12{,}0-2{,}0} = 0{,}4\ \text{m},$$

$$f = 8{,}0 + 1{,}6 = 9{,}6\ \text{m},$$

$$f' = 2{,}0 + 0{,}4 = 2{,}4\ \text{m},$$

$$\eta = \frac{1{,}66\cdot 8{,}0}{12{,}0} = 1{,}11,$$

$$\eta' = \frac{1{,}66\cdot 2{,}0}{12{,}0} = 0{,}276,$$

$$_{max}D_2 = 2{,}2\,\frac{9{,}6}{2}\,1{,}11 = +11{,}7\ \text{t},$$

$$_{min}D_2 = 2{,}2\,\frac{2{,}4}{2}\,0{,}276 = -0{,}73\ \text{t}.$$

Die einzelnen Flächeninhalte können auch ohne Bestimmung der Lastscheide N berechnet werden:

$$F = \frac{D_A}{2}\,\frac{x^2}{x+x'},$$

$$F' = \frac{D_A}{2}\,\frac{x'^2}{x+x'}$$

und daraus die Stabkräfte

$$_{max}D_2 = p\,F = p\,\frac{D_A}{2}\,\frac{x^2}{x+x'},$$

$$_{min}D_2 = p\,F = p\,\frac{D_A}{2}\,\frac{x'^2}{x+x'}.$$

Die Zahlenwerte eingesetzt ergibt die gleichen Werte wie bei der vorhergehenden Berechnungsweise:

$$_{max}D_2 = 2{,}2\,\frac{1{,}66}{2}\,\frac{8{,}0^2}{8{,}0+2{,}0} = 11{,}7\ \text{t}$$

$$_{min}D_2 = 2{,}2\,\frac{1{,}66}{2}\,\frac{2{,}0^2}{8{,}0+2{,}0} = 0{,}73\ t.$$

Steht über der Lastscheide N eine Einzellast P, dann ist in dem Feld e die Querkraft Q und somit auch die Stabkraft D_2 gleich Null.

Ist z. B. $P = 1{,}0$ t (vgl. Abb. 104), dann wird:

$$A = \frac{P\,f}{l} = \frac{1{,}0\cdot 9{,}6}{12{,}0} = 0{,}8\ \text{t},$$

$$B = \frac{P\,f'}{l} = \frac{1{,}0\cdot 2{,}4}{12{,}0} = 0{,}2\ \text{t}.$$

Die Last $P = 1{,}0$ t auf die Fachwerkknoten verteilt, ergibt:

$$P_1 = \frac{P\,c}{e} = \frac{1{,}0 \cdot 1{,}6}{2{,}0} = 0{,}8\,\text{t},$$

$$P_2 = \frac{P\,c'}{e} = \frac{1{,}0 \cdot 0{,}4}{2{,}0} = 0{,}2\,\text{t}.$$

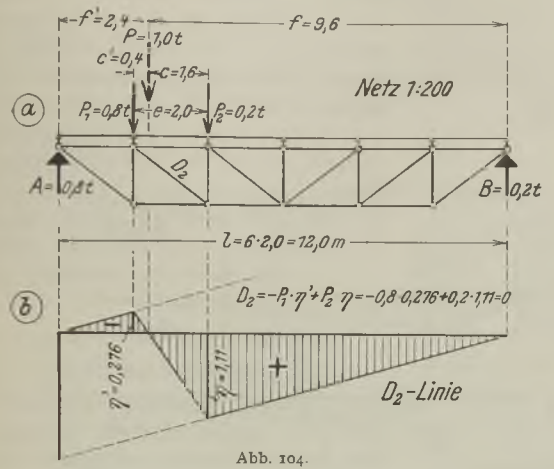


Abb. 104.

Die Querkraft im Felde e ist somit

$$Q = A - P_1 = 0{,}8 - 0{,}8 = 0$$

bzw. $\quad B - P_2 = 0{,}2 - 0{,}2 = 0\,.$

Wenn man es auch im vorliegenden Beispiel mit einer mittelbaren Belastung zu tun hat (die Belastung greift durch die Deckenträger in den Obergurtknotenpunkten an), so wird zur Bestimmung der Stabkräfte zwecks Rechnungsvereinfachung jedoch gleichmäßig verteilte Last angenommen; die Ergebnisse stimmen überein.

In Abb. 105 erfolgt z. B. die Berechnung der max Stabkraft D_2 nach Verteilung der Nutzlast p auf die einzelnen Knotenpunkte.

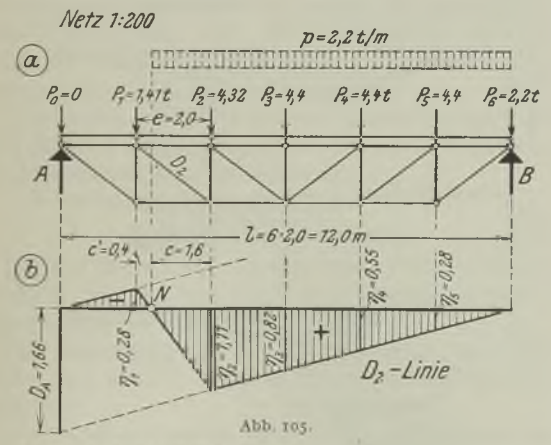


Abb. 105.

Die Knotenlasten:

$$P_1 = \frac{p\,c\,\frac{c}{2}}{e} = \frac{p\,c^2}{2\,e} = \frac{2{,}2 \cdot 1{,}6^2}{2 \cdot 2{,}0} = 1{,}41\,\text{t},$$

$$P_2 = p\left[\frac{c\left(c' + \frac{c}{2}\right)}{e} + \frac{e}{2}\right] = 2{,}2\left[\frac{1{,}6\left(0{,}4 + \frac{1{,}6}{2}\right)}{2{,}0} + \frac{2{,}0}{2}\right] = 4{,}32\,\text{t},$$

$$P_3 = P_4 = P_5 = p\,e = 2{,}2 \cdot 2{,}0 = 4{,}4\ \text{t},$$

$$P_6 = 4{,}4 \cdot {}^1/_2 = 2{,}2\ \text{t}.$$

Die Last P_6 hat keinen Einfluß auf die Stabkraft, da sie unmittelbar über dem Auflager liegt.

$$_{\max}D_2 = \Sigma P\eta = 1{,}41\,(-0{,}28) + 4{,}32 \cdot 1{,}11 + 4{,}4\,(0{,}82 + 0{,}55 + 0{,}28) = +11{,}7\ \text{t}.$$

Das Ergebnis ist somit das gleiche wie vorher mit Annahme einer gleichmäßig verteilten Last p.

Selbstverständlich kann auch für Vollbelastung (Eigengewicht) die Stabkraft aus der Einflußlinie gewonnen werden:

$$S_g = (F - F')\,g = \frac{1}{2}\,D_A\,(x - x')\,.$$

In Abb. 106 ist die Einflußlinie für den Pfosten V_2 gezeichnet; für Belastung am Obergurt ist Abb. 106*b* und für Belastung am Untergurt Abb. 106*c* maßgebend (vgl. Bd. II, Teil 1). Die Behandlung und Berechnung der Werte geschieht sinngemäß wie bei der vorher behandelten Schräge D_2.

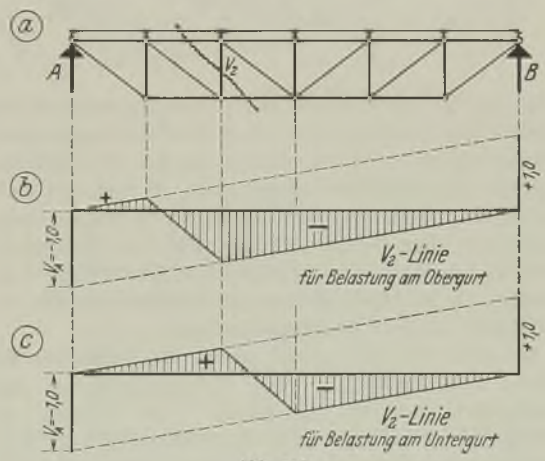


Abb. 106.

a) Stabkräfte bei Vorhandensein von Zwischenknotenlasten.

Befinden sich Belastungspunkte auch zwischen den Hauptknotenpunkten des Fachwerkes, dann ist Bd. II, 1; Teil I b, F zu beachten; dort ist der folgende wichtige Satz bewiesen worden:

„Bei mittelbarer Belastung ist die Einflußlinie zwischen zwei Belastungspunkten stets eine Gerade."

In Abb. 107 sind die Einflußlinien für einen Fachwerkträger mit Zwischenknotenlasten gezeichnet. Die Obergurtstäbe dienen hier gleichzeitig als biegefeste Balken, die die Zwischenlasten nach den Hauptknotenpunkten übertragen. Die Einflußlinien werden an Hand des Bd. II, Teil 1 ohne weiteres verständlich

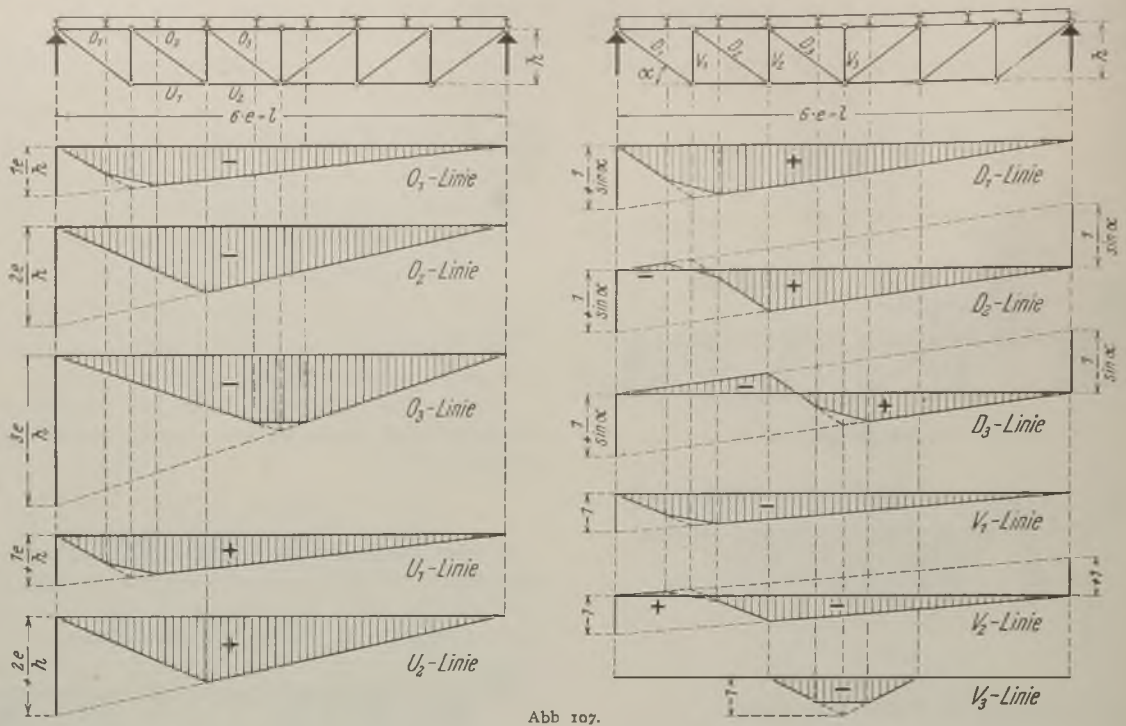


Abb 107.

sein. Es sind zunächst die entsprechenden regelrechten Einflußlinien aufgetragen, dann die Belastungspunkte heruntergelotet und die entsprechenden Abschrägungen der Einflußlinien eingetragen, so daß die Einflußlinien überall zwischen den einzelnen Belastungspunkten eine Gerade bilden. Bei den Stäben O_2 und U_2 ist keine Abschrägung der Einflußlinie vorhanden, da in diesen Fällen ein Belastungspunkt unmittelbar in dem Bezugspunkt liegt.

In Abb. 108 sind noch einige Einflußlinien für einen Fachwerkträger mit Zwischenknoten und Zwischenfachwerken dargestellt. Die Lösung ist wieder ohne weiteres nach dem Satz, daß die Einflußlinie zwischen den Belastungspunkten stets eine Gerade bildet, verständlich. Es sind zunächst die entsprechenden regelrechten Einflußlinien mit Berücksichtigung der Zwischenfachwerke (vgl. Bd. II, 1 Teil Ic, A, 2) zu zeichnen und dann die Belastungspunkte herunterzuloten und die entsprechenden Abschrägungslinien einzutragen.

Die Abb. 109 gibt noch einige Beispiele zum Aufzeichnen von Einflußlinien für einen Fachwerkträger mit zweiknotigen Zwischenfachwerken. Eigenartig ist das Aussehen der Einflußlinie für den Pfosten V_3 infolge Belastung am Untergurt (Abb. 109*d*). Nach Bd. II, 1, Teil Ic, A, 2 liegt bei Nichtbeachtung der Zwischenknoten die Begrenzungsgerade (vgl. Abb. 109*c*) immer unter dem Felde, in dem der Rittersche Schnitt die belastete Gurtung trifft.

Da nun bei Belastung in der Untergurtebene die Zwischenknotenlasten 20, 21, 23, 24, 26, 27, . . . durch Zwischenstäbe und Zwischenfachwerke nach den Obergurthauptknoten übertragen werden und nur die angreifenden Lasten in den Hauptknotenpunkten 22, 25, 28 . . . am Untergurt angreifen, ist für Belastung der Punkte 20 bis 24 und 26 bis 36 die Einflußlinie wie für Belastung in den Obergurtknoten maßgebend (vgl. Abb. 109*c*). Nur zwischen den Knoten 24 bis 26 ist die Belastung der Untergurtknoten für die Form der Einflußlinie ausschlaggebend. Die Einflußlinie für

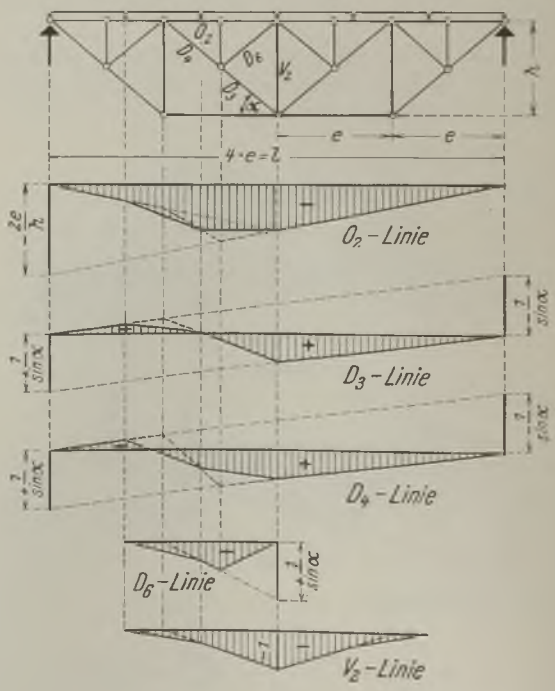


Abb. 108.

Belastung am Obergurt ist durch die Linie $A'3'6'B'$ und für Belastung am Untergurt durch die Linie $A'25'28'B$ gekennzeichnet. Also von den Knotenpunkten A bis 24 und 26 bis B hat man es mit der Einflußlinie $A'3'5'$ und $7'B'$ für Belastung am Obergurt zu tun. Zwischen den Knoten 24 und 26 tritt die Einflußlinie für Belastung am Untergurt in Erscheinung. Da die Einflußlinie von Belastungs- zu Belastungspunkt geradlinig verläuft, so müssen nunmehr die beiden Begrenzungsgeraden $5'25'$ und $25'7'$ eingetragen werden. Die Linie $A'3'5'25'7'B'$ ergibt nunmehr die Einflußlinie V_3 für Belastung am Untergurt.

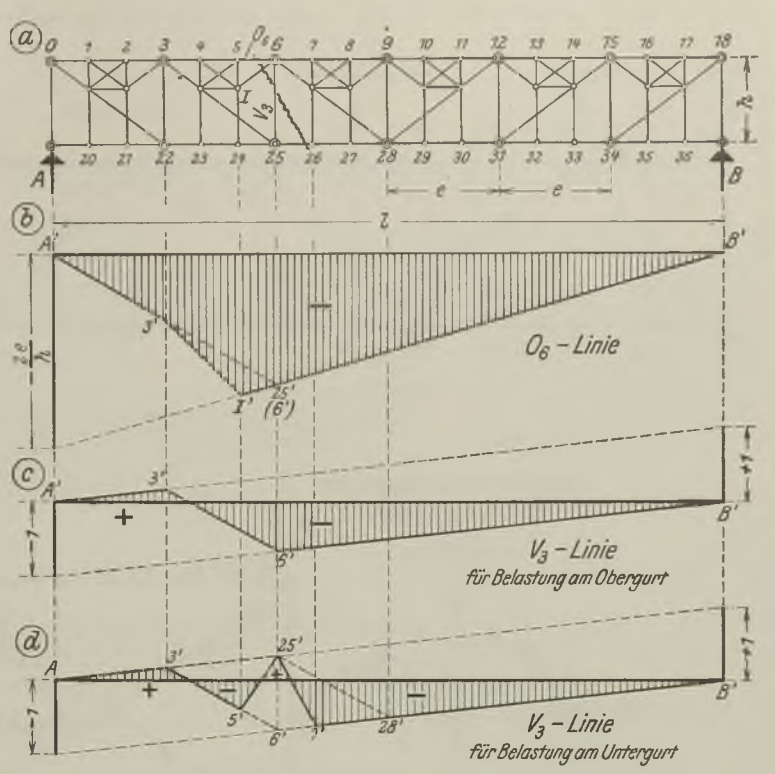


Abb. 109.

4. Zwei Zahlenbeispiele.

a) Erstes Zahlenbeispiel.

Für den in Abb. 110 und 111 dargestellten Fachwerkträger mit ein- und zweifachen Zwischennetzen und Angriff der Belastung in den Ober- und Untergurtknotenpunkten sind die größten Stabkräfte zu bestimmen.

Die Stabkräfte infolge Eigengewicht sind in Abb. 110 durch Kräftepläne ermittelt, und zwar getrennt für das Hauptfachwerk und die Zwischenfachwerke. Die Zwischenfachwerke übertragen die Zwischenknotenlasten nach den Hauptknotenpunkten. Da einzelne Stäbe des Hauptnetzes zur Bildung der Zwischennetze mit benutzt sind, so sind für die doppelt benutzten Stäbe die sich aus dem Hauptnetze und den Zwischennetzen ergebenden Stabkräfte zusammenzufassen.

Die Stabkräfte infolge Nutzlast sind in Abb. 111 mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt. Bei den doppelt benutzten Stäben sind die Einflußlinien des betreffenden Haupt- und Zwischenstabes aneinandergefügt (vgl. Bd. I, 1; Teil Ic, A, 2).

In Abb 110 sind die Stabkräfte infolge Eigengewicht und Nutzlast zusammengestellt und zu den ungünstigsten Gesamtstabkräften summiert.

b) Zweites Zahlenbeispiel.

Für den in Abb. 112*a* dargestellten Fachwerkträger sind die größten Stabkräfte und die erforderlichen Querschnitte zu bestimmen.

Die Stabkräfte infolge Eigengewicht sind mit Hilfe des in Abb. 112*b* gezeichneten Kräfteplanes ermittelt.

Die Stabkräfte infolge Nutzlast sind für die Stäbe, bei denen eine Vollbelastung die größten Stabkräfte ergibt (alle Gurtstäbe, D_1 und V_1), auf Grundlage der Stabkräfte infolge Eigengewicht mittels Verhältnisrechnung gefunden:

$$S_p = S_g \frac{P_p}{P_g} = S_g \frac{7{,}5}{6{,}5} = S_g\, 1{,}154\,,$$

$$O_1 = -19{,}7 \cdot 1{,}154 = -22{,}7\,\text{t}\,,$$

$$O_2 = O_3 = -29{,}3 \cdot 1{,}154 = -33{,}8\,\text{t}\,,$$

$$U_1 = +19{,}7 \cdot 1{,}154 = +22{,}7\,\text{t}\,,$$

$$U_2 = +29{,}3 \cdot 1{,}154 = +33{,}8\,\text{t}\,,$$

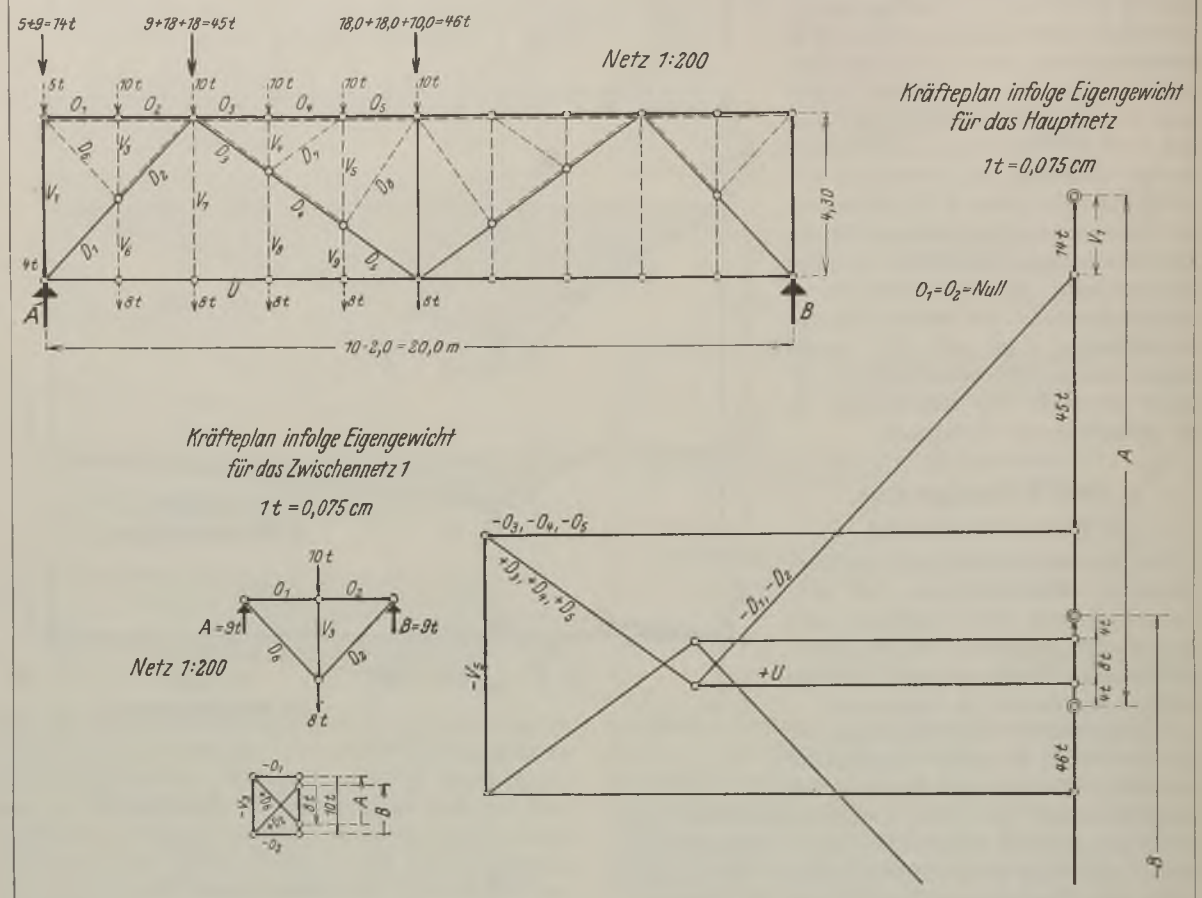
$$D_1 = +23{,}5 \cdot 1{,}154 = +27{,}1\,\text{t}\,,$$

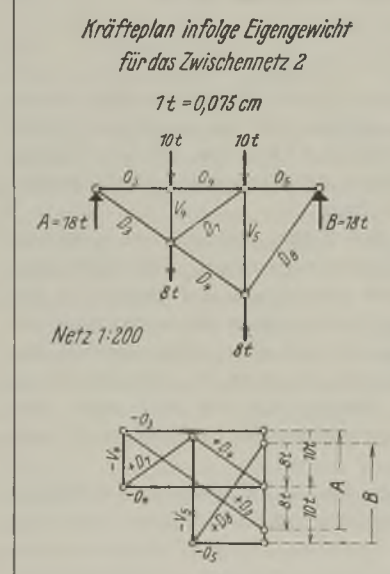
$$V_1 = -13{,}0 \cdot 1{,}154 = -15{,}0\,\text{t}\,.$$

Für die Stäbe, deren größte Stabkräfte sich bei einseitiger Belastung ergeben (D_2, D_3 und V_2), sind die Einflußlinien gezeichnet (Abb. 112*c* bis *e*). Neben den Abbildungen der Einflußlinien sind die betreffenden Stabkräfte ermittelt.

Da der Träger fünf Felder hat, sind im mittleren Feld gekreuzte Schrägen angeordnet. Diese Schrägen sollen nur Zugkräfte aufnehmen und bleiben in der Mitte unverbunden; bei einseitiger Belastung wirkt jeweils nach der Lage der einseitigen Streckenlast nur e i n e Schräge, entweder D_3 oder D_5. Eine nennenswerte Druckkraft können die Schrägen nicht aufnehmen, da sie verhältnismäßig schlank sind und ausbiegen können.

In der Abb. 110 sind die durch Kräfteplan, Verhältnisrechnung und Auswertung der Einflußlinien erhaltenen Stabkräfte infolge Eigengewicht und Nutzlast zusammengestellt und zu den ungünstigsten Gesamtwerten vereinigt. Schließlich sind noch die erforderlichen Querschnitte und die vorhandenen Beanspruchungen angegeben.

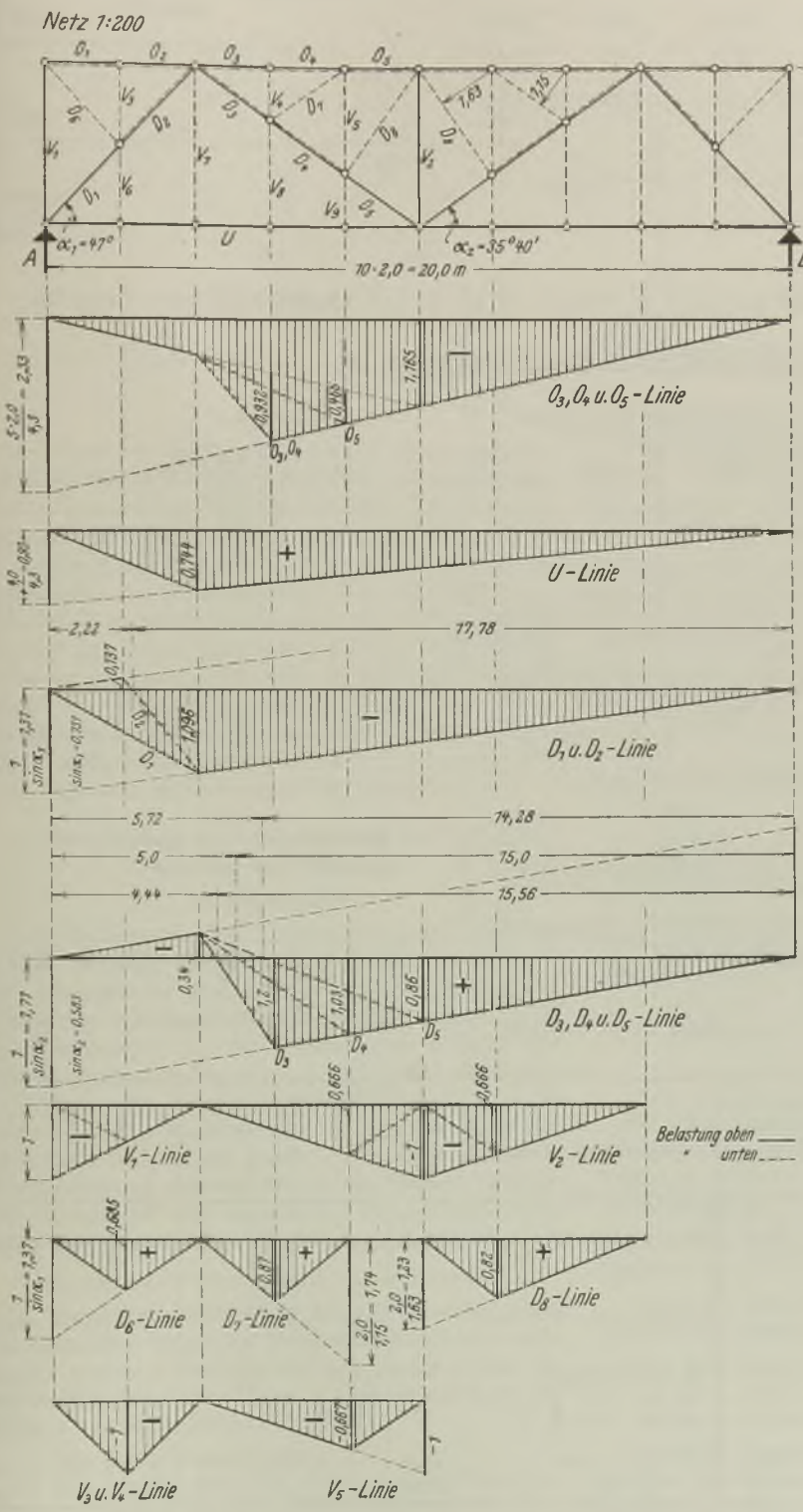




Zusammenstellung der Stabkräfte in t.

Stab	Stabkräfte infolge				Gesamtstabkräfte	
	Eigengewicht aus		Nutzlast durch Einflußlinien			
	Zwischennetz	Hauptnetz	+	–	+	–
O_1 u. O_2	– 8,3	—	—	7,9	—	16,2
O_3 u. O_4	– 25,3	– 104,7	—	122,8	—	252,8
O_5	– 12,7	– 104,7	—	110,9	—	228,3
U_1	—	+ 67,3	63,2	—	130,5	—
D_1	—	– 98,7	—	93,2	—	191,9
D_2	+ 12,3	– 98,7	1,3	82,8	—	169,2
D_3	+ 31,3	+ 46,0	79,3	6,4	156,6	—
D_4	+ 15,7	+ 46,0	65,7	7,3	127,4	—
D_5	—	+ 46,0	52,2	8,3	98,2	—
D_6	+ 12,3	—	11,6	—	23,9	—
D_7	+ 15,7	—	14,8	—	30,5	—
D_8	+ 22,0	—	20,9	—	42,9	—
V_1	—	– 14,0	—	13,0	—	27,0
V_2	—	– 54,0	—	43,0	—	97,0
V_3	– 10,0	—	—	9,0	—	19,0
V_4	– 10.0	—	—	9,0	—	19,0
V_5	– 19,0	—	—	9,0	—	27,0
$V_6 - V_9$	+ 8,0	—	8,0	—	16,0	—

Abb. 110.



$p = 4{,}5$ t/m Bel. oben
$p = 4{,}0$ t/m Bel. unten
$8{,}5$ t/m = Gesamt-p.

$O_3 = O_4 = 8{,}5 \left| \frac{20{,}0}{2} (-1{,}165) + \frac{6{,}0}{2} (-0{,}932) \right|$
..... $= -122{,}8$ t.

$O_5 = 8{,}5 \left| \frac{20{,}0}{2} (-1{,}165) + \frac{6{,}0}{2} (-0{,}466) \right|$
..... $= -110{,}9$ t.

$U = 8{,}5 \frac{20{,}0}{2} 0{,}744 = 63{,}2$ t.

$D_1 = 8{,}5 \frac{20{,}0}{2} (-1{,}096)$
..... $= -93{,}2$ t.

$D_2 = 8{,}5 \frac{17{,}78}{2} (-1{,}096)$
..... $= -82{,}8$ t

bzw. $= 8{,}5 \frac{2{,}22}{2} 0{,}137 = +1{,}3$ t.

$D_3 = 8{,}5 \frac{15{,}56}{2} 1{,}2 = +79{,}3$ t

bzw. $= 8{,}5 \frac{4{,}44}{2} (-0{,}34)$
..... $= -6{,}4$ t.

$D_4 = 8{,}5 \frac{15{,}0}{2} 1{,}03 = +65{,}7$ t

bzw. $= 8{,}5 \frac{5{,}0}{2} (-0{,}34)$
..... $= -7{,}3$ t.

$D_5 = 8{,}5 \frac{14{,}28}{2} 0{,}86 = +52{,}2$ t

bzw. $= 8{,}5 \frac{5{,}72}{2} (-0{,}34)$
..... $= -8{,}3$ t.

$V_1 = 4{,}5 \frac{4{,}0}{2} (-1{,}0) + 4{,}0 \frac{4{,}0}{2} (-0{,}5) = -13{,}0$ t

$V_2 = 4{,}5 \frac{12{,}0}{2} (-1{,}0) = 4{,}0 \cdot 2 \frac{6{,}0}{2} (-0{,}666)$
..... $= -43{,}0$ t

$D_6 = 8{,}5 \frac{4{,}0}{2} 0{,}685 = +11{,}6$ t.

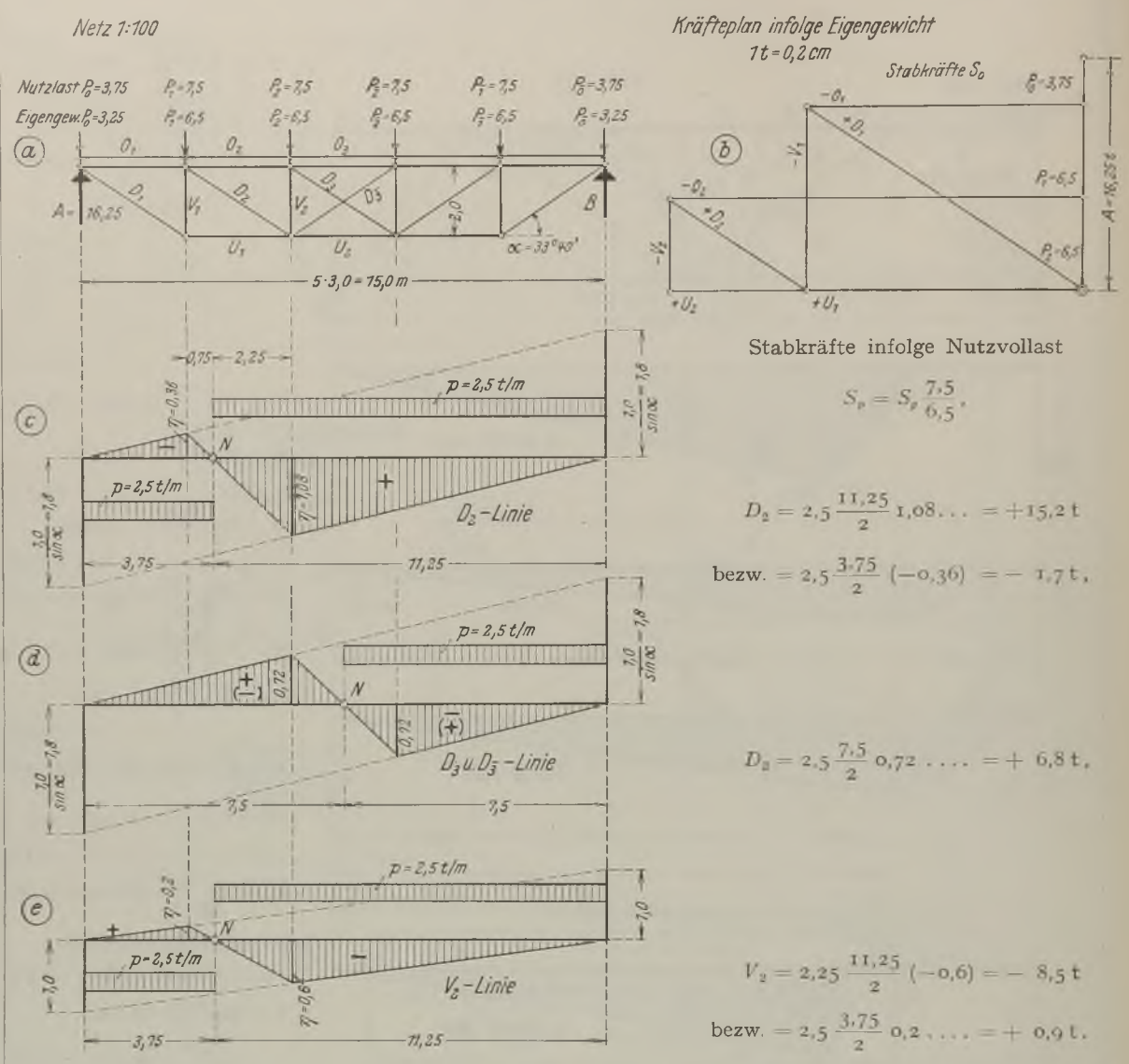
$D_7 = 8{,}5 \frac{4{,}0}{2} 0{,}87 = +14{,}8$ t.

$D_8 = 8{,}5 \frac{6{,}0}{2} 0{,}82 = +20{,}9$ t.

$V_3 = V_4 = 4{,}5 \frac{4{,}0}{2} (-1{,}0)$
..... $= -9{,}0$ t.

$V_5 = 4{,}5 \frac{6{,}0}{2} (-0{,}667)$
..... $= -9{,}0$ t.

Abb. 111.



Stabkräfte infolge Nutzvollast

$$S_p = S_g \frac{7,5}{6,5}.$$

$$D_2 = 2,5 \frac{11,25}{2} 1,08\ldots = +15,2\ \text{t}$$

bezw. $= 2,5 \frac{3,75}{2} (-0,36) = -1,7\ \text{t},$

$$D_3 = 2,5 \frac{7,5}{2} 0,72 \ldots = +6,8\ \text{t},$$

$$V_2 = 2,25 \frac{11,25}{2} (-0,6) = -8,5\ \text{t}$$

bezw. $= 2,5 \frac{3,75}{2} 0,2 \ldots = +0,9\ \text{t}.$

Stab	Stabkräfte infolge Eigengewicht t	Stabkräfte infolge Nutzlast t	Größtwert der Stabkräfte t	Vorhanden: Querschnitt	Abstand a cm	F cm²	F_n cm²	i_{min} cm	s_k cm	λ	ω	σ t/cm²
O_1	−19,7	−22,7	−42,4	⊓ 100·150·14	1,5	66,4	—	4,3	300	70	1,39	1,32
O_2	−29,3	−33,8	−63,1									
O_3	−29,3	−33,8	−63,1									
U_1	+19,7	+22,7	+42,4	⊔ 120·120·11	—	—	45,8	—	—	—	—	1,38
U_2	+29,3	+33,8	+63,1									
D_1	+23,5	+27,1	+50,6	⊔ 90·110·11	—	—	37,0	—	—	—	—	1,37
D_2	+11,9	+15,2	+27,1	⊔ 75· 90· 7	—	—	19,4	—	—	—	—	1,40
D_3	0	+ 6,8	+ 6,8	L 40· 60· 7	—	—	5,36	—	—	—	—	1,27
V_1	−13,0	−15,0	−28,0	⊓ 75· 75·10	—	28,2	—	2,83	200	70,5	1,4	1,39
V_2	− 6,5	− 8,5	−15,0	⊓ 65· 65· 7	—	17,4	—	2,47	200	81	1,62	1,40

Abb. 112.

II. Ausführung der Trägerbauten.

A. Ausführung der Walzträger.

1. Allgemeines.

Nach der im vorangehenden Teile durchgenommenen Berechnung der Träger folgt nun die Ausführung. Bei der Berechnung der Träger ist alles, was im Festigkeitsnachweis enthalten sein muß, aufgeführt: die Feststellung der Belastung, die Bestimmung der Auflagerkräfte, der Biegemomente, der Querkräfte, des erforderlichen Widerstandsmomentes, des Querschnittes und der Durchbiegung des Trägers. Die Berechnung der Auflager, Stöße und Verbindungen dagegen gehört zur Trägerausführung, da diese Arbeiten der Konstrukteur zu erledigen hat. Es sind also hier nicht nur Ausführungseinzelheiten, sondern, wo erforderlich, auch die Berechnungen dazu gegeben.

2. Berechnung und Ausführung der Trägerlagerung auf Wänden.

a) Allgemeines.

Zur Bestimmung der Trägerauflagerung muß zunächst der Trägerquerschnitt, die Auflagerkraft, sowie die Abmessungen und die zulässige Druckbeanspruchung des unterlagernden Mauerwerkes bekannt sein. Der Querschnitt und die Auflagerkraft ergeben sich aus der statischen Berechnung (vgl. Teil I dieses Abschnittes). Das Material und die Abmessungen des unterlagernden Mauerwerkes sind meistens durch die jeweiligen Verhältnisse gegeben; die zulässige Druckbeanspruchung der verschiedenen Mauerwerksarten aus natürlichen und künstlichen Steinen ergibt sich nach den ministeriellen Bestimmungen wie folgt:

Mauerwerk aus natürlichen Steinen.

1. Bestimmte Mittelwerte für die Druckfestigkeit lassen sich bei der großen Verschiedenheit der Gesteine in den einzelnen Brüchen und dort wieder in den einzelnen Schichten und Lagen — namentlich für Sandstein — nicht angeben.

2. Für Auflagersteine ist eine . . . . . 10 bis 15 fache Sicherheit
„ Pfeiler und Gewölbe ist eine . 15 „ 20 „ „
Für schlanke Pfeiler und Säulen ist eine . . . . . 25 bis 30 fache Sicherheit

anzunehmen. Als schlank gelten Pfeiler und Säulen, deren geringste Stärke kleiner ist als $^1/_{10}$ der Höhe.

3. Wenn keine Festigkeitsnachweise erbracht werden, sind folgende Werte nicht zu überschreiten:

Nr.	Gesteinsart	Zulässige Pressung k in kg/cm²		
		Auflagersteine	Pfeiler und Gewölbe	Schlanke Pfeiler u. Säulen
1	Basalt	65	45	30
2	Granit	60	40	25
3	Syenit	55	40	25
4	Porphyr . . .	40	30	20
5	Marmor	30	20	15
6	Basaltlava . .	20	15	10
7	Sandstein . . .	20	15	10
8	Tuffstein . . .	—	10	7
9	Bruchsteine . .	—	5 bis 7	—

Bemerkungen:

Zu 1 bis 8: Die unter Ziffer 1 bis 8 angegebenen Beanspruchungszahlen gelten für Quadern und bestes Quadermauerwerk bei Beanspruchung annähernd rechtwinklig zur Lagerfläche.

Zu 5: Buntgeaderter Marmor hat in der Nähe der Spaltrichtung keine in Betracht kommende Festigkeit.

Zu 7: Bei der Verwendung von Sandstein ist besondere Vorsicht geboten.

Zu 9: Je nach Beschaffenheit.

Mauerwerk aus künstlichen Steinen.

Unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels gelten für die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks nachstehende Werte.

Nr.	Steinsorte	Zulässige Pressung k		
			für Pfeiler	
		in Mauerwerk	Verhältnis der geringsten Stärke s zur Höhe h	
		kg/cm²	$\frac{s}{h}$	kg/cm²
1	Schwemmsteine . . .	3	—	—
2	Hochofenschwemmsteine	3	—	—
3	Porige Ziegel	3 bis 6	—	—
4	Gewöhnliche Schlakkensteine	3 „ 6	—	—
5	Mauerziegel zweiter Klasse und sog. Mörtelsteine . . .	bis 7	—	—
6	Mauerziegel erster Klasse und Kalksandsteine	10	—	—
7	Dgl.	bis 14	—	—
8	Hartbrandziegel und Kalksandhartsteine	18	—	—
9	Dgl.		0,30	18
			0,25	14
			0,20	12
			0,15	10
			0,10	8
10	Klinker	35		
11	Dgl.		0,30	35
			0,25	25
			0,20	20
			0,15	15
			0,10	10

Bemerkungen:

Die unter Nr. 1 bis 4 angeführten Steinsorten dürfen zu Pfeilern nicht verwendet werden.

Zu 2: Nur für Flachbauten (Bauten von nicht mehr als 2 Vollgeschossen) und unbelastete Zwischenwände zu verwenden.

Zu 5: Zu tragenden Bauteilen nur bei untergeordneten Bauten zulässig.

Zu 7: Zu Pfeilern, deren geringste Stärke kleiner als 0,25 h ist, unzulässig.

Zu 9 und 11: Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Zunächst kommt es darauf an, die genügende Auflagergrundfläche zu bestimmen; gewöhnlich wird dabei angenommen, daß sich der Auflagerdruck gleichförmig über die gesamte Lagerfläche verteilt. Der Berechnungsannahme entsprechend müssen natürlich die Plattendicke, der freie Plattenüberstand, die Auflageraussteifungen usw. so bemessen sein, daß auch die Auflagerkraft tatsächlich bis in die äußersten Auflagerecken gleichmäßig übertragen wird. Ist z. B. der freie Plattenüberstand y (vgl. Abb. 114) zu groß angenommen, so biegen sich die Plattenenden ab und der Druck wird nicht gleichmäßig auf die Unterlage verteilt: er verdichtet sich mehr nach der Mitte zu und nimmt nach den Seiten hin ab. Dadurch wird stellenweise die zulässige Druckbeanspruchung der Unterlage überschritten; durch die weiterhin angegebenen richtigen Auflagerausführungen ist die Überbeanspruchung zu vermeiden.

Allgemeine Bezeichnungen:

A die Auflagerkraft in kg,
L die Platten- bzw. Auflagerlänge in cm,
B die Platten- bzw. Auflagerbreite in cm,
F die Auflagergrundfläche in cm²,
k die zulässige Druckbeanspruchung des unterlagernden Mauerwerkes in kg/cm².

Allgemeine Grundformeln:

$$k \leqq \frac{A}{L\,B}$$

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

$$B = \frac{A}{L\,k} \quad \text{und} \quad L = \frac{A}{B\,k}$$

b) Unmittelbares Trägerauflager.

a) Allgemeines.

Bei einer geringen Auflagerkraft darf der Träger ohne jegliche Anordnung von Auflagerplatten unmittelbar auf das Mauerwerk verlegt werden. Zu beachten ist hierbei, daß die nutzbare Auflagerlänge L beschränkt ist und nicht etwa durch übermäßig lange Auflagerung der Trägerenden beliebig lang angenommen werden darf. Denn infolge der Durchbiegung des Trägers ergibt sich eine ungleichmäßige Druckverteilung auf die Unterlage. Die Auflagerlänge L wähle man nicht größer als

$$L = 15 + \frac{h}{2} \text{ (in cm)},$$

hierin bedeutet h die Trägerhöhe in cm.

Wird nun mit diesem Maß die Auflagerfläche zu klein, dann ist eine unmittelbare Trägerauflagerung unstatthaft; in diesem Falle muß, wie später beschrieben, die Auflagerbreite B durch Anordnung einer Auflagerplatte vergrößert werden.

Um eine schädliche Kantenbelastung des Mauerwerkes zu verhüten, wird der Träger auf eine 20 bis 30 mm starke Zementschicht gelagert, deren Vorderkante um einige Zentimeter von der Mauerkante entfernt bleibt (Abb. 113). Die Zementplatte wird zweckmäßig erst nach der erfolgten Verlegung der Träger hergestellt: In der Wand werden entsprechend große Löcher vorgesehen und die Träger zunächst auf schmale Holz- oder Stahlkeile hohl verlegt; nach fertiger Ausrichtung werden dann die Träger mit

Zement untergossen. Ist der Zement erhärtet, so werden die Keile entfernt und die Lücken mit demselben Fugenmaterial ausgefüllt. Danach werden die Trägerenden eingemauert.

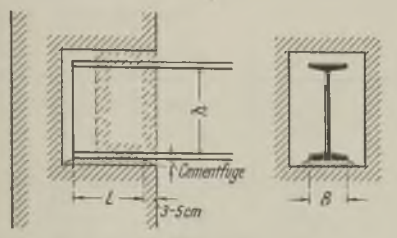


Abb. 113.

Bei der unmittelbaren Auflagerung wird ein Unterschied zwischen einem festen und einem beweglichen Auflager nicht gemacht.

Ist eine Verankerung der Trägerenden erforderlich, so hat die Ausführung nach Teil i zu geschehen.

Noch zu erwähnen ist, daß der mit der gleichmäßig verteilt wirkenden Mauerpressung k belastete Trägerflansch auf Biegung beansprucht ist. Bei den I-Trägern bleibt die Biegebeanspruchung bis zu einer Pressung k von 35 kg/cm² unter der zulässigen Grenze. Bei einigen I P-Trägern wird jedoch schon bei einer Pressung von $k = 14$ kg/cm² die zulässige Biegespannung von 1,4 t/cm² überschritten.

In der Tafel 14 sind für I- und I P-Träger die zulässig größten Auflagerlängen und die sich damit für verschiedene Pressungen k ergebenden größtmöglichen Auflagerdrücke zusammengestellt.

Bei den Auflagerkräften, die bei den I P-Trägern rechts von der Staffelungslinie stehen, ist nicht die Pressung k, sondern eine Biegebeanspruchung von 1,4 t/cm² grundlegend. Die Berechnung erfolgt nach dem nächsten Teil c.

Ist die vorhandene Auflagerkraft in Wirklichkeit geringer als die in der Tafel angegebene, dann kann die Auflagerlänge entsprechend verkürzt werden; keinesfalls darf sie aber unter 20 cm genommen werden. Ist die vorhandene Auflagerkraft dagegen größer, dann muß die Auflagerfläche, wie weiter gezeigt wird, durch Platten verbreitert werden.

β) Zahlenbeispiel.

Das Auflager für ein I 28 mit einer Auflagerkraft $A = 2950$ kg ist zu bestimmen. Das Mauerwerk besteht aus Ziegeln erster Klasse, die nach den preußischen Hochbaubestimmungen mit $k = 10$ kg/cm² beansprucht werden dürfen.

Die größte zulässige Auflagerlänge

$$L = 15 + \frac{h}{2} = 15 + \frac{28}{2} = 29 \text{ cm}$$

und die erforderliche Länge

$$L = \frac{A}{Bk} = \frac{2950}{11{,}9 \cdot 10} = 24{,}8 \text{ cm}$$

(B ist die Flanschbreite des I 28 = 11,9 cm).

Da die erforderliche Länge unter dem zulässigen Maß bleibt, so genügt bei der gegebenen Auflagerkraft eine unmittelbare Lagerung des Trägers.

Ausgeführt wird eine Auflagerlänge $L = 25$ cm; die Pressung des Mauerwerkes wird dann

$$k = \frac{A}{LB} = \frac{2950}{25{,}0 \cdot 11{,}9} = 9{,}9 \text{kg/cm}^2.$$

Würde im Beispiel die Auflagerkraft so groß sein, daß die erforderliche Länge L größer als das zulässige Maß von 29 cm wird, dann müßte zum Zwecke einer Auflagerverbreitung eine besondere Unterlagplatte angeordnet werden.

c) Auflager mit ebenen Platten (Flächenlager).

α) Einfaches Plattenlager.

Ist die vorher beschriebene unmittelbare Trägerauflagerung nicht mehr möglich, so ist zwecks Verbreiterung der Auflagerfläche zwischen Träger und Mauerwerk eine Platte aus Gußeisen oder Flußstahl einzuschalten. Sinngemäß ist auch hier das im vorangehenden Teil b Gesagte von Gültigkeit.

Damit eine Überlastung und ein Abspringen der Mauerkante verhindert wird, muß die Unterlagplatte etwa 3 bis 5 cm von der Mauerkante zurückstehen (Abb. 114). Die Länge der Auflagerplatte ist hier ebenfalls nicht größer als

$$L = 15 + \frac{h}{2} \text{ (in cm)}$$

zu wählen, da sonst die Druckverteilung aus den im Teil b angeführten Gründen zu ungleichmäßig wird.

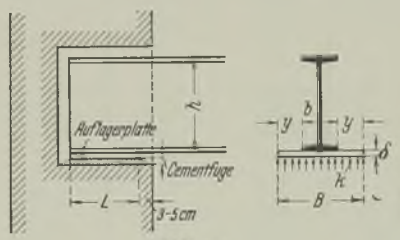


Abb. 114.

Ist die Auflagerlänge L ermittelt, so wird die Plattenbreite

$$B = \frac{A}{Lk}.$$

Die erforderliche Plattenstärke oder den zulässigen freien Plattenüberstand findet man wie folgt:

Bezeichnet

y die Länge des frei abstehenden Plattenteiles in cm,

δ die Dicke desselben in cm,

M das größte Biegemoment eines Streifens von 1,0 cm Breite $= \frac{k y^2}{2}$ in cmkg,

W das Widerstandsmoment des frei abstehenden Teiles für einen Streifen von 1,0 cm Breite $= \frac{\delta^2 \cdot 1{,}0}{6}$ in cm³,

Tafel 14. Größte zulässige Auflagerlängen L und Auflagerkräfte A für I- und IP-Träger bei unmittelbarer Lagerung (vgl. Abb. 113).

Bezeichnung		Flansch- bzw. Auflagerbreite B mm	Größte zulässige Auflagerlänge L mm	Größte Auflagerkraft A in t bei einer Pressung der Unterlage in kg/cm²						
				7	10	14	18	20	25	35
I Träger	8	42	200	0,59	0,84	1,18	1,51	1,68	2,10	2,94
	10	50	200	0,70	1,00	1,40	1,80	2,00	2,50	3,50
	12	58	210	0,85	1,22	1,71	2,20	2,44	3,05	4,26
	14	66	220	1,02	1,45	2,03	2,61	2,90	3,63	5,08
	16	74	230	1,19	1,70	2,38	3,06	3,40	4,25	5,96
	18	82	240	1,38	1,97	2,76	3,54	3,94	4,92	6,89
	20	90	250	1,58	2,25	3,15	4,05	4,50	5,63	7,88
	22	98	260	1,78	2,55	3,58	4,59	5,10	6,37	8,92
	24	106	270	2,00	2,86	4,00	5,15	5,72	7,15	10,0
	26	113	280	2,21	3,16	4,43	5,70	6,33	7,91	11,1
	28	119	290	2,42	3,45	4,83	6,21	6,90	8,63	12,1
	30	125	300	2,63	3,75	5,25	6,75	7,50	9,38	13,1
	32	131	310	2,84	4,06	5,69	7,31	8,12	10,2	14,2
	34	137	320	3,07	4,38	6,14	7,89	8,77	11,0	15,3
	36	143	330	3,30	4,72	6,61	8,49	9,44	11,8	16,5
	38	149	340	3,55	5,07	7,09	9,12	10,1	12,7	17,7
	40	155	350	3,80	5,43	7,60	9,77	10,9	13,6	19,0
	42½	163	360	4,11	5,87	8,22	10,6	11,7	14,7	20,5
	45	170	370	4,40	6,29	8,81	11,3	12,6	15,7	22,0
	47½	178	380	4,74	6,76	9,47	12,2	13,5	16,9	23,7
	50	185	400	5,18	7,40	10,4	13,3	14,8	18,5	25,9
	55	200	420	5,88	8,40	11,8	15,1	16,8	21,0	29,4
	60	215	450	6,77	9,68	13,5	17,4	19,4	24,2	33,9
IP Träger	16	160	230	2,58	3,68	5,15	6,62	7,36	8,90	8,90
	18	180	240	3,02	4,32	6,05	7,73	7,73	7,73	7,73
	20	200	250	3,50	5,00	7,00	9,00	9,57	9,57	9,57
	22	220	260	4,00	5,72	8,00	8,64	8,64	8,64	8,64
	24	240	270	4,54	6,48	9,07	10,3	10,3	10,3	10,3
	26	260	280	5,10	7,28	9,52	9,52	9,52	9,52	9,52
	28	280	290	5,68	8,12	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3
	30	300	300	6,30	9,00	10,6	10,6	10,6	10,6	10,6
	32	300	310	6,51	9,30	13,0	13,7	13,7	13,7	13,7
	34	300	320	6,72	9,60	13,4	14,2	14,2	14,2	14,2
	36	300	330	6,93	9,90	13,9	17,8	17,9	17,9	17,9
	38	300	340	7,14	10,2	14,3	18,4	20,3	20,3	20,3
	40	300	350	7,35	10,5	14,7	18,9	21,0	22,3	22,3
	42½	300	360	7,56	10,8	15,1	19,4	21,6	22,9	22,9
	45	300	370	7,77	11,1	15,5	20,0	22,2	27,8	28,5
	47½	300	380	7,98	11,4	16,0	20,5	22,8	28,5	29,2
	50	300	400	8,40	12,0	16,8	21,6	24,0	30,0	36,2
	55	300	420	8,82	12,6	17,6	22,7	25,2	31,5	38,0
	60	300	450	9,45	13,5	18,9	24,3	27,0	33,8	47,3
	65	300	470	9,87	14,1	19,7	25,4	28,2	35,3	49,4
	70	300	500	10,5	15,0	21,0	27,0	30,0	37,5	52,5
	75	300	520	10,9	15,6	21,8	28,1	31,2	39,0	54,6
	80	300	550	11,6	16,5	23,1	29,7	33,0	41,3	57,8
	85	300	570	12,0	17,1	23,9	30,8	34,2	42,7	59,9
	90	300	600	12,6	18,0	25,2	32,4	35,9	44,9	62,9
	95	300	620	13,0	18,6	26,1	33,4	37,2	46,5	65,1
	100	300	650	13,7	19,5	27,3	35,1	39,0	48,8	68,2

Bei den rechts von der Staffelungslinie angegebenen Werten ist die Biegebeanspruchung $\sigma = 1{,}4$ t/cm² maßgebend.

σ_{zul} die zulässige Biegebeanspruchung
bei Gußeisen = 300 kg/cm²,
bei Stahlguß = 1200 kg/cm²,
bei Flußstahl = 1200 kg/cm²
bzw. 1400 kg/cm²,

dann ist

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{k\,y^2}{2}}{\frac{\delta^2 \cdot 1{,}0}{6}} = \frac{k\,y^2\,6}{\delta^2\,2} = \frac{3\,k\,y^2}{\delta^2}$$

und hieraus der größte zulässige Abstand:

bei $\sigma_{zul} = 300$ kg/cm² wird $y = \delta \sqrt{\frac{100}{k}}$,

bei $\sigma_{zul} = 1200$ „ „ $y = \delta \sqrt{\frac{400}{k}}$,

bei $\sigma_{zul} = 1400$ „ „ $y = \delta \sqrt{\frac{467}{k}}$.

Liegt das Maß y fest, so erhält man die kleinste zulässige Stärke wie folgt:

bei $\sigma_{zul} = 300$ kg/cm² wird $\delta = y \sqrt{\frac{k}{100}}$,

bei $\sigma_{zul} = 1200$ „ „ $\delta = y \sqrt{\frac{k}{400}}$,

bei $\sigma_{zul} = 1400$ „ „ $\delta = y \sqrt{\frac{k}{467}}$.

Für Fußplatten sind in der Tafel 15 die zulässigen Abstände y bzw. die erforderlichen Plattendicken δ für verschiedene Fundamentpressungen k zusammengestellt.

Zu beachten ist, daß bei den in Tafel 14 durch die Staffelungslinie gekennzeichneten I P-Trägern und zu-

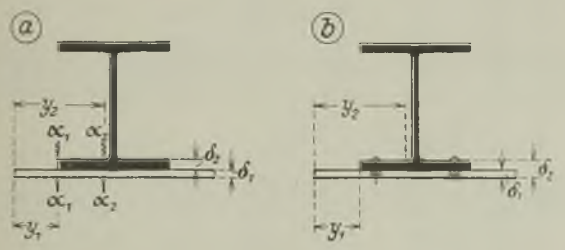


Abb. 115.

lässigen Pressungen k nicht der Abstand y_1, sondern der Abstand y_2 (vgl. Abb. 115*a*) maßgebend ist. Bei diesen Fällen ist die Biegebeanspruchung im Schnitte α_2—α_2 größer als im Schnitt α_1—α_1:

$$\sigma_{\alpha_2} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{k\,y_2^2}{2}}{\frac{(\delta_1^2 + \delta_2^2)\,1{,}0}{6}} = \frac{3\,k\,y_2^2}{(\delta_1^2 + \delta_2^2)},$$

und hieraus der größte zulässige Abstand

$$y_2 = \sqrt{\frac{\sigma_{zul}}{3\,k}\,(\delta_1^2 + \delta_2^2)}.$$

Wird die Platte mit dem I P-Träger entsprechend vernietet (vgl. Abb. 115*b*), dann erhöht sich natürlich die Widerstandsfähigkeit im Schnitte α_2—α_2 ganz bedeutend (vgl. den folgenden Teil γ), so daß in allen Fällen der Abstand y_1 ausschlaggebend ist.

Auch bei dieser Flächenlagerung wird gewöhnlich zwischen einem festen und einem beweglichen Auflager kein Unterschied gemacht (vgl. Teil e).

Sind die Träger zu verankern, so erfolgt die Ausführung nach Teil i.

β) Gemeinschaftliche Auflagerplatte für mehrere Träger.

Liegen mehrere Träger auf einer Platte, so wird die Plattenberechnung in derselben Weise durchgeführt wie vorher (Abb. 116):

$$L_{max} = 15 + \frac{h}{2};$$

$$B = \frac{A}{L\,k};$$

$$\delta = y \sqrt{\frac{3\,k}{\sigma_{zul}}}$$

bzw. $y_1 \sqrt{\frac{k}{2\,\sigma_{zul}}}$.

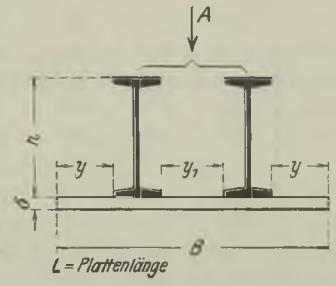


Abb. 116.

Die günstigste Materialausnützung ergibt sich bei $y_1 = 2{,}45\,y$; ist der Wert y_1 geringer, dann braucht δ für y_1 nicht berechnet zu werden.

Bei den Formeln sind die Plattenteile y frei überstehend und der Plattenteil y_1 als eingespannt angenommen; der größte der beiden Werte δ ist maßgebend.

Bei I P-Trägern sind die Ausführungen im vorangehenden Teil α zu beachten.

γ) Mehrere übereinanderliegende Platten.

Ergibt sich für eine Flußstahl-Auflagerplatte eine derartige Stärke, daß mehrere Platten übereinander gelegt werden müssen, so sind sie auch der Berechnung entsprechend zu verbinden, so daß an der Stelle des größten Biegemomentes die verschiedenen Platten zusammenwirken (Abb. 117*a*). Eine falsche Verbindung zeigt die Abb. 117*b*, hier wird das Widerstands-

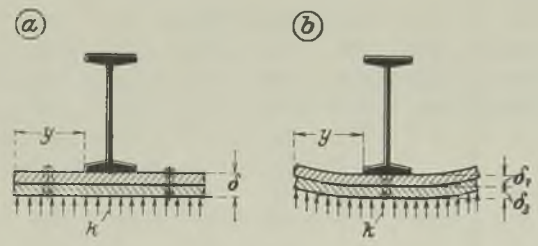


Abb. 117.

moment bedeutend geringer als bei der Vernietung nach Abb. 117*a*.

Tafel 15. Die zulässigen Abstände y (Abb. 114).

Platten-dicke	Die zulässigen Abstände y in mm bei einer Pressung k des unterliegenden Mauerwerkes in kg/cm².													
	Stahlbeanspruchung $\sigma = 1{,}2$ t/cm²							Stahlbeanspruchung $\sigma = 1{,}4$ t/cm²						
mm	7	10	14	18	20	25	35	7	10	14	18	20	25	35
10	75	63	53	47	44	40	34	82	68	57	50	48	43	37
11	83	69	59	52	49	44	37	90	75	64	56	53	48	40
12	90	75	64	57	53	48	41	98	82	69	61	58	52	44
13	98	82	69	61	58	52	44	106	89	75	66	63	56	48
14	105	88	75	66	62	56	47	114	96	81	71	68	60	51
15	113	94	80	71	67	60	51	123	102	87	76	73	65	55
16	120	101	86	75	71	64	54	131	109	92	82	77	69	59
17	128	107	91	80	76	68	58	139	116	98	87	82	73	62
18	136	113	96	85	80	72	61	147	123	103	92	87	78	66
19	143	120	102	90	84	76	64	155	130	110	97	92	82	70
20	151	126	107	94	89	80	68	163	137	116	102	96	86	73
21	158	132	112	99	93	84	71	172	143	121	107	101	91	77
22	166	139	118	104	98	88	75	180	150	127	112	106	95	81
23	173	145	123	108	102	92	78	188	157	133	118	111	99	84
24	181	151	128	113	107	96	81	196	164	139	122	116	104	88
25	188	158	134	118	111	100	85	204	170	144	127	121	108	91
26	196	164	139	123	116	104	88	212	177	150	132	125	112	95
27	204	170	144	127	120	108	91	221	184	156	138	130	117	99
28	211	177	150	132	125	112	95	229	191	161	143	135	121	102
29	219	183	155	137	129	116	98	237	198	167	148	140	125	106
30	226	189	160	142	134	120	102	245	205	173	153	145	130	110
31	234	196	166	146	138	124	105	253	211	179	158	150	134	113
32	241	203	171	151	143	128	108	262	218	184	163	155	138	117
33	249	208	176	156	147	132	112	270	225	191	168	159	143	121
34	257	215	182	160	152	136	115	278	232	197	173	164	147	124
35	264	221	187	165	156	140	118	286	239	202	178	169	151	128
36	272	227	192	170	160	144	122	294	245	208	183	174	155	132
37	279	233	198	174	165	148	125	302	252	214	188	179	160	135
38	287	240	203	179	169	152	129	311	259	219	194	183	164	139
39	294	246	208	184	174	156	132	319	266	225	199	188	168	143
40	302	252	214	189	178	160	135	327	273	231	204	193	173	147
41	309	259	219	193	183	164	139	335	280	237	209	198	177	150
42	317	265	224	198	187	168	142	344	287	243	214	203	181	154
43	325	271	230	203	192	172	145	352	294	248	219	208	186	157
44	332	278	235	207	196	176	149	359	300	254	224	212	190	161
45	340	284	241	212	201	180	152	368	307	260	229	217	194	165
46	347	290	246	217	205	184	155	376	314	266	234	222	198	168
47	355	297	251	222	210	188	159	384	321	271	239	227	203	172
48	362	303	257	226	214	192	162	392	328	277	245	232	207	176
49	370	309	261	231	219	196	166	400	334	283	250	237	212	179
50	377	316	267	236	223	200	169	408	341	289	255	242	216	183

Ist z. B. eine Platte von 3,5 cm Dicke erforderlich und aus zwei Platten von 2,0 und 1,5 cm Stärke zusammenzulegen, so sind die Widerstandsmomente auf 1,0 cm Breite bezogen:

für die richtig verbundenen Platten (Abb. 117*a*):

$$W = \frac{\delta^2 \cdot 1{,}0}{6} = \frac{3{,}5^2 \cdot 1{,}0}{6} = 2{,}04 \text{ cm}^2,$$

für die nicht oder falsch verbundenen Platten (Abb. 117*b*):

$$W = \frac{(\delta_1^2 + \delta_2^2)\, 1{,}0}{6} = \frac{(2{,}0^2 + 1{,}5^2)\, 1{,}0}{6} = 1{,}04 \text{ cm}^3;$$

also ein ziemlich großer Unterschied!

Um eine einwandfreie gleichmäßige Druckverteilung auf das unterlagernde Mauerwerk zu erzielen, werden zweckmäßig gemäß Abb. 118 zwei oder drei über-

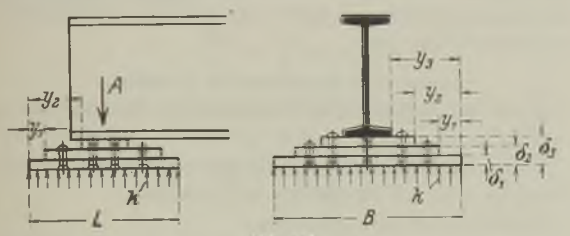


Abb. 118.

einanderliegende Platten von verschiedener Größe verwendet.

Hier ist infolge der abgesetzten Platten die Länge L nicht mehr von der Trägerhöhe abhängig, sondern sie ergibt sich allein aus der Tragfähigkeit der Platte selbst. Die Berechnung der Plattenstärken bzw. der freien Überstände y bietet nichts Neues, sie geschieht nach den vorangehenden Ausführungen:

$$F = L\,B = \frac{A}{k};$$

bei gegebenen Abständen y_1, y_2 . . . werden die dazu gehörigen Stärken

$$\delta_1 = y_1 \sqrt{\frac{3\,k}{\sigma}}; \quad \delta_2 = y_2 \sqrt{\frac{3\,k}{\sigma}}; \quad \delta_3 = y_3 \sqrt{\frac{3\,k}{\sigma}};$$

bei gegebenen Stärken die größten zulässigen Abstände

$$y_1 = \delta_1 \sqrt{\frac{\sigma}{3\,k}}; \quad y_2 = \delta_2 \sqrt{\frac{\sigma}{3\,k}}; \quad y_3 = \delta_3 \sqrt{\frac{\sigma}{3\,k}}.$$

Natürlich ist bei dieser Bestimmung der Plattenstärken bzw. der freien Abstände eine entsprechende wirksame Vernietung der Platten Voraussetzung. Werden die Platten nicht miteinander oder unwirksam verbunden (vgl. Abb. 117*b*), dann sind weit dickere Platten erforderlich, so wie es oben gezeigt ist.

δ) Zahlenbeispiel.

Ein Träger I 34 hat eine Auflagerkraft A von 11 500 kg auf seine Unterlage abzugeben. Das unterliegende Mauerwerk besteht aus Hartbrandziegeln, wofür nach den preußischen Hochbauvorschriften die zulässige Druckbeanspruchung $k = 18$ kg/cm² beträgt. Da in diesem Fall nach Tafel 14 eine unmittelbare Auflagerung nicht möglich ist, so wird eine Unterlagplatte aus Flußstahl angeordnet.

Die größte zulässige Auflagerlänge beträgt nach vorangehendem

$$L = 15 + \frac{h}{2} = 15 + \frac{34}{2} = 32 \text{ cm};$$

verwendet wird eine Platte mit der Länge $L = 30$ cm. Die Plattenbreite

$$B = \frac{A}{L\,k} = \frac{11\,500}{30 \cdot 18} = 21{,}3 \text{ cm} \backsim 22 \text{ cm}.$$

Da die Flanschbreite b des I 34-Trägers 13,7 cm beträgt, so wird der freie Überstand

$$y = \frac{B - b}{2} = \frac{22{,}0 - 13{,}7}{2} = 4{,}15 \text{ cm}.$$

Nach den vorher entwickelten Formeln ergibt sich bei einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/cm² die kleinste Stärke

$$\delta = y \sqrt{\frac{3\,k}{\sigma}} = 4{,}15 \sqrt{\frac{3 \cdot 18}{1400}} = 0{,}82 \text{ cm},$$

abgerundet auf 1,0 cm.

Man kann auch ohne besondere Berechnung aus der Tafel 15 sofort ersehen, daß eine Stärke von 1,0 cm ausreicht, da bei $\delta = 1{,}0$ cm und $k = 18$ kg/cm² der zulässige Abstand y sogar 5,0 cm beträgt ($\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm²).

Gewählt demnach eine Platte aus Flußstahl

30,0 · 22,0 · 1,0 cm.

d) Seitlich ausgesteifte Auflagerplatten.

α) Allgemeines.

Ergibt sich bei beschränkter Mauerstärke oder bei einer hohen Auflagerkraft ein größerer freier Plattenüberstand y, so ist, um nicht unnötig Material durch die in einem solchen Falle sehr stark werdende Platte zu verschwenden, von einer einfachen Plattenausführung abzusehen. Außer den später beschriebenen Ausführungen kann man sich durch die Anordnung von seitlichen Aussteifungen gemäß Abb. 119 helfen. Die Aussteifungen, die am Trägersteg und an der Fußplatte anzuschließen sind, verhindern dann das Aufbiegen der überstehenden Plattenenden.

β) Zahlenbeispiel.

Ein Träger I 45 lagert auf einer 38 cm starken Wand. Der Auflagerdruck A beträgt 21,0 t und die zulässige Druckbeanspruchung k des unterliegenden Mauerwerkes 10 kg/cm².

Die größtzulässige Plattenlänge

$$L = 15{,}0 + \frac{h}{2} = 15{,}0 + \frac{45}{2} = 37{,}5 \text{ cm};$$

da aber die Wand nur 38 cm stark ist und nach den bereits vorher angeführten Gründen die Auflagerplatte einige Zentimeter von der Mauerkante zurück-

stehen soll, so wird die Plattenlänge mit 30,0 cm angenommen.

Die Plattenbreite B ist dann

$$B = \frac{A}{L\,k} = \frac{21000}{30{,}0 \cdot 10} = 70{,}0 \text{ cm}.$$

Die Ausführung ist mit der errechneten Auflagergrundfläche in Abb. 119 dargestellt; die im Laufe der weiteren Untersuchung angeführten Bezeichnungen und Abmessungen sind dort zu ersehen. Die Berechnung ist ausführlich durchgenommen, damit die Übertragung des Auflagerdruckes auf die Grundfläche, wo

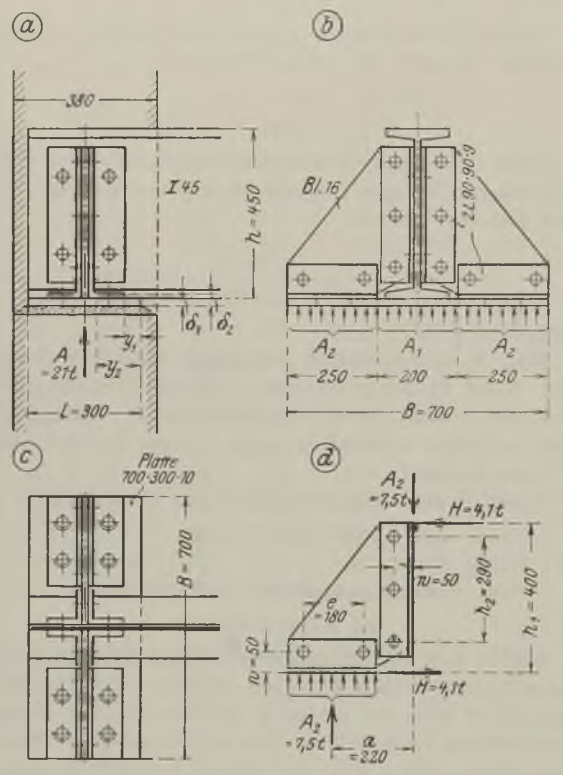


Abb. 119.

er ja gleichmäßig verteilt wirken soll, genau verfolgt werden kann.

Ein Teil des Auflagerdruckes wird, ohne erst in die Aussteifungen zu gelangen, unmittelbar durch den unteren Trägerflansch auf die Platte und von dort auf das Mauerwerk abgegeben. Für die unmittelbare Übertragung nimmt man die Breite zwischen den unteren Aussteifungswinkeln an, die nach Abb. 119*b* 20,0 cm beträgt. Es wird somit der unmittelbar übertragene Teil der Auflagerkraft:

$$A_1 = 20{,}0 \cdot 30{,}0 \cdot 10 = 6000 \text{ kg} = 6{,}0 \text{ t}.$$

Der übrigbleibende Teil der Auflagerkraft wird von den beiden Aussteifungen übernommen. Es soll nun eine Aussteifung betrachtet werden (Abb. 119*d*), diese hat nach vorangehendem die lotrechte Kraft

$$A_2 = \frac{A - A_1}{2} = \frac{21{,}0 - 6{,}0}{2} = 7{,}5 \text{ t}$$

von dem Trägersteg auf die Platte gleichmäßig zu verteilen. Durch den außermittigen Kraftangriff entsteht nun das Moment

$$M = A_2\,a = 7{,}5 \cdot 22 = 165{,}0 \text{ cmt},$$

das durch die Lagerung der Aussteifungen am I-Trägersteg und durch die Verbindung mit der Auflagerplatte aufgenommen wird. Da man die oberste Ecke der Aussteifung als Druckauflager und somit als Drehpunkt ansehen kann (vgl. Abb. *d*), so ergeben sich die der außermittig angreifenden lotrechten Kraft A_2 entgegenwirkenden wagerechten Kräfte zu

$$H = \frac{M}{h_1} = \frac{165{,}0}{40} = 4{,}1 \text{ t}.$$

Da sich die H-Kräfte der beiden gleichen Aussteifungen aufheben, so ist der gesamte Auflagerpunkt im Gleichgewicht; es kommt nur auf eine ausreichende Nietverbindung an.

1) Anschluß der Aussteifungen am I-Trägersteg.

Nach vorangehendem beträgt die Anschlußkraft $= 2\,A_2 = 2 \cdot 7{,}50 = 15{,}0$ t.

Vorhanden sind 4 doppelschnittige Niete von 2,0 cm Durchmesser; die Stegdicke ist 1,62 cm.

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{15{,}0}{4 \cdot 2\,\frac{2{,}0^2\,\pi}{4}} = 0{,}60 \text{ t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{15{,}0}{4 \cdot 1{,}62 \cdot 2{,}0} = 1{,}16 \text{ t/cm}^2.$$

2) Anschluß einer Aussteifung an die Unterlagsplatte.

Hier ist die Kraft $H = 4{,}1$ t anzuschließen. Vorhanden sind 4 einschnittige Niete von 2,0 cm Durchmesser mit geringer Beanspruchung.

3) Anschluß der lotrechten Winkel an das Aussteifungsblech.

Nach Abb. *d* greifen an den Winkeln die Kräfte $A_2 = 7{,}5$ und $H = 4{,}1$ t an und zwar beide außermittig.

Vorhanden sind 3 doppelschnittige Niete von 2,0 cm Durchmesser; die Blechstärke beträgt 1,6 cm.

Infolge der Kraft A_2 entfällt auf jedes Niet die senkrechte Last

$$V = \frac{A_2}{3} = \frac{7{,}5}{3} = 2{,}5 \text{ t};$$

außerdem erhalten die beiden äußersten Niete infolge des außermittigen Angriffes von A die wagerechte Kraft

$$H_1 = \frac{A_2\,w}{h_2} = \frac{7{,}5 \cdot 5{,}0}{29{,}0} = 1{,}3 \text{ t}.$$

(Bei mehr als 3 Nieten ist nach Teil 4 zu verfahren.)

Die an der oberen Ecke angreifend gedachte Kraft $H = 4{,}1$ t ist allein von dem obersten Niet aufzunehmen, welches dann das am meisten beanspruchte wird; die größte Nietkraft:

$$R = \sqrt{V^2 + (H_1 + H)^2} = \sqrt{2{,}5^2 + (1{,}3 + 4{,}1)^2} = 5{,}96 \text{ t}.$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{5{,}96}{2\frac{2{,}0^2\pi}{4}} = 0{,}95 \text{ t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{5{,}96}{1{,}6 \cdot 2{,}0} = 1{,}86 \text{ t/cm}^2.$$

4) Anschluß der wagerechten Winkel an das Blech.

Nach Abb. *d* sind die Winkel durch die lotrechte Kraft $A_2 = 7{,}5$ t und die wagerechte Kraft $H = 4{,}1$ t belastet. Vorhanden sind 2 doppelschnittige Niete von 2,0 cm Durchmesser; die kleinste Blechdicke beträgt 1,6 cm.

Die lotrechte Last A_2 verteilt sich auf beide Niete zu gleichen Teilen:

$$V_1 = \frac{A_2}{2} = \frac{7{,}5}{2} = 3{,}75 \text{ t}.$$

Die wagerechte Kraft H beansprucht beide Niete in wagerechter Richtung mit

$$H_1 = \frac{H}{2} = \frac{4{,}1}{2} = 2{,}05 \text{ t}$$

und außerdem durch den außermittigen Angriff in lotrechter Richtung mit

$$V_2 = \frac{H\,w}{e} = \frac{4{,}1 \cdot 5}{18} = 1{,}14 \text{ t}.$$

(Bei mehr als 3 Nieten ist V_2 nach Teil 4 zu bestimmen.)

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 äußere Niet auszuhalten, da hier beide lotrechte Kräfte V_1 und V_2 nach unten gerichtet sind:

$$R = \sqrt{(V_1 + V_2)^2 + H_1^2} = \sqrt{(3{,}75 + 1{,}14)^2 + 2{,}05^2} = 5{,}3 \text{ t}.$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{5{,}3}{2\frac{2{,}0^2\pi}{4}} = 0{,}845 \text{ t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{5{,}3}{1{,}6 \cdot 2{,}0} = 1{,}66 \text{ t/cm}^2.$$

5) Plattendicke.

Der frei abstehende Teil der Platte bzw. der Platte mit dem angenieteten horizontalen Winkelschenkel ist durch die gleichmäßig verteilt wirkenden Pressung k auf Biegung beansprucht.

Bei einer Plattenstärke von 10 mm und einer Winkelschenkeldicke von 9 mm ist

für den Abstand y_1 die Stärke $\delta_1 = 10$ mm,

„ „ „ y_2 „ „ $\delta_2 = 10 + 9 = 19$ mm.

Für diese Stärken und einer zulässigen Mauerpressung von 10 kg/cm² betragen nach Tafel 15 die zulässigen Abstände bei $\sigma = 1{,}4$ t/cm²:

$$y_1 = 68 \text{ mm} \quad \text{und} \quad y_2 = 130 \text{ mm};$$

vorhanden

$$y_1 = 52 \text{ mm} \quad \text{und} \quad y_2 = 122 \text{ mm}.$$

Es ist somit die Platten- bzw. Winkeldicke ausreichend.

6) Falsche Ausführung.

Hier sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß die Ausführung nach Abb. 120*a* falsch ist. Die dort zwischen Platte und Aussteifungen angeordneten Futterstücke bedeuten eine Materialverschwendung, außerdem erhalten die Verbindungsniete dabei ein Biegemoment, das sie schwerlich auszuhalten imstande sind. Würde z. B. bei der vorher durchgerechneten Ausführung eine derartig verkehrte Anordnung getroffen, dann ist das von den Nieten aufzunehmende Biegemoment

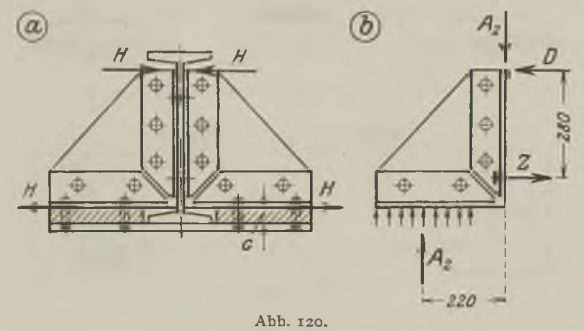


Abb. 120.

$$M = H\,c = 4{,}1 \cdot 4{,}5 = 18{,}50 \text{ cmt};$$

da 4 Niete von 2,0 cm Durchmesser vorhanden sind, wird

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{18{,}5}{4\frac{2{,}0^2\pi}{32}} = 5{,}9 \text{ t/cm}^2,$$

was also keinesfalls ausführbar ist.

Schließt man die Futterstücke mit besonderen Nieten an die Platte an, so daß die Futterstücke und die Platte als ein Stück zu betrachten sind, dann erhalten die Verbindungsniete keine Biegebeanspruchung. Natürlich ist diese Ausführung gegenüber derjenigen nach Abb. 119 sehr unwirtschaftlich, so daß in solchen Fällen die Aussteifungen stets unmittelbar an die Platte, gemäß Abb. 119 anzunieten sind.

Rechnet man nun überhaupt nicht mit einer wirksamen Plattenverbindung, dann entsteht gemäß Abb. 120*b* ein Konsol, so wie es im Teil 5, b, β dieses Abschnittes behandelt ist. Auch in diesem Falle würde sich für eine einfache Schraubenverbindung eine zu große Zugkraft Z ergeben:

$$Z = \frac{7{,}5 \cdot 22{,}0}{28{,}0} = 5{,}9 \text{ t}.$$

e) Gewölbte Auflagerplatten (Kipp- bzw. Gleitlager).

α) Allgemeines.

Bei größeren Auflagerkräften werden Kipp- bzw. Gleitlager aus Gußeisen oder Stahlguß verwendet,

deren Oberfläche nach einem Halbmesser von 2,5 bis 3,0 m gewölbt ist (Abb. 121). Hier ergibt sich eine gleichmäßigere Druckverteilung auf das unterlagernde Mauerwerk als bei den vorher beschriebenen Flächenlagern, da der Träger nur an der höchsten Stelle der gewölbten Platte, also in Auflagermitte, zum Aufliegen kommt. Bei Verwendung derartiger Platten

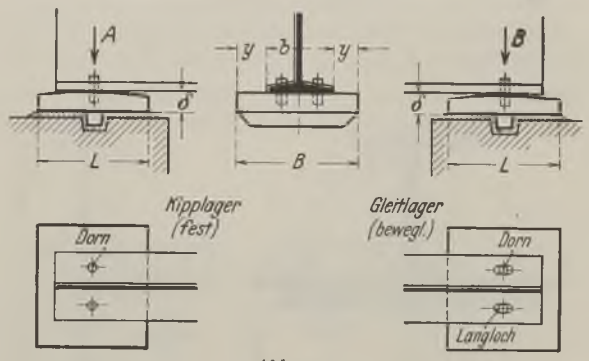


Abb. 121.

ist auch mit einfachen Mitteln der Unterschied zwischen einem festen und einem beweglichen Lager zu wahren.

Die einfachste Form zeigt die Abb. 121. Zur Verbindung des Trägers mit der Platte dienen bei dem festen wie beweglichen Lager Stahldorne von 20 bis 30 mm Durchmesser, die etwa 20 bis 30 mm in die Platte eingreifen. Das bewegliche Lager (Gleitlager) unterscheidet sich vom festen Lager (Kipplager) nur durch die Anordnung von Langlöchern im Trägerflansch, wodurch eine Längsverschiebung des Trägers ermöglicht wird. Eine seitliche Verschiebung des Trägers ist infolge der Stahldorne bei beiden Lagern ausgeschlossen. Bei dem Kipplager ist durch das genaue Passen der Feststelldorne in der Platte sowie im Trägerflansch eine Verschiebung des Trägers nach keiner Richtung hin möglich.

Eine andere Ausführung zeigt die Abb. 122. Hier sind die Platten anstatt der Feststelldorne mit Rand-

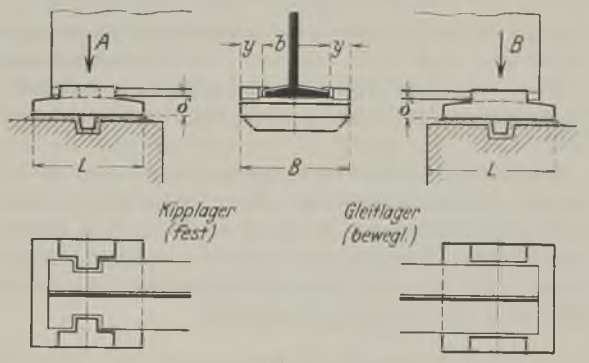


Abb. 122.

leisten ausgeführt, die eine seitliche Verschiebung des Trägers verhindern. Das bewegliche Lager ist damit fertig, der Träger kann in der Längsrichtung ungehindert gleiten (daher „Gleitlager"). Da bei dem festen Lager der Träger nach allen Richtungen hin unverschiebbar sein muß (Kipplager), so wird hier die Längsverschiebung durch vorspringende, an den Innenrändern der Randleisten angegossene Nasen unmöglich gemacht. Der untere Trägerflansch oder die an dem Träger mit unten versenkten Nieten angeschlossene Platte von 1,0 bis 2,0 cm Stärke muß dann entsprechende Aussparungen erhalten.

Die in den Abb. 121 und 122 angegebene Rippe unterhalb der Platte dient zur Aufnahme des Auflagerschubes und ist demnach, wie auch in den Abbildungen dargestellt, stets winkelrecht zur Trägerachse anzuordnen. Statt der einen Mittelrippe können auch Kreuzrippen vorgesehen werden, doch hat die Rippe in Richtung der Trägerachse wenig Bedeutung. Vielfach sieht man überhaupt von jeglicher Rippenanordnung ab und läßt die Platte etwa 2 bis 5 cm in die Unterlage ein; am sichersten und zweckmäßigsten bleibt jedoch stets die Anordnung einer Querrippe.

Kipp- und Gleitlager können in der Regel bis zu Stützweiten von 15,0 m verwendet werden, so daß für den praktischen Stahlhochbau Bolzenkipp- und Rollenlager kaum in Frage kommen.

Die Berechnung der Auflagerfläche geschieht wie bei den ebenen Platten:

$$F = L\,B = \frac{A}{k}.$$

Die Plattenstärke δ wird wie folgt berechnet:

Das größte Biegemoment ergibt sich in Plattenmitte (vgl. Abb. 123):

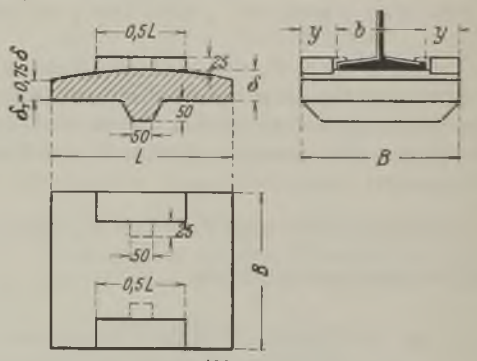


Abb. 123.

$$M = \frac{A}{2}\,\frac{L}{4} = \frac{A\,L}{8}.$$

Das Widerstandsmoment der Platte ist in der Mitte bei Außerachtlassung der Rippen:

$$W = \frac{B\,\delta^2}{6}.$$

Da nun

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{A\,L}{8}}{\frac{B\,\delta^2}{6}} = \frac{A\,L\,6}{B\,\delta^2\,8} = \frac{3}{4}\,\frac{A\,L}{B\,\delta^2},$$

so wird die erforderliche Plattendicke

$$\delta = \sqrt{\frac{3\,A\,L}{4\,B\,\sigma_{zul}}}.$$

Für gußeiserne Platten ($\sigma_{zul} = 300$ kg/cm²):

$$\delta = 0{,}05 \sqrt{\frac{A\,L}{B}};$$

für Platten aus Stahlguß ($\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm²):

$$\delta = 0{,}025 \sqrt{\frac{A\,L}{B}}.$$

Alle anderen Abmessungen sind aus der Abb. 123 zu entnehmen.

Bei größeren Überständen y (vgl. Abb. 121, 122 und 123) ist zur Vorsicht auch für diesen Teil die Biegebeanspruchung zu untersuchen (vgl. hierzu Teil 2, c):

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{L\,y^2\,k}{2}}{\frac{L\left(\frac{2\,\delta}{3}\right)^2}{6}} = \frac{3\,y^2\,k}{\left(\frac{2}{3}\,\delta\right)^2}.$$

β) Zahlenbeispiel.

Bei einem Träger I 40 beträgt die größte Auflagerkraft 20800 kg. Es sollen gußeiserne Gleitlager Verwendung finden. An die Auflagerenden des Trägers sind 215 mm breite Flußstahlplatten genietet; $k = 14$ kg/cm².

Die Abmessungen ergeben sich wie folgt:

$b = 220$ mm,

$y = 65$ mm (angenommen),

$B = b + 2\,y = 220 + 2 \cdot 65 = 350$ mm $= 35{,}0$ cm,

$L = \frac{A}{B\,k} = \frac{20800}{35{,}0 \cdot 14} = 42{,}5 = \backsim 45{,}0$ cm.

(Wäre L zu groß geworden, dann müßte B bzw. y breiter gehalten werden.)

$$\delta = \sqrt{\frac{3\,A\,L}{4\,B\,\sigma}} \text{ (Gußeisen: } \sigma = 300 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= 0{,}05 \sqrt{A\,\frac{L}{B}} = 0{,}05 \sqrt{20800\,\frac{45}{35}} = \backsim 8{,}2 \text{ cm},$$

$\delta_1 = 0{,}75\,\delta = 0{,}75 \cdot 8{,}2 = \backsim 6{,}2$ cm.

• Randleisten, Nasen und Rippenabmessungen nach Abb. 123.

f) Trägerrostplatten.

Sind Unterlagplatten aus Gußeisen oder Stahlguß nicht schnell genug zu beschaffen, so ist die Verwendung von Trägerplatten sehr zu empfehlen.

Die Abb. 124 stellt eine sehr einfache Lösung dar, die Auflagerbreite B in sicherster Weise zu vergrößern. Die Berechnung erfolgt nach dem Teil 2, c dieses Abschnittes. Durch die Einschaltung der Zentrierplatte „b", die an dem Träger „a" mit unten versenkten Nieten befestigt ist, wird die Auflagerkraft A mittig auf den Unterlagträger „c" übertragen. Der Träger „c" kann aus einem I, I P oder zwei [bestehen. Eine Vergrößerung der Auflagerfläche erfolgt durch die Fußplatte „d". Die Schrauben zwischen Träger „a" und „c" dienen zur Befestigung des Trägers „a"; zur Herstellung eines beweglichen Lagers werden die Schraubenlöcher im Flansch des Trägers „a" als Langlöcher vorgesehen.

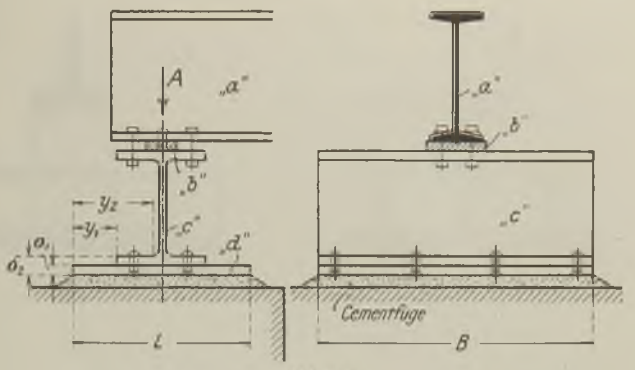


Abb. 124.

Das auftretende Biegemoment im Unterlagträger „c" ist

$$M = \frac{A}{2}\,\frac{B}{4} = \frac{A\,B}{8}$$

und das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{\sigma_{zul}}.$$

Bei genügender Verbindung der Fußplatte „d" mit dem Träger „c" können beide Teile als ein zusammenhängender Querschnitt betrachtet werden. Die Stärke δ_1 bzw. δ_2 sowie der zulässige freie Abstand y_1 bzw. y_2 werden nach Teil 2, c dieses Abschnittes bestimmt oder unmittelbar der Tafel 15 entnommen. Außer auf Biegung ist der Träger „c" nach Teil 5, b, α dieses Abschnittes noch auf Schubfestigkeit zu untersuchen.

Andere Ausführungen von Trägerrostplatten zeigen die Abb. 125 und 126. Um eine gleichmäßige Druck-

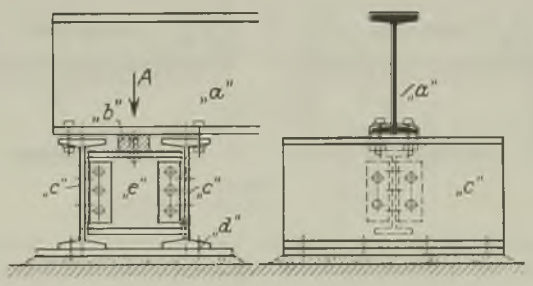


Abb. 125.

verteilung zu erzielen, ist auch hier wieder die Zentrierplatte „b" angeordnet. Läßt man z. B. bei Abb. 125 die Zentrierplatte „b" und den Bock „e" fort und legt den Träger „a" unmittelbar auf die beiden Unterlagträger „c", dann hat infolge der Durchbiegung des Trägers „a" der innere Unterlagträger „c" fast den gesamten Auflagerdruck A auszuhalten (vgl. hierzu Teil 5, a dieses Abschnittes); die Folge davon ist, daß die Auflagerkraft ungleichmäßig auf die Unterlage verteilt wird. Die Berechnung und Ausführung des Bockes „e" geschieht nach Teil 5, b, α, die Bestimmung der Träger „c" nach vorliegendem Teil und die der Fußplatte „d" nach Teil 2, c, β dieses Abschnittes.

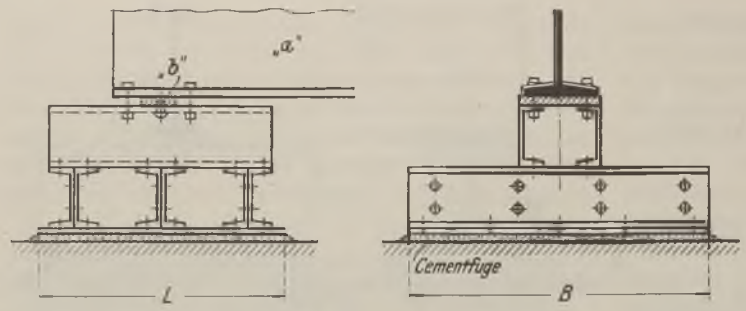


Abb. 126.

Die Ausführung ist nach Abb. 126 sinngemäß zu behandeln.

g) Auflagersteine.

α) Allgemeines.

Bei sehr großen Auflagerkräften können zweckmäßig als Unterlage natürliche Auflagersteine aus Sandstein, Granit usw. oder mehrere Schichten Mauerwerk aus besseren Ziegeln bzw. Klinker angeordnet werden (Abb. 127). Die Fläche der Steine ergibt sich aus der zulässigen Pressung des unterlagernden Mauerwerkes. Die Steinhöhe ergibt sich

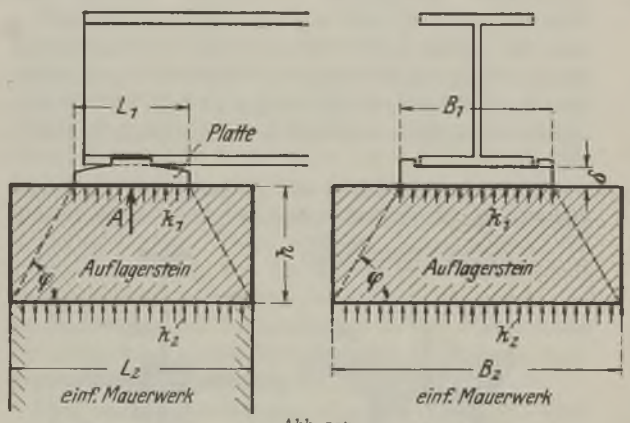


Abb. 127.

aus der Bedingung, daß die Verbreiterung der Steine von den Außenkanten der Unterlagplatten den Winkel $\varphi = 60°$ gegen die Wagerechte überschreiten muß (vgl. Abb. 127); demnach ist

$$h = 0{,}866\,(L_2 - L_1) \text{ bzw. } h = 0{,}866\,(B_2 - B_1),$$

der größere Wert ist maßgebend; bei natürlichen Steinen sind die Maße entsprechend nach oben abzurunden. Bei Auflagersteinen aus künstlichem Mauerwerk soll die Höhe mindestens 6 Schichten = 462 mm betragen; die Schichten dürfen auch treppenförmig nach unten abgesetzt werden; Bedingung ist jedoch, daß die Außenkanten der einzelnen Schichten den Winkel $\varphi = 60°$ gegen die Wagerechte überschreiten.

Die zulässigen Pressungen der verschiedenen Unterlagen aus natürlichen und künstlichen Steinen sind aus dem Teil 2, a ersichtlich.

β) Zahlenbeispiel (vgl. Abb. 127).

Auf eine aus Mauerziegeln erster Klasse bestehende Wand ($k = 10$ kg/cm²) soll ein Träger I P 50 mit einer Auflagerkraft $A = 40$ t gelagert werden. Da bei diesem großen Auflagerdruck eine unmittelbare Lagerung nicht möglich und eine Plattenlagerung zu unwirtschaftlich ist, soll ein Auflagerstein aus künstlichen Steinen (Klinker, $k = 35$ kg/cm²) angeordnet werden.

Die Bestimmung der Unterlagplatte geschieht nach den Teilen 2 a bis 2 e. Gewählt eine Platte 300 · 400.

Vorhandene Pressung zwischen Platte und Auflagerstein

$$k_1 = \frac{A}{L_1 B_1} = \frac{40000}{30 \cdot 40} = 33{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Auflagerstein erhält die Abmessungen

$L_2 = 64$ cm; $B_2 = 77$ cm; $h = 46{,}2$ cm (6 Schichten).

Vorhandene Pressung zwischen Auflagerstein und unterlagerndem Mauerwerk

$$k_2 = \frac{A}{L_2 B_2} = \frac{40000}{64 \cdot 77} = 8{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Die kleinstzulässige Höhe

$$h = 0{,}866\,(L_2 - L_1) = 0{,}866\,(64 - 30) = 29{,}4 \text{ cm},$$
$$\text{bzw.} = 0{,}866\,(B_2 - B_1) = 0{,}866\,(77 - 40) = 32{,}0 \text{ cm}.$$

Die vorhandene Auflagersteinhöhe von 6 Schichten = 46,2 cm ist somit ausreichend.

h) Rollenlager.

α) Allgemeines.

Regelrecht ausgebildete Rollen- bzw. Bolzenkipplager kommen im Stahlhochbau nur in seltenen Fällen zur Anwendung. Sollte dennoch ein Rollenlager erforderlich werden, so ist es am vorteilhaftesten, nur eine oder höchstens zwei Rollen zu benutzen. Bei der einfachen Rollenlagerausführung nach Abb. 128, die im folgenden 1. Zahlenbeispiel untersucht wird, ist als unterer Lagerkörper ein I P-Träger gewählt; eine Rollenüberlagsplatte ist vermieden, da der Träger unmittelbar auf der Rolle ruht.

In Abb. 129 sind Rollenlager mit Rollenüberlagsplatte und Grundplatte dargestellt. Die Sicherung gegen seitliche Verschiebung erfolgt durch Bunde an den Rollenenden; zwischen Bund und Grund- bzw. Überlagsplatte sind 2 bis 5 mm Spielraum für seitliche Bewegung zu lassen. Zur Erhaltung der gleichlaufenden Lage sind Führungsflachstahle anzubringen.

Der erforderliche Rollendurchmesser d in cm ist (Hertzsche Formel)

$$d = \frac{0{,}358\,E\,A}{\sigma_2^2\,l\,n},$$

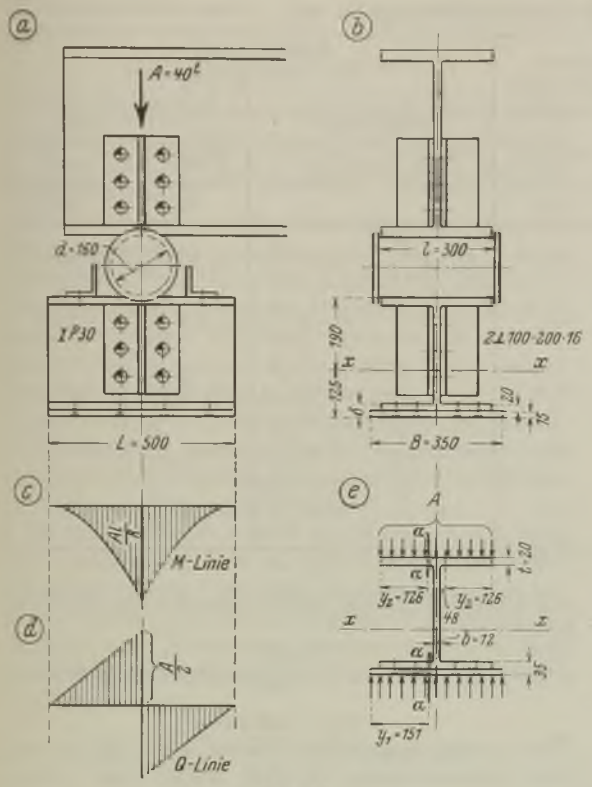


Abb. 128.

hierin bedeutet

A = Auflagerkraft in t,

l = Rollenlänge in cm,

n = Anzahl der Rollen,

E = Elastizitätszahl in t/cm² (in der Tafel 16 angegeben),

σ_d = zulässige Druckbeanspruchung der Rollen bei ein- und zweirolligen Lagern in t/cm² (in der Tafel 16 angegeben).

Bei den Rollen beweglicher Lager, die mehr als zwei Rollen aufweisen, sind die σ_d-Werte um 1,0 t/cm² zu ermäßigen.

In der Tafel 16 sind für die verschiedenen Werkstoffe und Belastungsfälle Werte zur einfachen Berechnung der Rollendurchmesser d zusammengestellt; die Auflagerkraft A ist in t und die Rollenlänge l in cm einzusetzen.

Die Berechnung der Lagerkörper geschieht sinngemäß der in den vorangehenden Teilen c, e und f gemachten Angaben. Der untere Lagerkörper nach Abb. 128 ist wie eine Trägerrostplatte gemäß Teil f zu berechnen. Die erforderlichen Plattendicken δ bzw. die zulässigen Abstände y ergeben sich nach dem Teil c.

Rollenüberlagsplatte.

Es muß sein

$$\sigma_{b_{zul}} \leqq \frac{M_1}{W_1}.$$

Die Biegemomente M_1 sind für

Lager mit 1 Rolle $= \frac{A\,a}{8}$,

„ „ 2 Rollen $= \frac{A\,e}{4}$,

„ „ 3 „ $= \frac{A\,e}{3}$.

Das Widerstandsmoment

$$W_1 = \frac{l\,\delta_1^2}{6}.$$

Bei größeren Überständen y_1 ist auch für diesen Teil die Biegebeanspruchung zu untersuchen:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{A}{L_1}\,\frac{y^2}{2}}{\frac{B\left(\frac{2}{3}\,\delta_1\right)^2}{6}} = \frac{3\,A\,y^2}{L_1\,B\left(\frac{2}{3}\,\delta_1\right)^2}.$$

Rollengrundplatte.

Es muß sein

$$\sigma_{b_{zul}} \leqq \frac{M_2}{W_2}.$$

Die Biegemomente M_2 sind für

Lager mit 1 Rolle $= \frac{A\,L_2}{8}$,

„ „ 2 Rollen $= \frac{A}{4}\left(\frac{L_2}{2} - e\right)$,

„ „ 3 „ $= \frac{A}{3}\left(\frac{3\,L_2}{8} - e\right)$.

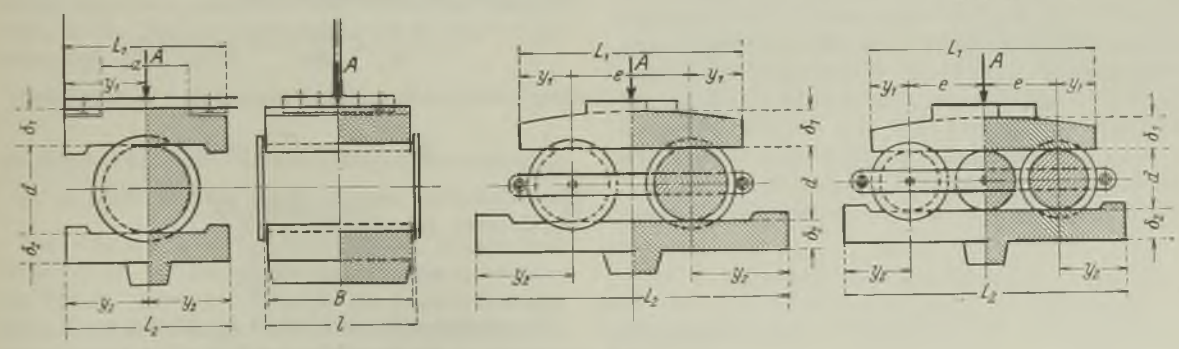


Abb. 129.

Tafel 16. Erforderliche Rollendurchmesser in cm.

Werkstoff	Elastizitätszahl E t/cm²	Zulässige Druckbeanspruchung der Rollen nach „Vorschriften für Eisenbauwerke" der Reichsbahn		Rollendurchmesser d (A in t und l in cm einsetzen)			
				bei ein- und zweirolligen Lagern		bei Lagern mit mehr als zwei Rollen	
		ohne Wind- und Zusatzkräfte t/cm²	mit Wind- und Zusatzkräften t/cm²	ohne Wind- und Zusatzkräfte $d =$	mit Wind- und Zusatzkräften $d =$	ohne Wind- und Zusatzkräfte $d =$	mit Wind- und Zusatzkräften $d =$
Gußeisen Ge 15 · 90	1000	5,0	6,0	$14{,}32 \frac{A}{n\,l}$	$9{,}94 \frac{A}{n\,l}$	$22{,}38 \frac{A}{n\,l}$	$14{,}32 \frac{A}{n\,l}$
Flußstahl St 37	2100	6,5	8,0	$17{,}79 \frac{A}{n\,l}$	$11{,}75 \frac{A}{n\,l}$	$24{,}85 \frac{A}{n\,l}$	$15{,}34 \frac{A}{n\,l}$
Stahlguß Stg 52 · 81	2150	8,5	10,0	$19{,}65 \frac{A}{n\,l}$	$7{,}70 \frac{A}{n\,l}$	$13{,}68 \frac{A}{n\,l}$	$9{,}50 \frac{A}{n\,l}$
Hochw. Baustahl St 48 . .	2100	8,5	10,0	$10{,}41 \frac{A}{n\,l}$	$7{,}52 \frac{A}{n\,l}$	$13{,}37 \frac{A}{n\,l}$	$9{,}28 \frac{A}{n\,l}$
Geschmiedeter Stahl St G 35 · 61	2100	9,5	12,0	$8{,}33 \frac{A}{n\,l}$	$5{,}22 \frac{A}{n\,l}$	$10{,}41 \frac{A}{n\,l}$	$6{,}21 \frac{A}{n\,l}$

Zum Nachweis der Biegefestigkeit der Plattenüberstände y_2 wird

$$M_2 = \frac{A}{L}\,\frac{y^2}{2}.$$

Der Größtwert der Momente ist maßgebend.

Das Widerstandsmoment

$$W_2 = \frac{l\,\delta_2^2}{6}.$$

Die zulässigen Druckbeanspruchungen sind gemäß der ministeriellen Vorschriften vom 25. Februar 1925:

für Gußeisen = 0,30, 0,35 bzw. 0,40 t/cm²,
„ Flußstahl St 37 = 1,20, 1,40 „ 1,60 „
„ Stahlguß = 1,20, 1,40 „ 1,60 „
„ hochw. Baustahl St 48 = 1,56, 1,82 „ 2,08 „
„ geschmiedet. Stahl = 1,40, 1,633 „ 1,866 „

Die höheren Werte gelten bei Beachtung des Teiles B 3 a und b der Vorschriften.

β) Zahlenbeispiel.

1) Allgemeines.

Für das in Abb. 128 dargestellte bewegliche Lager mit einer Rolle und einem unteren Lagerkörper aus einem I P 30 mit einer angenieteten Unterlagsplatte 15 mm stark wird nachstehend der Festigkeitsnachweis gebracht. Der Baustoff der Rolle, des Trägers und des Lagerkörpers ist Flußstahl St 37; die Druckfestigkeit σ_d soll 8,0 t/cm² und die Biegefestigkeit σ_b = 1,4 t/cm² betragen. Die Unterlage besteht aus Beton, mit einer zulässigen Pressung k = 25 kg/cm². Alle Abmessungen gehen aus der Abbildung hervor.

2) Rolle.

Der erforderliche Rollendurchmesser

$$d = \frac{0{,}358\,E\,A}{\sigma_d^2\,l\,n} = \frac{0{,}358 \cdot 2100 \cdot 40{,}0}{8{,}0^2 \cdot 30{,}0 \cdot 1} = 15{,}7 = \backsim 16{,}0 \text{ cm}$$

oder unmittelbar nach dem entsprechenden Wert der Tafel 16:

$$d = 11{,}75 \frac{A}{n\,l} = 11{,}75 \frac{40{,}0}{1 \cdot 30{,}0} = 15{,}7 = \backsim 16{,}0 \text{ cm}.$$

3) Unterer Lagerkörper.

Der untere Lagerkörper besteht aus 1 I P 30 mit einer untergenieteten 350 mm breiten und 15 mm dicken Platte. Die vorhandene Pressung

$$k = \frac{A}{L\,B} = \frac{40\,000}{50 \cdot 35} = \backsim 23 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Trägheitsmoment

$$J_x = 35\,465 \text{ cm}^4;$$

die Widerstandsmomente:

$$W_o = \frac{35\,465}{19{,}0} = 1866 \text{ cm}^3,$$

$$W_u = \frac{35\,465}{12{,}5} = 2837 \text{ cm}^3.$$

Das größte Biegemoment tritt in Trägermitte auf (vgl. Abb. 128 c)

$$M_{max} = \frac{A}{2}\,\frac{L}{4} = \frac{A\,L}{8} = \frac{40{,}0 \cdot 50{,}0}{8} = 250 \text{ cmt};$$

die größte Biegebeanspruchung

$$\sigma_b = \frac{M}{W_o} = \frac{250}{1866} = 0{,}134 \text{ t/cm}^2.$$

Die größte Querkraft ist in Trägermitte (vgl. Abb. 128 d):

$$Q_{max} = \frac{A}{2} = \frac{40{,}0}{2} = 20{,}0 \text{ t}.$$

Die Schubkraft erreicht ihren größten Wert in der wagerechten Schwerachse $x-x$

$$\tau_{max} = \frac{Q\,S}{J\,b}.$$

Das statische Moment S wird gemäß Teil I b, A, 3, c 1290 cm³; b die Stegdicke des I P 30 ist 1,2 cm; die

Werte eingesetzt ergibt

$$\tau_{max} = \frac{20{,}0 \cdot 1290}{35465 \cdot 1{,}2} = 0{,}605 \text{ t/cm}^2.$$

Da die Biege- und Schubspannungen weit unter der zulässigen Grenze liegen, braucht die Hauptspannung, so wie es im Teil Ib, A, 5, f geschehen ist, nicht berechnet zu werden.

Nunmehr sind noch die Überstände y_1 und y_2 auf ihre Biegefestigkeit zu untersuchen. Die Platte ist an dem unteren Trägerflansch angenietet; der Abstand y_1 der Platte beträgt bis zum Beginn der Ausrundung zwischen Flansch und Steg 151 mm; die Gesamtstärke δ des Flansches und der Platte beträgt 35 mm: Bei einer Pressung $k = 25$ kg/cm² und $\sigma_b = 1{,}4$ t/cm² beträgt nach Tafel 15 der zulässige Überstand 151 mm; in Wirklichkeit beträgt die Pressung jedoch nur 23 kg/cm², so daß die Biegebeanspruchung des Plattenüberstandes unter 1,4 t/cm² liegt.

Die Auflagerkraft A wird durch die 300 mm lange Rolle gleichmäßig über die ganze Breite des oberen Flansches verteilt. Der freie Abstand y_2 von Außenkante Flansch bis zum Anfang der Ausrundung beträgt 126 mm. Nimmt man die oben eingepaßte Stegaussteifung nicht als wirksam an, dann ergibt sich ein Biegemoment

$$M = \frac{A}{l}\,\frac{y^2}{2} = \frac{40{,}0}{30{,}0}\,\frac{12{,}6^2}{2} = 106 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene Widerstandsmoment ist, wenn die ganze Trägerlänge als wirksam angesehen wird,

$$W = \frac{L\,t^2}{6} = \frac{50{,}0 \cdot 2{,}0^2}{6} = 33{,}3 \text{ cm}^3$$

und die Biegebeanspruchung

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{106}{33{,}3} = 3{,}18 \text{ t/cm}^2.$$

Die Beanspruchung ist natürlich viel zu hoch, sie wird in Wirklichkeit noch höher werden, da eine gleichmäßige Beanspruchung der gesamten Flanschseite ganz ausgeschlossen ist; die Beanspruchung wird unter der Last höher und nach den Enden zu geringer.

Damit nun die oberen Flanschseiten entlastet werden, sind sie durch zwei ⊥-Stahle, die oben scharf eingepaßt sein müssen, unterstützt. Der Anschluß der 6 doppelschnittigen Niete von 23 mm Durchmesser überträgt 38,64 t in den Trägersteg, was genügt, da ein Teil der Auflagerkraft, und zwar wenigstens (vgl. Abb. 128*e*)

$$\frac{40{,}0}{30}\,4{,}8 = 6{,}4 \text{ t}$$

unmittelbar von dem Trägersteg aufgenommen werden.

i) Verankerungen.

Die wagerechte Verankerung der Träger bzw. Pfeiler dient zur Zusammenfassung gegenüberliegender Wände. Auch bei Trägern, die Erschütterungen durch Transmissionen, Maschinen usw. auszuhalten haben, ist eine Verankerung anzuordnen.

Abb. 130 zeigt die Regel-Verankerung, sie besteht aus Ankerflachstahl mit Öse und Flachstahlsplint. Die Abmessungen für die verschiedenen I-Träger sind in der Abbildung eingetragen.

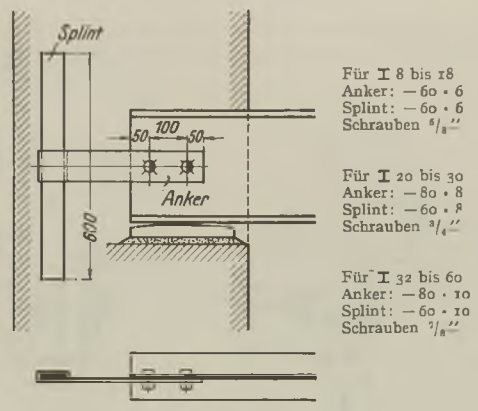


Abb. 130.

In der Abb. 131 sind noch verschiedene gebräuchliche Arten der wagerechten Verankerungen dargestellt; eine Beschreibung erübrigt sich, da die Einzel-

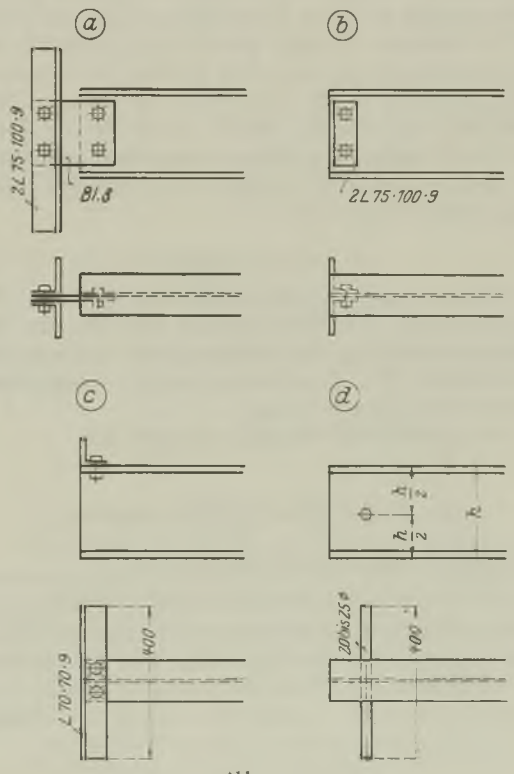


Abb. 131.

heiten ohne weiteres aus der Abbildung selbst hervorgehen.

Eine senkrechte Verankerung ist nur dann erforderlich, wenn eine nach oben gerichtete Auflagerkraft vorhanden ist (vgl. hierzu Teil Ib, B, 1 dieses Abschnittes).

3. Berechnung und Ausführung der Trägerauflagerung auf Winkel und Plattenkanten.

a) Auflagerung auf einem Winkel.

α) Allgemeines.

Die Lagerung des Trägers auf einen Winkel gemäß Abb. 132 ist nur bei ganz geringen Auflagerkräften

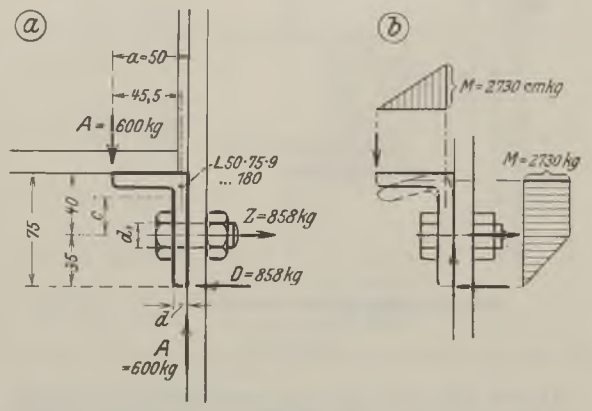


Abb. 132.

ausführbar. Infolge der Trägerdurchbiegung ist die Auflagerkraft A in der ungünstigsten Lage, und zwar auf Vorderkante Winkel wirkend anzunehmen. Der Auflagerwinkel hat unter dem Einfluß der Belastung das Bestreben, nach Abb. 132*b* abzubiegen. Die Stützung des Winkels erfolgt durch die im senkrechten Schenkel befindlichen Schrauben und durch die untere Kante des senkrechten Winkelschenkels (vgl. auch Teil 5, b, β).

β) Zahlenbeispiel.

Untersuchung der Auflagerung nach Abb. 132. Die Abmessungen und Bezeichnungen sind aus der Abbildung ersichtlich. Die Auflagerkraft A, die an der Vorderkante des Tragwinkels $50 \cdot 75 \cdot 9$ angreifend gedacht ist, beträgt 600 kg.

Die Gegendrücke ergeben sich dann zu

$$A = 600 \text{ kg},$$

$$Z = D = \frac{A\,5{,}0}{3{,}5} = \frac{600 \cdot 5{,}0}{3{,}5} = 858 \text{ kg}.$$

Das größte Biegemoment des Winkels

$$M = A\,4{,}55 = 600 \cdot 4{,}55 = 2730 \text{ cmkg}.$$

Der gesamte Momentenverlauf geht aus der Abb. *b* hervor. Die größte Beanspruchung des Winkels tritt an einer beliebigen Stelle der Strecke „*c*" auf.

Das in Betracht kommende vorhandene Widerstandsmoment des 18,0 cm langen Winkels ist

$$W = \frac{18{,}0 \cdot 0{,}9^2}{6} = 2{,}43 \text{ cm}^3$$

und die betreffende Querschnittsfläche

$$F = 18{,}0 \cdot 0{,}9 = 16{,}2 \text{ cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{A}{F} = \frac{2730}{2{,}43} + \frac{600}{16{,}2} = 1160 \text{ kg/cm}^2.$$

Zum Anschluß des senkrechten Winkelschenkels sind 2 Stück $^5/_8$''-Schrauben mit einem Schaftdurchmesser von 1,59 cm vorhanden; der Schaftquerschnitt einer Schraube beträgt $\frac{1{,}59^2\,\pi}{4} = 1{,}98 \text{ cm}^2$. Die Beanspruchungen bleiben unter der zulässigen Grenze:

auf Abreißen

$$\sigma_z = \frac{Z}{2 \cdot 1{,}98} = \frac{858}{3{,}96} = 217 \text{ kg/cm}^2,$$

auf Abscheren

$$\tau = \frac{A}{2 \cdot 1{,}98} = \frac{600}{3{,}96} = 152 \text{ kg/cm}^2,$$

auf Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{A}{2 \cdot 1{,}59 \cdot 0{,}9} = \frac{600}{2{,}86} = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

Man sieht aus diesem Beispiel, daß eine derartige Auflagerung für größere Kräfte ungeeignet ist; wird doch schon bei einer Auflagerkraft von 600 kg die zulässige Spannung in dem Tragwinkel $50 \cdot 75 \cdot 9$ ziemlich erreicht.

Werden die Träger mit dem Tragwinkel verschraubt und die Schrauben fest angezogen, dann kann die Angriffsstelle der Auflagerkraft A etwa auf Mitte des wagerechten Winkelschenkels angenommen werden.

γ) Größte zulässige Auflagerkräfte.

In der Tafel 17 sind für die Auflagerung auf einfachem Tragwinkel die zulässigen Auflagerkräfte für $\sigma_{zul} = 1{,}2$ und $1{,}4$ t/cm² zusammengestellt, und zwar für die Abstände $a = 4$ bis 10,0 cm und für die Schenkeldicken $d = 0{,}8$, 1,0, 1,2 bis 2,0 cm; für die Schenkeldicken 0,9, 1,1, 1,3 . . . ist geradlinig einzuschalten. Nach der Tafel ergibt sich z. B. für das vorstehend durchgerechnete Beispiel die zulässige Auflagerkraft:

($a = 5{,}0$ cm; $d = 0{,}9$ cm, Winkellänge 18,0 cm)

für $\sigma_{zul} = 1{,}2$ t/cm²:

$$A = \frac{(27 + 43)\,18}{2} = 630 \text{ kg}.$$

für $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm²:

$$A = \frac{(31 + 50)\,18}{2} = 730 \text{ kg}.$$

b) Auflagerung auf einer Plattenkante.

α) Allgemeines.

Die in Abb. 133 dargestellte Auflagerung ist im Gegensatz zu der vorher beschriebenen Ausführung auch zur Übertragung größerer Kräfte geeignet.

Der Träger lagert sich unmittelbar auf die Plattenkante; der angesetzte Winkel dient nur zum Halten des Trägers und ist mit etwa 5 mm Zwischenraum angeordnet.

β) Zahlenbeispiel.

Die Plattenkantenauflagerung nach Abb. 133 soll nachstehend untersucht werden. Die Platte ist 20 mm dick. Als Auflagerlänge werden jedoch nur 15 mm angenommen. Die Pressung zwischen Trägerflansch und

Tafel 17. Größte zulässige Auflagerdrücke A in kg bei Auflagerung auf einem Winkel (Abb. 132) für eine Winkellänge von 1 cm.

$$A = \frac{\sigma_{zul}}{\frac{b - \frac{d}{2}}{W} + \frac{1}{F}}.$$

Abstand a der Auflagerkraft A cm	Stärke d des Winkelschenkels in cm													
	0,8		1,0		1,2		1,4		1,6		1,8		2,0	
	σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²		σ_{zul} in t/cm²	
	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,4
4,0	34	40	55	64	80	93	111	130	147	171	191	223	240	280
4,5	30	35	48	56	70	82	97	113	129	150	166	194	209	244
5,0	27	31	43	50	63	73	93	108	114	133	147	171	185	216
5,5	24	28	40	47	57	66	78	92	103	120	132	154	168	196
6,0	22	26	35	41	51	59	70	82	93	109	120	140	150	175
6,5	20	23	32	37	47	55	65	76	86	100	110	128	137	160
7,0	19	22	30	35	44	51	60	70	79	92	101	118	126	147
7,5	18	21	28	33	40	47	56	65	73	85	94	110	117	136
8,0	17	20	26	30	38	44	52	61	68	79	87	101	109	127
8,5	16	19	24	28	36	42	49	57	64	75	82	95	102	119
9,0	15	17	23	27	34	40	46	54	60	70	77	90	96	112
9,5	14	16	22	26	32	37	43	50	57	66	73	85	90	105
10,0	13	15	21	24	30	35	41	48	54	63	69	80	85	99

Plattenkante ist demnach

$$\sigma = \frac{A}{b\,1{,}5} = \frac{11{,}0}{13{,}1 \cdot 1{,}5} = 0{,}56 \text{ t/cm}^2.$$

Zu beachten ist, daß die Biegebeanspruchung im unteren Trägerflansch die zulässige Grenze nicht überschreitet. Der gefährliche Querschnitt befindet

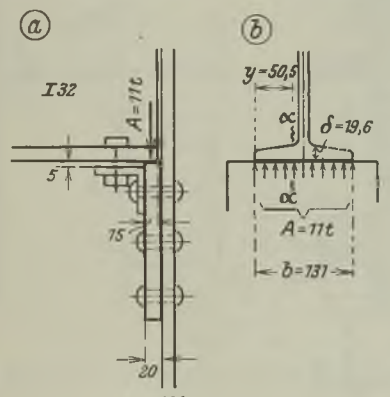


Abb. 133.

sich an der Stelle, an der die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt (Schnitt α—α in Abb. 133 b); das Biegemoment wird dort

$$M = \frac{A\,y^2}{b\,2} = \frac{11{,}0 \cdot 5{,}05^2}{13{,}1 \cdot 2} = 10{,}72 \text{ cmt}.$$

Da man annehmen kann, daß sich das Moment auf eine Länge von 3 y überträgt, so ist das vorhandene Widerstandsmoment des Trägerflansches

$$W = \frac{3\,y\,\delta^2}{6} = \frac{3 \cdot 5{,}05 \cdot 1{,}96^2}{6} = 9{,}7 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{10{,}72}{9{,}7} = 1{,}11 \text{ t/cm}^2.$$

Zum Anschluß der Platte sind 6 Niete von 1,7 cm Durchmesser vorhanden:

$$\tau = \frac{A}{6\,\frac{d_1^2\,\pi}{4}} = \frac{11{,}0}{6 \cdot 2{,}27} = 0{,}81 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Größte zulässige Auflagerkräfte.

In der Tafel 18 sind für die unmittelbare Plattenkantenauflagerung der I-Träger 8 bis 60 die größten zulässigen Auflagerkräfte zusammengestellt. Die Plattenstärke bzw. die Auflagerfläche muß so bemessen werden, daß die eintretende Pressung 2,334 bzw. 2,666 t/cm² nicht überschreitet (vgl. vorangehendes Beispiel).

4. Berechnung und Ausführung der Trägeranschlüsse mittels Stegwinkel.

a) Allgemeines.

Trägeranschlüsse an einen Unterzugsteg oder an einen Stützensteg bzw. Stützenflansch erfolgen am besten mittels zwei Stahlwinkel. Die Winkellänge richtet sich nach der glatten Trägersteghöhe, nur in Ausnahmefällen werden sie in die

Tafel 18. Größte zulässige Auflagerdrücke A in t für I-Träger bei unmittelbarer Lagerung auf eine Plattenkante (vgl. Abb. 133).

$$A = \frac{\sigma_{zul}\, b\, \delta^2}{y}.$$

I	Größte Auflagerkraft bei σ_{zul} in t/cm²		I	Größte Auflagerkraft bei σ_{zul} in t/cm²	
	1,2	1,4		1,2	1,4
8	1,21	1,41	32	12,0	13,9
10	1,92	2,24	34	13,1	15,2
			36	15,1	17,6
12	2,45	2,86	38	16,6	19,4
14	3,04	3,54	40	18,5	21,5
16	3,45	4,04			
18	4,36	5,06	42½	21,7	25,2
20	5,20	6,06	45	23,6	27,5
			47½	26,3	30,7
22	6,15	8,17	50	29,3	34,1
24	7,00	9,45			
26	8,10	10,4	55	37,6	43,8
28	8,98	12,2	60	41,3	48,1
30	10,47	12,2			

Trägerrundung eingepaßt. Die zur Erleichterung der Aufstellung schwererer Träger dienenden Aufsatzwinkel werden im allgemeinen nicht mit zur Kraftübertragung herangezogen; wie aus dem vorangehenden Teil 3 a ersichtlich, ist ja auch die durch derartige Winkel aufzunehmende Auflagerteilkraft ziemlich bedeutungslos.

b) Anschluß am Trägersteg.

Die Anschlußwinkel bilden gewissermaßen eine Verlängerung bzw. Fortsetzung des Trägers; sie haben daher außer der Querkraft (bei Winkelanschlüssen ist es immer die Auflagerkraft) auch noch das an der Anschlußstelle auftretende Biegemoment aufzunehmen. Bezeichnet A die Auflagerkraft und a_1 den Abstand von dem Schwerpunkt der Niet- bzw. Schraubengruppe bis zur Mitte des Unterzugsteges, dann wird das Moment

$$M = A\,a\,.$$

Die Winkel selbst haben meistens einen ausreichenden Querschnitt (vgl. das folgende erste Zahlenbeispiel); die Berechnung des Momentes geschieht daher nur zur Ermittlung des Nietanschlusses.

Bezeichnet n_1 die Anzahl der doppelschnittigen Niete, dann wirkt auf jedes Niet eine senkrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{A}{n_1}.$$

Durch das auftretende Moment erhalten die Niete wagerecht gerichtete Kräfte, die dem Gesetz der Spannungsverteilung eines auf Biegung beanspruchten Balkens folgen, d. h. die Kräfte verhalten sich wie ihre Abstände von der Nullinie bzw. vom Schwerpunkt der Nietgruppe (vgl. hierzu die ausführlichen Angaben im Teil 7).

Bei dem einreihigen Anschluß nach Abb. 134 wird z. B. für das Niet 2 die senkrechte Kraft

$$V_2 = \frac{A}{n}.$$

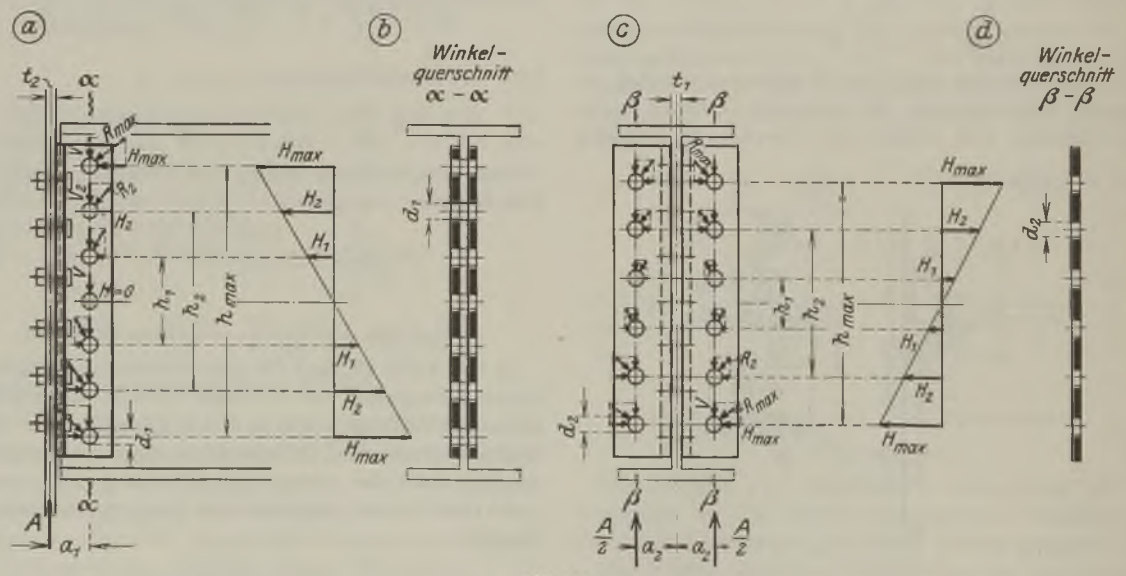


Abb. 134.

die wagerecht gerichtete Kraft

$$H_2 = M\,\frac{h_2}{h_1^2 + h_2^2 + h_{max}^2} = M\,\frac{h_2}{\Sigma h^2}$$

und die Gesamtkraft

$$R_2 = \sqrt{V_2^2 + H_2^2}\,.$$

Die Größtkraft erhält somit das am weitesten vom Schwerpunkt entfernt sitzende Niet

$$V = \frac{A}{n},$$

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{h_1^2 + h_2^2 + h_{max}^2} = M \frac{h_{max}}{\Sigma h^2},$$

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2}.$$

Die größte Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{R_{max}}{2 \frac{d_1^2 \pi}{4}}$$

und der größte Lochleibungsdruck

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_1 d_1}.$$

Bei Verwendung von Nieten ist d_1 der Lochdurchmesser, bei Schrauben dagegen der Schaftdurchmesser (vgl. Bd. I, zweiter Abschnitt, Teil II, B).

Die zulässige Scherbeanspruchung ist

für Niete:

1,0 t/cm², wenn σ_{zul} des betr. Bauteiles = 1,2 t/cm²,
1,167 „ „ „ „ „ „ „ = 1,4 „ „
1,333 „ „ „ „ „ „ „ = 1,6 „ „

für Schrauben:

0,800 t/cm², wenn σ_{zul} des betr. Bauteiles = 1,2 t/cm²,
0,933 „ „ „ „ „ „ „ = 1,4 „ „
0,1066 „ „ „ „ „ „ „ = 1,6 „ „.

Der zulässige Lochleibungsdruck ist

für Niete:

2,0 t/cm², wenn σ_{zul} des betr. Bauteiles = 1,2 t/cm²,
2,333 „ „ „ „ „ „ „ = 1,4 „ „
2,666 „ „ „ „ „ „ „ = 1,6 „ „

für Schrauben:

1,6 t/cm², wenn σ_{zul} des betr. Bauteiles = 1,2 t/cm²,
1,866 „ „ „ „ „ „ „ = 1,4 „ „
2,123 „ „ „ „ „ „ „ = 1,6 „ „.

Sind nur zwei Anschlußniete vorhanden (Abb. 135 *a*), dann wird

$$V = \frac{A}{2},$$

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{h_{max}^2} = \frac{M}{h_{max}},$$

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2},$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sqrt{\frac{a^2}{h_{max}^2} + \frac{1}{4}}}.$$

Sind drei Niete vorhanden (Abb. 135 *b*), dann wird

$$V = \frac{A}{3},$$

$$H_{max} = \frac{M}{h_{max}},$$

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2},$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sqrt{\frac{a^2}{h_{max}^2} + \frac{1}{9}}}.$$

Bei vier Nieten (Abb. 135 *c*) wird

$$V = \frac{A}{4},$$

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

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2},$$

$$A = \frac{R_{max}}{\sqrt{\frac{a^2 h_{max}^2}{h_{max}^4 + 2 h_{max}^2 h_1^2 + h_1^4} + \frac{1}{16}}}.$$

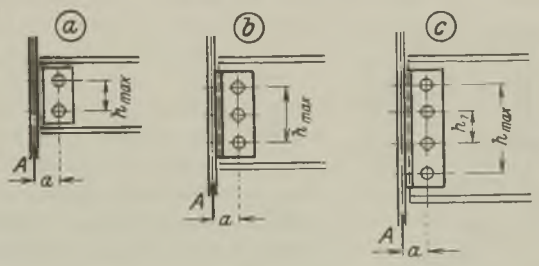


Abb. 135.

Liegt ein doppel- oder mehrreihiger Anschluß vor, so erfolgt die Berechnung sinngemäß wie vor. Zunächst wird der Schwerpunkt der Nietgruppe gesucht (Abb. 136).

Bezeichnet

n_I die Anzahl der Niete in Reihe I,
n_{II} die Anzahl der Niete in Reihe II,
a_I den Abstand der Reihe I bis Mitte Unterzugsteg,
a_{II} den Abstand der Reihe II bis Mitte Unterzugsteg,

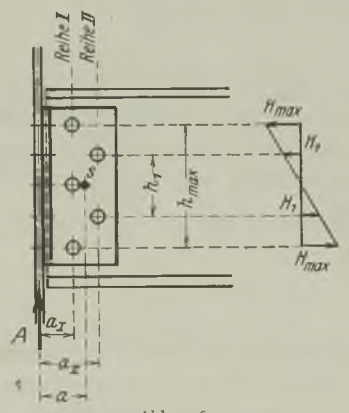


Abb. 136.

dann ist der Abstand vom Nietgruppenschwerpunkt bis zur Auflagermitte

$$a = \frac{n_I a_I + n_{II} a_{II}}{n_I + n_{II}}.$$

Das Moment

$$M = A a,$$

die senkrechte Kraft für jedes Niet

$$V = \frac{A}{n_I + n_{II}},$$

die größte wagerechte Kraft der äußersten Niete

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{h_1^2 + h_{max}^2} = M \frac{h_{max}}{\Sigma h^2},$$

die Größtnietkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2}.$$

Bei der Berechnung von H_{max} sind in angenäherter Weise die senkrechten Nietreihen I und II in eine Reihe geschoben gedacht, und zwar in die lotrechte Achse, die durch den Nietgruppenschwerpunkt geht: es ist das übliche Verfahren, bei dem nur die lotrechten und nicht die wagerechten Nietabstände berücksichtigt werden. Bei Fällen ähnlich Abb. 137, bei denen die wagerechten Abstände ziemlich so groß oder noch größer sind als der lotrechte Abstand h_{max}, würde jedoch die übliche Berechnungsweise ein falsches Ergebnis zeitigen; hier ist die richtige Berechnungsweise gemäß Teil 7, c, β, die auch die wagerechten Nietabstände erfaßt, anzuwenden. Bei dem Anschluß nach Abb. 137 wird demnach

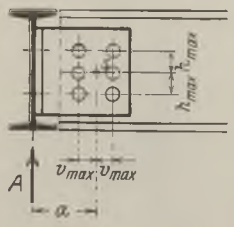


Abb. 137.

$$M = A\,a,$$

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 4\,h_{max}^2 + 6\,v_{max}^2$$

(hier gelten die Abstände h bzw. v vom Nietgruppenschwerpunkt)

$$V_{max} = M \frac{v_{max}}{J_p} + \frac{A}{n},$$

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{J_p},$$

$$R_{max} = \sqrt{V_{max}^2 + H_{max}^2}$$

(vgl. auch das folgende zweite Zahlenbeispiel).

Bei gleichen Nietabständen können zur Erleichterung der Berechnung von H_{max} die in Tafel 22 zusammengestellten Werte $f = \frac{h_{max}^2}{\Sigma h^2}$ benutzt werden:

$$H_{max} = \frac{M}{h_{max}} f.$$

c) Anschluß an dem Unterzugsteg.

Da die Anschlußwinkel nach richtigem Anschluß am Trägersteg unter Berücksichtigung der Querkraft A und des Biegemomentes $M = A\,a$ gewissermaßen als Trägerverlängerung angesehen werden können, so ist der Anschluß am Unterzug die eigentliche Unterstützung des Trägers. Wie später im Teil d begründet wird, sind für diesen Anschluß möglichst Schrauben zu wählen. Sind n_2 einschnittige Schrauben vorhanden, dann erhält jede Schraube eine lotrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{A}{n_2}.$$

Durch den außermittigen Anschluß der beiden Kräfte $A/2$ (vgl. Abb. 134c) wirkt außerdem auf jeden Anschlußwinkel ein Moment

$$M_2 = \frac{A}{2} a_2,$$

so daß, sinngemäß wie bei dem Anschluß am Trägersteg, die Schrauben ebenfalls wagerecht gerichtete Kräfte erhalten. Die größte H-Kraft erhalten die äußersten Schrauben mit

$$H_{max} = M_2 \frac{h_{max}}{\Sigma h^2},$$

die Größtschraubenkraft wird somit

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2},$$

die größte Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{R_{max}}{\frac{d_2^2\,\pi}{4}}$$

und der größte Lochleibungsdruck

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_{min}\,d_2};$$

d_2 ist der Schraubenschaftdurchmesser.

Würde man bei dieser Schraubenverbindung die Momente M_2 nicht berücksichtigen, dann müßten diese von den Winkeln und den Stegnieten aufgenommen werden: die Winkel werden dann auf Verdrehung und die Stegnieten stark auf Zug beansprucht (vgl. Teil d, β).

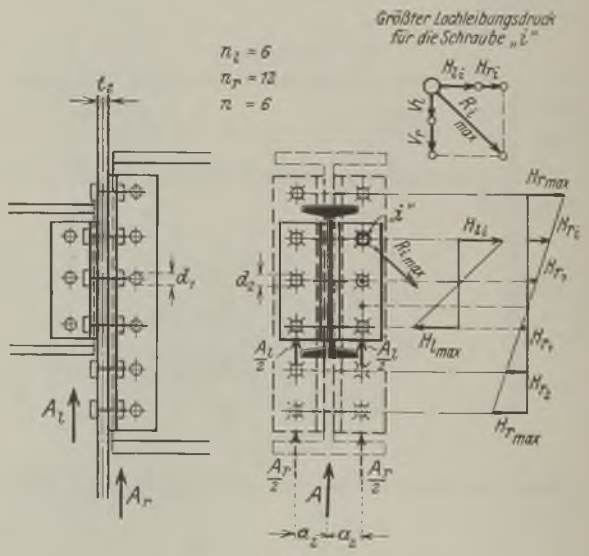


Abb. 138.

Bei Doppelanschlüssen gemäß Abb. 138 ist jeder Anschluß für sich mit der vorhandenen Schraubenanzahl auf einschnittiges Abscheren zu untersuchen; außerdem sind die doppelschnittig wirkenden Schrauben auf Lochleibung im Unterzugsteg zu berechnen.

Ist

n_l die gesamte Anzahl der Schrauben am linken Anschluß,

n_r die gesamte Anzahl der Schrauben am rechten Anschluß,

n die Anzahl der doppelschnittig wirkenden Schrauben,

A_l die Auflagerkraft des linken Trägers,

A_r die Auflagerkraft des rechten Trägers,

t_2 die Dicke des Unterzugsteges,

d_2 der Schaftdurchmesser der Schrauben,

dann ist z. B. für die Schraube „i" die größte senkrecht gerichtete Kraft

$$V_i = V_l + V_r = \frac{A_l}{n_l} + \frac{A_r}{n_r}$$

und die größte wagerecht gerichtete Kraft (vgl. Abb. 138):

$$H_i = H_{l_i} + H_{r_i} = \frac{A_l}{2} a_2 \frac{h_i}{\Sigma h_l^2} + \frac{A_r}{2} a_2 \frac{h_i}{\Sigma h_r^2}.$$

Die Größtkraft für Schraube „i"

$$R_{i_{max}} = \sqrt{V_i^2 + H_i^2}.$$

Die vorhandene Lochleibung im Unterzugsteg

$$\sigma_l = \frac{R_{i_{max}}}{t_2 d_2}$$

(vgl. das folgende vierte Zahlenbeispiel).

d) Über das Kräftespiel und die Biegesteifigkeit einfacher Trägeranschlüsse.

Obwohl die Berechnung einfacher Trägeranschlüsse nach Vorstehendem durchgeführt werden darf, soll doch wegen der großen Wichtigkeit und anderer Ausführungsmöglichkeiten derartiger Anschlüsse etwas näher auf das Kräftespiel und die Wirkungsweise solcher Verbindungen eingegangen werden.

α) Träger gelenkig am Unterzug-Kragwinkel gelagert.

Bei der Lagerung des Trägers nach Abb. 139*a* ist keine Biegesteifigkeit zwischen Träger und Unterzug vorhanden: durch die Anordnung eines Gelenkes, eines Langloches an einer Seite, und Berücksichtigung eines genügenden Spielraumes zwischen Trägerkante und

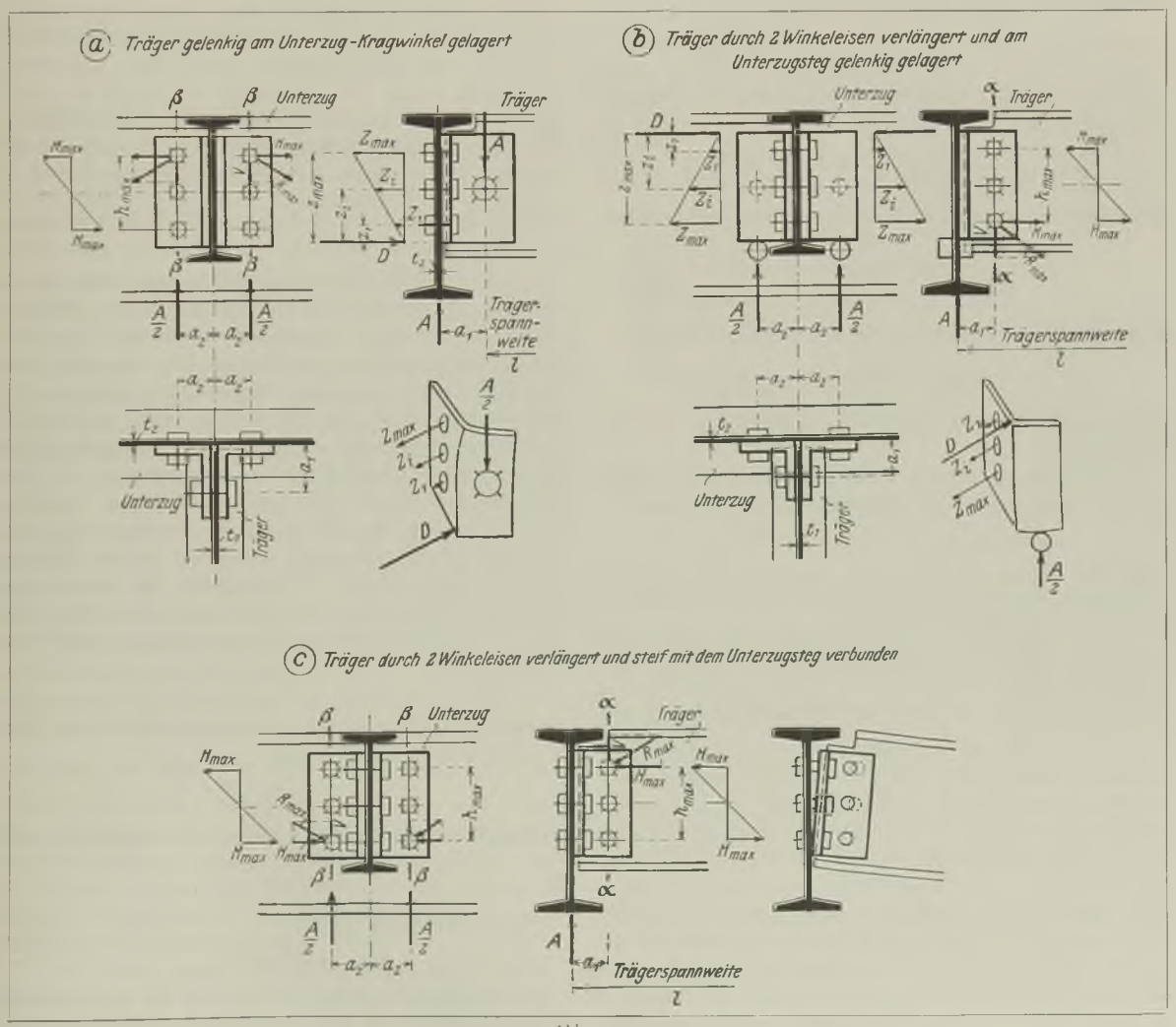


Abb. 139.

Unterzugsteg kann sich der Träger unbehindert durchbiegen und verschieben. Die Spannweite l des Trägers reicht von Mitte bis Mitte Gelenkbolzen. Der Unterzug erhält dagegen, da die Auflagerkraft außermittig angreift, ein Verdrehungsmoment $M = A a_1$.

Die konsolartig wirkenden Anschlußwinkel müssen mit dem Unterzug ein zusammengehöriges Ganzes bilden; der Stoß bzw. die Verbindung der beiden Teile (Konsolwinkel und Unterzug) muß die in senkrechter Richtung abscherend wirkende Kraft A und das Moment $M = A a_1$ aushalten. Wird vorausgesetzt, daß die Konsolwinkel mit ihrer unteren Kante ein wagerechtes Druckauflager und somit den Drehpunkt bilden, dann wird die Verbindung außer auf Abscheren noch auf Abreißen beansprucht; der Anschluß hat daher durch Schrauben zu erfolgen.

Sind n Schrauben vorhanden, so wird die größte Scherkraft

$$R_{\max} = \sqrt{\left(\frac{A}{n}\right)^2 + \left(\frac{A}{2}\, a_2 \frac{1}{h_{\max}}\right)^2} = \sqrt{V^2 + H^2_{\max}}\,.$$

Die wagerecht wirkende Zugkraft wird für die Schraube „i" (vgl. Abb. 139a):

$$Z_i = A\, a_1 \frac{z_i}{2\,(z_1^2 + z_i^2 + z_{\max}^2)} = M \frac{z_i}{\Sigma z^2}\,.$$

Die größte Zugkraft erleiden die beiden obersten Schrauben, für eine Schraube wird

$$Z_{\max} = A\, a_1 \frac{z_{\max}}{2\,(z_1^2 + z_i^2 + z_{\max}^2)} = M \frac{z_{\max}}{\Sigma z^2}\,,$$

die größte Schrauben-Zugbeanspruchung wird mithin

$$\sigma_z = \frac{Z_{\max}}{\dfrac{d_{2_k}^2 \pi}{4}}$$

und die größte Schrauben-Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{R_{\max}}{t_2 d_2}\,,$$

hierin ist d_{2_k} der Kerndurchmesser und d_2 der Schaftdurchmesser.

Setzt man die beiden erhaltenen Spannungen zur großen Hauptspannung zusammen, so wird diese

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

(vgl. Teil Ib, A, 3, c).

Bei der Bestimmung der Hauptspannung darf der Schaftdurchmesser zur Ermittlung von σ_z eingesetzt werden.

Die am Unterzug anliegenden Konsolwinkelschenkel haben durch die an den abstehenden Schenkeln angreifenden Kräfte $2\,\frac{A}{2}$ an ihren unteren Kanten die wagerecht wirkende Druckkraft $D = Z_1 + Z_i + Z_{\max} = \Sigma Z$ und nach oben hin die nach und nach zunehmenden wagerechten Kräfte Z_1, Z_i und $Z_{\max}$ zu übertragen. Da die Auflagerkraft A nach zwei Richtungen hin außermittig angreift, werden die Winkel auf Biegung und Verdrehung beansprucht (vgl. Abb. 139a). Die Druckkraft D wird sich nun nicht gleichmäßig über die ganze Winkelschenkelbreite verteilen, sondern mehr in der Nähe des abstehenden Winkelschenkels zur Wirkung kommen; der Winkelschenkel würde ja auch gar nicht die verhältnismäßig große Kraft D gleichmäßig verteilt bei der geringen vorhandenen Schenkelhöhe (angenommen ist bekanntlich das Druckauflager an der unteren Kante und damit die Höhe sehr beschränkt) auf Biegung aufnehmen können. Die Zugkräfte wirken wiederum der Druckkraft entgegen, nur mit dem Unterschied, daß hier die Angriffspunkte der Einzelkräfte durch die Schraubenteilung im Abstand a_2 von Trägermitte festliegen. Denkt man sich z. B. den Winkelschenkel zwischen der oberen und mittleren Schraube durchgetrennt, dann hat der Winkel das Biegemoment $M_z = Z_{\max}\, y$ aufzunehmen (das Maß y geht von Mitte Schraube bis zum Anfang der Winkelausrundung). Ist t_3 die Winkeldicke und h_z die abgeschnitten gedachte Winkelschenkelhöhe, dann ist das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{t_3^2\, h_z}{6}$$

und die vorhandene Biegebeanspruchung durch die Zugkraft Z

$$\sigma = \frac{M_z}{W}\,.$$

Bei regelrechten Verhältnissen würde demnach bei einem Winkel 100 · 100 · 10 nur die Aufnahme einer Zugkraft von 0,6 t möglich sein. Die Rechnung ist jedoch etwas zu ungünstig, da durch die nach unten geringer werdenden Zugkräfte ein geringer Ausgleich zustande kommt. Ungünstig für den Winkel dagegen wirken noch die Verdrehungsspannungen.

β) Träger durch zwei Anschlußwinkel verlängert und am Unterzugsteg gelenkig gelagert.

Dieser in Abb. 139b dargestellte Anschluß ergibt ebenso wie der vorher besprochene keine Biegesteifigkeit zwischen Träger und Unterzug. Die Gelenklagerung befindet sich hier am Unterzugsteg. Im Gegensatz zu dem vorigen Beispiel, bei dem die Anschlußwinkel mit dem Unterzug ein zusammengehöriges Ganzes bilden, sind hier die Anschlußwinkel mit dem Träger zu einer Einheit verbunden: die Anschlußwinkel bilden die Verlängerung des Trägers. Die Spannweite des Trägers geht demnach hier von Mitte bis Mitte Unterzug. Zunächst ist der Trägeranschluß nach Teil 4b zu berechnen. Bei diesem Anschluß sind Schrauben erforderlich, da Zugkräfte auftreten. Jede Schraube erhält eine lotrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{A}{n}$$

und die äußeren infolge des Momentes $M = A\, a_1$ eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H_{\max} = M \frac{h_{\max}}{\Sigma h^2}\,;$$

im Beispiel wird, da nur 3 Schrauben vorhanden sind

$$H_{\max} = \frac{M}{h_{\max}}\,.$$

Die Größtschraubenkraft

$$R_{\max} = \sqrt{V^2 + H^2_{\max}}\,.$$

Durch die außermittige Belastung der abstehenden Winkelschenkel mit je $A/2$ wirken die Anschlußwinkel

ebenfalls konsolartig; da die Winkel zum Träger gehören, erfolgt hier die Einspannung am Trägersteg. Wird angenommen, daß die Konsolwinkel mit ihrer oberen Kante ein wagerechtes Druckauflager und somit den Drehpunkt bilden, dann erhält die Schraube „i" eine Zugkraft

$$Z_i = \frac{A}{2} a_2 \frac{z_i}{z_1^2 + z_i^2 + z_{\max}^2} = M \frac{z_i}{\Sigma z^2},$$

die größte Zugkraft erleidet die unterste Schraube

$$Z_{\max} = \frac{A}{2} a_2 \frac{z_{\max}}{z_1^2 + z_i^2 + z_{\max}^2} = M \frac{z_{\max}}{\Sigma z^2}.$$

Die größte Schrauben-Zugbeanspruchung wird mithin

$$\sigma_Z = \frac{Z_{\max}}{\frac{d_{1_k}^2 \pi}{4}},$$

die größte Schrauben-Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{R_{\max}}{t_1 d_1}.$$

Die große Hauptspannung wird

$$\sigma_{\max} = 0{,}35\, \sigma_Z + 0{,}65 \sqrt{\sigma_Z^2 + 4 (\alpha_0 \tau)^2}.$$

Sinngemäß zu den Ausführungen im vorangehenden Teil α werden auch hier die Winkel auf Biegung und Verdrehung beansprucht; wie dort nachgewiesen, können dadurch größere Auflagerkräfte nicht übertragen werden.

γ) Träger durch zwei Anschlußwinkel verlängert und steif mit dem Unterzugsteg verbunden.

Bei dem in Abb. 139c dargestellten regelrechten Trägeranschluß ist weder eine Gelenklagerung am Träger noch am Unterzug vorhanden; die bei beiden Steganschlüssen angeordneten Niet- bzw. Schraubengruppen lassen einfach eine Gelenkwirkung nicht aufkommen. Das Kräftespiel wird daher recht unbestimmt. Die Kraftwirkungen der in den vorangehenden Teilen α und β besprochenen Anschlüsse werden sich in irgendeinem Maße vereinigen. Da jedoch bei dem festen Anschluß an den Unterzugsteg (vgl. Abb. 139c) die schädlichen Zugkräfte bei den Anschlußnieten im Trägersteg sowie die Verdrehungsspannungen der Winkel nur in einem ganz geringen Maße auftreten können (bekanntlich werden ja gemäß Abb. 139c die Biegemomente $M = \frac{A}{2} a_2$ durch die H-Kräfte des steifen Unterzug-Anschlusses und nicht durch den Trägeranschluß aufgenommen), so wird die Annahme, daß die Anschlußwinkel die Verlängerung des Trägers bilden, der Wirklichkeit am nächsten kommen. Damit reicht die Spannweite des Trägers von Mitte bis Mitte Unterzug.

Es ist jedoch ganz sicher, daß bei eintretender Durchbiegung des Trägers die unteren Winkelkanten ein wagerechtes Druckauflager und somit einen Drehpunkt bilden und die Schrauben (vgl. Abb. 139c) demnach Zugkräfte aufzunehmen haben.

Berechnet man nun die Zugkräfte der im Unterzugsteg sitzenden Schrauben, dann ergibt sich eine ganz erhebliche Überbelastung der Schrauben. Wie nachstehende Versuche jedoch ergeben haben, tritt aber in Wirklichkeit die hohe Beanspruchung gar nicht auf. Die Gründe sind darin zu suchen, daß Stahl anpassungsfähig ist und die Eigenschaft des Fließens, die die Spannungsverhältnisse verbessert, besitzt. Auch das Gleiten der Niete bzw. Schrauben im Trägersteg (vgl. Abb. 139c), sowie der Umstand, daß die Leibungsdrücke infolge der Aufzehrung eines Teiles der Kraft durch die Reibung nicht in voller Höhe auftreten, wirkt etwas ausgleichend.

Die vorhandene Trägereinspannung am Auflager verringert die sonst bei Gelenkauflagerung sich ergebende Durchbiegung und damit das Feldmoment; bei Doppelanschlüssen wird die Einspannungswirkung noch erhöht.

δ) Versuchsergebnisse.

Um sich über die Wirkung von Trägeranschlüssen selbst zu überzeugen, hat Verfasser einige kleinere Versuche mit einfachen Regel-Trägeranschlüssen vorgenommen (Abb. 140); belastet wurden die Träger durch eine Einzellast in Trägermitte. Bei allen Versuchen ergab sich eine überraschend hohe Haltbarkeit

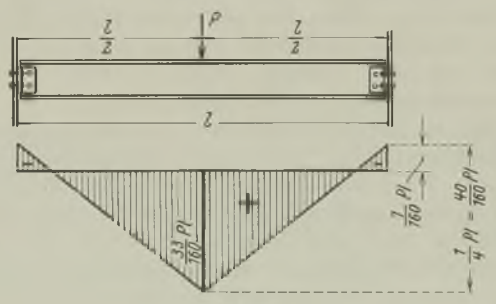


Abb. 140.

der Schraubenverbindung am Unterzugsteg. Die gemessenen Durchbiegungen ergaben sich bedeutend geringer als die rechnerischen Ergebnisse für Träger auf 2 Stützen bei sonst gleicher Spannweite und Belastung. Danach wurden durch die steifen Regelanschlüsse die Feldmomente etwa (vgl. Abb. 140)

$$\frac{33}{160} Pl \quad \text{anstatt} \quad \frac{Pl}{4} \quad \text{bzw.} \quad \frac{40}{160} Pl.$$

Die Einspannmomente sind demnach

$$-\frac{7}{160} Pl.$$

In einem Falle wurden die Schrauben am Unterzugsteg mit Absicht schwächer gewählt, damit dort bei Überlastung der Bruch erfolgen konnte. Erst nach Verdoppelung der Bruchlast wurde der Schraubenschaft am Gewinde abgerissen.

Der Deutsche Stahlbau-Verband hat im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem einen einfachen Trägeranschluß durch den Versuch erprobt. Herr Professor W. Rein hat in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 7. Jahrgang 1926, Heft 11, eine genaue Darstellung gegeben und faßt die Ergebnisse etwa wie folgt zusammen:

„Da bei Herstellung der Trägeranschlüsse genau wie bei praktisch vorkommenden Fällen verfahren und keine größere Sorgfalt aufgewendet war, können die angeführten Ergebnisse der Versuche ohne weiteres auf praktische Fälle übertragen werden.

Auch bei den bisher üblichen einfachen Trägerverbindungen mittels Winkeleisen und Schrauben tritt eine mäßige Einspannung der angeschlossenen Träger ein. Diese Einspannung erhöht die Tragfähigkeit der Träger in der Nähe der Gebrauchslast um mindestens 10%. Vermutlich wird auch die Bruchlast in ähnlichem Maße erhöht. Die beim Versuch ermittelte Bruchlast entspricht zwar einer rechnungsmäßigen Trägerbeanspruchung von nur 3040 kg. Es ist dabei aber zu bedenken, daß die Träger infolge der in ihren Obergurtungen wirkenden Druckkräfte bei dem Versuch frei ausknicken konnten, während sie bei praktischen Ausführungen in der Regel in der Deckenfüllung fest eingebettet sind oder durch den Belag gehalten werden.

Die in den Schrauben wirkenden Zug- und Scherbeanspruchungen bleiben innerhalb zulässiger Grenzen. Auch bei der Verwendung ungleichschenkliger Anschlußwinkel werden die Verhältnisse voraussichtlich nicht ungünstiger; denn neben dem Auflagerdruck sind es die Einspannmomente, welche den Hauptanteil dieser Beanspruchungen liefern. Die Einspannmomente sind aber hauptsächlich von der ausgleichenden Wirkung und Beanspruchung der Schrauben abhängig. Bei genieteten Anschlüssen werden die Beanspruchungen ungünstiger, einmal, weil dann die Verbindung am Trägersteg erheblich starrer wird, außerdem aber, weil bei Nieten Zugbeanspruchungen nicht so gut aufgenommen werden können. Schraubenverbindungen sind mithin bei solchen Verbindungen für Hochbaukonstruktionen vorzuziehen".

Schließlich sei noch auf eine Abhandlung von Dipl.-Ing. J. Trüb, ebenfalls im „Bauingenieur", Jahrgang 1926, Heft 5, hingewiesen. Trüb fragt mit Recht: „Warum werden eigentlich die Eisenbalken trotz ihrer biegungsfesten Nietanschlüsse so gern als einfache Balken berechnet? Ganz einfach darum, weil bei dieser gewählten, aber nicht tatsächlich vorhandenen Momentenverteilung keine Einspannmomente resultieren, wodurch die Anschlußkonstruktion mit wenig Nietarbeit billig ausgeführt werden kann. Der Einwand, Stützenbewegungen berechtigen diese Rechnungsart, ist nicht stichhaltig, denn dabei werden auch die Einspannmomente und nicht nur die Feldmomente vergrößert. Es hat doch keinen Sinn, auf der einen Seite alles und auf der anderen nichts zu berücksichtigen." Trüb kommt dann zu dem Schluß, „daß ein Beibehalten einer solchen Berechnungsart aus wirtschaftlichen Gründen zu verneinen ist. Prinzipiell sollte ein solcher Träger als fest eingespannter Balken berechnet werden unter Würdigung der durch Stützenbewegungen entstehenden Zusatzspannungen".

Im zweiten Abschnitt „Berechnung der Stahlskelettbauten" ist die Berechnung mit Berücksichtigung der Einspannung gegeben.

e) Vier Zahlenbeispiele.

α) Erstes Beispiel.

1) Allgemeines.

Der in Abb. 141 dargestellte Trägeranschluß soll nachstehend auf seine Festigkeit untersucht werden.

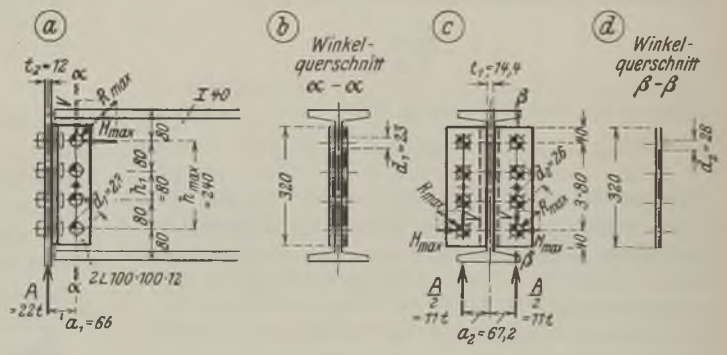


Abb. 141.

Die Auflagerkraft beträgt 22,0 t. Alle Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor. $\sigma_{zul} = 1{,}4\ \mathrm{t/cm^2}$.

2) Anschluß am Trägersteg.

Der Nietanschluß am Trägersteg hat die Auflagerkraft $A = 22{,}0$ t und ein Moment

$$M_1 = A\,a_1 = 22{,}0 \cdot 6{,}6 = 145 \text{ cmt}$$

aufzunehmen.

Jedes Niet überträgt eine senkrecht wirkende Kraft

$$V = \frac{A}{n_1} = \frac{22{,}0}{4} = 5{,}5 \text{ t}.$$

Außerdem erhalten die Niete durch das Moment M_1 eine wagerecht gerichtete Kraft; für die am meisten beanspruchten äußeren Niete wird

$$H_{max} = M_1 \frac{h_{max}}{h_1^2 + h_{max}^2} = 145 \frac{24{,}0}{8{,}0^2 + 24{,}0^2} = 5{,}44 \text{ t}$$

oder unmittelbar mit Hilfe der Tafel 22

$$H_{max} = \frac{M_1}{h_{max}} f = \frac{145}{24{,}0}\, 0{,}9 = 5{,}44 \text{ t}.$$

Somit wird die Größtnietkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{5{,}5^2 + 5{,}44^2} = 7{,}72 \text{ t}.$$

Größte Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{R_{max}}{2\,\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{7{,}72}{2\,\frac{2{,}3^2\pi}{4}} = 0{,}93\ \text{t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_1\,d_1} = \frac{7{,}72}{1{,}44\cdot 2{,}3} = 2{,}33\ \text{t/cm}^2.$$

3) Anschluß an den Unterzugsteg.

Vorhanden sind 8 einschnittige 1″-Schrauben mit einem Schaftdurchmesser $d_2 = 2{,}54$ cm; die kleinste Stahldicke $t_2 = 12$ mm.

Der Schraubenanschluß hat die Auflagerkraft $A = 22{,}0$ t und für jeden Anschlußwinkel ein Moment

$$M_2 = \frac{A}{2}\,a_2 = \frac{22\cdot 6{,}72}{2} = 73{,}9\ \text{cmt}$$

zu übertragen.

Jede Schraube erhält eine senkrechte Kraft

$$V = \frac{A}{n_2} = \frac{22{,}0}{8} = 2{,}75\ \text{t}.$$

Außerdem erhalten die Schrauben durch das Moment M_2 eine wagerecht gerichtete Kraft; die größte Kraft erhalten die äußeren Schrauben:

$$H_{max} = M_2\,\frac{h_{max}}{h_1^2 + h_{max}^2} = 73{,}9\,\frac{24{,}0}{8{,}0^2 + 24{,}0^2} = 2{,}77\ \text{t}.$$

Somit wird die größte Schraubenkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{2{,}75^2 + 2{,}77^2} = 3{,}9\ \text{t}.$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{R_{max}}{\frac{d_2^2\pi}{4}} = \frac{3{,}9}{\frac{2{,}54^2\pi}{4}} = 0{,}77\ \text{t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_2\,d_2} = \frac{3{,}9}{1{,}1\cdot 2{,}54} = 1{,}28\ \text{t/cm}^2.$$

4) Untersuchung des Anschlußwinkelquerschnittes.

Infolge des Momentes M_1.

Nach Vorangehendem beträgt das Moment $M_1 = 145$ cmt. Vorhanden ist der in Abb. 141*b* gezeichnete Querschnitt mit $W_n = 254\ \text{cm}^3$:

$$\sigma = \frac{145}{254} = 0{,}55\ \text{t/cm}^2.$$

Infolge des Momentes M_2.

Nach Vorangehendem ist $M_2 = 72{,}6$ cmt. Vorhanden ist der in Abb. 141*d* gezeichnete Querschnitt mit $W_2 = 118\ \text{cm}^3$:

$$\sigma = \frac{72{,}6}{118} = 0{,}62\ \text{t/cm}^2.$$

β) Zweites Beispiel.

1) Allgemeines.

Der Trägeranschluß nach Abb. 142 wird nachstehend untersucht. Die Auflagerkraft A beträgt 42,0 t. Alle Abmessungen und Bezeichnungen sind aus der Abbildung ersichtlich. $\sigma_{zul} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2$.

2) Anschluß am Trägersteg.

Vorhanden sind in der ersten senkrechten Reihe $I = 4$ und in der zweiten Reihe $II = 3$ doppelschnittige Niete von 2,3 cm Durchmesser.

Der Abstand von Mitte Auflager bis zum Nietgruppenschwerpunkt

$$a_1 = \frac{n_I\,a_I + n_{II}\,a_{II}}{n_I + n_{II}} = \frac{4\cdot 6{,}8 + 3\cdot 11{,}8}{4+3} = 8{,}9\ \text{cm}.$$

Das Moment

$$M_1 = A\,a_1 = 42{,}0\cdot 8{,}9 = 374{,}0\ \text{cmt}.$$

Die senkrechte Kraft für jedes Niet ist

$$V = \frac{A}{n_I + n_{II}} = \frac{42{,}0}{4+3} = 6{,}0\ \text{t}.$$

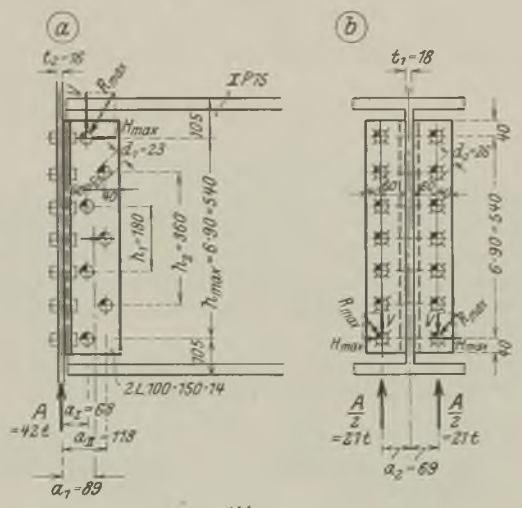


Abb. 142.

Die größte wagerechte Kraft, die auf die äußersten Niete wirkt, ist

$$H_{max} = M_1\,\frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 374\,\frac{54{,}0}{18{,}0^2 + 36{,}0^2 + 54{,}0^2} = 4{,}45\ \text{t}$$

oder unmittelbar mit Hilfe der Tafel 22

$$H_{max} = \frac{M_1}{h_{max}}\,f = \frac{374}{54}\,0{,}643 = 4{,}45\ \text{t}.$$

Die Größtnietkraft:

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{6{,}0^2 + 4{,}45^2} = 7{,}47\ \text{t}.$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{R_{max}}{2\,\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{7{,}47}{2\,\frac{2{,}3^2\pi}{4}} = 0{,}9\ \text{t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_1\,d_1} = \frac{7{,}47}{1{,}8\cdot 2{,}3} = 1{,}80\ \text{t/cm}^2.$$

3) Anschluß an den Unterzugsteg.

Vorhanden sind 14 einschnittige $^7/_8$″-Schrauben mit einem Schaftdurchmesser $d_2 = 2{,}22$ cm.

Das Moment für jeden Anschlußwinkel:

$$M_2 = \frac{A}{2}\,a_2 = \frac{42{,}0}{2}\,6{,}9 = 145\ \text{cmt}.$$

Die senkrechte Kraft für jede Schraube ist

$$V = \frac{A}{n} = \frac{42{,}0}{14} = 3{,}0 \text{ t.}$$

Die größte auf die äußersten Schrauben wirkende wagerechte Kraft:

$$H_{max} = M_2 \frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 145 \frac{54{,}0}{18{,}0^2 + 36{,}0^2 + 54{,}0^2} = 1{,}73 \text{ t.}$$

Somit wird die größte Schraubenkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{3{,}0^2 + 1{,}73^2} = 3{,}46 \text{ t.}$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{R_{max}}{\frac{d_2^2 \pi}{4}} = \frac{3{,}46}{\frac{2{,}22^2 \pi}{4}} = 0{,}9 \text{ t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t_2 d_2} = \frac{3{,}46}{1{,}6 \cdot 2{,}22} = 0{,}98 \text{ t/cm}^2.$$

4) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Bei Benutzung des im Teil 7, c, β gegebenen richtigen Verfahrens zur Berechnung der Größtnietkraft bei mehrreihigen Nietanschlüssen ist bei derartigen Anschlüssen, wie schon im Vorangehenden gesagt und nachstehend zahlenmäßig belegt, kein großer Unterschied:

(Jetzt gelten die h- und v-Abstände von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe; Abb. 143.)

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 2 h_1^2 + 2 h_2^2 + 2 h_{max}^2 + 4 v_1^2 + 3 v_{max}^2$$
$$= 2 \cdot 9{,}0^2 + 2 \cdot 18{,}0^2 + 2 \cdot 27{,}0^2 + 4 \cdot 2{,}1^2 + 3 \cdot 2{,}9^2$$
$$= 2311,$$

$$V_{max} = M_1 \frac{v_1}{J_p} + \frac{A}{n} = 374 \frac{2{,}1}{2311} + \frac{42{,}0}{7} = 6{,}33 \text{ t.}$$

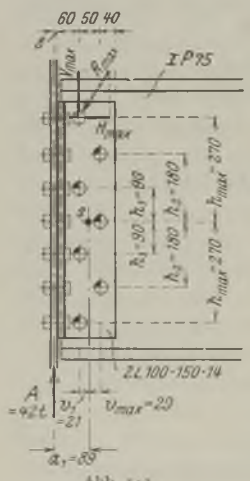


Abb. 143.

(Für die am meisten beanspruchten äußersten Niete ist nicht v_{max}, sondern der für diese Niete in Betracht kommende wagerechte Abstand v_1 maßgebend.)

$$H_{max} = M_1 \frac{h_{max}}{J_p} = 374 \frac{27{,}0}{2311}$$
$$= 4{,}37 \text{ t,}$$

$$R_{max} = \sqrt{6{,}33^2 + 4{,}37^2}$$
$$= 7{,}70 \text{ t.}$$

Also gegenüber der angenäherten Rechnungsweise mit 7,47 t sind es hier 3,1 % mehr.

γ) Drittes Beispiel.

1) Allgemeines.

Für den Trägeranschluß nach Abb. 144 ist der Winkelanschluß am Trägersteg zu untersuchen. Da in diesem Beispiel die wagerechten Abstände verhältnismäßig groß sind, so ist hier das richtige Verfahren nach Teil 7, c, β maßgebend. Zum Vergleich wird vorerst auch das allgemeine Verfahren durchgeführt.

Die Auflagerkraft A beträgt 12,0 t; die Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor.

2) Nietanschluß am Trägersteg nach dem allgemeinen Verfahren (Abb. 144 a).

Vorhanden sind 6 doppelschnittige Niete von 2,3 cm Durchmesser.

$$M = A a = 12{,}0 \cdot 15{,}6 = 187 \text{ cmt;}$$

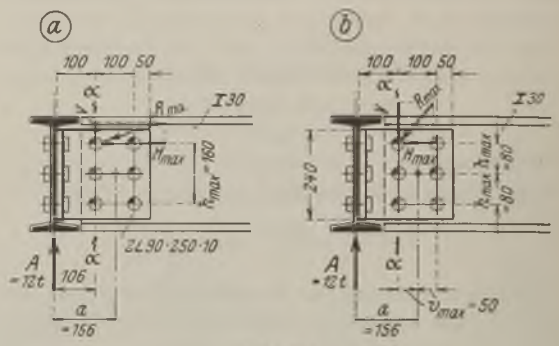


Abb. 144.

Die senkrechte Kraft für jedes Niet

$$V = \frac{A}{n} = \frac{12{,}0}{6} = 2{,}0 \text{ t.}$$

Die wagerechte Kraft, die auf jedes Niet der oberen und unteren wagerechten Reihe wirkt, ist

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{2 h_{max}^2} = \frac{M}{2 h_{max}} = \frac{187}{2 \cdot 16} = 5{,}84 \text{ t.}$$

Die Größtnietkraft:

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{2{,}0^2 + 5{,}84^2} = 6{,}18 \text{ t.}$$

Vorhandene Nietbeanspruchung:

$$\tau = \frac{6{,}18}{2 \frac{2{,}3^2 \pi}{4}} = 0{,}75 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{6{,}18}{1{,}08 \cdot 2{,}3} = 2{,}49 \text{ t/cm}^2$$

(zulässig ist nur 2,334 t/cm²).

3) Nietanschluß am Trägersteg nach dem richtigen Verfahren (Abb. 144 b).

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 4 h_{max}^2 + 6 v_{max}^2 = 4 \cdot 8{,}0^2 + 6 \cdot 5{,}0^2 = 406,$$

$$V_{max} = M \frac{v_{max}}{J_p} + \frac{A}{n} = 187 \frac{5{,}0}{406} + \frac{12{,}0}{6} = 4{,}3 \text{ t,}$$

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{J_p} = 187 \frac{8{,}0}{406} = 3{,}68 \text{ t,}$$

$$R_{max} = \sqrt{V_{max}^2 + H_{max}^2} = \sqrt{4{,}3^2 + 3{,}68^2} = 5{,}67 \text{ t.}$$

Vorhandene Nietbeanspruchung:

$$\tau = \frac{5{,}67}{2 \frac{2{,}3^2 \pi}{4}} = 0{,}68 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{5{,}67}{1{,}08 \cdot 2{,}3} = 2{,}28 \text{ t/cm}^2.$$

3) Untersuchung der Anschlußwinkel.

Der gefährliche Querschnitt der Anschlußwinkel liegt im Schnitt $\alpha - \alpha$. Das auf diesen Schnitt bezogene Moment

$$M_\alpha = 12{,}0 \cdot 10{,}6 = 127{,}2 \text{ cmt.}$$

Vorhanden ist ein Querschnitt aus 2 Schenkeln 240 · 10 mit 3 Nietabzügen je 2,3 cm; das vorhandene Widerstandsmoment $W = 143$ cm³.

$$\sigma = \frac{M_\alpha}{W} = \frac{127{,}2}{143} = 0{,}89 \text{ t/cm}^2.$$

4) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Die Größtnietkraft bei Anwendung des richtigen Verfahrens ist in diesem Beispiel 8,3 % geringer als bei Anwendung des allgemeinen Verfahrens; also umgekehrt als im vorangehenden zweiten Beispiel. Das günstigere Ergebnis bei der richtigen Rechnungsweise ist hier durch die im Verhältnis zu den Niethöhenabmessungen vorhandenen größeren wagerechten Nietabstände zu finden; bei dem allgemeinen Verfahren werden ja bekanntlich die wagerechten Nietabstände nicht beachtet und alle senkrechten Nietreihen in eine Reihe zusammengeschoben gedacht (vgl. Teil 7, c).

Bei dem Vergleich der Abb. 144 *a* und *b* bemerkt man auch, daß bei den maßstäblich eingetragenen V-, H_{max}- und R_{max}-Kräften die Abweichung in der Richtung der Größtnietkraft R_{max} bei dem allgemeinen und richtigen Verfahren ganz beträchtlich ist.

δ) Viertes Beispiel.

1) Allgemeines.

Bei dem doppelten Trägeranschluß nach Abb. 145 ist der Schraubenanschluß am Unterzugsteg nachzuweisen. Alle Abmessungen und Kräfte sind in der Abbildung eingetragen.

2) Untersuchung der Schrauben auf Abscheren.

Vorhanden sind für den linken Trägeranschluß 8 und für den rechten Anschluß 6 eingepaßte Schrauben mit einem Schaftdurchmesser von 26 mm.

Die größte Schraubenkraft für den linken Anschluß ist

senkrecht gerichtet:

$$V_l = \frac{A_l}{n_l} = \frac{32{,}0}{8} = 4{,}0 \text{ t,}$$

wagerecht gerichtet:

$$H_{max_l} = \frac{A_l}{2} a_2 \frac{h_{max_l}}{\Sigma h_l^2} = \frac{32{,}0}{2} 7{,}5 \frac{27{,}0}{9{,}0^2 + 27{,}0^2} = 4{,}0 \text{ t}$$

und damit

$$R_{max_l} = \sqrt{V_l^2 + H_{max_l}^2} = \sqrt{4{,}0^2 + 4{,}0^2} = 5{,}65 \text{ t.}$$

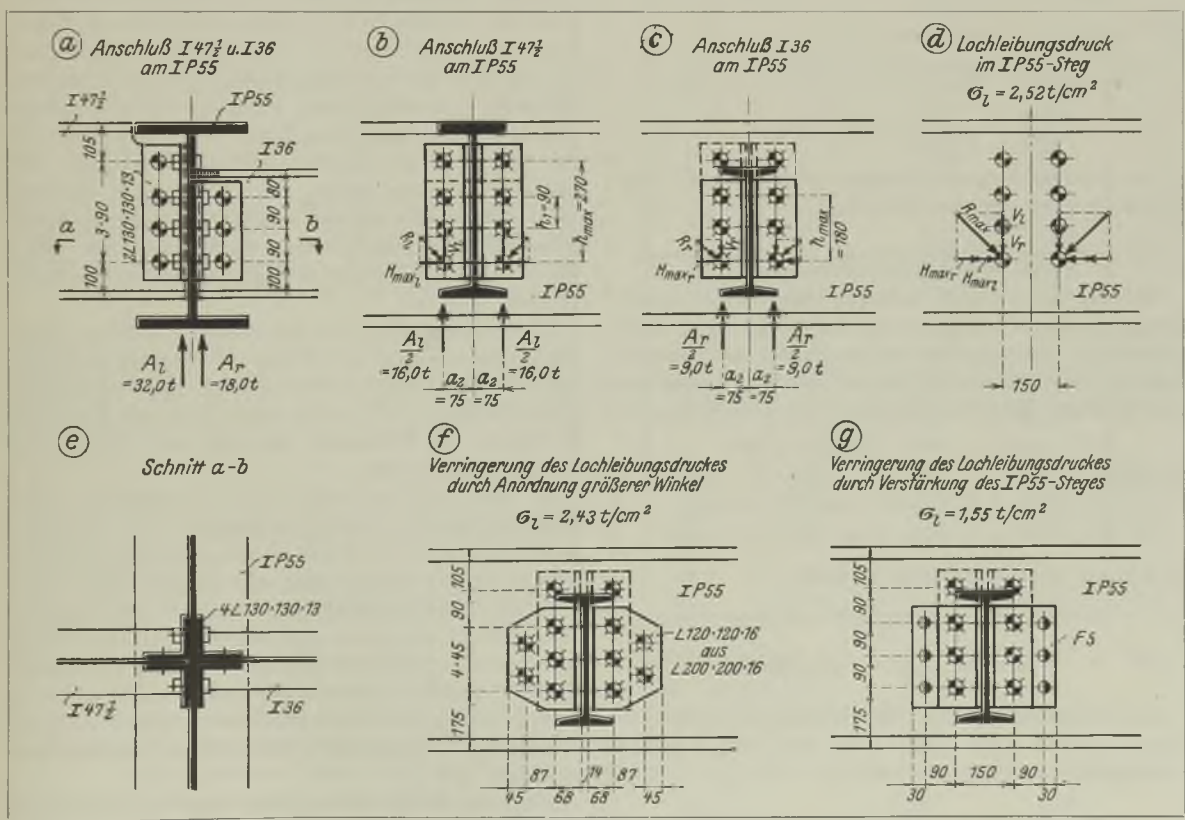


Abb. 145.

Die größte Schraubenkraft für den rechten Anschluß ist

senkrecht gerichtet:

$$V_r = \frac{A_r}{n_r} = \frac{18{,}0}{6} = 3{,}0 \text{ t},$$

wagerecht gerichtet:

$$H_{\max_r} = \frac{A_r}{2} a_2 \frac{h_{\max_r}}{\Sigma h_r^2} = \frac{18{,}0}{2} \cdot \frac{7{,}5}{18} = 3{,}75 \text{ t}$$

und damit

$$R_{\max_r} = \sqrt{V_r^2 + H_{\max_r}^2} = \sqrt{3{,}0^2 + 3{,}75^2} = 4{,}8 \text{ t}.$$

Die absolut größte Schraubenbeanspruchung auf Abscheren ergibt sich somit für den linken Trägeranschluß:

$$\tau = \frac{R_{\max_l}}{\frac{d_2^2 \pi}{4}} = \frac{5{,}65}{\frac{2{,}6^2 \pi}{4}} = 1{,}06 \text{ t/cm}^2.$$

3) Untersuchung der doppelschnittigen Schrauben auf Lochleibungsdruck im Unterzugsteg.

Die größte Kraft wirkt zweifellos auf die untersten Schrauben, denn hier werden bei dem linken wie bei dem rechten Trägeranschluß die wagerechten Kräfte H am größten.

Die größten senkrecht und wagerecht gerichteten Kräfte können der vorstehenden Untersuchung auf Abscheren entnommen werden:

$$V = V_l + V_r = 4{,}0 + 3{,}0 = 7{,}0 \text{ t}$$

$$H_{\max} = H_{\max_l} + H_{\max_r} = 4{,}0 + 3{,}75 = 7{,}75 \text{ t}$$

und somit die Größtschraubenkraft:

$$R_{\max} = \sqrt{V^2 + H_{\max}^2} = \sqrt{7{,}0^2 + 7{,}75^2} = 10{,}5 \text{ t};$$

$$\sigma_l = \frac{10{,}5}{t_2 d_2} = \frac{10{,}5}{1{,}6 \cdot 2{,}6} = 2{,}52 \text{ t/cm}^2.$$

Der Lochleibungsdruck ergibt sich zu hoch, der Anschluß muß verbessert werden.

4) Verringerung des Lochleibungsdruckes durch größere Winkel bzw. Verstärkung des Unterzugsteges.

Bei der am rechten Auflager getroffenen Anordnung größerer Winkel mit zwei Nietreihen (Abb. 145*f*) wird durch die Vergrößerung des Anschlußmomentes keine große Verbesserung erzielt; die Berechnung mit dem richtigen Verfahren nach Teil 7, c, β ergibt hier für

$$V_r = 3{,}12 \text{ t} \quad \text{und} \quad H_{\max_r} = 3{,}18 \text{ t},$$

so daß

$$V = V_l + V_r = 4{,}00 + 3{,}12 = 7{,}12 \text{ t},$$

$$H_{\max} = H_{\max_l} + H_{\max_r} = 4{,}0 + 3{,}18 = 7{,}18 \text{ t}$$

und somit die Größtschraubenkraft

$$R_{\max} = \sqrt{7{,}12^2 + 7{,}18^2} = 10{,}1 \text{ t};$$

$$\sigma_l = \frac{10{,}1}{1{,}6 \cdot 2{,}6} = 2{,}43 \text{ t/cm}^2.$$

Zweckmäßiger ist die Verstärkung des Unterzugsteges gemäß Abb. 145*g*; hier wird ($R_{\max}$ gemäß vorangehendem Teil 3 = 10,5 t):

$$\sigma_l = \frac{R_{\max}}{t_2 d_2} = \frac{10{,}5}{(1{,}6 + 2 \cdot 0{,}5)\, 2{,}6} = 1{,}55 \text{ t/cm}^2.$$

f) Regelanschlüsse für I-Träger.

In der Tafel 19 sind die Regelanschlüsse von I 8 bis I 60 zusammengestellt. Alle erforderlichen Angaben und Abmessungen gehen daraus hervor. Die angegebenen Tragfähigkeiten der Anschlüsse sind nach Teil 4b berechnet, mit Berücksichtigung der Momentwirkung Aa.

Die Tragfähigkeiten sind für Niete und Schrauben angegeben; bei Nieten ist mit einer Scherspannung von 1000 und 1167 kg/cm² bzw. mit einem Lochleibungsdruck von 2000 und 2334 kg/cm² gerechnet; bei Schrauben entsprechend mit einer Scherspannung von 800 und 933 kg/cm² bzw. mit einem Lochleibungsdruck von 1600 und 1866 kg/cm².

Zu beachten sind die Bemerkungen am Fuße der Tafel.

5. Berechnung und Ausführung der Trägerlagerung auf Stützen.

a) Allgemeines.

Bei der Trägerlagerung auf Stützen unterscheidet man mittige, außermittige und biegefeste bzw. steife Anschlüsse. Hier sollen hauptsächlich die mittigen und annähernd mittigen Auflager beschrieben werden. Die biegefesten Anschlüsse sind im zweiten Abschnitt zu finden.

Bei Stützenköpfen und bei durchgehenden Stützen aus 2 [-Träger läßt sich die mittige Lagerung meistens mit einfachen Mitteln bewerkstelligen.

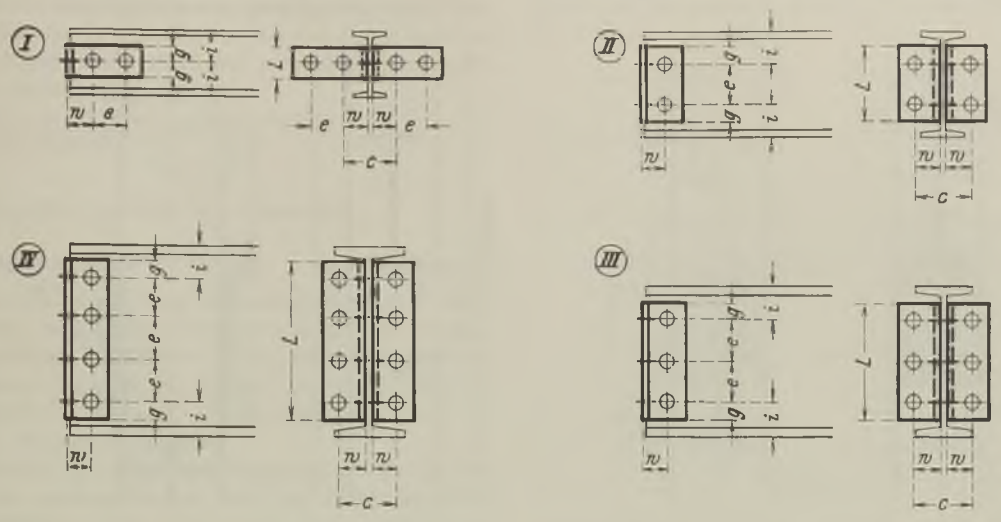
Bei der Ausführung nach Abb. 146*a* ist in Stützenmitte ein Auflagerträger angeordnet. Die Auflagerkraft, die durch den Bock zu gleichen Teilen nach den beiden Stützenstielen übertragen wird, belastet die Stütze ziemlich mittig, so daß man bei kleineren I-Trägerböcken (bis etwa I 26) ein Biegemoment für die Stütze nicht zu berücksichtigen braucht. Bei größeren Böcken erhält die Stütze das Moment $M = Aa$. Soll auch hier die Stütze ohne das kleine Moment gerechnet werden, dann muß der obere Flansch des Bockes bis auf etwa 100 mm Breite bearbeitet werden.

Die Auflagerböcke sind bei größeren Kräften wegen der geringen Spannweite außer auf Biegung auch noch auf Schubfestigkeit zu untersuchen (vgl. das folgende Zahlenbeispiel); als Querschnitt kann ein I-Träger,][-Träger, ein Nietträger, ein Steg mit oberem Gurt usw. gewählt werden.

In Abb. 146*b* ist eine falsche Auflagerung eines Deckenträgerunterzuges dargestellt; die Auflagerkraft A soll durch die beiden Auflagerböcke zu gleichen Teilen auf die Stütze mittig übertragen werden. Das ist aber in Wirklichkeit nicht der Fall: Der belastete Träger biegt sich durch und ruht nur auf dem inneren Auflagerbock; dadurch wird nicht nur der betreffende Bock überlastet, sondern im hohen Maße auch die Stütze selbst, die dann außer dem Druck A noch das Moment Aa infolge der außermittigen Lagerung auszuhalten hat.

Eine biegesteife Auflagerung zeigt die Abb. 146*c*. Das Einspannmoment wird durch ein lotrecht ge-

Tafel 19. Regelanschlüsse von I-Trägern.



Nach Abb.	I	Anschlußwinkel (Abmessungen in mm) Querschnitt	Länge L	Nietrisse und Nietabstände in mm w	c	e	g	i	Lochdurchmesser d_1	Tragfähigkeit der Verbindung bei Nieten $\sigma_{zul} = 1{,}2$ t/cm²	Nieten $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm²	Schrauben $\sigma_{zul} = 1{,}2$ t/cm²	Schrauben $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm²	Gewicht der Anschlußwinkel kg
I	8	120 · 120 · 11	60	45	94	45	30	40	17	0,66	0,78	0,50	0,58	2,39
I	10	120 · 120 · 11	70	45	95	45	35	50	17	0,77	0,90	0,57	0,67	2,79
I	12	120 · 120 · 11	70	45	96	45	35	60	17	0,87	1,01	0,65	0,76	2,79
II	14	80 · 80 · 8	100	45	96	50	25	45	17	1,88	2,20	1,41	1,64	1,94
II	16	80 · 80 · 8	120	45	97	60	30	50	17	2,38	2,78	1,78	2,07	2,32
II	18	100 · 100 · 10	140	60	127	70	35	55	20	2,78	2,76	2,12	2,48	4,22
II	20	100 · 100 · 10	160	60	128	90	35	55	20	3,60	4,20	2,75	3,21	4,84
II	22	100 · 100 · 10	170	60	129	100	35	60	20	4,15	4,84	3,17	3,70	5,13
III	24	100 · 100 · 10	190	60	129	60	35	60	20	5,81	6,78	4,44	5,18	5,74
III	26	100 · 100 · 10	200	60	130	65	35	65	20	6,61	7,81	5,05	5,89	6,04
III	28	100 · 100 · 10	220	60	131	75	35	65	20	7,76	9,06	5,93	6,92	6,64
III	30	110 · 110 · 12	240	70	141	80	40	70	23	9,04	10,5	6,97	8,14	9,46
III	32	110 · 110 · 12	250	70	152	85	40	75	23	9,98	11,6	7,70	8,99	9,85
III	34	110 · 110 · 12	270	70	153	95	40	75	23	11,3	13,2	8,71	10,2	10,1
III	36	110 · 110 · 12	290	70	153	105	40	75	23	12,7	14,8	9,80	11,4	11,4
III	38	110 · 110 · 12	300	70	154	110	40	80	23	13,7	16,0	10,6	12,3	11,8
IV	40	110 · 110 · 12	320	70	155	80	40	80	23	18,3	21,4	14,1	16,5	12,6
IV	42	110 · 110 · 12	335	70	156	85	40	80	23	20,0	23,3	15,4	18,0	13,2
IV	45	110 · 110 · 12	350	70	157	90	40	90	23	21,8	25,4	16,8	19,7	13,8
IV	47	110 · 110 · 12	365	70	158	95	40	95	23	23,6	27,6	18,9	22,0	14,4
IV	50	110 · 110 · 12	380	70	158	100	40	100	23	25,3	29,5	19,0	22,2	15,0
IV	55	110 · 110 · 12	440	70	159	120	40	80	23	27,2	31,8	20,3	23,7	16,5
IV	60	110 · 110 · 12	470	70	162	130	40	105	23	27,8	32,4	20,8	24,2	18,5

Bei **einschnittiger** Verbindung der abstehenden Winkelschenkel mit dem Unterzugsteg ist der Anschluß hierfür ausreichend, sobald der Steg stärker als 0,393 d_1 ist.

Bei **zweischnittiger** Verbindung der abstehenden Winkelschenkel mit dem Unterzugsteg ist der Anschluß hierfür ausreichend, sobald der Steg stärker als 0,785 d_1 ist.

In allen anderen Fällen muß die Tragfähigkeit des Anschlusses an den Unterzugsteg besonders auf Lochleibungsdruck berechnet werden.

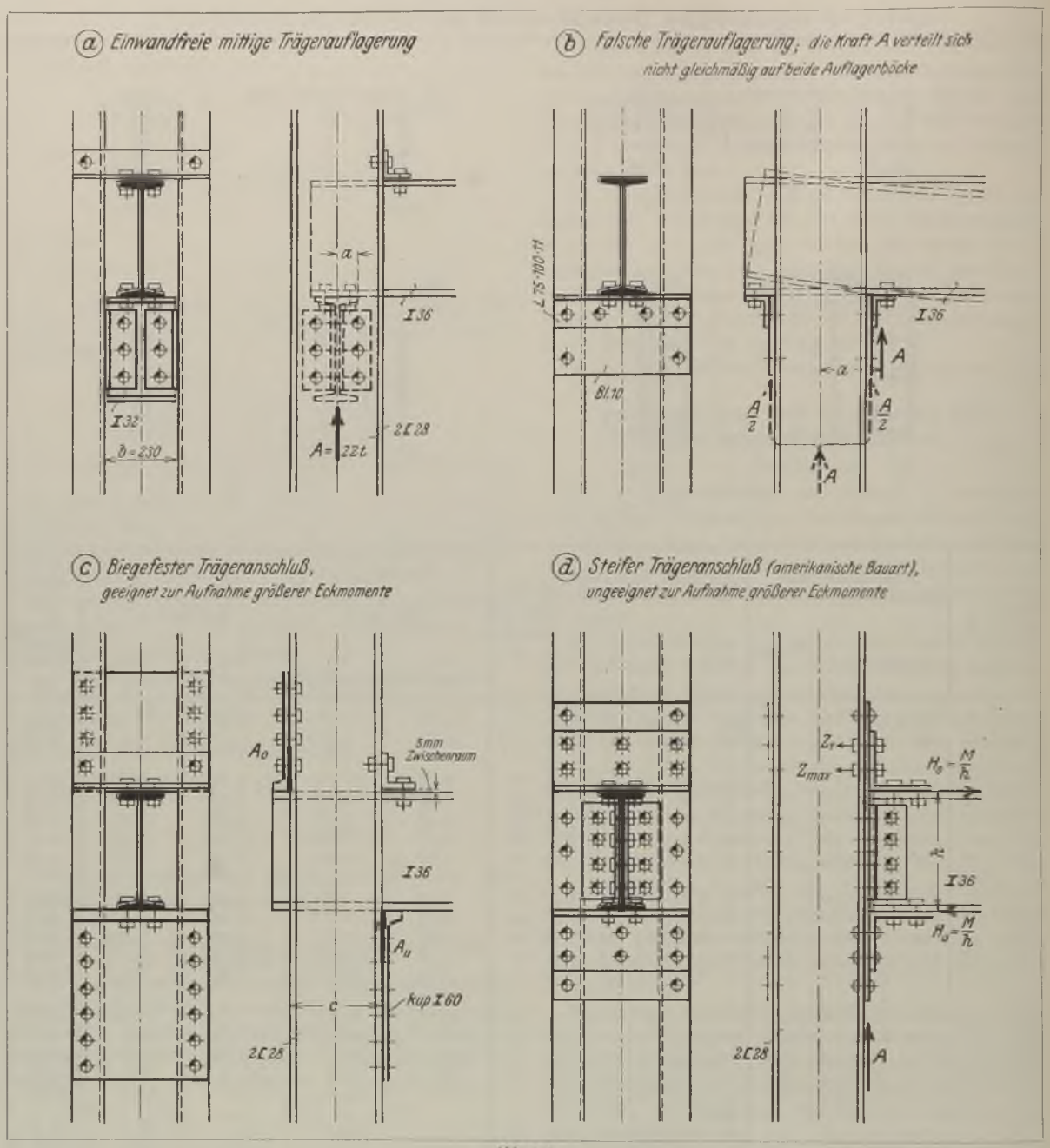


Abb. 146.

richtetes Kräftepaar ersetzt gedacht. Die lotrechten Auflagerkräfte ergeben sich dann wie folgt:

an der inneren Stützenflanschseite:

$$A_u = \frac{M}{c} + \frac{A}{2},$$

an der äußeren Stützenflanschseite:

$$A_o = \frac{M}{c} - \frac{A}{2}.$$

Die Ausführung ist selbst bei auftretenden größeren Momenten als einwandfrei zu bezeichnen; die Schrauben- bzw. Nietverbindung ist nicht auf Abreißen, sondern nur auf Abscheren beansprucht. Die Auflagerböcke sind wie der Bock bei Abb. 146*a* auf Biegung und Schubfestigkeit zu untersuchen. Der kleine Winkel am oberen Flansch dient nur zur Haltung des Trägers. Bei einem positiven Moment ist das Kräftepaar umgekehrt gerichtet und die Anordnung der Auflagerböcke eine andere. Zahlenbeispiele sind im zweiten Abschnitt gegeben.

Der steife Anschluß nach Abb. 146*d*, eine ausgesprochene amerikanische Bauart, ist für eine

Momentenübertragung bei weitem nicht so gut wie die Ausführung nach Abb. 146*c*. Hier wird das Einspannmoment durch ein wagerecht gerichtetes Kräftepaar ersetzt gedacht. Außer der an der inneren Stützenflanschseite wirkenden lotrechten Auflagerkraft A wirken wagerecht

in Höhe der Deckenträgeroberkante:

$$H_o = \frac{M}{h},$$

in Höhe der Deckenträgerunterkante:

$$H_u = \frac{M}{h}.$$

Diese Ausführung vermag nur geringere Momente aufzunehmen, da die Flanschwinkel und die auf Abreißen beanspruchten Niete bzw. Schrauben der wagerecht gerichteten Zugkraft H_o keinen großen Widerstand entgegensetzen können. (Zahlenbeispiele sind im zweiten Abschnitt gegeben.)

Bei mittig zu erfolgender Lagerung ist die Anordnung des Auflagerbockes quer zur Trägerlage am zweckmäßigsten (vgl. Abb. 146*a*), man erspart hierbei eine besondere Zentrierung. Es kommen aber

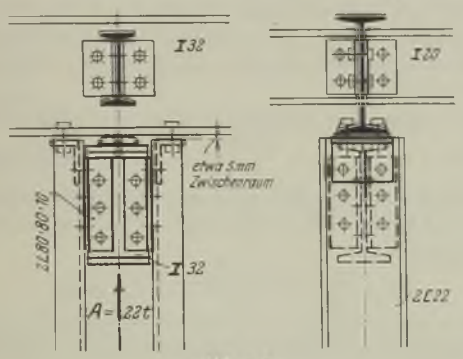


Abb. 147.

auch Fälle vor, wo der Auflagerbock gleichlaufend zum Träger liegt (vgl. Abb. 147 und 148).

Bei der Ausführung nach Abb. 147 ist eine Zentrierplatte mit zwei oben versenkten Nieten an dem Bock festgemacht. Der Träger wird durch die Verschraubung mit den Stützenkopfwinkeln festgehalten; damit der Träger unbehindert durchbiegen kann und die Stütze mittig belastet, ist zwischen Unterkante Träger und Oberkante Winkel bzw. Stütze ein Spielraum von etwa 5 mm zu belassen. Ist der Bock lang genug, so daß zu beiden Seiten der Zentrierplatte der Träger mit dem Bock unmittelbar verschraubt werden kann (ähnlich Abb. 150), so können die Kopfwinkel entfallen oder aber zum weiteren seitlichen Halt der Träger dienen.

Bei der Ausführung nach Abb. 148 ist der Auflagerbock gleichzeitig Zentrierplatte und dementsprechend seine Oberkante 5 mm über Stützenoberkante festgelegt. Die Verschraubung erfolgt unmittelbar zwischen Träger und Bock. Da im vorliegenden Beispiel die Zentrierplatte verhältnismäßig lang ist, muß die Stütze mit einem Moment $M = A\,a$ gerechnet werden.

Während bei den bisher besprochenen Trägerauflagerungen Stützen aus 2 I- bzw. 2 [-Träger vorhanden waren, sind die weiteren Ausführungen mit einstieligen I P-Stützen vorgesehen.

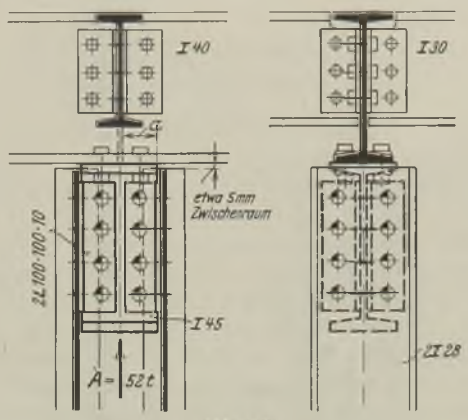


Abb. 148.

Die Abb. 149 zeigt eine Trägerauflagerung quer zum Stützensteg. Hier ist an dem Unterzug ein Zentrierstück angenietet, damit die Kopfwinkel, die den gesamten Auflagerdruck durch die Nietverbindung in den Stützensteg bringen, keine schädliche Kantenbelastung erhalten. Durch Verstärkung des Trägersteges ähnlich Abb. 150 ist auch die Übertragung weit größerer Auflagerkräfte möglich.

Bei der Ausführung nach Abb. 150 liegt der Deckenträgerunterzug längs zum Stützensteg. Unter Einschaltung einer Zentrierplatte wird der Auflagerdruck von den beiden Stahlwinkeln und der Nietverbindung in den verstärkten Stützensteg geleitet. Für den Anschluß der Winkel sind 7 doppelschnittige Niete von 2,3 cm Durchmesser vorhanden. Die verstärkte Stegdicke t ist 2,1 cm; die zu übertragende Kraft kann daher betragen (Abscheren maßgebend):

$$A = n\,2\,\frac{d_1^2\,\pi}{4}\,\tau_{zul} = 7 \cdot 2\,\frac{2{,}3^2\,\pi}{4}\,1{,}167 = 67{,}9\text{ t}.$$

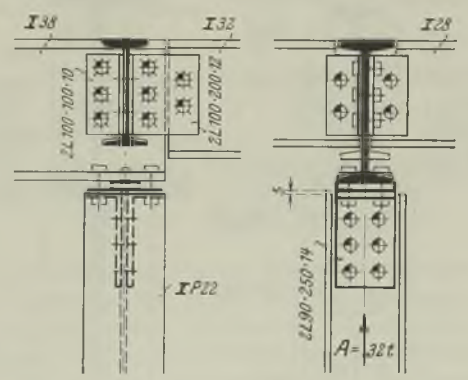


Abb. 149.

Ohne Stegverstärkung wäre die zu übertragende Kraft nur (Leibungsdruck maßgebend)

$$A = n\,d_1\,t\,\sigma_{l\,zul} = 7 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}1 \cdot 2{,}334 = 41{,}3\text{ t}.$$

Die zur Verstärkung des Steges dienenden Laschen müssen entsprechend dem Stärkenverhältnis am Steg angeschlossen sein. Im Beispiel sind 67,9 t zu übertragen. Die Stärke des Stützensteges t_1 ist 1,1 cm

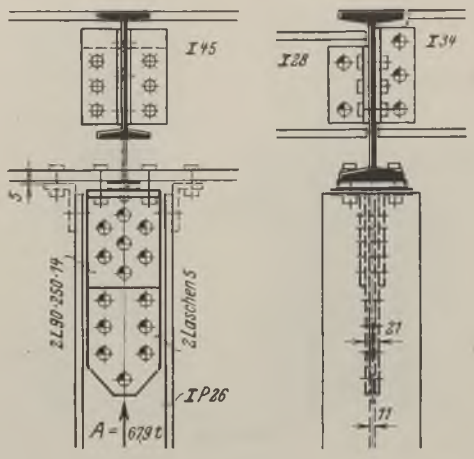


Abb. 150.

und die der beiden Laschen $2\,t_2 = 2 \cdot 0{,}5$. Die Verstärkungslaschen müssen daher mit folgender Kraft A' besonders angeschlossen sein:

$$A' = \frac{A\,2t_2}{t_1 + 2t_2} = \frac{67{,}9 \cdot 2 \cdot 0{,}5}{1{,}1 + 2 \cdot 0{,}5} = 30{,}8\ \text{t}.$$

Vorhanden sind 7 doppelschnittige Niete von 23 mm Durchmesser mit einer Tragfähigkeit auf Abscheren bzw. Lochleibung

$$= 7 \cdot 2\,\frac{2{,}3^2\pi}{4}\,1{,}167 = 67{,}9\ \text{t}$$

bzw.

$$= 7 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}334 = 37{,}6\ \text{t}.$$

Sollte die unmittelbare Schraubenverbindung zwischen Träger und Auflagerwinkel infolge einer kleineren Länge der Winkel nicht möglich sein, so sind, wie in Abb. 150 strichiert angegeben, besondere Winkel am Stützenflansch anzuordnen.

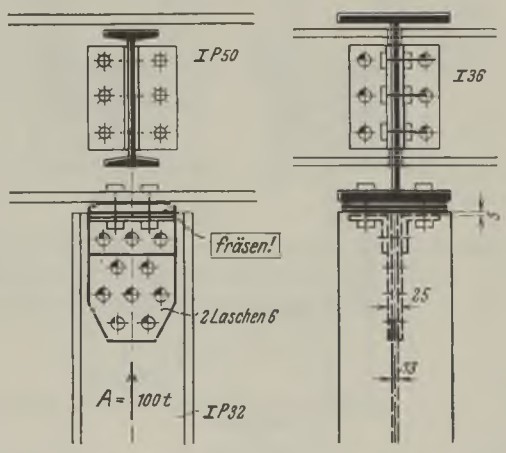


Abb. 151.

Größere Auflagerdrücke werden zweckmäßig gemäß Abb. 151 unmittelbar durch gefräste Berührungsflächen übertragen. Die Stegverstärkungslaschen müssen natürlich wieder, wie vorher bei der Ausführung nach Abb. 150 gezeigt, entsprechend der aufzunehmenden Teilkraft an den Stützensteg angeschlossen werden. Verschiedene Zahlenbeispiele sind im 1. Teil des II. Bandes, Teil II, A, 3, a, zu finden.

Weitere Ausführungen im Band III, zweiter Abschnitt, Teil II, A, 2 und 3, sowie im 1. Teil des II. Bandes, erster Abschnitt, Teil II, A, 3.

b) Zwei Zahlenbeispiele.

α) Erstes Beispiel.

Ein Deckenträger I 36 ist mittig auf eine aus 2 [28 bestehende Stütze zu lagern (vgl. Abb. 146*a*). Der Abstand *b* der beiden [-Träger beträgt 230 mm, die Auflagerkraft $A = 22{,}0$ t. Der Bock soll durch einen I-Träger gebildet werden.

Praktisch geht man am besten folgendermaßen vor: Aus den Regelanschlüssen in Tafel 19 wird derjenige Anschluß herausgesucht, der die Auflagerkraft $A/2$ aushält. Den dort angegebenen I-Träger und die dazu gehörigen Anschlußwinkel verwendet man dann als Auflagerbock, der bei praktischen Ausführungen immer ausreichend ist und nicht weiter untersucht zu werden braucht.

Im vorliegenden Beispiel beträgt die Auflagerkraft $A = 22{,}0$ t; für $\frac{A}{2} = \frac{22{,}0}{2} = 11{,}0$ t ist nach Tafel 19 der Regelanschluß des I 32 zu verwenden, der bei $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm² 11,6 t überträgt. Das Biegemoment des I 32-Bockes

$$M = \frac{Al}{4} = \frac{22{,}0 \cdot 23{,}0}{4} = 127\ \text{cmt}.$$

Vorhanden ist ein Widerstandsmoment $W = 782$ cm³, womit die Biegebeanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{127}{782} = 0{,}163\ \text{t/cm}^2$$

wird. Es bleibt noch übrig, den Träger I 32 auf Schubfestigkeit zu untersuchen. Nach Teil I b, A, 3, c ist die Schubspannung

$$\tau = \frac{QS}{Jt}.$$

Die Werte S, J und t ergeben sich aus den Querschnittstafeln. Die größte Querkraft Q ist gleich

$$\frac{A}{2} = \frac{22{,}0}{2} = 11{,}0\ \text{t},$$

mithin wird

$$\tau = \frac{11{,}0 \cdot 457}{12510 \cdot 1{,}15} = 0{,}350\ \text{t/cm}^2.$$

Die große Hauptspannung braucht hier nicht bestimmt zu werden, da ja die größte Biege- und Schubspannung weit unter der zulässigen Grenze liegt (vgl. Teil I b, A, 3, c).

Der Festigkeitsnachweis der Winkelanschlüsse erfolgt nach Teil 4.

β) Zweites Beispiel.

Zur Vervollständigung der gegebenen Ausführungen soll noch die in Abb. 152 dargestellte auskragende Auflagerung durchgerechnet werden. Sämtliche Abmessungen und Bezeichnungen sind in der Abbildung eingetragen. Der Auflagerbock besteht aus einem zugeschnittenen I 38 mit zwei angenieteten Winkeln. Die Verbindung der Winkel mit dem Trägerstück geschieht in bekannter Weise.

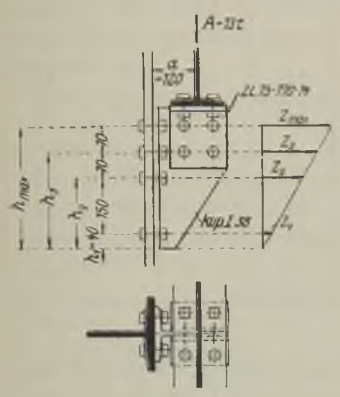


Abb. 152.

Der Anschluß des Kragstückes an die Stütze hat ein Moment

$$M = A\,a = 13{,}0 \cdot 12 = 156 \text{ cmt}$$

auszuhalten; da er auf Abreißen beansprucht ist, hat die Verbindung durch Schrauben zu geschehen. Die unterste Ecke des Bockes kann als Druckauflager und somit als Drehpunkt angenommen werden. Insgesamt sind 8 Stück $^3/_4$''-Schrauben vorhanden.

Die größte Zugkraft erleiden die beiden obersten Schrauben:

$$Z_{max} = M \frac{h_{max}}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_{max}^2}$$

$$= 156 \frac{33}{4^2 + 19^2 + 26^2 + 33^2} = 2{,}42 \text{ t.}$$

Da der Kernquerschnitt einer $^3/_4$''-Schraube 1,96 cm² beträgt, so wird die größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_z = \frac{2{,}42}{2 \cdot 1{,}96} = 0{,}618 \text{ t/cm}^2$$

und die größte Scherbeanspruchung

$$\tau = \frac{13{,}0}{8 \frac{1{,}91^2 \pi}{4}} = 0{,}57 \text{ t/cm}^2.$$

Die aus der Zug- und Scherbeanspruchung entstehende Hauptspannung ist nach Teil I b, A, 3, c:

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

hierin ist

$$\alpha_0 = \frac{\text{zulässige Zugspannung}}{1{,}3 \times \text{zulässige Schubspannung}} = \frac{0{,}933}{1{,}3 \cdot 0{,}933} = 0{,}77,$$

damit wird

$$\sigma_{max} = 0{,}35 \cdot 0{,}618 + 0{,}65 \sqrt{0{,}618^2 + 4(0{,}77 \cdot 0{,}57)^2} = 0{,}92 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die auftretenden Zugkräfte erhalten die Flansche der Stütze und des Kragstückes Biegebeanspruchungen; die Berechnung dieser Beanspruchungen erfolgt nach Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, D b, 1, c.

6. Berechnung und Ausführung der Trägerausklinkungen.

a) Allgemeines.

Die im Teil 4 gezeigten Ausführungen der Trägeranschlüsse sind so gedacht, daß sie an einer Platte oder an einem I-Trägersteg (Abb. 153 *a*) glatt anschließen. Durch irgendwelche Umstände (Höhenersparnis, architektonische Gründe usw.) werden oft die Deckenträger mit Oberkante Unterzug (Abb. 153 *b*) oder mit Unterkante Unterzug (Abb. 153 *c*) bündig angeordnet. In der Tafel 20 sind die Abmessungen der Trägerausklinkungen bei Anschlüssen an I 8 bis I 60 zusammengestellt. Hat der Deckenträger eine gleiche Höhe wie der Unterzug und liegen beide in gleicher Höhe, dann muß der Trägerflansch an der oberen und unteren Seite ausgeklinkt werden (Abb. 153 *d*). Gemäß Abb. 153 *e* kommt es häufiger vor, daß der Unterzug in recht unpassender Höhe angeordnet werden muß.

Bei größeren Ausklinkungen ist nun sehr zu beachten, daß die Beanspruchung an der einspringenden Ecke die zulässige Beanspruchung nicht übersteigt. Der durch die Ausklinkung geschwächte Querschnitt wird nicht allein durch das Biegemoment infolge der äußeren Kräfte beansprucht, sondern auch noch durch die umzuleitende Spannung S des unmittelbar aufhörenden Trägerteiles des vollen Querschnittes. Die frei werdende Spannung verursacht im geschwächten Querschnitt eine Biege- und eine Scherbeanspruchung. Es addieren sich also drei verschiedene Beanspruchungen, so daß die allgemeine Berechnungsweise, bei der Untersuchung des geschwächten Querschnittes nur das Moment infolge der äußeren Kräfte zu berücksichtigen, ein falsches Ergebnis zeitigt.

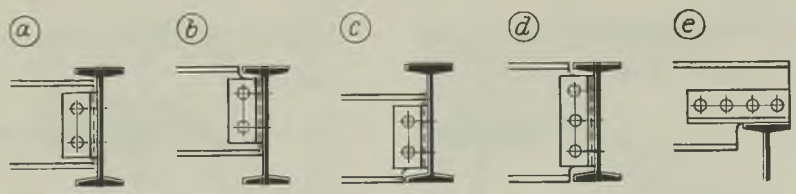


Abb. 153.

Um der Entstehung von Rissen vorzubeugen, sind die einspringenden Ecken der Ausklinkungen möglichst mit großem Halbmesser auszurunden. Der kleinste Einschnitt oder Riß in der gefährlichen Ecke beschleunigt natürlich ein Einreißen des Steges und somit die Bruchgefahr des Anschlusses. Bei größeren Ausklinkungen ist es zweckmäßig, die Stege durch abgebogene Winkel gemäß Abb. 154 *a* zu verstärken oder den Steg des Trägers entsprechend

Tafel 20. Abmessungen in mm der Trägerausklinkungen bei Anschlüssen an I 18 bis I 60; Bündiglage der Trägerober- bzw. der Trägerunterkanten.

	Unterzug I	a	l	v	Unterzug I	a	l	v	Unterzug I	a	l	v
Trägeroberkanten bündig	8	10	15	10	24	10	45	25	40	15	70	40
	10	10	20	15	26	10	50	30	$42^1/_2$	15	70	45
	12	10	25	15	28	15	50	30	45	20	70	45
	14	10	25	20	30	15	55	30	$47^1/_2$	20	75	50
	16	10	30	20	32	15	55	35	50	20	80	50
	18	10	35	20	34	15	60	35	55	20	90	55
Trägerunterkanten bündig	20	10	40	20	36	15	60	35	60	20	95	60
	22	10	45	25	38	15	65	40				

Ist der anschließende Deckenträger höher als der Trägerunterzug, dann wird die Ausklinkhöhe v größer und zwar ist dann das für den entsprechenden Unterzug I-Querschnitt angegebene Maß v gültig.

auszubrennen (Abb. 154*c*) und den unteren Flansch hochzubiegen und am Steg zu verschweißen (Abb. 154*b*).

Bei den Ausführungen nach Abb. 154 verlaufen die Spannungen ohne scharfe Unterbrechung und Umlenkung; es ist daher hier nur mit dem Biegemoment der äußeren Kräfte zu rechnen.

Nachstehend werden die einzelnen Beanspruchungen bei Ausführung mit einspringenden Ecken näher erläutert.

α) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes.

In den meisten Fällen wird hier als äußere Kraft nur die Auflagerkraft A wirken. Der Abstand von Mitte Auflager (Mitte Unterzug) bis zum gefährlichen Querschnitt α—α (Einschnittstelle) wird mit a bezeichnet. Das größte Moment an der Einschnittstelle ist dann

$$M_\alpha = A\,a\,.$$

Vorhanden ist der in Abb. 155*d* geschnitten gezeichnete Querschnitt II mit einem auf die äußerste Faser an der Ausklinkseite bezogenen Widerstandsmoment W_{II}. Die Berechnung derartiger Querschnitte erfolgt nach Band I, zweiter Abschnitt, Teil I c, 4; wie in Abb. *d* angedeutet, darf man zwecks Vereinfachung den Flansch des I-Trägers mit genügender Genauigkeit als Rechteck annehmen.

Die vorhandene Beanspruchung ist dann

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_{II}}\,.$$

β) Beanspruchung $\sigma_{\alpha'}$ infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft S des unmittelbar aufhörenden Trägerteiles.

Der unmittelbar aufhörende Trägerteil ist in Abb. 155*d* nicht geschnitten gezeichnet. Für diese Untersuchung muß zunächst die größte Beanspruchung des vollen Querschnittes I im Schnitte α—α berechnet werden. Das Moment ist nach vorangehendem

$$M_\alpha = A\,a\,.$$

Das Widerstandsmoment des vollen Querschnittes ist W_I (Abb. *b*).

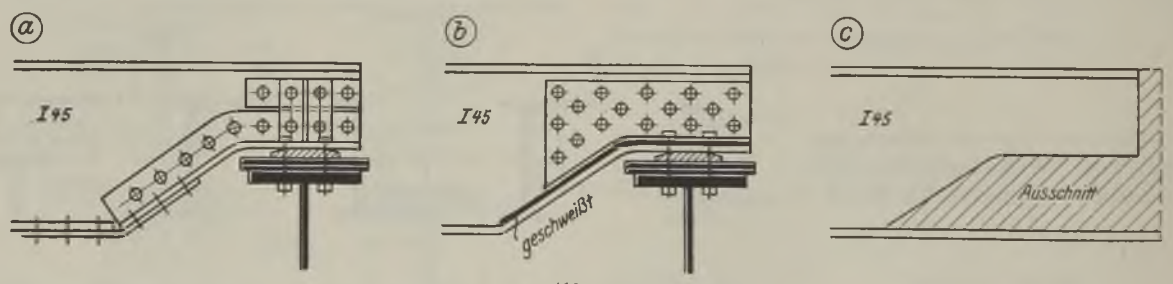


Abb. 154.

Die größte Beanspruchung in den äußersten Fasern

$$\sigma_I = \frac{M_\alpha}{W_I}.$$

Die Spannungslinie des Querschnittes *I* an der Einschnittstelle (Schnitt $\alpha-\alpha$) ist damit gemäß Abb. *c* gegeben. Die Linie verläuft geradlinig; die obere Faser erhält eine Druck- und die untere eine Zugbeanspruchung.

Jetzt kann die umzuleitende Kraft S und das dadurch im Schnitt $\alpha-\alpha$ des Querschnittes *II* auftretende Moment leicht berechnet werden: man teilt den aufhörenden Querschnittsteil in einfach zu berechnende Flächenteile $f_1, f_2 \ldots$, bestimmt die Spannungen $S_1, S_2 \ldots$ der einzelnen Flächenteile und multipliziert diese mit den dazugehörigen Abständen $y_1, y_2 \ldots$, die von der Nullinie $x_{II}-x_{II}$ des geschwächten Querschnittes *II* bis zum Schwerpunkt des betreffenden Teiles der Spannungslinie reichen (Abb. *c* u. *d*). Die Summe der einzelnen Spannungen $S_1 + S_2 + \cdots$ ergibt dann die gesamte freiwerdende bzw. umzuleitende Kraft S' und die Summe aller Produkte $S_1 y_1 + S_2 y_2 + \cdots$ das durch die umzuleitende Kraft S hervorgerufene Moment $M_{\alpha'}$. Die Beanspruchung $\sigma_{\alpha'}$ infolge $M_{\alpha'}$ wird dann

$$\sigma_{\alpha'} = \frac{M_{\alpha'}}{W_{II}}.$$

γ) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft S an der einspringenden Ecke.

Die durch den unmittelbar aufhörenden Trägerteil freiwerdende bzw. umzuleitende Spannkraft S verursacht an der einspringenden Ecke eine Scherbeanspruchung. Wie sich die Kraft S verteilt, kann nicht genau bestimmt werden, man ist auf Annahmen und Versuche angewiesen.

Bezeichnet F_{II} die Fläche des Querschnittes, so ist die mittlere Beanspruchung

$$\sigma_{\text{mittel}} = \frac{S}{F_{II}}.$$

Durch Versuche ist festgestellt, daß bei einem eingekerbten Stab mit mittiger Belastung die Spannung an der Einschnittstelle etwa 2mal so groß ist als die mittlere Beanspruchung. Da jedoch im vorliegenden Beispiele die Kraft S außermittig angreift, so wird die Beanspruchung an der Einschnittecke noch größer, und zwar kann man etwa das 4fache der mittleren Beanspruchung annehmen, somit:

$$\sigma_\tau = 4\,\frac{S}{F_{II}}.$$

δ) Gesamtbeanspruchung an der einspringenden Ecke.

Die absolut größte Beanspruchung $\sigma_{\max}$ an der einspringenden Ecke ist somit

$$\sigma_{\max} = \sigma_\alpha + \sigma_{\alpha'} + \sigma_\tau.$$

Ergibt sich $\sigma_{\max}$ höher als zulässig, dann muß der Querschnitt *II* durch Steglaschen, Winkel- oder [-Träger verstärkt werden. Es ist zu beachten, daß die erforderlichen Verstärkungen am vollen Querschnitt *I* entsprechend der vorhandenen Spannung und Querkraft genügend angeschlossen sein müssen.

ε) Einseitige Ausklinkungen von Trägerflanschen.

Bei Anschlüssen an durchgehende Nietträgeraussteifungswinkel müssen die Trägerflansche einseitig ausgeklinkt werden. Der vorher angegebene Berechnungsgang ist auch hier sinngemäß anwendbar.

Nachstehend folgen vier Zahlenbeispiele: Das erste Zahlenbeispiel mit voller Ausklinkung des oberen und unteren Flansches; das zweite mit voller Ausklinkung

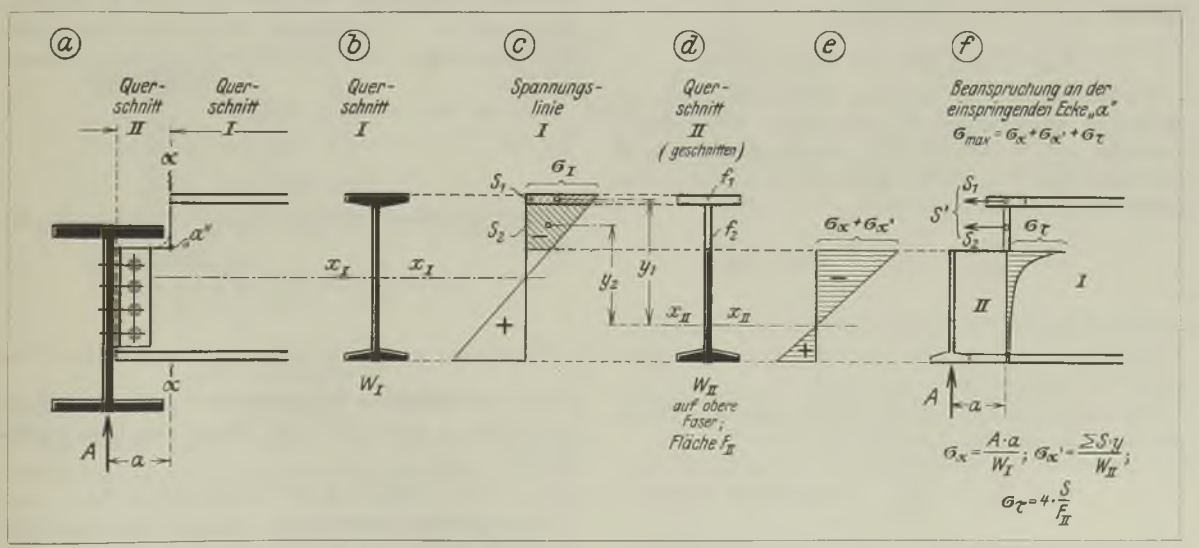


Abb. 155.

nur des oberen Flansches und einer Stegverstärkung; das dritte mit voller Ausklinkung des unteren Flansches und einer gurtmäßigen Verstärkung; das vierte Zahlenbeispiel endlich mit einseitiger Ausklinkung des oberen und unteren Flansches.

b) Vier Zahlenbeispiele.

α) Erstes Beispiel.

1) Allgemeines.

Für den in Abb. 156 dargestellten Anschluß eines Deckenträgers mit doppelter Ausklinkung soll an der einspringenden Ecke die größte Beanspruchung bestimmt werden. Die Abmessungen, Bezeichnungen usw. gehen aus der Abbildung hervor.

Die einzelnen Flächenteile f, Spannungsteilbeträge S und Abstände y ergeben sich für den Druck- und Zugteil gleich:

$$f_1 = 15{,}5 \cdot 2{,}2 = 34{,}0 \text{ cm}^2,$$

$$f_2 = 1{,}8 \cdot 1{,}44 = 2{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$S_1 = 34{,}0 \frac{0{,}106 + 0{,}094}{2} = 3{,}4 \text{ t},$$

$$S_2 = 2{,}6 \frac{0{,}094 + 0{,}085}{2} = 0{,}23 \text{ t};$$

$$y_1 = \sim 20{,}0 - \frac{2{,}2}{2} = 18{,}9 \text{ cm},$$

$$y_2 = \sim 20{,}0 - \left(2{,}2 + \frac{1{,}8}{2}\right) = 16{,}9 \text{ cm};$$

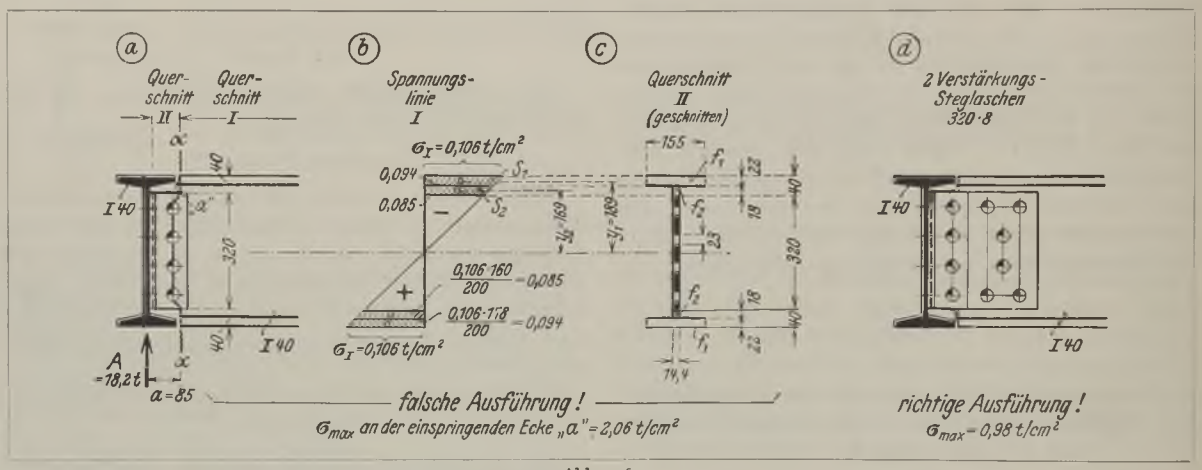


Abb. 156.

2) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes.

Als einzige äußere Kraft wirkt hier die Auflagerkraft A mit 18,2 t. Der Abstand a von Mitte Auflager (Mitte Unterzug) bis zum gefährlichen Querschnitt $\alpha-\alpha$ (Einschnittstelle) beträgt 8,5 cm. Das Moment an der Einschnittstelle:

$$M_\alpha = A\,a = 18{,}2 \cdot 8{,}5 = 154{,}7 \text{ cmt}.$$

Vorhanden ist der in Abb. 156*c* geschnitten gezeichnete Querschnitt *II* mit einem Widerstandsmoment $W_{II} = 180$ cm³. Der Abzug der Nietlöcher ist hier erforderlich, da die Nietreihe dicht neben dem gefährlichen Querschnitt liegt.

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_{II}} = \frac{154{,}7}{180} = 0{,}860 \text{ t/cm}^2.$$

3) Beanspruchung σ_α, infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft S.

Der aus einem I 40 bestehende volle Querschnitt *I* hat ein $W_I = 1460$ cm³.

Die größte Beanspruchung in den äußersten Fasern des I 40 im Schnitt $\alpha-\alpha$ ist dann

$$\sigma_I = \frac{M_\alpha}{W_I} = \frac{154{,}7}{1460} = 0{,}106 \text{ t/cm}^2.$$

Die Spannungslinie ist in Abb. 156*b* dargestellt.

mithin ist die umzuleitende Kraft an der oberen wie an der unteren Einschnittstelle

$$S = S_1 + S_2 = 3{,}4 + 0{,}23 = 3{,}63 \text{ t},$$

im oberen Teil wirkt die Kraft S drückend und im unteren Teil ziehend. Da beide Kräfte S im gleichen Sinn um den Schwerpunkt des gefährlichen Querschnittes drehen, wird das dadurch auftretende Biegemoment

$$\begin{aligned} M_{\alpha'} &= 2(S_1 y_1 + S_2 y_2) \\ &= 2(3{,}4 \cdot 18{,}9 + 0{,}23 \cdot 16{,}9) \\ &= 136{,}2 \text{ cmt}. \end{aligned}$$

Die vorhandene Beanspruchung σ infolge $M_{\alpha'}$ ist dann

$$\sigma_{\alpha'} = \frac{M_{\alpha'}}{W_{II}} = \frac{136{,}2}{180} = 0{,}756 \text{ t/cm}^2.$$

4) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft S' an der einspringenden Ecke.

Die umzuleitende Gesamtkraft S ist nach Vorangehendem $\pm 3{,}63$ t und die Fläche des Querschnittes *II*:

$$F_{II} = (32{,}0 - 4 \cdot 2{,}3)\ 1{,}44 = 32{,}8 \text{ cm}^2.$$

Hier ist nur die an der zu berechnenden Ecke wirkende Spannung S einzusetzen.

Die vorhandene Beanspruchung an der einspringenden Ecke ist somit:

$$\sigma_v = 4\,\frac{S}{F_{II}} = 4\,\frac{3{,}63}{32{,}8} = 0{,}443\ \text{t/cm}^2.$$

5) Gesamtbeanspruchung an der einspringenden Ecke.

Die größte Beanspruchung

$$\sigma_{max} = 0{,}860 + 0{,}756 + 0{,}443 = \mathbf{2{,}06\ t/cm^2}\,!$$

6) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Das Beispiel lehrt, daß derartige Fälle sehr gefährlich sind; beträgt doch die tatsächlich auftretende größte — unzulässig hohe — Beanspruchung von 2,06 t/cm² etwa das $2^1/_2$fache der bei dem allgemeinen Berechnungsverfahren zur Ermittlung kommenden Beanspruchung $\sigma_\alpha = 0{,}860$ t/cm².

Darf die größte Spannung 1,4 t/cm² nicht überschreiten, dann muß der Trägersteg gemäß Abb. 156*d* durch Laschen verstärkt werden; eine derartige Berechnung mit Stegverstärkung ist im folgenden Beispiel gewählt.

β) Zweites Beispiel.

1) Allgemeines.

Für den in Abb. 157 dargestellten Anschluß eines Deckenträgers mit einer Ausklinkung am oberen Flansch wird nachstehend die größte Beanspruchung an der einspringenden Ecke bestimmt. Im vorliegenden Falle ist eine Verstärkung des Trägersteges erforderlich, da ohne diese eine Beanspruchung von 1,91 t/cm² vorhanden ist. Der Anschluß der Verstärkungslaschen wird ebenfalls nachgewiesen. Alle Abmessungen, Bezeichnungen usw. gehen aus der Abbildung hervor.

Vorhanden ist der in Abb. 157*c* geschnitten gezeichnete Querschnitt *II* mit $J = 10\,160$ cm⁴; die auf die obere und untere Faser bezogenen Widerstandsmomente sind:

$$W_{II_o} = \frac{10\,160}{17{,}7} = 574\ \text{cm}^3,$$

$$W_{II_u} = \frac{10\,160}{12{,}3} = 826\ \text{cm}^3.$$

Die Beanspruchung in den oberen Fasern des Querschnittes *II* an der Einschnittecke

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_{II_o}} = \frac{297}{574} = 0{,}518\ \text{t/cm}^2.$$

3) Beanspruchung $\sigma_{\alpha'}$ infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft *S*.

Der volle Querschnitt *I* besteht aus einem I 38 mit $W_I = 1260$ cm³.

Die größte Beanspruchung in den äußersten Fasern des I 38 ist dann

$$\sigma_I = \frac{M_\alpha}{W_I} = \frac{297}{1260} = 0{,}236\ \text{t/cm}^2.$$

Die Spannungslinie ist aus Abb. 157*b* ersichtlich. Die einzelnen Flächenteile *f*, Spannungsteilbeträge *S* und Abstände *y* ergeben sich wie folgt:

$$f_1 = 14{,}9 \cdot 2{,}1 = 31{,}3\ \text{cm}^2,$$

$$f_2 = 5{,}9 \cdot 1{,}37 = 8{,}1\ \text{cm}^2;$$

$$S_1 = 31{,}3\,\frac{0{,}236 + 0{,}200}{2} = 6{,}83\ \text{t},$$

$$S_2 = 8{,}1\,\frac{0{,}200 + 0{,}137}{2} = 1{,}37\ \text{t};$$

$$y_1 = \frac{38{,}0}{2} - \frac{2{,}1}{2} + 6{,}7 = 24{,}65\ \text{cm},$$

$$y_2 = 17{,}7 + \left(\frac{5{,}9}{3}\,\frac{0{,}137 + 2 \cdot 0{,}200}{0{,}137 + 0{,}200}\right) = 20{,}8\ \text{cm};$$

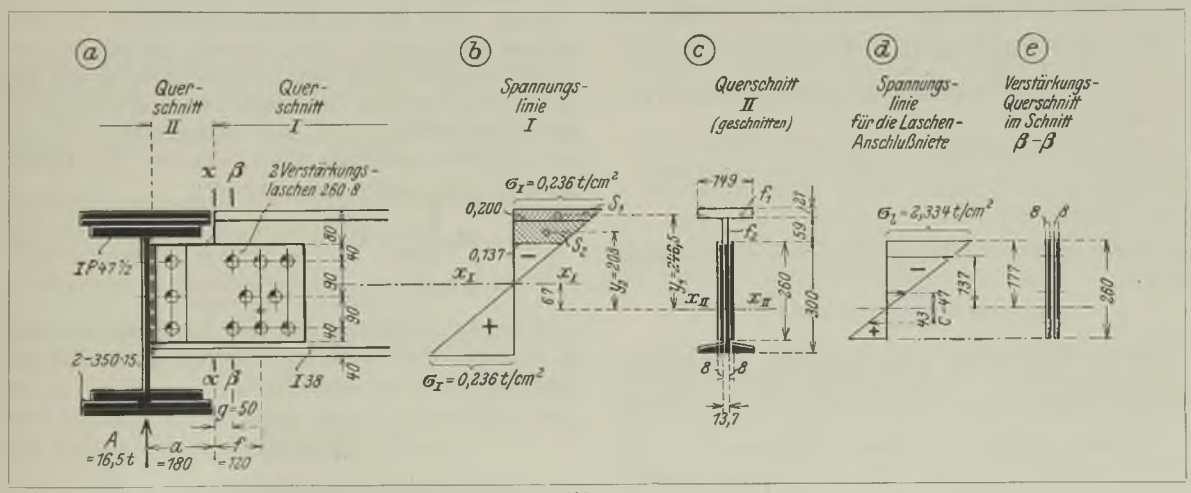


Abb. 157.

2) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes.

Als einzige äußere Kraft wirkt hier die Auflagerkraft $A = 16{,}5$ t. Der Abstand *a* von Mitte Auflager bis zum gefährlichen Querschnitt α—α beträgt 18,0 cm. Das Moment an der Einschnittstelle

$$M_\alpha = A\,a = 16{,}5 \cdot 18{,}0 = 297{,}0\ \text{cmt}.$$

mithin wird die umzuleitende Gesamtkraft

$$S = S_1 + S_2 = 6{,}83 + 1{,}37 = 8{,}2\ \text{t}$$

und das dadurch im gefährlichen Querschnitt α—α wirkende Moment

$$M_{\alpha'} = S_1\,y_1 + S_2\,y_2$$
$$= 6{,}83 \cdot 24{,}65 + 1{,}37 \cdot 20{,}8 = 197{,}0\ \text{cmt}.$$

Die vorhandene Beanspruchung infolge $M_{\alpha'}$

$$\sigma_{\alpha'} = \frac{M_{\alpha'}}{W_{II_0}} = \frac{197{,}0}{574} = 0{,}344 \text{ t/cm}^2.$$

4) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft S an der einspringenden Ecke.

Die umzuleitende Gesamtkraft S ist nach Vorangehendem 8,2 t und die Fläche F_{II} des Querschnittes $II = 110{,}5$ cm².

Die vorhandene Beanspruchung an der einspringenden Ecke ist somit

$$\sigma_\tau = 4\,\frac{S}{F_{II}} = 4\,\frac{8{,}2}{110{,}5} = 0{,}297 \text{ t/cm}^2.$$

5) Gesamtbeanspruchung an der einspringenden Ecke.

Die größte Beanspruchung

$$\sigma_{\max} = \sigma_\alpha + \sigma_{\alpha'} + \sigma_\tau$$
$$= 0{,}518 + 0{,}344 + 0{,}297 = 1{,}16 \text{ t/cm}^2.$$

6) Anschluß der Verstärkungslaschen am vollen Querschnitt I.

Nach Vorangehendem ist das im Schnitt $\alpha-\alpha$ wirkende Biegemoment

$$M = M_\alpha + M_{\alpha'} = 297{,}0 + 197 = 494{,}0 \text{ cmt};$$

der hiervon auf die Stegverstärkung fallende Anteil

$$M_s = M\,\frac{J_s}{J};$$

hierin bedeutet (vgl. auch Teil 7)

J_s das Trägheitsmoment der Steglaschen auf die Schwerachse $x_{II}-x_{II}$ des Querschnittes II bezogen = Trägheitsmoment der Steglaschen in bezug auf ihre eigene Achse, vermehrt um das Produkt aus Flächeninhalt F_s der Laschen mal dem Quadrat des Abstandes c ihres Schwerpunktabstandes von der Nullinie $x_{II}-x_{II}$

$(J_s = J_{\text{eigene Achse}} + F_s c^2$; vgl. Abb. d u. e),

J das Trägheitsmoment des Querschnittes II.

Im Beispiel ist

$$J_s = 2\,\frac{26{,}0^3 \cdot 0{,}8}{12} + 2 \cdot 26{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 4{,}7^2 = 3263 \text{ cm}^4,$$

$$J = 10\,160 \text{ cm}^4,$$

so daß der im Schnitte $\alpha-\alpha$ wirkende Momentenanteil:

$$M_s = 494{,}0\,\frac{3263}{10\,160} = 159{,}0 \text{ cmt}.$$

Der Mittelpunkt der Nietgruppe liegt jedoch nicht im Schnitte $\alpha-\alpha$, sondern im Abstande $f = 12{,}0$ cm davon entfernt (vgl. Abb. a). Das für den Nietanschluß in Betracht kommende Moment ist auf diesen Punkt zu beziehen und wird daher noch größer als M_s; das Zusatzmoment ist gleich der von den Steglaschen aufzunehmenden Querkraft Q_s, multipliziert mit dem Abstande f (vgl. Teil 7, c, β).

Nimmt man an, daß die gesamte Querkraft Q nur von dem Trägersteg und von den Steglaschen übertragen wird (die Annahme ist angenähert richtig, da die Schubbeanspruchung infolge der Querkraft in den Randfasern sehr gering ist und somit fast nur in den mittleren Fasern des Querschnittes, also im Gesamtsteg wirkt), dann verhält sich etwa der auf die Steglaschen entfallende Anteil Q_s zu der gesamten im Schnitte $\alpha-\alpha$ wirkenden Querkraft Q wie die Fläche F_s der Steglaschen zu der Fläche F der anzunehmenden gesamten Fläche F. Da der Trägerflansch vernachlässigt wird, darf der Trägersteg bis Unterkante Flansch angenommen werden.

Im vorliegenden Beispiel wird also

$$Q_s = Q\,\frac{F_s}{F},$$

hierin ist

$$F_s = 2 \cdot 26{,}0 \cdot 0{,}8 = 41{,}6 \text{ cm}^2,$$
$$F = 41{,}6 + 30{,}0 \cdot 1{,}37 = 82{,}7 \text{ cm}^2,$$
$$Q = \text{Auflagerkraft } A = 16{,}5 \text{ t},$$

so daß

$$Q_s = 16{,}5\,\frac{41{,}6}{82{,}7} = 8{,}3 \text{ t}.$$

Das auf den Nietanschluß wirkende Gesamtmoment M_N beträgt nunmehr

$$M_N = M_s + Q_s f = 159{,}0 + 8{,}3 \cdot 12{,}0 = 258{,}6 \text{ cmt}.$$

Damit bei der Spannungsverteilung eine gewisse Regelmäßigkeit erzielt wird, ist als Bezugspunkt der Nietberechnung die Nullinie $x_{II}-x_{II}$ des Querschnittes II anzunehmen (vgl. Abb. d). Damit werden die oberen Niete weit mehr beansprucht als die mittleren und unteren Niete, denn in den wagerechten Nietrissen stehen die Beanspruchungen der Niete im Verhältnis zu den Beanspruchungen der Steglaschen.

Vorhanden sind 8 doppelschnittige Niete von 2,3 cm Durchmesser.

Denkt man sich in vereinfachter Weise die lotrechten Nietreihen in eine, nämlich die mittlere zusammengerückt (eine genaue Untersuchung mit Berücksichtigung auch der wagerechten Abstände befindet sich im Teil 7, c, β), dann wird gemäß Teil 7, c, α die größte wagerechte Kraft, die auf die oberen äußeren Niete wirkt (vgl. Abb. d):

$$H_{\max} = M_N\,\frac{h_{\max}}{\Sigma h^2} = 258{,}6\,\frac{13{,}7}{3 \cdot 13{,}7^2 + 2 \cdot 4{,}7^2 + 3 \cdot 4{,}3^2}$$
$$= 5{,}34 \text{ t}.$$

Unter der Annahme, daß sich der Querkraftanteil Q_s über alle 8 Niete gleichmäßig verteilt, entfällt auf jedes Niet eine lotrechte Kraft

$$V = \frac{Q_s}{n} = \frac{8{,}3}{8} = 1{,}04 \text{ t}.$$

Die größte Nietkraft wird somit

$$R_{\max} = \sqrt{H_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{5{,}34^2 + 1{,}04^2} = 5{,}45 \text{ t}.$$

Da im Beispiel die geringste Stahldicke geringer als $0{,}785\,d_1$ ist ($\delta_{\min} = 1{,}37$ cm; $0{,}785 \cdot 2{,}3 = 1{,}81$ cm), so kommt die Lochleibung in Betracht:

$$\sigma_l = \frac{R}{\delta\, d_1} = \frac{5{,}45}{1{,}37 \cdot 2{,}3} = 1{,}73 \text{ t/cm}^2.$$

Bei einer zulässigen Biegebeanspruchung $\sigma_b = 1{,}4$ t/cm² beträgt die zulässige Lochleibung $\sigma_l = 2{,}334$ t/cm²; die zulässige Lochleibung infolge der wagerecht wirkenden Nietkraft H_{max} soll jedoch im Verhältnis zu der an der gleichen Stelle auftretenden Steglaschenbeanspruchung stehen.

Die zulässige Lochleibung für die obersten Niete mit $H_{max} = 5{,}34$ t ist daher (vgl. Abb. *d*)

$$\sigma_{zul} = 2{,}334 \frac{13{,}7}{17{,}7} = 1{,}81 \text{ t/cm}^2.$$

und damit die größte Biegebeanspruchung der Verstärkungslaschen

$$\sigma = \frac{M_L}{W_s} = \frac{200{,}5}{180} = 1{,}12 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Drittes Beispiel.

1) Allgemeines.

Für die in Abb. 158 dargestellte Auflagerung eines Trägers mit einer Ausklinkung am unteren Flansch soll die größte Beanspruchung an der einspringenden

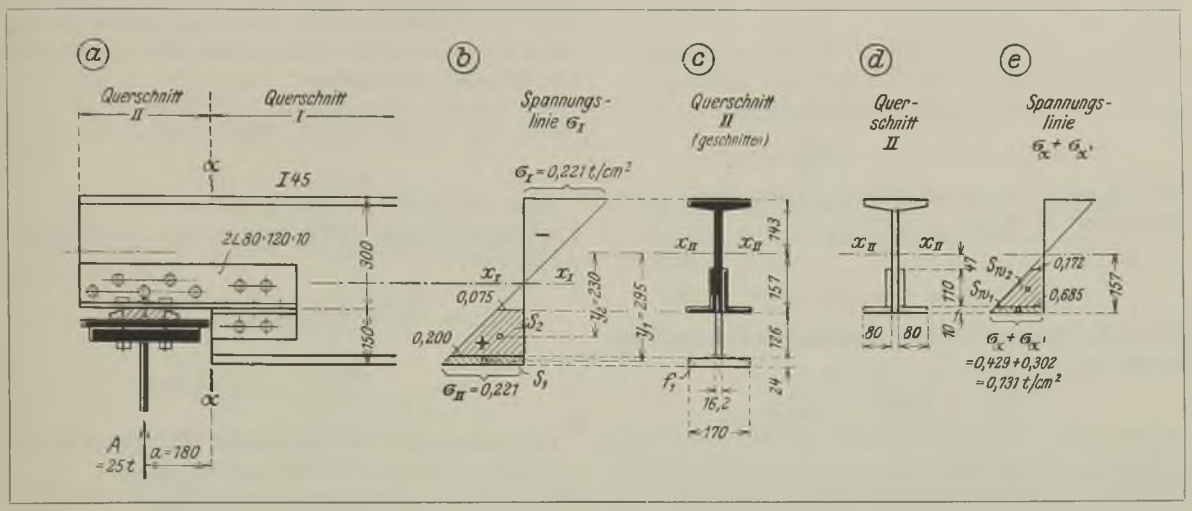


Abb. 158.

Die vorhandene größte Lochleibung mit H_{max} ist

$$\sigma_{vorh} = \frac{H_{max}}{\delta\, d_1} = \frac{5{,}34}{1{,}37 \cdot 2{,}3} = 1{,}69 \text{ t/cm}^2.$$

Würde die Berechnung des Nietanschlusses auf den Schwerpunkt der Nietgruppe bezogen, dann wäre

$$H_{max} = 258{,}6 \frac{9{,}0}{2 \cdot 3 \cdot 9^2} \quad \text{oder} \quad 258{,}6 \frac{18{,}0}{3 \cdot 18^2} = 4{,}8 \text{ t},$$

also etwas geringer als bei der gewählten Berechnung mit besserer Spannungsverteilung.

2) Untersuchung der Verstärkungslaschen in bezug auf den gefährlichen Querschnitt der Laschen.

Für den gesamten Querschnitt liegt der gefährliche Querschnitt im Schnitt $\alpha—\alpha$; für die Steglaschen jedoch in der ersten Nietreihe im Schnitte $\beta—\beta$. Nach Vorangehendem wird das an dieser Stelle von den Steglaschen aufzunehmende Moment

$$M_L = M_s + Q_s g = 159{,}0 + 8{,}3 \cdot 5 = 200{,}5 \text{ cmt}.$$

Vorhanden der in Abb. *e* gezeichnete Querschnitt. Das auf die Nullinie $x_{II}—x_{II}$ bezogene Trägheitsmoment J_s (mit unterem Nietlochabzug) = 3192 cm⁴. Das Widerstandsmoment, bezogen auf die am weitesten entfernten Fasern, ist

$$W_s = \frac{3192}{17{,}7} = 180 \text{ cm}^3,$$

Ecke bestimmt werden. Die gezeichnete gurtartige Verstärkung ist erforderlich, da ohne diese eine Beanspruchung von 2,78 t/cm² vorhanden ist. Der Anschluß der Verstärkungswinkel wird ebenfalls nachgewiesen. Alle Abmessungen, Bezeichnungen usw. gehen aus der Abbildung hervor.

2) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes.

Als einzige äußere Kraft wirkt die Auflagerkraft $A = 25{,}0$ t. Der Abstand a von Mitte Auflager bis zum gefährlichen Querschnitt $\alpha—\alpha$ beträgt 18,0 cm. Das hierauf bezogene Biegemoment

$$M_\alpha = A\,a = 25{,}0 \cdot 18{,}0 = 450 \text{ cmt}.$$

Vorhanden ist der in Abb. *c* geschnitten gezeichnete Querschnitt *II* mit einem auf die unterste Faser bezogenen Widerstandsmomemt $W_{II_u} = 1050$ cm³;

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_{II_u}} = \frac{450}{1050} = 0{,}429 \text{ t/cm}^2.$$

3) Beanspruchung $\sigma_{x'}$ infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft *S*.

Der aus einem I 45 bestehende volle Querschnitt *I* hat ein $W_I = 2040$ cm³.

Die größte Beanspruchung in den äußersten Fasern des I 45 im Schnitte $\alpha—\alpha$ ist

$$\sigma_I = \frac{M_\alpha}{W_I} = \frac{450}{2040} = 0{,}221 \text{ t/cm}^2.$$

Die Spannungslinie ist aus Abb. *b* ersichtlich. Die einzelnen Flächenteile *f*, Spannungsteilbeträge *S* und Abstände ergeben sich wie folgt:

$$f_1 = 17{,}0 \cdot 2{,}4 = 40{,}8 \text{ cm}^2,$$

$$f_2 = 12{,}6 \cdot 1{,}62 = 20{,}4 \text{ cm}^2;$$

$$S_1 = 40{,}8 \frac{0{,}221 + 0{,}200}{2} = 8{,}58 \text{ t},$$

$$S_2 = 20{,}4 \frac{0{,}200 + 0{,}075}{2} = 2{,}80 \text{ t};$$

$$y_1 = \sim 15{,}7 + 12{,}6 + \frac{2{,}4}{2} = 29{,}5 \text{ cm},$$

$$y_2 = 15{,}7 + \left(\frac{12{,}6}{3} \frac{2 \cdot 0{,}200 + 0{,}075}{0{,}200 + 0{,}075}\right) = 23{,}0 \text{ cm};$$

mithin wird die umzuleitende Gesamtkraft

$$S = S_1 + S_2 = 8{,}58 + 2{,}80 = 11{,}38 \text{ t}$$

und dadurch das im gefährlichen Querschnitt $\alpha - \alpha$ auftretende Moment

$$M_{\alpha'} = S_1 y_1 + S_2 y_2$$
$$= 8{,}58 \cdot 29{,}5 + 2{,}80 \cdot 23{,}0 = 317{,}6 \text{ cmt}.$$

Die an der Einschnittecke vorhandene Beanspruchung infolge $M_{\alpha'}$ ist dann

$$\sigma_{\alpha'} = \frac{M_{\alpha'}}{W_{II_u}} = \frac{317{,}6}{1050} = 0{,}302 \text{ t/cm}^2.$$

4) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft *S* an der einspringenden Ecke.

Die umzuleitende Gesamtkraft *S* ist nach Vorangehendem 11,38 t und die Fläche F_{II} des Querschnittes $II = 123{,}8$ cm².

Die vorhandene Beanspruchung an der einspringenden Ecke ist somit

$$\sigma_\tau = 4 \frac{S}{F_{II}} = 4 \frac{11{,}38}{123{,}8} = 0{,}368 \text{ t/cm}^2.$$

5) Gesamtbeanspruchung der einspringenden Ecke.

$$\sigma_{\max} = \sigma_\alpha + \sigma_{\alpha'} + \sigma_\tau$$
$$= 0{,}429 + 0{,}302 + 0{,}368 = 1{,}10 \text{ t/cm}^2.$$

6) Anschluß der Verstärkungswinkel.

Diese gurtartige Verstärkung hat keine Querkraft (Auflagerkraft) nach dem Querschnitt *I* zu übertragen und somit auch kein Moment aufzunehmen. Es wird angenommen, daß die Querkraft nur auf den Steg wirkt, denn tatsächlich ist die Schubbeanspruchung in den mittleren Fasern am größten und in den äußersten Fasern gleich Null (vgl. Teil I b, A, 3, c). Der Anschluß am Querschnitt *I* hat daher nur die in den Winkeln herrschende Normalspannung aufzunehmen. In der untersten Faser des Querschnittes *I* ist die größte Biegebeanspruchung

$$\sigma = \sigma_\alpha + \sigma_{\alpha'} = 0{,}429 + 0{,}302 = 0{,}731 \text{ t/cm}^2.$$

In den abstehenden Winkelschenkeln beträgt die Spannkraft

$$S_{w_1} = 2 \cdot 8{,}0 \cdot 1{,}0 \frac{0{,}731 + 0{,}685}{2} = 11{,}3 \text{ t}$$

und in den anliegenden Winkelschenkeln

$$S_{w_2} = 2 \cdot 11{,}0 \cdot 1{,}0 \frac{0{,}685 + 0{,}172}{2} = 9{,}5 \text{ t}.$$

Zwecks gleichmäßiger Kraftverteilung sind die abstehenden Schenkel mit Beiwinkel an den Querschnitt *I* angeschlossen.

Die Verbindung von Beiwinkeln bzw. Hilfswinkeln mit dem Hauptstab hat mit dem $1^1/_2$fachen der rechnungsmäßigen Kraft zu erfolgen, da diese Verbindungsniete sehr früh zu gleiten beginnen und dann die Mitwirkung der Hilfswinkel erheblich herabmindern. Zur Verbindung der Hilfswinkel mit dem Verstärkungswinkel sind 6 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser vorhanden;

$$\tau = \frac{11{,}3 \cdot 1{,}5}{6 \frac{2{,}0^2 \pi}{4}} = 0{,}90 \text{ t/cm}^2.$$

Zum Anschluß der Hilfswinkel an den Steg sind 2 doppelschnittige Niete von 20 mm Durchmesser vorhanden;

$$\tau = \frac{11{,}3}{2 \frac{2 \cdot 2{,}0^2 \pi}{4}} = 0{,}90 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{11{,}3}{2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}62} = 1{,}75 \text{ t/cm}^2.$$

Die anliegenden Winkelschenkel sind ebenfalls mit 2 doppelschnittigen Nieten angeschlossen:

$$\sigma_l = \frac{9{,}5}{2 \cdot 2{,}0 \cdot 1{,}62} = 1{,}46 \text{ t/cm}^2.$$

Sollen die Hilfswinkel wegbleiben (Abb. 159), dann hat der Anschluß außer der Stabkraft $11{,}3 + 9{,}5 = 20{,}8$ t noch das folgende Moment auszuhalten:

$$M = S_{w_1} e$$
$$= 11{,}3 \cdot 6$$
$$= 67{,}8 \text{ cmt}.$$

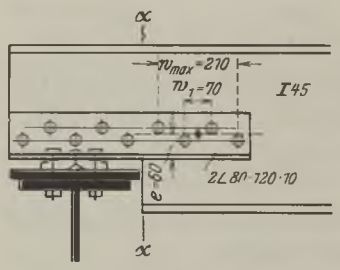


Abb. 159.

Vorhanden sind 4 doppelschnittige Niete von 2,0 cm Durchmesser.

Jedes Niet erhält durch die Spannkraft eine wagerecht wirkende Kraft

$$H = \frac{20{,}8}{4} = 5{,}2 \text{ t};$$

durch das Moment erhalten die Niete noch eine lotrecht gerichtete Kraft *V*; am größten wird diese Kraft bei den äußersten Nieten:

$$V_{\max} = M \frac{w_{\max}}{\Sigma w^2} = 67{,}8 \frac{21{,}0}{21^2 + 7^2} = 2{,}87 \text{ t}.$$

Somit wird die größte von einem Niet aufzunehmende Kraft

$$R = \sqrt{H^2 + V_{\max}^2} = \sqrt{5{,}2^2 + 2{,}87^2} = 5{,}94 \text{ t},$$

$$\sigma_l = \frac{5{,}94}{2{,}0 \cdot 1{,}62} = 1{,}84 \text{ t/cm}^2.$$

Der Anschluß der Winkel an den Querschnitt *II* hat die lotrecht gerichtete Auflagerkraft A und einen Teil der wagerecht gerichteten Schubspannung σ_τ aufzunehmen.

Vorhanden sind 5 doppelschnittige Niete von 20 mm Durchmesser.

Jedes Niet erhält eine lotrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{A}{n} = \frac{25{,}0}{5} = 5{,}0\ \mathrm{t}$$

und eine wagerecht gerichtete Kraft durch die Schubkraft. Die Schubbeanspruchung σ_τ ist in der untersten Faser nach Vorangehendem gleich 0,368 t/cm². Gemäß Abb. 155*f* nimmt diese aber nach oben hin stark ab. Es ist daher angenähert richtig, wenn nur die abstehende Winkelfläche in Betracht gezogen wird. Jedes Niet erhält dann eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H = \frac{2 \cdot 8{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}368}{5} = 1{,}18\ t.$$

Somit wird die größte von einem Niet aufzunehmende Kraft

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{5{,}0^2 + 1{,}18^2} = 5{,}14\ \mathrm{t};$$

$$\sigma_l = \frac{5{,}14}{2{,}0 \cdot 1{,}62} = 1{,}59\ \mathrm{t/cm^2}.$$

ε) Viertes Beispiel.

1) Allgemeines.

Für den in Abb. 160 dargestellten Anschluß eines Trägers mit einseitiger Ausklinkung am oberen und unteren Flansch soll nachstehend die größte Beanspruchung an den einspringenden Ecken bestimmt werden. Alle Abmessungen, Bezeichnungen usw. sind aus der Abbildung ersichtlich.

2) Beanspruchung σ_α infolge des durch die äußeren Kräfte verursachten Biegemomentes.

Als einzige äußere Kraft greift die Auflagerkraft $A = 21{,}6$ t an. Der Abstand a von Mitte Auflager (Mitte Nietträgerunterzug) bis zum gefährlichen Querschnitt $\alpha - \alpha$ beträgt 16,0 cm. Das hierauf bezogene Biegemoment

$$M_\alpha = A\,a = 21{,}6 \cdot 16{,}0 = 345\ \mathrm{cmt}.$$

Vorhanden ist in Abb. *c* geschnitten gezeichnet Querschnitt *II* mit einem Widerstandsmoment $W_{II} = 1431$ cm³ (vgl. Band III, Tafel 17):

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_{II}} = \frac{345}{1431} = 0{,}241\ \mathrm{t/cm^2}.$$

3) Beanspruchung $\sigma_{\alpha'}$ infolge des Momentes durch die umzuleitende Kraft S.

Der aus einem I P 36 bestehende volle Querschnitt *I* hat ein $W = 2510$ cm³.

Die größte Beanspruchung in den äußersten Fasern des I P 36 im Schnitte $\alpha - \alpha$ ist dann

$$\sigma_I = \frac{M_\alpha}{W_I} = \frac{345}{2510} = 0{,}138\ \mathrm{t/cm^2}.$$

Die Spannungslinie ist aus Abb. *b* ersichtlich.

Die Fläche des weggeklinkten oberen und unteren Flansches ist je

$$f_1 = 14{,}3 \cdot 2{,}4 = 34{,}4\ \mathrm{cm^2}$$

und die umzuleitende Kraft

$$S = 34{,}4\,\frac{0{,}138 + 0{,}120}{2} = 4{,}44\ \mathrm{t},$$

im oberen Flansch wirkt S als eine Druck- und im unteren Flansch als eine Zugkraft (Abb. *e*). Infolge der entgegengesetzt wirkenden Kräfte S tritt eine schraubenförmige Verdrehung des Querschnittes *II* ein. Die auftretenden Momente sind allein von den Flanschen aufzunehmen, da der Trägersteg wenig davon abbekommt.

Im oberen Flansch wird

$$M_{\alpha'} = -S\,y = -4{,}44 \cdot 15{,}0 = -66{,}6\ \mathrm{cmt},$$

im unteren Flansch wird

$$M_{\alpha'} = +S\,y = +4{,}44 \cdot 15{,}0 = +66{,}6\ \mathrm{cmt}.$$

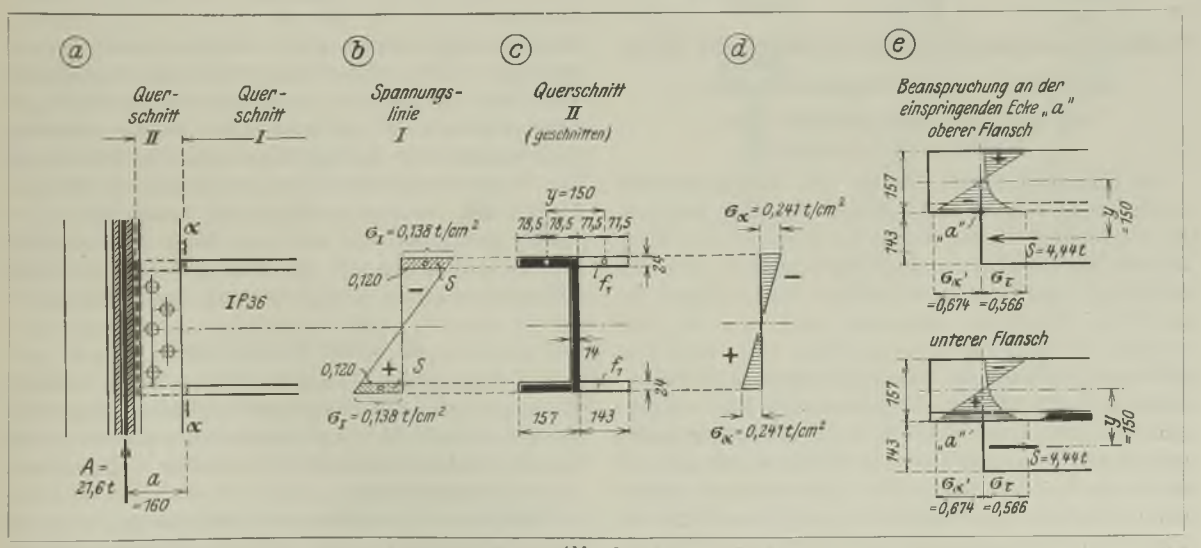


Abb. 160.

Das seitliche Widerstandsmoment der stehengebliebenen Flansche ist

$$W_F = \frac{15{,}7^2 \cdot 2{,}4}{6} = 99{,}0 \text{ cm}^3$$

und die an den Flanschen im Schnitte $\alpha - \alpha$ auftretende Beanspruchung (vgl. Abb. *e*)

$$\sigma_{\alpha'} = \pm \frac{66{,}6}{99} = \pm 0{,}674 \text{ t/cm}^2.$$

4) Beanspruchung σ_τ infolge der abscherenden Wirkung der Kraft S an den einspringenden Ecken.

Die umzuleitende Kraft S ist im oberen Flansch $-4{,}44$ t und im unteren $+4{,}44$ t. Der Steg bleibt unberücksichtigt, da er durch die Kräfte S sehr wenig in Mitleidenschaft gezogen wird. Die in Betracht kommende Fläche der stehengebliebenen Flansche

$$f_2 = 15{,}7 \cdot 2{,}0 = 31{,}4 \text{ cm}^2$$

und die vorhandene Beanspruchung an der einspringenden Ecke (vgl. Abb. *e*) im oberen Flansch

$$\sigma_\tau = 4 \frac{-S}{f_2} = 4 \frac{-4{,}44}{31{,}4} = -0{,}566 \text{ t/cm}^2,$$

im unteren Flansch

$$\sigma_\tau = 4 \frac{+S}{f_2} = 4 \frac{+4{,}44}{31{,}4} = +0{,}566 \text{ t/cm}^2.$$

5) Gesamtbeanspruchung an den einspringenden Ecken.

$$\sigma_{max} = \sigma_\alpha + \sigma_{\alpha'} + \sigma_\tau;$$

im oberen Flansch

$$\sigma_{o_{max}} = -0{,}241 - 0{,}674 - 0{,}566 = -1{,}48 \text{ t/cm}^2,$$

im unteren Flansch

$$\sigma_{u_{max}} = +0{,}241 + 0{,}674 + 0{,}566 = +1{,}48 \text{ t/cm}^2.$$

6) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Wie aus vorstehendem Beispiel ersichtlich, ist auch bei einseitigen Flanschenausklinkungen die Gefahr der Überbeanspruchung sehr groß. Die Verstärkung kann durch Steglaschen oder durch Flanschwinkel erfolgen.

7. Berechnung und Ausführung biegefester Stöße.

a) Bestimmung des Stoßquerschnittes.

α) Die Lage des gefährlichen Stoßquerschnittes.

Im allgemeinen wird das für den Stoßquerschnitt maßgebende Biegemoment auf die Stoßfuge bezogen. In Wirklichkeit haben jedoch die Flansch- und Steglaschen ihren schwächsten Querschnitt in der unmittelbar links oder rechts neben der Stoßfuge befindlichen Nietreihe, und zwar dort, wo das auftretende Biegemoment am größten ist. Nach den Stoßenden zu wird die Beanspruchung des Stoßquerschnittes infolge der durch die Anschlußniete erfolgenden Überleitung der Kraft in die Flansche der beiden gestoßenen Trägerhälften nach und nach geringer. So liegt z. B. bei dem nach Abb. 161 gestoßenen Träger der gefährliche Querschnitt des Stoßes „*a*" für die Flansch- und Steglaschen im Schnitte $\alpha - \alpha$; bei dem Stoß „*b*" dagegen liegt der gefährliche Querschnitt der Gurtlaschen im Schnitte $\alpha - \alpha$ und der der Steglaschen im Schnitte $\beta - \beta$; d. h. im Falle eines Bruches reißt der Stoßquerschnitt nicht in der Stoßfuge, sondern in den angegebenen Schnitten: also, bei dem Stoß „*a*" würden die Gurt- und Steglaschen im Schnitte $\alpha - \alpha$ reißen, bei dem Stoß „*b*" dagegen die Gurtlaschen im Schnitte $\alpha - \alpha$ und die Steglaschen im Schnitte $\beta - \beta$.

Wenn auch bei geringeren Momentenunterschieden die Berechnung des Stoßquerschnittes der Einfachheit halber auf die Stoßfuge bezogen werden darf, so ist doch bei stark steigender Momentenlinie der

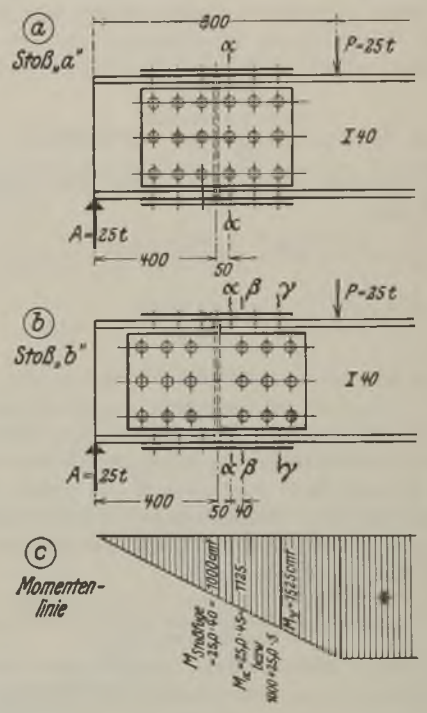


Abb. 161.

Momentenunterschied nicht belanglos und die angegebene richtige Berechnungsweise dem allgemeinen Verfahren vorzuziehen. So ist z. B. bei dem Stoß „*a*" nach Abb. 161 das Biegemoment in der Stoßfuge = 1000 cmt und das wirkliche für die Berechnung des Stoßquerschnittes in Betracht kommende Moment im Schnitte $\alpha - \alpha$ = 1125 cmt, also immerhin ein Zuwachs von 125 cmt. Bei dem Stoß „*b*" wird der Unterschied durch die Versetzung der gefährlichen Querschnitte $\alpha - \alpha$ und $\beta - \beta$ noch ungünstiger.

β) Über Nietabzüge.

Bei einer guten Maschinennietung ist es zulässig, die in gedrückten Faserschichten befindlichen Nietlöcher nicht in Abzug zu bringen; die in gezogenen Faserschichten befindlichen Nietlöcher dagegen sind immer abzuziehen.

Bei Nietverbindungen und Montagenieten, bei denen die Möglichkeit besteht, daß die Löcher nicht gut

übereinander passen und aufgerieben werden müssen, sowie bei mit Hand zu schlagenden Nieten und Verbindungen mit gewöhnlichen Schrauben sind die Lochabzüge auch in den gedrückten Querschnittsteilen zu berücksichtigen, da dann mit einer vollen Berührung des Niet- bzw. Bolzenschaftes mit der Lochwand nicht zu rechnen ist.

Bei Trägerstößen mit reiner Biegebeanspruchung und symmetrischer Ausführung (Abb. 162*b* u. *c*) lohnt sich die bedeutende Mehrarbeit sowieso kaum, die ein einseitiger Nietabzug mit sich bringt; denn durch die Verschiebung der Nullinie wird das Widerstandsmoment in bezug auf die äußerste Faser nur wenig vorteilhafter als das Widerstandsmoment bei beiderseitigem Nietabzug. So wird z. B. bei einem Trägerstoß nach Abb. 162*b* mit beiderseitigem Nietabzug das auf die obere und untere Faser bezogene Widerstandsmoment = 1220 cm³; bei demselben Stoßquerschnitt mit Abzug der Nietlöcher nur in den gezogenen Fasern (Abb. *c*) wird das auf die obere gedrückte Faser bezogene Widerstandsmoment $W_o = 1563$ cm³ und das auf die untere Faser bezogene $W_u = 1305$ cm³; in diesem Falle ergibt sich die Erhöhung des Widerstandsmomentes mit einseitigem Nietabzug gegenüber dem Widerstandsmoment mit beiderseitigem Nietabzug zu 6,9 % (vgl. auch Tafel 21).

Anders ist es bei Stoßquerschnitten mit unsymmetrischer Ausbildung. Hier kann der einseitige Nietabzug durch Vergrößerung der gezogenen Flanschfläche bzw. durch Verringerung der gedrückten Flanschfläche ausgeglichen werden. Bei dem gewählten Beispiel nach Abb. 162 konnte dadurch die Zuglasche von 20 mm (vgl. Abb. *b* u. *c*) auf 15 mm Dicke (Abb. *d*) verringert werden; die Widerstandsmomente $W_o = 1222$ cm³ und $W_u = 1322$ cm³ sind dabei immer noch höher als bei dem symmetrischen Stoßquerschnitt mit größerer Fläche gemäß Abb. *b* und *c*.

Bei Trägerstößen, die ein Biegemoment und eine Normalkraft N zu übertragen haben, ist es etwas anders. Wie aus der Abb. 163 ersichtlich, findet bei einer symmetrischen Stoßausbildung mit einseitigem Nietabzug bei Wirkung einer achsialen Druckkraft N ein Ausgleich der Randspannungen statt (Abb. 163*b*); bei einer achsialen Zugkraft (Abb. 163*c*) vergrößert sich dagegen die bereits schon durch das Biegemoment größer erhaltene Randspannung in dem gezogenen Querschnittsteil; im letzteren Fall ist eine unsymmetrische Ausführung des Stoßes, ähnlich Abb. 162*d*, vorzuziehen.

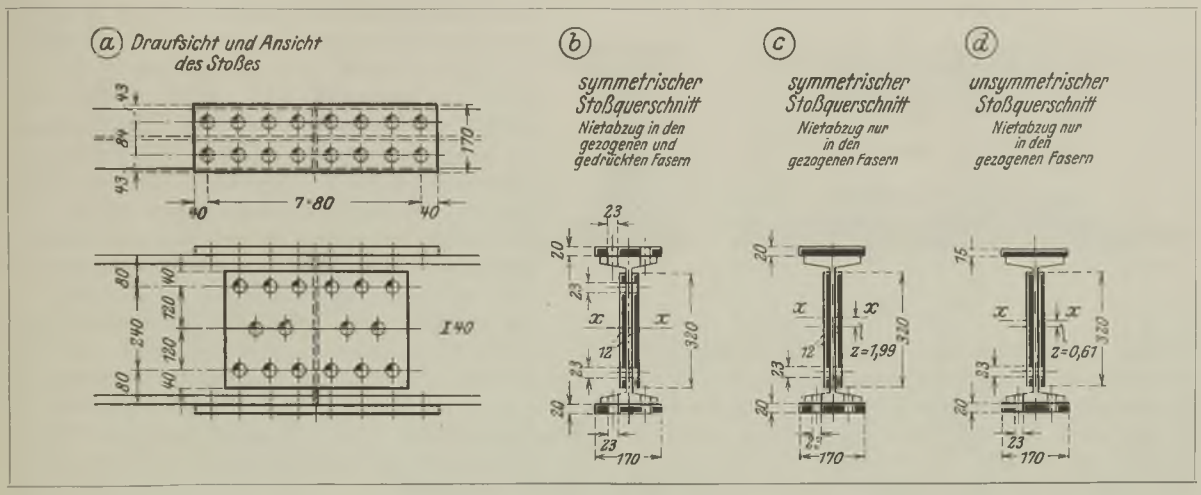


Abb. 162.

Bei den bisher besprochenen Stoßquerschnitten mit getrennten Flansch- und Steglaschen müssen auch bei versetzter Nietteilung die Nietabzüge bei den Flansch- und Steglaschen erfolgen, da ja von den einzelnen Laschen bei Bruch jede für sich zum Zerreißen kommt.

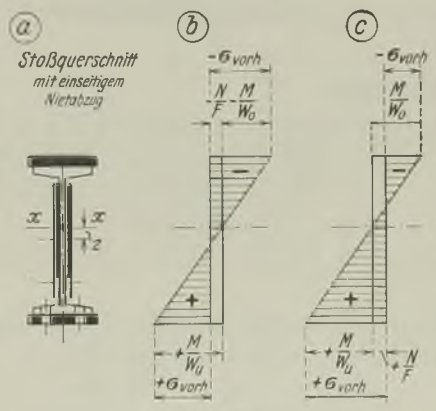


Abb. 163.

Bei Stoßquerschnitten mit genügender Verbindung des Gesamtstoßquerschnittes (ähnlich Abb. 164) brauchen bei ausreichender Versetzung der Nietreihen nur die Löcher in den Flanschen abgezogen werden; der durch den Schnitt *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, *h* erhaltene Nutzquerschnitt darf dann nicht geringer sein als der Querschnitt *a h* (vgl. auch Band I, zweiter Abschnitt,

Teil Ic, A, b, 4). Ist der unmittelbare Querschnitt $a\,h$ günstiger, dann wird der Bruch des Gesamtstoßes voraussichtlich im Schnitte $\alpha-\alpha$ erfolgen. Es ist eben stets die ungünstigste Bruchmöglichkeit zu erwägen.

Bei versenkten Nieten muß der Nietlochabzug entsprechend erhöht werden.

Schließlich ist bei Untersuchung eines Trägerstoßes zu beachten, daß der durch die Löcher geschwächte

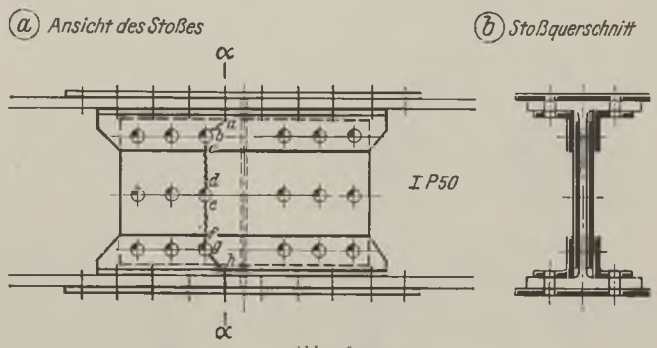


Abb. 164.

Träger ausreichend sein muß. Die Widerstandsmomente eines vollen und eines geschwächten Trägers weisen ganz beträchtliche Unterschiede, nämlich von 15 bis 30% auf (vgl. Tafel 21), so daß selbst bei Stößen, die an Stellen mit verringertem Biegemoment angeordnet sind, eine Untersuchung stattfinden muß.

im Schnitte $\gamma-\gamma$:

$$\sigma_\gamma = \frac{M_\gamma}{W_{x_n}} = \frac{1525}{1110} = 1{,}375\ \text{t/cm}^2.$$

Befindet sich der Stoß in der Nähe des gefährlichen Querschnittes und ist die Momentenlinie stark abfallend, dann ist es oft vorteilhaft, den Trägerquerschnitt nach dem größten Moment ohne Nietabzug zu bestimmen und die Stoßlasche an der auf Zug beanspruchten Flanschseite so weit zu verlängern, bis das geringer werdende Biegemoment an der Stelle des ersten bzw. letzten Anschlußnietes der verlängerten Stoßachse den geschwächten Trägerquerschnitt zuläßt (Abb. 165). Im Schnitte $II-II$ ist die verlängerte Lasche bereits wirksam und ersetzt gewissermaßen die Nietlochschwächung des Trägerquerschnittes. Durch diese Maßnahme können beträchtliche Gewichtsersparnisse erzielt werden. Bei Stößen größerer Träger können die Flanschlaschen zwecks Materialersparnis aus entsprechend abgesetzten Laschen gebildet werden. Ein derartiges Zahlenbeispiel ist im Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, D a, 2 b durchgeführt.

Da bei Stoßuntersuchungen die Werte für die Träger mit einseitigem Nietabzug oft gebraucht werden, so sind sie für I- und I P-Träger in der Tafel 21 zusammengestellt. Zum Vergleich sind die Widerstandsmomente mit Nietlochabzug in beiden Flanschen angegeben.

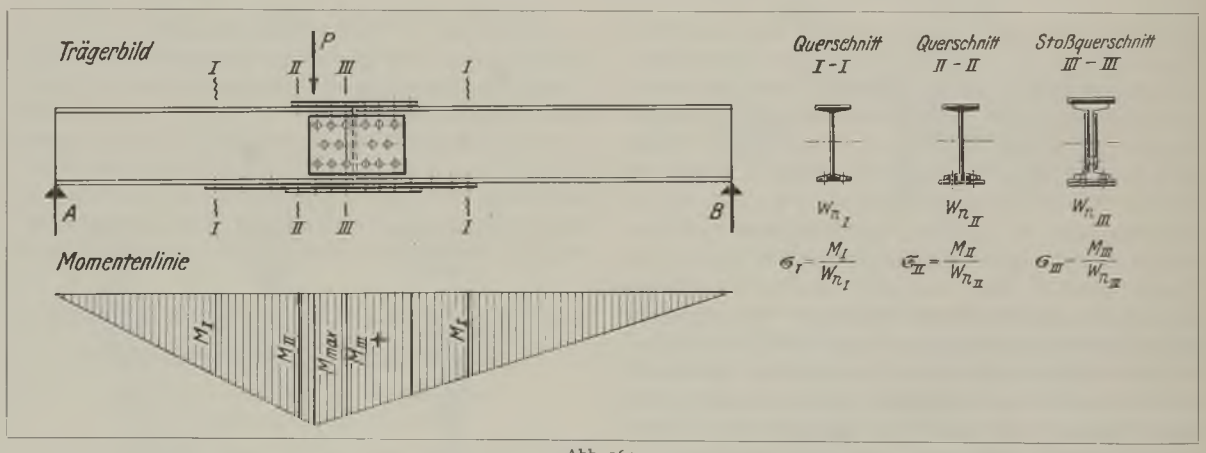


Abb. 165.

So beträgt z. B. bei der Ausführung nach Abb. 161 das größte Moment unter der Last P:

$$M_{\max} = 25{,}0 \cdot 80 = 2000\ \text{cmt}.$$

Im geschwächten Querschnitt $\gamma-\gamma$ wird

$$M_\gamma = 25{,}0 \cdot 61 = 1525\ \text{cmt}.$$

Die Widerstandsmomente für den Träger I 40 betragen

$$W_x = 1460\ \text{cm}^3, \quad W_{x_n} = 1110\ \text{cm}^3;$$

die vorhandenen Beanspruchungen sind unter der Last P:

$$\sigma_P = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2000}{1460} = 1{,}37\ \text{t/cm}^2,$$

γ) Der Stoßquerschnitt.

Die Querschnittsbestimmung erfolgt nicht nach dem vielleicht aus anderen Gründen vorhandenen reichlichen Querschnitt, sondern allein nach dem an der Stelle auftretenden Biegemoment. Aus diesem Grunde sind die Stöße möglichst da anzuordnen, wo die Momente gering sind.

Bei einem biegefesten Stoß muß unter Berücksichtigung der Nietlochabzüge das Widerstandsmoment aller Stoßlaschen mindestens gleich dem an der gefährlichen Stoßstelle erforderlich werdenden Widerstandsmoment sein. Die Laschen sind zu

Tafel 21. Widerstandsmomente von I- und IP-Trägern mit einseitigem Nietlochabzug.

Querschnitt		Lochdurchmesser	Wurzelmaße		I-Flanschdicke gemessen im Wurzelmaß	Querschnitt		Abstand des Schwerpunktes	Trägheitsmoment	Widerstandsmomente		Zum Vergleich die Widerstandsmomente	
		d	w	w_1	t	F	F_n	e	J_x	W_{x_0}	W_{x_u}	mit beiderseitigem Nietabzug	ohne jeglichen Nietabzug
		mm	mm	mm	mm	cm²	cm²	mm	cm⁴	cm³	cm³	cm³	cm³
I-Träger	14	14	—	—	8,5	18,3	15,9	79,9	454	75,5	56,8	58,7	81,9
	16	14	38	—	9,4	22,8	20,2	89,9	765	109	85,4	79,4	117
	18	14	44	—	10,2	27,9	25,1	99,7	1221	152	122	116	161
	20	17	46	—	11,2	33,5	29,7	112	1756	200	157	146	214
	22	17	52	—	12,0	39,6	35,5	122	2567	262	210	198	278
	24	17	56	—	12,9	46,1	41,7	132	3626	336	274	260	354
	26	20	58	—	14,0	53,4	47,8	144	4791	413	333	311	442
	28	20	62	—	15,0	61,1	55,0	155	6420	510	414	391	542
	30	20	64	—	16,1	69,1	62,7	165	8366	620	507	480	653
	32	20	70	—	17,0	77,8	71,0	175	10801	744	619	587	782
	34	20	74	—	17,9	86,8	79,6	185	13673	876	739	705	923
	36	23	74	—	19,3	97,1	88,2	197	16769	1027	850	803	1090
	38	23	80	—	20,1	107	97,7	207	20727	1198	1001	948	1260
	40	23	84	—	21,1	118	108	217	25402	1388	1171	1110	1460
	42½	26	86	—	22,7	132	120	232	31724	1643	1368	1290	1740
	45	26	92	—	23,8	147	135	245	39718	1928	1621	1540	2040
	47½	26	96	—	25,1	163	150	257	49294	2260	1920	1820	2380
	50	26	100	—	26,5	180	166	270	60352	2624	2235	2130	2750
	55	26	110	—	29,3	213	198	295	88030	3455	2988	2850	3610
	60	26	120	—	31,5	254	238	320	124827	4458	3901	3750	4630
IP-Träger	16	23	40	—	14	58,4	52,0	89,1	2243	316	252	243	329
	18	23	50	—	14	65,8	59,4	99,0	3337	412	337	327	426
	20	23	55	—	16	82,7	75,3	109	5264	579	483	470	595
	22	23	60	—	16	91,1	83,7	119	7213	714	606	592	732
	24	23	45	35	18	111	103	129	10588	954	821	803	974
	26	23	50	40	18	121	113	139	13746	1037	989	971	1160
	28	26	55	45	20	144	134	150	18818	1445	1255	1230	1480
	30	26	55	55	20	154	144	160	23567	1683	1473	1450	1720
	32	26	55	55	22	171	160	171	29523	1982	1721	1700	2020
	34	26	55	55	22	174	163	181	33841	2128	1870	1830	2170
	36	26	55	55	24	192	180	192	41345	2461	2153	2110	2510
	38	26	55	55	24	194	182	202	46718	2625	2313	2270	2680
	40	26	55	55	26	209	195	213	55580	2975	2610	2560	3030
	42½	26	55	55	26	212	198	226	63703	3201	2819	2760	3270
	45	26	55	55	28	232	217	239	77787	3700	3253	3170	3740
	47½	26	55	55	28	235	220	252	87358	3917	3467	3390	4010
	50	26	55	55	30	255	239	265	104010	4425	3925	3840	4530
	55	26	55	55	30	263	247	291	129080	4984	4436	4330	5100
	60	26	55	55	32	289	272	317	166560	5880	5254	5130	6030
	65	26	55	55	32	297	280	343	199951	6513	5829	5690	6670
	70	26	55	55	34	324	306	369	249553	7540	6763	6602	7723
	75	26	55	55	34	333	315	395	292330	8234	7401	7225	8434
	80	26	55	55	34	342	324	420	339032	8950	8050	7863	9160
	85	26	55	55	36	372	353	447	411240	10204	9200	8986	10444
	90	26	55	55	36	381	362	472	470102	11000	9960	9728	11245
	95	26	55	55	36	391	372	498	531906	11768	10681	10416	12062
	100	26	55	55	36	401	382	524	599132	12587	11432	11155	12895

beiden Seiten des Steges sowie an dem oberen und unteren Flansch anzubringen (vgl. Abb. 162). Die einzelnen Querschnittsabmessungen der Stoßlaschen sind möglichst mit den Querschnittsabmessungen der Trägerflansche und des Trägersteges in verhältnismäßige Übereinstimmung zu bringen. Bei größeren Trägern, vor allem bei I P-Trägern, ist es sehr vorteilhaft, nicht nur für den Steg, sondern auch für die Flansche Doppellaschen vorzusehen (vgl. Abb. 173 *b*); die Niete werden dadurch doppelschnittig und die Kräfte klarer übertragen.

Bezeichnet M_x das vorhandene Biegemoment im gefährlichen Stoßquerschnitt und σ_{zul} die zulässige Biegebeanspruchung, dann ist, wenn die Niete im Flansch und im Steg in einem Schnitte sitzen (vgl. Abb. 161 *a*), das auf die äußersten Fasern der Flanschlaschen bezogene erforderliche Widerstandsmoment

$$W_{erf} = \frac{M_x}{\sigma_{zul}}.$$

Sind die Niete der Flansch- und Steglaschen versetzt angeordnet (vgl. Abb. 169), dann erfolgt nach Vorangehendem bei Überbelastung der Bruch des Stoßes in zwei Schnitten (vgl. auch Abb. 161 *b*; Schnitt $\alpha-\alpha$ und $\beta-\beta$). Für die Berechnung der Momentenanteile der Flansch- und Steglaschen sind daher auch die in den Schnitten $\alpha-\alpha$ und $\beta-\beta$ auftretenden Biegemomente in Betracht zu ziehen. Da angenommen wird, daß die auftretende Querkraft Q nur von den Steglaschen übertragen wird, so ergibt sich für die Steglaschenuntersuchung ein Zusatzmoment von $Q f$ (vgl. Abb. 169).

Bezeichnet

J das Trägheitsmoment des gesamten Stoßquerschnittes mit Nietabzug,

J_s das Trägheitsmoment der Steglaschen mit Nietabzug,

dann ist der von den Steglaschen aufzunehmende wirkliche Momentenanteil

$$M_s = M_x \frac{J_s}{J} + Q f$$

und die größte Beanspruchung in der äußersten Faser s_o der Steglaschen

$$\sigma_{s_{vorh}} = \frac{M_s}{W_{s_o}} = \frac{M_s}{J} e.$$

Bei kleineren Unterschieden in den auftretenden Biegemomenten bzw. bei geringeren Unterschieden der Abstände der gefährlichen Schnitte $\alpha-\alpha$ und $\beta-\beta$ wird man die Untersuchung des gesamten Stoßquerschnittes mit dem größten der in beiden Schnitten auftretenden Momente (M_α oder M_β) durchführen.

Sind Normalkräfte vorhanden, so erfolgt die Verteilung dieser im Verhältnis der Einzelflächen zur Gesamtstoßfläche.

b) Bestimmung der Stoßniete zum Anschluß der Flanschlaschen.

Da die Flanschstoßniete keine Querkraft übernehmen, so sind sie nur durch die längs zum Flansch gerichteten Normalkräfte beansprucht.

Die Anschlußkraft erhält man wie folgt:

am oberen gedrückten Flansch

$$S_o = F_o \sigma_{o_{vorh}},$$

am unteren Flansch

$$S_u = F_u \sigma_{u_{vorh}},$$

hierin bedeutet (Abb. 166)

F_o den Querschnitt der oberen gedrückten Flanschlasche $= B_1 t_1$,

F_{u_n} den nutzbaren Querschnitt der unteren gezogenen Flanschlasche $= (B_2 - 2 d_1) t_2$,

$\sigma_{o_{vorh}}$ die vorhandene größte Beanspruchung in der oberen Flanschlasche,

$\sigma_{u_{vorh}}$ die vorhandene größte Beanspruchung in der unteren Flanschlasche.

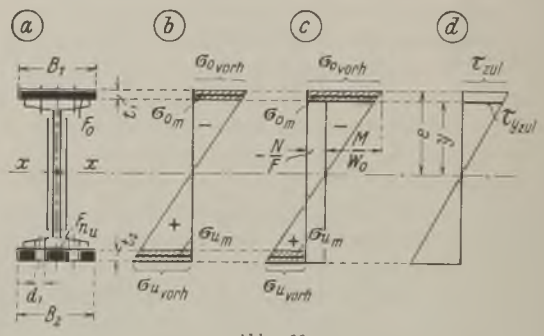


Abb. 166.

Wird auch im gedrückten Flansch mit Nietlochabzug gerechnet, dann muß anstatt des vollen Querschnittes F_o natürlich der nutzbare Querschnitt F_{o_n} der oberen Lasche in Rechnung gestellt werden.

Bei Wirkung einer Normalkraft N ergibt sich der gleiche Berechnungsgang, denn wie aus Abb. 166 *c* ersichtlich, ist ja die Normalkraft N bei den Randbeanspruchungen $\sigma_{o_{vorh}}$ und $\sigma_{u_{vorh}}$ bereits berücksichtigt.

Die Anzahl der auf jeder Verbindungsseite erforderlichen Niete errechnet sich zu:

auf Abscheren:

$$n = \frac{S}{\frac{d_1^2 \pi}{4} \tau_{zul}},$$

auf Lochleibung:

$$n = \frac{S}{d_1 t \sigma_{l_{zul}}}.$$

Bei einseitigen Flanschlaschen wird im allgemeinen die Untersuchung auf Abscheren in Frage kommen. Bei doppelten Flanschlaschen erfolgt die Berechnung der Niete nach Teil 7, d, β auf Abscheren und Lochleibung.

Richtig genommen müßte eigentlich bei der Berechnung von S die vorhandene mittlere Beanspruchung der Stoßlasche eingesetzt werden (vgl. Abb. 166 *b* u. *c*):

$$F_o = F_o \sigma_{o_m},$$

$$F_{u_n} = F_{u_n} \sigma_{u_m}.$$

Der Unterschied ist jedoch nicht bedeutend; außerdem ist es ganz gut, daß die Anschlußkraft etwas größer angenommen wird, da doch die Nieten einseitig anschließen und die zulässige Beanspruchung im Verhältnis zu der Beanspruchung der am Trägerflansch liegenden Laschenfasern stehen soll (Abb. 166 *d*):

$$\tau_{y_{zul}} = \frac{\tau_{zul}\, y}{e}.$$

c) Bestimmung der Stoßniete zum Anschluß der Steglaschen.

α) Allgemeines Verfahren.

Im allgemeinen erfolgt die Berechnung der Stoßniete zum Anschluß der Steglaschen in der Weise, daß man sich die in mehreren senkrechten Reihen angeordneten Niete in eine senkrechte Reihe (in der Stoßfuge) zusammengerückt denkt und dann das von den Steglaschen aufzunehmende Moment M_s nach dem Gesetz der Spannungsverteilung eines auf Biegung beanspruchten Balkens verteilt. Bei Berücksichtigung einer Querkraft wird diese auf alle Niete gleichmäßig verteilt.

Es soll jedoch gleich vorausgesagt werden, daß das Verfahren wohl bei höheren Niet- oder I P-Trägern (Abb. 167 *a*), aber nicht bei I-Trägern mit verhältnismäßig geringer Höhe anwendbar ist (Abb. 167 *b* u. *c*).

So würde sich demnach bei der Ausführung nach Abb. 167 *c* mit geringem Abstand h_{max} eine viel zu

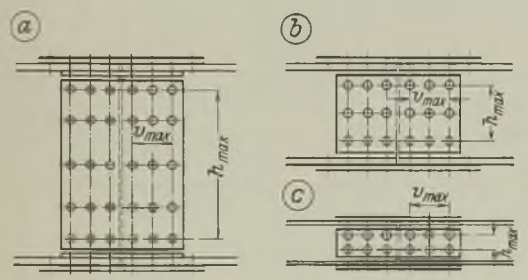


Abb. 167.

hohe H_{max}-Kraft ergeben; wie jedoch aus dem nachfolgenden Teil β hervorgeht, sind bei der richtigen Berechnungsweise der Stegstöße auch die wagerechten Abstände von Bedeutung.

Bei der Bestimmung des Stegstoßes muß zunächst der auf den Steg entfallende Momentenanteil berechnet werden.

Bezeichnet

M das an der Stoßstelle auftretende Gesamtmoment in cmt,

M_s den von den Steglaschen zu übertragende Momentenanteil in cmt,

J das Trägheitsmoment aller Stoßlaschen mit Nietabzug (Flansch- und Steglaschen) in cm⁴,

J_s das Trägheitsmoment der Steglaschen mit Nietabzug in cm⁴,

dann ist der auf die Stegverbindung entfallende Momentenanteil:

$$M_s = M\frac{J_s}{J}.$$

Die Niete werden um so stärker beansprucht, je weiter sie von der Nullinie entfernt sitzen. Die wagerechten Nietkräfte H folgen dem Gesetz der Spannungsverteilung eines auf Biegung beanspruchten Querschnittes, sie verhalten sich also wie ihre Abstände von der Nullinie; d. h. trägt man die Kräfte H zeichnerisch auf, so liegen die Endpunkte dieser Strecken auf einer geraden Linie (Abb. 168).

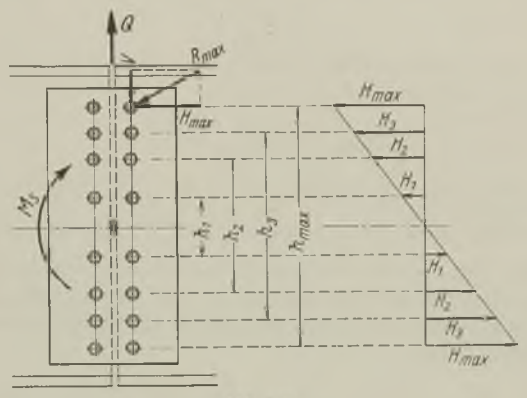


Abb. 168.

Bei je zwei symmetrisch zur Nullinie sitzenden Nieten wird also

$$H_1 = H_{max}\frac{h_1}{h_{max}},$$

$$H_2 = H_{max}\frac{h_2}{h_{max}},$$

$$H_3 = H_{max}\frac{h_3}{h_{max}}$$

und

$$M_s = H_1 h_1 + H_2 h_2 + H_3 h_3 + \cdots + H_{max}\, h_{max}$$

oder, wenn für H_1, H_2 ... die oberen Werte eingesetzt werden:

$$M_s = H_{max}\frac{h_1^2}{h_{max}} + H_{max}\frac{h_2^2}{h_{max}} + H_{max}\frac{h_3^2}{h_{max}} + \cdots + H_{max}\, h_{max},$$

also

$$M_s = \frac{H_{max}}{h_{max}}(h_1^2 + h_2^2 + \cdots + h_{max}^2) = \frac{H_{max}}{h_{max}}\Sigma h^2$$

und hieraus

$$\boldsymbol{H_{max} = M_s\frac{h_{max}}{\Sigma h^2}}.$$

Für H_{max} ist in fast allen Fällen der Lochleibungsdruck maßgebend, er darf somit nicht höher werden als

$$t\, d_1\, \sigma_{l_{zul}}.$$

Bei mehreren senkrechten Nietreihen darf man sich bei dieser allgemeinen Berechnungsweise zwecks Bildung der Größe Σh^2 sämtliche Niete wagerecht in die erste Reihe vom Stoß hineingerückt denken (vgl. auch Teil A c, 3).

Bei Berücksichtigung der Querkraft Q ist folgendes zu bemerken: Aus Teil I b, A, 3, c ist bekannt, daß sich die Schubspannungen ungleichmäßig über den Querschnitt verteilen, in den äußeren Querschnittsfasern sind sie gleich Null, und in der wagerechten Schwerachse erreichen sie den Größtwert. Es ist

daher gebräuchlich, zur Aufnahme der Querkraft nur die Stegverlaschung heranzuziehen und die Gurtungen bzw. Gurtlaschen unberücksichtigt zu lassen. Weiterhin ist anzunehmen, daß die Querkraft Q gleichmäßig von allen Nieten einer Stoßhälfte aufgenommen wird. Bezeichnet n die Anzahl der Niete in einer Stoßhälfte, dann erhält jedes Niet eine lotrecht gerichtete Zusatzkraft

$$V = \frac{Q}{n}.$$

Die Gesamtbelastung des am ungünstigsten beanspruchten Nietes beträgt somit

$$R_{\max} = \sqrt{H_{\max}^2 + V^2}.$$

Bei gleichen senkrechten Nietentfernungen ergeben sich für den Ausdruck $\frac{h_{\max}^2}{\Sigma h^2}$, der allgemein mit f bezeichnet wird, bestimmte Werte, die in der Tafel 22 zusammengestellt sind und bei Stoßberechnungen eine große Erleichterung bieten. Anwendungsbeispiel folgt.

β) Richtiges Verfahren.

Bei dem richtigen Verfahren zur Bestimmung des Nietanschlusses der Steglaschen werden die Niete in ihrer wirklichen Lage angenommen und nicht in eine senkrechte Reihe hineingeschoben gedacht: es ergeben sich damit nicht nur lotrechte, sondern auch wagerechte Nietabstände. Grundlegend für die Berechnung einer Stoßhälfte ist der Schwerpunkt s der Nietgruppe (vgl. Abb. 169). Der Anteil des auftretenden Biegemomentes ist ebenfalls hierauf zu beziehen. Das auf den gefährlichen Steglaschenquerschnitt β—β berechnete Moment M_s muß demnach noch durch das Zusatzmoment infolge der Wirkung der Querkraft Q erhöht werden; dabei ist anzunehmen, daß die Steglaschen die gesamte Querkraft aufzunehmen haben (vgl. den vorangehenden Teil α).

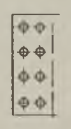
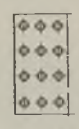
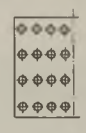
Bezeichnet

M_N den von der Nietgruppe einer Stoßhälfte aufzunehmenden Momentenanteil in cmt,

Q die im Schnitte β—β wirkende Querkraft in t,

Tafel 22. Die Werte f für verschiedene Nietanordnungen.

$$f = \frac{h_{\max}^2}{\Sigma h^2}.$$

Anzahl der Niete in der ersten Reihe vom Stoß n	Einreihige Vernietung	Zweireihige Vernietung		Dreireihige Vernietung		Vierreihige Vernietung		Anzahl der Niete in der ersten Reihe vom Stoß n
								
	$f_1 = \frac{6(n-1)}{n(n+1)}$	$f_2 = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	$f_2 = \frac{f_1}{2}$	$f_3 = \frac{2(n-1)}{n^2}$	$f_3 = \frac{f_1}{3}$	$f_4 = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)}$	$f_4 = \frac{f_1}{4}$	
4	0,900	0,643	0,450	0,375	0,300	0,322	0,225	4
5	0,800	0,533	0,400	0,320	0,267	0,267	0,200	5
6	0,714	0,455	0,357	0,278	0,238	0,227	0,179	6
7	0,643	0,396	0,322	0,245	0,214	0,198	0,161	7
8	0,583	0,350	0,292	0,219	0,194	0,175	0,146	8
9	0,533	0,314	0,267	0,198	0,178	0,157	0,133	9
10	0,491	0,284	0,246	0,180	0,164	0,142	0,123	10
11	0,455	0,260	0,228	0,165	0,152	0,130	0,114	11
12	0,423	0,239	0,212	0,153	0,141	0,120	0,106	12
13	0,396	0,222	0,198	0,142	0,132	0,111	0,099	13
14	0,371	0,206	0,186	0,133	0,124	0,103	0,093	14
15	0,350	0,193	0,175	0,124	0,117	0,097	0,088	15
16	0,331	0,181	0,166	0,117	0,110	0,091	0,083	16
17	0,314	0,171	0,157	0,111	0,105	0,086	0,079	17
18	0,298	0,162	0,149	0,105	0,099	0,081	0,075	18
19	0,284	0,153	0,142	0,100	0,095	0,077	0,071	19
20	0,271	0,146	0,136	0,095	0,090	0,073	0,068	20
21	0,260	0,139	0,130	0,0907	0,087	0,070	0,065	21
22	0,249	0,132	0,125	0,0868	0,083	0,066	0,062	22
23	0,239	0,128	0,120	0,0832	0,080	0,064	0,060	23
24	0,230	0,122	0,115	0,0799	0,077	0,061	0,058	24

g den Abstand von dem die Steglaschen betreffenden Schnitte $\beta-\beta$ bis zum Schwerpunkt s der Nietgruppe in cm,

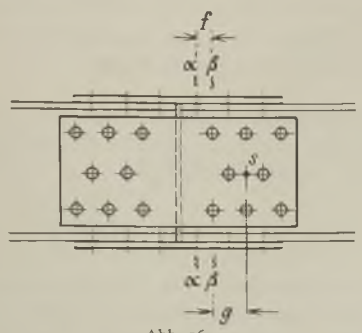


Abb. 169.

(liegt bei den Flansch- und Steglaschen der gefährliche Stoßquerschnitt gemäß Abb. 172 an gleicher Stelle, dann hat der gefährliche Steglaschenquerschnitt die Bezeichnung $\alpha-\alpha$; der Abstand g ist dann vom Schnitte $\alpha-\alpha$ bis zum Schwerpunkt zu messen),

dann ist

$$M_N = M_S \pm Q\,g.$$

Aus der Abb. 170 geht ohne weiteres hervor, daß der Nietanschluß der Stegverlaschung nicht nach dem an der Stoßstelle auftretenden Moment M_x, sondern stets nach dem im Nietgruppenschwerpunkt s wirkenden Moment M_{N_a} bzw. M_{N_b} zu bemessen ist.

Bei der Abbildung ist nur eine Stegverlaschung angenommen. Sind auch Stoßlaschen an den Flanschen vorhanden, so sind nach Vorangehendem die für die Steganschlüsse in Betracht kommenden Momente:

$$M_{N_a} = M_x \frac{J_s}{J} + Q\,a\,,$$

$$M_{N_b} = M_x \frac{J_s}{J} - Q\,b\,.$$

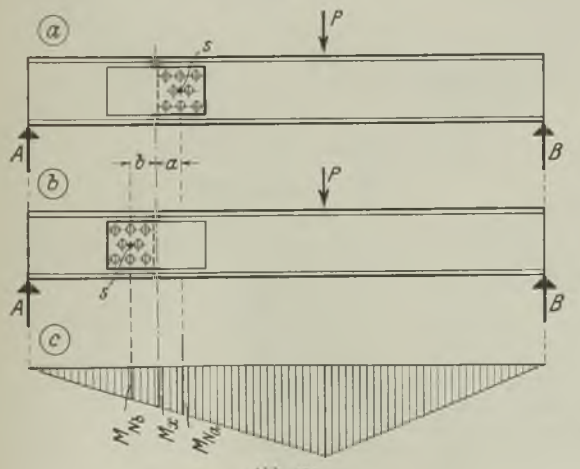


Abb. 170.

Mit dem größeren Wert von M_{N_a} und M_{N_b} werden dann zweckmäßig beide Stoßhälften symmetrisch ausgebildet. Bei Stößen nahe den Auflagern und bei dem Vorhandensein einer größeren Querkraft ist jedoch auch die unsymmetrische Stoßausführung in Erwägung zu ziehen.

Nachstehend werden nun für eine beliebige Nietgruppe die Nietkräfte bestimmt.

Bei ebenen Flächen bezeichnet man das auf eine in der Ebene liegende Achse bezogene Trägheitsmoment als äquatoriales Trägheitsmoment und das auf eine senkrecht zur Fläche stehende Achse bezogene als polares Trägheitsmoment.

Bezeichnen (vgl. Abb. 171)

$h_1, h_2, h_3 \ldots h_i \ldots h_{max}$ die lotrechten Abstände der Niete von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe bzw. von der Achse $x-x$,

$v_1, v_2, v_3 \ldots v_i \ldots v_{max}$ die wagerechten Abstände der Niete von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe bzw. von der Achse $y-y$,

$r_1, r_2, r_3 \ldots r_i \ldots r_{max}$ die vom Schwerpunkt s bis zu den betreffenden Nieten gemessenen Abstände,

m die Massenteilchen,

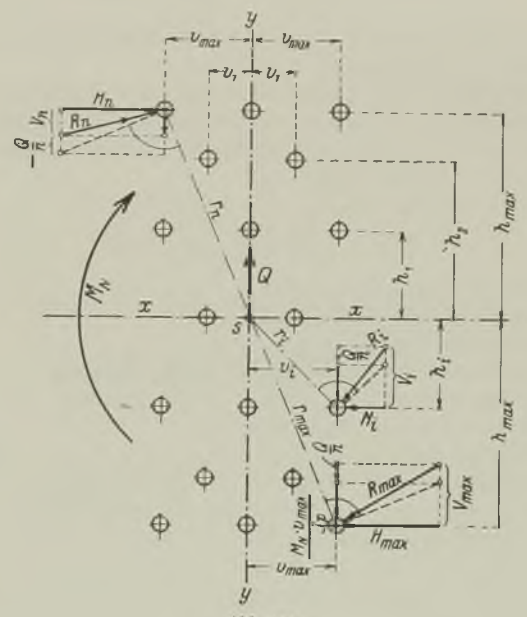


Abb. 171.

dann ist das auf die Achse $x-x$ bezogene Trägheitsmoment

$$J_x = \Sigma(m\,h^2)\,,$$

das auf die Achse $y-y$ bezogene Trägheitsmoment

$$J_y = \Sigma(m\,v^2)$$

und das polare Trägheitsmoment

$$J_p = \Sigma(m\,r^2)$$

oder, da $r^2 = h^2 + v^2$ ist:

$$J_p = \Sigma(m\,h^2) + \Sigma(m\,v^2)\,.$$

Setzt man $m = 1$, dann wird

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2\,.$$

Bezeichnet weiter

n die Anzahl der Niete einer Stoßhälfte,
H_i die wagerecht gerichtete Kraft des Nietes „i",
V_i die senkrecht gerichtete Kraft des Nietes „i",
R_i die Mittelkraft des Nietes „i",
M_N das von der Nietgruppe aufzunehmende Moment inbezug auf den Schwerpunkt s,

dann ist

$$H_i = M_N \frac{h_i}{J_p},$$

$$V_i = M_N \frac{v_i}{J_p} + \frac{Q}{n},$$

$$R_i = \sqrt{H_i^2 + V_i^2}.$$

Ist die Querkraft $Q = 0$, dann wird

$$V_i = \frac{M_N v_i}{J_p};$$

$$H_i = \frac{M_N h_i}{J_p};$$

$$\frac{V_i}{H_i} = \frac{v_i}{h_i};$$

d. h. die Nietkraft R_i steht im rechten Winkel zur Linie r_i (Abb. 171).

Besteht die Nietgruppe nur aus einer senkrechten Reihe, dann geht, da $v_i = 0$ ist, das polare Trägheitsmoment J_p in das äquatoriale Trägheitsmoment J_x über. In diesem Falle wird

$$V_i = \frac{Q}{n}; \qquad H_i = M \frac{h_i}{J_x} = M \frac{h_i}{\Sigma h^2}.$$

Durch das auf die Verbindung wirkende Moment M_N werden die Nietkräfte um so größer, je weiter sie von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe entfernt sitzen; sie verhalten sich also wie ihre Abstände r vom Schwerpunkt s.

Die größte Kraft erhält somit das am weitesten vom Schwerpunkt entfernt sitzende Niet

$$H_{max} = M_N \frac{h_{max}}{J_p},$$

$$V_{max} = M_N \frac{v_{max}}{J_p} + \frac{Q}{n},$$

$$R_{max} = \sqrt{H_{max}^2 + V_{max}^2}.$$

Bei den äußersten Nieten „n" der ersten senkrechten Reihe wird der Wert $\frac{Q}{n}$ negativ; R_n ist dann also kleiner als bei der Nietkraft R_{max}.

Bei gleichen Abständen h können auch hier zur einfacheren Bestimmung der Kraft H_{max} die in der Tafel 22 angegebenen Werte $f = \frac{h_{max}^2}{\Sigma h^2}$ benutzt werden. Da aber in der Tafel 22 mit h die gegenseitige Entfernung zweier symmetrisch liegender Niete gemeint ist, so muß es hier heißen:

$$J_p = 2\left[\Sigma\left(\frac{h}{2}\right)^2 + \Sigma\left(\frac{v}{2}\right)^2\right] = \frac{1}{2}(\Sigma h^2 + \Sigma v^2);$$

$$\Sigma h^2 = \frac{h_{max}^2}{f};$$

$$J_p = \frac{1}{2}\left(\Sigma v^2 + \frac{h_{max}^2}{f}\right)$$

(vgl. die Aufsätze von Paul Michnik in der Zeitschrift „Der Brückenbau", 1928, Heft 5, und von E. Palmblod in der „Bautechnik", 1926, Heft 55).

Die zulässigen Niet- und Schraubenbeanspruchungen sind dem Teil 4 zu entnehmen.

d) Drei Zahlenbeispiele.

α) Erstes Beispiel.

1) Allgemeines.

Ein I 45 von 6,8 m Spannweite soll in 1,05 m Entfernung vom Auflager A gestoßen werden. Die für die Stoßuntersuchung in Betracht kommenden Werte sind aus der Abb. 172 ersichtlich. Die Nietlochabzüge sollen hier auch in den gedrückten Fasern berücksichtigt werden. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

2) Untersuchung des Trägers.

Der gefährliche, durch die Nietlöcher geschwächte Trägerquerschnitt liegt im Schnitte $I-I$. Das Biegemoment M_I beträgt an dieser Stelle 22,16 cmt.

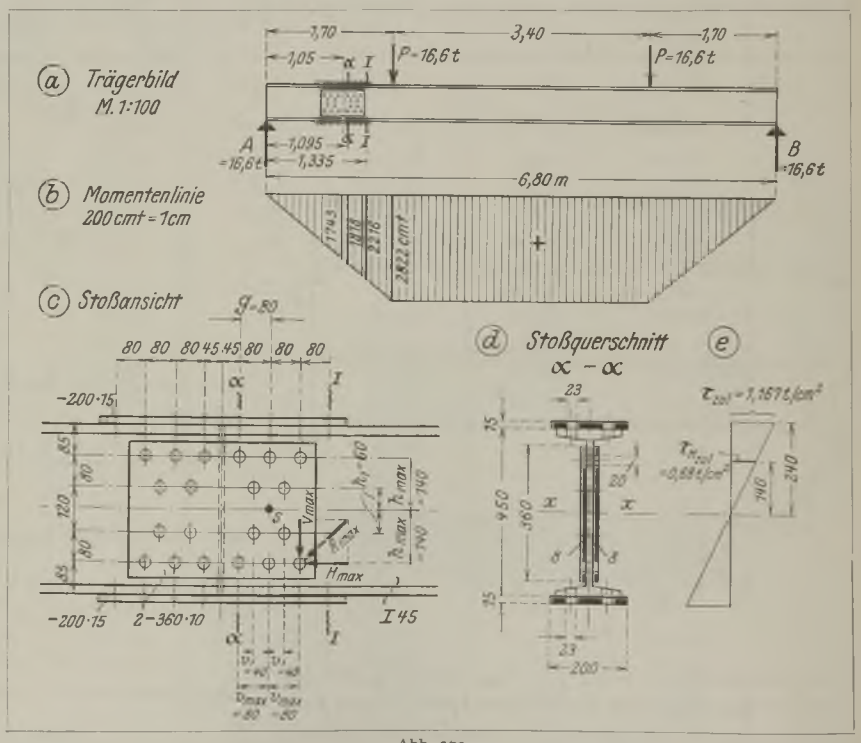


Abb. 172.

Vorhanden ist der in Abb. *d* dargestellte Querschnitt aus einem I 45 mit Berücksichtigung eines Abzuges von je zwei Löchern von 23 mm Durchmesser im oberen und unteren Flansch; das vorhandene $W_n = 1596\ \text{cm}^3$:

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M_l}{W_n} = \frac{2216}{1596} = 1{,}39\ \text{t/cm}^2.$$

3) Bestimmung des Stoßquerschnittes.

Der gefährliche Stoßquerschnitt liegt im Schnitte $\alpha - \alpha$ (Abb. *a* u. *c*). Das Biegemoment M_α beträgt an dieser Stelle 1818 cmt.

Vorhanden ist der in Abb. *d* dargestellte Querschnitt aus einer oberen und einer unteren Flanschlasche $200 \cdot 15$ und aus zwei Stegen $360 \cdot 8$; die Abzüge der Löcher sind im gesamten Querschnitt berücksichtigt. Das vorhandene Trägheitsmoment $J_n = 31\,189\ \text{cm}^4$; das Widerstandsmoment

$$W_n = \frac{31\,189}{24} = 1300\ \text{cm}^3$$

und die vorhandene größte Beanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M_\alpha}{W_n} = \frac{1818}{1300} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2.$$

4) Nietanschluß der Flanschlaschen.

Nach Vorangehendem ist für eine Lasche der nutzbare Querschnitt

$$F_n = (20{,}0 - 2 \cdot 2{,}3)\ 1{,}5 = 23{,}1\ \text{cm}^2,$$

die vorhandene Randbeanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = 1{,}4\ \text{t/cm}^2,$$

mithin wird die Anschlußkraft

$$S = 23{,}1 \cdot 1{,}4 = 32{,}4\ \text{t}.$$

Vorhanden sind 8 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{32{,}4}{8\,\frac{2{,}3^2\,\pi}{4}} = 0{,}98\ \text{t/cm}^2.$$

5) Nietanschluß der Steglaschen.

Der im Schnitte $\alpha - \alpha$ auf die Steglaschen entfallende Momentenanteil

$$M_s = M_\alpha \frac{J_s}{J_x} = 1818\,\frac{6206}{31\,189} = 362\ \text{cmt}.$$

Nach Vorangehendem ist das für den Nietanschluß maßgebende Moment M_N auf den Nietgruppenschwerpunkt zu beziehen (vgl. Abb. 172).

$$M_N = M_s + Q\,g = 362 \cdot 16{,}6 \cdot 8{,}0 = 495\ \text{cmt},$$

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 6 h_{\max}^2 + 4 h_1^2 + 4 v_{\max}^2 + 4 v_1^2$$
$$= 6 \cdot 14{,}0^2 + 4 \cdot 6{,}0^2 + 4 \cdot 8{,}0^2 + 4 \cdot 4{,}0^2 = 1640;$$

$$H_{\max} = M_N \frac{h_{\max}}{J_p} = 495\,\frac{14{,}0}{1640} = 4{,}22\ \text{t},$$

$$V_{\max} = M_N \frac{v_{\max}}{J_p} + \frac{Q}{n} = 495\,\frac{8{,}0}{1640} + \frac{16{,}6}{10} = 4{,}07\ \text{t},$$

$$R_{\max} = \sqrt{H_{\max}^2 + V_{\max}^2} = \sqrt{4{,}22^2 + 4{,}07^2} = 5{,}39\ \text{t}.$$

Vorhandene Nietbeanspruchung

$$\tau = \frac{5{,}39}{2\,\frac{2{,}0^2\,\pi}{4}} = 0{,}86\ \text{t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{5{,}39}{2{,}0 \cdot 1{,}62} = 1{,}67\ \text{t/cm}^2;$$

maßgebend ist die Scherbeanspruchung τ.

Die zulässige Nietbeanspruchung ist bei einer zulässigen Biegebeanspruchung $\sigma_b = 1{,}4\ \text{t/cm}^2$ für $\tau = 1{,}167\ \text{t/cm}^2$ und für $\sigma_l = 2{,}334\ \text{t/cm}^2$; die wagerecht gerichtete Nietbeanspruchung soll jedoch im Verhältnis zu der an der gleichen Stelle auftretenden Steglaschenbeanspruchung stehen; die zulässige Scherfestigkeit für die äußersten Stegnietreihen ist daher (vgl. Abb. 172*e*)

$$\tau_{H\text{zul}} = 1{,}167\,\frac{14{,}0}{24{,}0} = 0{,}68\ \text{t/cm}^2$$

und die vorhandene Scherfestigkeit infolge der wagerecht gerichteten Kraft $H_{\max}$

$$\tau_{H\text{vorh}} = \frac{H_{\max}}{2\,\frac{d_1^2\,\pi}{4}} = \frac{4{,}22}{2\,\frac{2{,}0^2\,\pi}{4}} = 0{,}67\ \text{t/cm}^2.$$

6) Betrachtungen zum Beispiel.

Nach der im Teil 7, c, α besprochenen üblichen Berechnungsweise erhält man mit dem auf die Stoßfuge bezogenen Momentenanteil

$$M_{s_x} = M_x \frac{J_s}{J_x} = 1743\,\frac{6206}{31\,189} = 348\ \text{cmt}$$

(vgl. Abb. 172*b*),

$$H_{\max} = M_{s_x} \frac{h_{\max}}{\Sigma h^2} = 348\,\frac{2 \cdot 14{,}0}{3\,(2 \cdot 14{,}0)^2 + 2\,(2 \cdot 6)^2}$$
$$= 348\,\frac{28{,}0}{3 \cdot 28^2 + 2 \cdot 12^2} = 3{,}7\ \text{t},$$

$$V_{\max} = \frac{Q}{n} = \frac{16{,}6}{10} = 1{,}66\ \text{t},$$

$$R_{\max} = \sqrt{H_{\max}^2 + V_{\max}^2} = \sqrt{3{,}7^2 + 1{,}66^2} = 4{,}05\ \text{t},$$

gegenüber der richtigen Berechnungsweise wird hier $H_{\max}$ etwa 12,3 % und $R_{\max}$ etwa 24 % geringer.

Nimmt man anstatt wie üblich $M_{s_x} = 348$ cmt das auf den Nietschwerpunkt *s* bezogene $M_N = 495$ cmt und rechnet damit nach dem allgemeinen Verfahren, dann wird

$$H_{\max} = 3{,}7\,\frac{495}{348} = 5{,}25\ \text{t},$$

und $V_{\max}$ wie vor $= 1{,}66$ t

$$R_{\max} = \sqrt{5{,}25^2 + 1{,}66^2} = 5{,}51\ \text{t};$$

nunmehr wird gegenüber der richtigen Berechnungsweise $H_{\max}$ etwa 24 % und $R_{\max}$ etwa 2 % höher.

Die vorstehenden Untersuchungen zeigen die großen Unterschiede der Stegnietenkräfte bei dem richtigen und dem falschen Rechnungsverfahren; es ist daher bei einem verhältnismäßig niedrigen Stoß der im Teil c, β angegebenen richtigen Berechnungsweise der Vorzug zu geben.

β) Zweites Beispiel.

1) Allgemeines.

Der Stoßquerschnitt eines I P 55 soll so bestimmt werden, daß er das für den Träger mögliche maximale Biegemoment aufnehmen kann. Die Nietlöcher sollen nur im gezogenen Querschnittsteil abgezogen werden. Alle Werte, Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abb. 173 hervor; $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

2) Das größte Biegemoment.

Nach der Tafel 21 ist das kleinste Widerstandsmoment eines I P 55 mit einseitigem Nietlochabzug $W_n = 4436$ cm³; da die zulässige Beanspruchung 1,4 t/cm² beträgt, so ist

$$_{max}M = 4436 \cdot 1{,}4 = 6210 \text{ cmt.}$$

und die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_o = \frac{6210}{4580} = 1{,}36 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_u = \frac{6210}{4500} = 1{,}38 \text{ t/cm}^2.$$

4) Nietanschluß der oberen Flanschlaschen.

Nach Vorangehendem beträgt der anzuschließende Querschnitt

der äußeren Lasche $= 30{,}0 \cdot 1{,}5 = 45{,}0$ cm²
der inneren Laschen $= 2 \cdot 11{,}0 \cdot 1{,}5 = 33{,}0$ „
Gesamtfläche 78,0 cm²

Die mittlere Beanspruchung ergibt sich gemäß der Spannungslinie nach Abb. 173*c* für die äußere Lasche

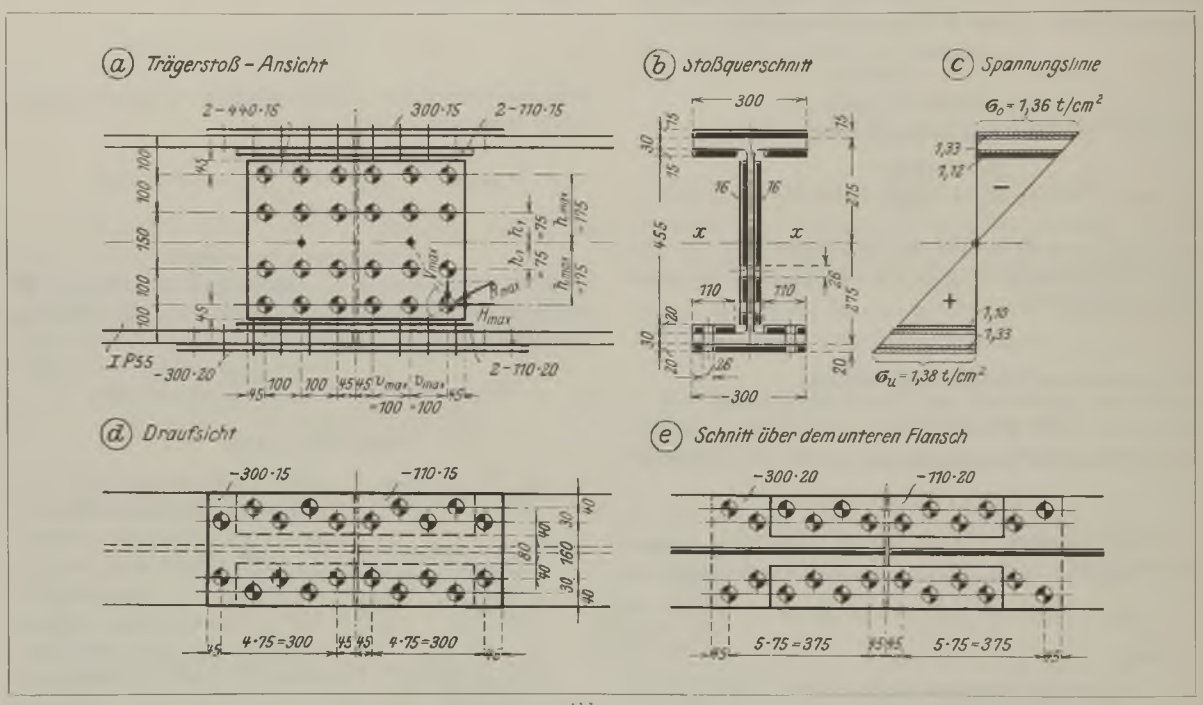


Abb. 173.

3) Bestimmung des Stoßquerschnittes.

Vorhanden ist der in Abb. 173*b* dargestellte Querschnitt aus einer oberen Außenflanschlasche 300 · 15, zwei oberen Innenflanschlaschen 110 · 15, einer unteren Außenflanschlasche 300 · 20, zwei unteren Innenflanschlaschen 110 · 20 und zwei Steglaschen 440 · 16. Da der Abzug der Löcher nur in den gezogenen Querschnittsteilen erfolgt, so ist zum Ausgleich der einseitigen Nietabzüge der Querschnitt unsymmetrisch ausgebildet. Die Schwerlinie des Stoßquerschnittes liegt auf Trägermitte.

Das vorhandene Trägheitsmoment $J_n = 132\,770$ cm⁴; die Widerstandsmomente

$$W_{n_o} = \frac{132\,770}{27{,}5 + 1{,}5} = 4580 \text{ cm}^3,$$

$$W_{n_u} = \frac{132\,770}{27{,}5 + 2{,}0} = 4500 \text{ cm}^3$$

zu 1,33 und für die inneren Laschen zu 1,12 t/cm², mithin wird die Anschlußkraft:

für die äußere Lasche $= 45{,}0 \cdot 1{,}33 = 60{,}0$ t
für die inneren Laschen $= 33{,}0 \cdot 1{,}12 = 37{,}0$ t
Gesamtanschlußkraft $S = 97{,}0$ t

Vorhanden sind zum Anschluß der äußeren Lasche 10 Niete und zum Anschluß der inneren Laschen 8 Niete von 26 mm Durchmesser.

Die größte Nietkraft ist nach Vorangehendem:

für die äußere Lasche

$$\frac{60{,}0}{10} = 6{,}0 \text{ t},$$

für die inneren Laschen

$$\frac{37{,}0}{8} = 4{,}63 \text{ t}.$$

Nietbeanspruchung:
infolge Abscheren

$$\tau = \frac{6{,}0}{\frac{2{,}6^2\,\pi}{4}} = 1{,}13\ \mathrm{t/cm^2},$$

infolge Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{6{,}0 + 4{,}63}{3{,}0 \cdot 2{,}6} = 1{,}37\ \mathrm{t/cm^2}.$$

5) Nietanschluß der unteren Flanschlaschen.

Anzuschließender Querschnitt:

äußere Lasche $(30{,}0 - 2 \cdot 2{,}6)\ 2{,}0 = 49{,}6\ \mathrm{cm^2}$
innere Laschen $2\,(11{,}0 - 2{,}6)\ 2{,}0 = 33{,}6$ „
gesamte Nutzfläche $= 83{,}2\ \mathrm{cm^2}$

Die mittlere Beanspruchung ergibt sich gemäß der Spannungslinie nach Abb. 173*c* für die äußere Lasche zu 1,33 und für die inneren Laschen zu 1,10 t/cm²; mithin wird die Anschlußkraft

für die äußere Lasche $= 49{,}6 \cdot 1{,}33 = 66{,}0$ t
für die inneren Laschen $= 33{,}6 \cdot 1{,}10 = 37{,}0$ t
Gesamtanschlußkraft $S = 103{,}0$ t

Vorhanden sind zum Anschluß der äußeren Lasche 12 Niete und zum Anschluß der inneren Laschen 8 Niete von 26 mm Durchmesser.

Die größte Nietkraft ist nach Vorangehendem:
für die äußere Lasche

$$\frac{66}{12} = 5{,}5\ \mathrm{t},$$

für die inneren Laschen

$$\frac{37{,}0}{8} = 4{,}63\ \mathrm{t}.$$

Nietbeanspruchung:
infolge Abscheren

$$\tau = \frac{5{,}5}{\frac{2{,}6^2\,\pi}{4}} = 1{,}04\ \mathrm{t/cm^2},$$

infolge Lochleibung

$$\sigma_l = \frac{5{,}5 + 4{,}63}{3{,}0 \cdot 2{,}6} = 1{,}30\ \mathrm{t/cm^2}.$$

6) Nietanschluß der Steglaschen.

Von dem an der Stoßstelle auftretenden Moment ${}_{\max}M$ nimmt die Stegnietverbindung folgenden Anteil auf:

$$M_N = {}_{\max}M\,\frac{J_s}{J}$$

hierin bedeutet:

J_s das Trägheitsmoment der Steglaschen mit Berücksichtigung der Nietlochabzüge im gezogenen Teil,

J das Trägheitsmoment des gesamten Stoßquerschnittes ebenfalls mit Berücksichtigung der Nietlochabzüge im gezogenen Teil.

Im Beispiel ist

$${}_{\max}M = 6210\ \mathrm{cmt},$$

$$J = 132770\ \mathrm{cm^4}; \qquad J_s = 18450\ \mathrm{cm^4},$$

mithin wird

$$M_N = 6210\,\frac{18450}{132770} = 865\ \mathrm{cmt};$$

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 6 \cdot 17{,}5^2 + 6 \cdot 7{,}5^2 + 8 \cdot 10{,}0^2 = 2975\,.$$

$$H_{\max} = M_N\,\frac{h_{\max}}{J_p} = 865\,\frac{17{,}5}{2975} = 5{,}09\ \mathrm{t},$$

$$V_{\max} = M_N\,\frac{v_{\max}}{J_p} = 865\,\frac{9{,}0}{2975} = 2{,}62\ \mathrm{t},$$

$$R_{\max} = \sqrt{H^2_{\max} + V^2_{\max}} = \sqrt{5{,}09^2 + 2{,}62^2} = 5{,}72\ \mathrm{t}.$$

Vorhandene Nietbeanspruchung:

$$\tau = \frac{5{,}72}{2\,\frac{2{,}6^2\,\pi}{4}} = 0{,}54\ \mathrm{t/cm^2},$$

$$\sigma_l = \frac{5{,}72}{2{,}6 \cdot 1{,}6} = 1{,}37\ \mathrm{t/cm^2},$$

maßgebend ist die Lochleibung.

Die zulässige Nietbeanspruchung ist bei einer zulässigen Biegebeanspruchung $\sigma_b = 1{,}4$ t/cm² für $\sigma_l = 2{,}334$ t/cm²; die wagerecht gerichtete Nietbeanspruchung soll jedoch im Verhältnis zu der an gleicher Stelle auftretenden Steglaschenbeanspruchung stehen; der zulässige Lochleibungsdruck für die äußersten Nietreihen ist daher

$$\sigma_{H_{zul}} = 2{,}334\,\frac{17{,}5}{29{,}5} = 1{,}38\ \mathrm{t/cm^2}$$

(17,5 ist der Abstand der untersten Nietreihe und 29,5 der Abstand der unteren Randfaser von der Nullinie).

7) Betrachtungen zum Beispiel.

Bei Bestimmung des Nietanschlusses der Steglaschen ist das im Teil c, β behandelte richtige Verfahren angewendet. Nach der üblichen Rechnungsweise (Teil c, α) würde sich die größte Nietkraft wie folgt ergeben:

$$H_{\max} = M_N\,\frac{h_{\max}}{\Sigma h^2} = 865\,\frac{2 \cdot 17{,}5}{3\,(2 \cdot 17{,}5)^2 + 3\,(2 \cdot 7{,}5)^2}$$

$$= 865\,\frac{35{,}0}{3 \cdot 35^2 + 3 \cdot 15^2} = 6{,}96\ \mathrm{t};$$

mithin 36 % höher als die maßgebende Kraft ${}_{\max}H$ bei der richtigen Rechnungsweise.

Die Anordnung von Doppellaschen an den Flanschen ergibt eine gleichmäßige Kraftübertragung. Bei Anordnung nur äußerer Flanschlaschen müßten solche von 300 · 30 gewählt werden; abgesehen davon, daß die Kraftübertragung damit einseitig ist, werden anstatt der 10 bzw. 12 Anschlußniete eine weit größere Anzahl, nämlich 18 bzw. 20 Niete erforderlich.

Werden die inneren Flanschlaschen stärker als die äußeren gewählt, so daß die Anschlußkräfte für beide Laschen etwa gleich werden, dann können noch mehr Niete gespart werden. Die Querschnittsfläche wird jedoch dadurch etwas größer, da die Laschen mehr nach der Nullinie zu rücken.

γ) Drittes Beispiel.

1) Allgemeines.

Ein I 22 soll gemäß Abb. 174 nur durch Steglaschen gestoßen werden. Der gefährliche Querschnitt der Stoßverbindung liegt im Schnitte $\alpha - \alpha$; hierfür ist das vorhandene Biegemoment $M_\alpha = 90$ cmt; die Querkraft $Q = 5{,}0$ t. Für die Nietverbindung ist das größte auf den Schwerpunkt s der rechten Nietgruppe bezogene Moment $M_N = M_\alpha + Q\,g = 90 + 5{,}0 \cdot 25 = 215$ cmt. Die Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor.

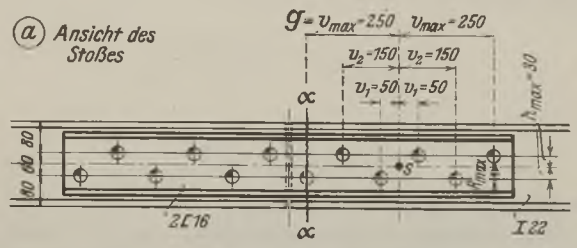


Abb. 174.

2) Bestimmung der Stoßlaschen.

Das auftretende größte Moment $M_\alpha = 90$ cmt. Vorhanden 2 [16 mit W_n (ein Nietabzug im Steg) $= 213\,\text{cm}^3$;

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{90}{213} = 0{,}422\ \text{t/cm}^2.$$

3) Nietanschluß.

Das auf den Schwerpunkt s der rechten Gruppe von 6 doppelschnittigen Nieten von 23 mm Durchmesser bezogene Moment $M_N = 215$ cmt.

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$$
$$= 6 \cdot 3{,}0^2 + 2 \cdot 25{,}0^2 + 2 \cdot 15{,}0^2 + 2 \cdot 5{,}0^2 = 1804$$

$$H_{\max} = M_N \frac{h_{\max}}{J_p} = 215\,\frac{3{,}0}{1804} = 0{,}36\ \text{t},$$

$$V_{\max} = M_n \frac{v_{\max}}{J_p} + \frac{Q}{n} = 215\,\frac{25{,}0}{1804} + \frac{5{,}0}{4} = 4{,}23\ \text{t},$$

$$R = \sqrt{H_{\max}^2 + V_{\max}^2} = \sqrt{0{,}36^2 + 4{,}23^2} = 4{,}25\ \text{t}.$$

Vorhandene Nietbeanspruchung:

$$\tau = \frac{4{,}25}{2\,\frac{2{,}3^2\pi}{4}} = 0{,}52\ \text{t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{4{,}25}{2{,}3 \cdot 0{,}81} = 2{,}29\ \text{t/cm}^2\ (\sigma_{l_{\text{zul}}} = 2{,}334\ \text{t/cm}^2).$$

4) Betrachtungen zum Beispiel.

Nach dem im Teil c, α behandelten üblichen Verfahren würde man bei dem vorliegenden Stoß überhaupt nicht zum Ziele kommen.

$$H_{\max} = 215\,\frac{h_{\max}^2}{\Sigma h^2} = 215\,\frac{2 \cdot 3{,}0}{3\,(2 \cdot 3{,}0)^2}$$
$$= 215\,\frac{6{,}0}{3 \cdot 6{,}0^2} = 12{,}0\ \text{t}!$$

Bei der richtigen Rechnungsweise sind die Nietkräfte R beinahe senkrecht gerichtet; die Spannungen in dem Träger und den Stoß-[-Träger werden dadurch beträchtlich aus ihrer wagerechten Richtung abgelenkt.

e) Tafeln für Regelausführung biegefester Stöße.

In der Tafel 23 sind für I 14 bis 60 und in der Tafel 24 für I P 20 bis 100 die Regelausführungen für biegefeste Stöße zusammengestellt. Es sind dort sämtliche Abmessungen der Flansch- und Steglaschen, sowie die Nietabstände und Lochdurchmesser angegeben; außerdem sind noch die Gewichte der fertigen Stöße einschließlich der Nietköpfe eingetragen.

Die Stöße sind an der meistbeanspruchten Stelle der Träger angenommen, mit anderen Worten: die Träger sind voll gedeckt.

8. Berechnung und Ausführung der teilweise eingespannten Trägeranschlüsse.

a) Allgemeines.

Bei der Eigenart dieser Trägeranschlüsse ist es am zweckmäßigsten, sämtliche Träger, Deckenträger wie Unterzüge, gemäß Abb. 175 mit ihren Oberkanten gleich hoch zu legen.

Abb. 175*a* zeigt den normalen Anschluß bei gleich hohen Deckenträgern. Der Nutzquerschnitt F_n der

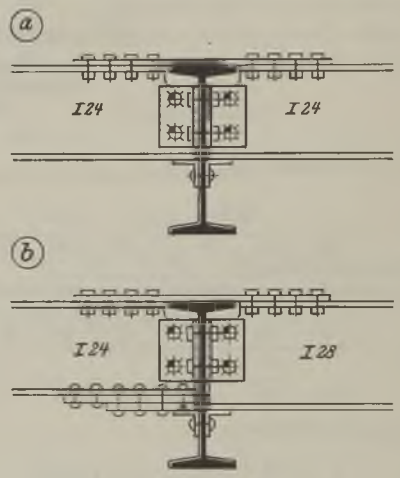


Abb. 175.

Kopf-Zugplatte ist mindestens so groß zu wählen, wie der Nutzquerschnitt f_n des Trägerflansches.

Bezeichnet (vgl. Abb. 176)

b die Flanschbreite des Trägers,

t die Flanschdicke des Trägers im Abstand $\frac{b}{4}$ (Werte nach den Querschnittstafeln),

t_1 die Flanschdicke des Trägers im Wurzelmaß gemessen,

B die Breite der Zugplatte,

t_2 die Dicke der Zugplatte,

dann ist $F_n \geqq f_n$;

$(B - 2d_1)\,t_2 \geqq b\,t - 2d_1 t_1$.

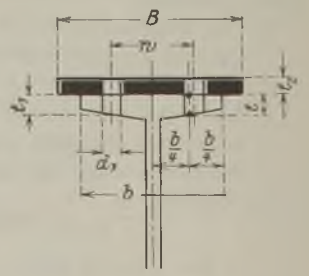
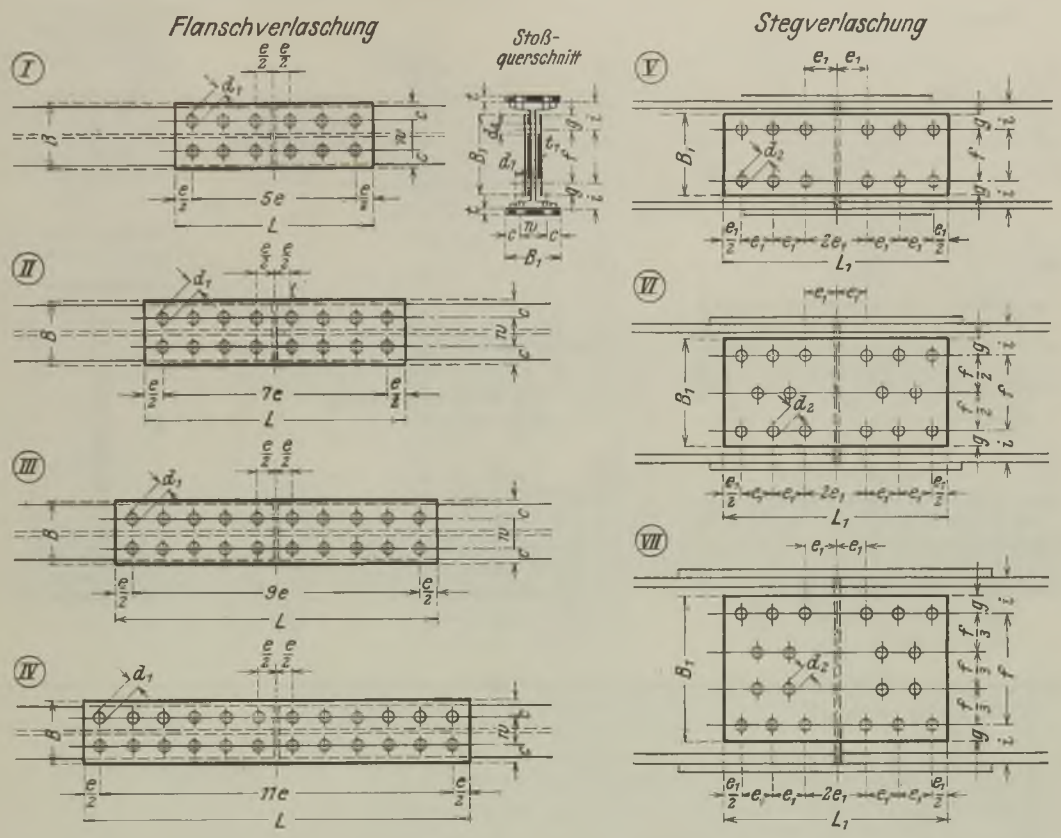


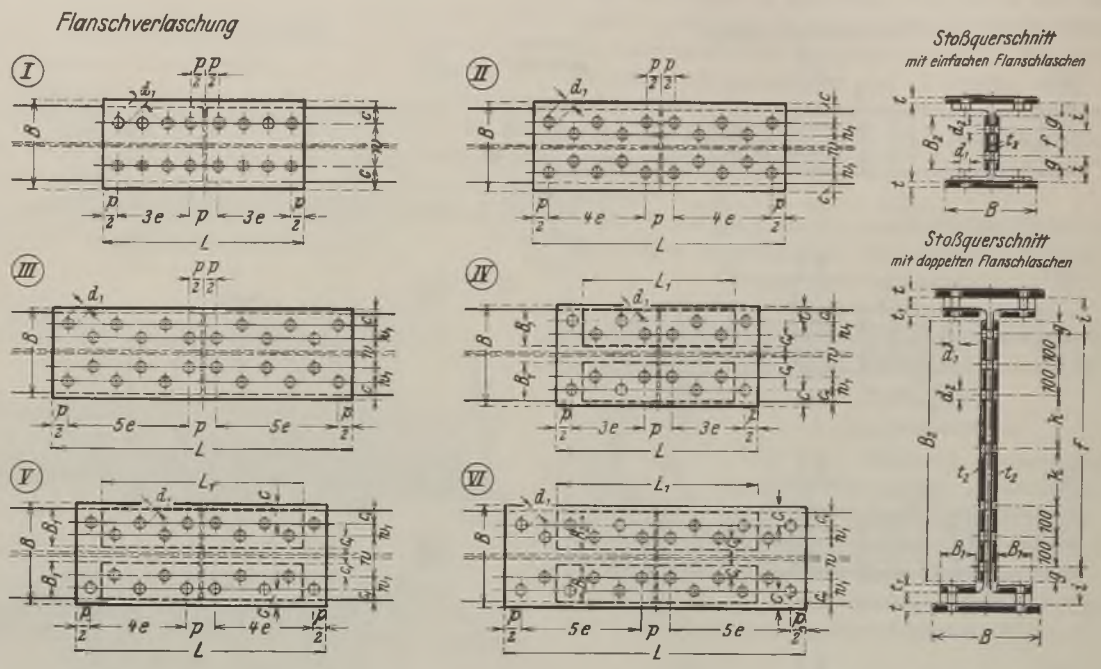
Abb. 176.

Tafel 23. Regelausführung biegefester Stöße von I 14 bis I 60.



I	Flanschverlaschung (jeder Flansch eine Lasche)								Stegverlaschung (2 Laschen)									Gewicht eines fertigen Stoßes einschl. Nietköpfe kg
	Nach Abb.	Abmessungen in mm			Lochdurchmesser	Nietabstände in mm			Nach Abb.	Abmessungen in mm			Lochdurchmesser	Nietabstände in mm				
		Breite B	Länge L	Dicke t	d_1	w	c	e		Breite B_1	Länge L_1	Dicke t_1	d_2	f	g	e_1	i	
14	I	70	360	10	11	34	18	60	V	100	420	6	17	50	25	60	45	8,8
16	I	80	360	10	14	38	21	60	V	120	420	6	17	60	30	60	50	10,6
18	I	90	360	10	14	44	23	60	V	140	420	8	17	80	30	60	50	13,8
20	I	100	360	12	17	46	27	60	V	160	420	8	17	100	30	60	50	17,0
22	I	110	360	12	17	52	29	60	V	170	490	8	20	100	35	70	60	20,1
24	I	120	360	12	17	56	32	60	V	190	490	8	20	120	35	70	60	22,0
26	I	130	420	12	20	58	36	70	V	200	490	8	20	130	35	70	65	25,5
28	I	140	420	12	20	62	39	70	V	220	490	8	20	150	35	70	65	27,5
30	I	140	420	13	20	64	38	70	V	240	490	10	20	170	35	70	65	33,4
32	I	150	420	15	20	70	40	70	V	250	490	10	20	180	35	70	70	37,0
34	II	160	560	16	20	74	43	70	VI	270	490	10	20	200	35	70	70	47,1
36	I	160	480	18	23	74	43	80	VI	290	560	12	23	210	40	80	75	51,4
38	II	170	640	18	23	80	45	80	VI	300	560	12	23	220	40	80	80	68,5
40	II	170	640	20	23	84	43	80	VI	320	560	12	23	240	40	80	80	74,1
$42^1/_2$	II	180	720	20	26	86	47	90	VI	340	560	13	23	260	40	80	82,5	87,7
45	II	200	720	20	26	92	54	90	VI	360	560	13	23	280	40	80	85	94,5
$47^1/_2$	II	200	720	24	26	96	52	90	VI	380	560	13	23	300	40	80	87,5	106
50	III	210	900	24	26	100	55	90	VII	400	560	15	23	320	40	80	90	134
55	IV	220	1080	28	26	110	55	90	VII	440	630	15	26	350	45	90	100	185
60	IV	250	1080	28	26	120	65	90	VII	480	630	16	26	390	45	90	105	210

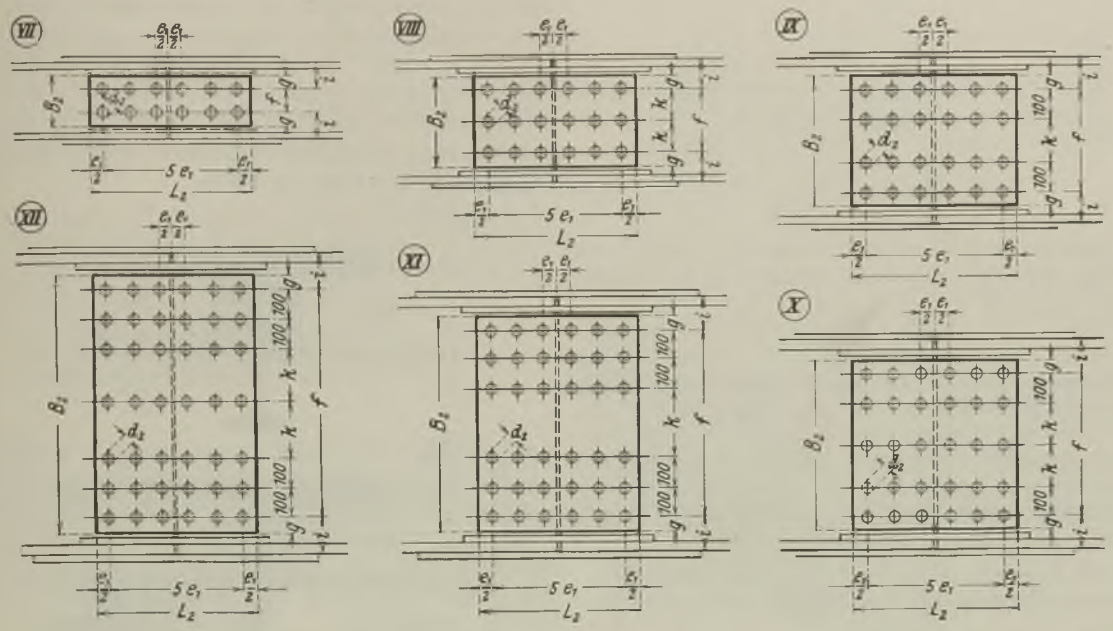
Tafel 24. Regelausführung biegefester



I P	Flanschverlaschung: von I P 20 bis 28 jeder Flansch eine äußere Lasche, von I P 30 bis I P 100 jeder Flansch zwei Laschen, eine äußere und eine innere													
	Nach Abb.	Abmessungen der äußeren Laschen in mm			Abmessungen der inneren Laschen in mm			Lochdurchmesser	Nietabstände in mm					
		Breite B	Länge L	Dicke t	Breite B_1	Länge L_1	Dicke t_1	d_1	w	w_1	c	c_1	e	p
20	I	250	640	13	—	—	—	23	110	—	70	—	80	80
22	I	250	640	15	—	—	—	23	120	—	65	—	80	80
24	II	300	720	15	—	—	—	23	90	35	45	—	70	80
26	III	300	860	15	—	—	—	23	100	40	60	—	70	80
28	III	320	980	18	—	—	—	26	110	45	50	—	80	90
30	IV	350	660	12	120	500	12	26	140	40	65	40	80	90
32	IV	350	660	12	120	500	15	26	140	40	65	40	80	90
34	IV	350	660	12	120	500	15	26	140	40	65	40	80	90
36	V	350	820	13	120	660	15	26	140	40	65	40	80	90
38	V	350	820	13	120	660	15	26	140	40	65	40	80	90
40	V	350	820	15	120	660	16	26	140	40	65	40	80	90
$42^1/_2$	V	350	820	15	120	660	16	26	140	40	65	40	80	90
45	V	350	820	15	110	660	18	26	160	30	65	40	80	90
$47^1/_2$	V	350	820	15	110	660	18	26	160	30	65	40	80	90
50	V	350	820	16	110	660	20	26	160	30	65	40	80	90
55	V	350	820	16	110	660	20	26	160	30	65	40	80	90
60	VI	350	980	18	110	660	20	26	160	30	65	40	80	90
65	VI	350	980	18	110	660	20	26	160	30	65	40	80	90
70	VI	350	980	18	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
75	VI	350	980	18	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
80	VI	350	980	18	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
85	VI	350	980	20	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
90	VI	350	980	20	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
95	VI	350	980	20	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90
100	VI	350	980	20	110	660	22	26	160	30	65	40	80	90

Stöße von I P 20 bis I P 100.

Stegverlaschung



Stegverlaschung (2 Laschen)										Gewicht eines fertigen Stoßes einschl. Nietköpfe kg	I P
Nach Abb.	Abmessungen in mm			Lochdurchmesser	Nietabstände in mm						
	Breite B_2	Länge L_2	Dicke t_2	d_2	e_1	f	g	i	k		
VII	140	420	10	20	70	70	35	65	—	46,9	20
VII	160	480	10	23	80	80	40	70	—	55,3	22
VII	170	480	10	23	80	90	40	75	—	70,4	24
VII	190	480	10	23	80	110	40	75	—	82,9	26
VII	200	540	12	26	90	110	45	85	—	121	28
VII	220	540	12	26	90	130	45	85	—	97	30
VII	230	540	15	26	90	140	45	90	—	109	32
VII	250	540	15	26	90	160	45	90	—	112	34
VII	270	540	15	26	90	180	45	90	—	139	36
VII	290	540	15	26	90	200	45	90	—	141	38
VIII	300	540	15	26	90	210	45	95	105	156	40
VIII	330	540	15	26	90	240	45	92,5	120	160	42½
VIII	340	540	16	26	90	250	45	100	125	165	45
VIII	370	540	16	26	90	280	45	97,5	140	169	47½
IX	390	540	16	26	90	300	45	100	100	182	50
IX	440	540	16	26	90	350	45	100	150	189	55
IX	480	540	16	26	90	390	45	105	190	221	60
X	530	540	16	26	90	440	45	105	120	229	65
X	570	540	16	26	90	480	45	110	140	239	70
X	620	540	16	26	90	530	45	110	165	246	75
XI	670	540	16	26	90	580	45	110	180	254	80
XI	710	540	16	26	90	620	45	115	220	270	85
XII	760	540	16	26	90	670	45	115	135	277	90
XII	810	540	16	26	90	720	45	115	160	285	95
XII	860	540	16	26	90	770	45	115	185	293	100

Die auf jeder Anschlußseite erforderlich werdende Schraubenanzahl

$$n \geq \frac{1{,}5\, F_n}{f_s},$$

hierin ist

f_s der Schaftquerschnitt der Schraube,

1,5 die Verhältniszahl der zulässigen Beanspruchung von Träger und Schraube

$$= \frac{1{,}2}{0{,}8} \quad \text{bzw.} \quad \frac{1{,}4}{0{,}933} = 1{,}5\,.$$

Der erforderlich werdende gesamte Schaftquerschnitt der die Zugkraft übertragenden Schrauben wird

$$F_n = f_n\, 1{,}5\,.$$

Beispielsweise wird bei einem Trägerstoß I 24 der erforderliche Nutzquerschnitt der Zugplatte

$$F_n = b\,t - 2\,d_1\,t = 10{,}6 \cdot 1{,}31 - 2 \cdot 1{,}7 \cdot 1{,}29 = 9{,}5\ \text{cm}^2.$$

Die erforderliche Anzahl Schrauben von $^5/_8''$ Durchmesser und 1,98 cm² Schaftquerschnitt ist:

$$n \geq \frac{1{,}5\, F_n}{f_s} = \frac{1{,}5 \cdot 9{,}5}{1{,}98} = 8\,.$$

Die Kräfte im Druckflansch werden durch Druckplatten oder mittels Schweißung nach einem neuzeitlichen Verfahren unmittelbar übertragen. Bei Anwendung von Druckplatten sind die Träger glatt und winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen. Der Zwischenraum zwischen Trägerkante und Unterzugsteg, der etwa 10 mm beträgt, wird dann durch festzukeilende Paßplatten von verschiedenen Dicken ausgefüllt.

Abb. 175*b* veranschaulicht den Anschluß bei ungleichen Trägerhöhen bis zu einem Höhenunterschied von 40 mm. Die Druckkraft im unteren Flansch des kleineren Trägers wird in die angenieteten Platten gebracht, die so stark zu bemessen sind, daß Unterkante Platte gleich Unterkante des benachbarten Trägers ist. Bei Anwendung mehrerer Plattenteile sind die einzelnen Platten treppenförmig herauszuziehen und besonders anzuschließen.

Die Abb. 177 zeigt Anschlüsse bei ungleichen Trägerhöhen mit 50 mm und mehr. Die Druckkraft wird hier durch zwei Stahlwinkel in den größeren Deckenträger geleitet. In diesem Fall ist nicht der Träger, sondern es sind die Winkel glatt und winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen. Die Winkel stehen etwa 2 bis 5 mm über die Trägerkante hinaus.

Bei Nietanschlüssen am Druckflansch ist die Anschlußkraft S_D nach dem vollen Flanschquerschnitt zu bestimmen:

$$S_D = b\,t\,\sigma_l\,.$$

Der Nietanschluß der Winkel hat außer der längsgerichteten Kraft S_D noch das Moment $S_d\,c$ aufzunehmen. Bezeichnet n die Anzahl der Anschlußniete, dann ist (vgl. Abb. 177*b*)

$$H_{max} = \frac{S_D}{n}\,;$$

$$V_{max} = S_D\,c\,\frac{v_{max}}{v_1^2 + v_{max}^2} = M\,\frac{v_{max}}{\Sigma\, v^2}\,;$$

$$R_{max} = \sqrt{H_{max}^2 + V_{max}^2}\,.$$

Sind mehrere Nietreihen vorhanden, so geht die Rechnungsweise aus Teil 4, b hervor.

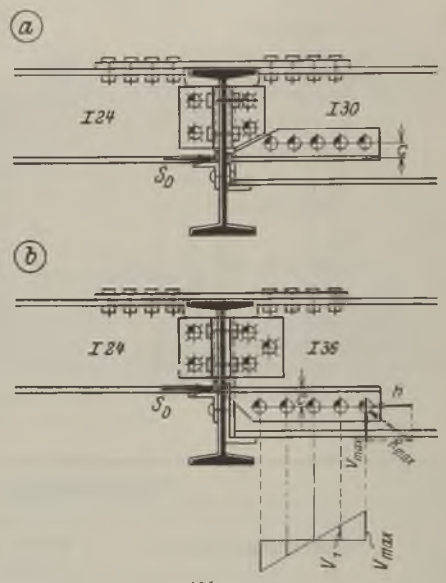


Abb. 177.

In Abb. 178 sind Anschlüsse dargestellt, bei denen die Träger ungleich hoch und mit ihren Unterkanten bündig gelagert sind.

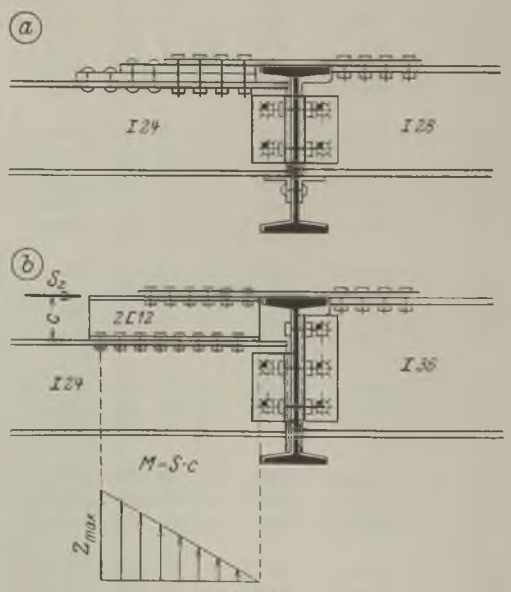


Abb. 178.

Die Ausführung nach Abb. 178*a* ist bis zu einem Höhenunterschied von 80 mm maßgebend; die Aus-

führung nach Abb. 178*b* bei einem Unterschied von 80 mm und mehr. Bei der letzteren Ausführung ist zu beachten, daß der Schraubenanschluß der][-Träger an dem oberen Flansch des Trägers außer auf Abscheren auch noch durch ein Biegemoment auf Abreißen beansprucht wird.

Das auftretende Moment ist gleich der durch die Platte zu übertragenden Zugkraft S_z, multipliziert mit dem Trägerhöhenunterschied c:

$$M = S_z c .$$

Die nach dem Unterzug zu liegende Ecke der][-Trägerausfüllung kann als Druckauflager und somit als Drehpunkt angenommen werden. Die größte Zugkraft erleiden die beiden äußersten Schrauben:

$$Z_{\max} = M \frac{z_{\max}}{z_1^2 + z_2^2 + z_3^2 + z_4^2 + z_5^2 + z_6^2 + z_7^2 + z_{\max}^2}$$

$$= M \frac{z_{\max}}{\Sigma z^2} .$$

Abb. 179 zeigt endlich einen Anschluß, bei dem die Deckenträger auf dem Unterzug oder auf einem Stützenbock ruhen. Um die teilweise Einspannung und damit das geringere Stützmoment zu erzielen, darf der Träger keinesfalls ungestoßen durchlaufen, er ist vielmehr gemäß der Abbildung mittels Laschen und Druckplatten zu stoßen. In einem solchen Falle ist auch die Nietschwächung des Trägers zu beachten.

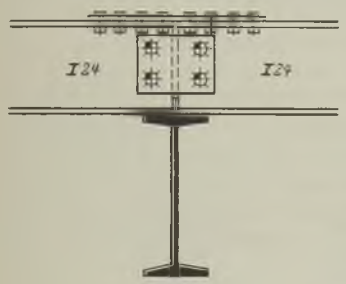


Abb. 179.

b) Regelanschlüsse für Zugplatten.

In der Tafel 25 sind für I 14 bis I 60 Regelanschlüsse für die Kopfzugplatten zusammengestellt.

Schließen zwei verschieden hohe Träger an, dann ist stets der für den kleinsten Träger gegebene Regelanschluß zu wählen.

9. Berechnung und Ausführung der Gelenkstöße.

a) Allgemeines.

Ein einfaches Bolzengelenk für den Deckenträger ist in Abb. 180 dargestellt. Doppelte Laschen, die an dem Steg des Kragträgers angenietet oder angeschraubt sind, stützen den eingehängten Träger durch die Ver-

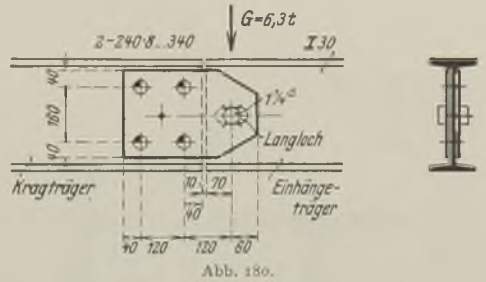


Abb. 180.

bolzung der überstehenden Laschen mit dem Steg des Einhängeträgers. Das eine Auflager des Einhängeträgers kann durch Anordnung eines Langloches im Trägersteg beweglich gemacht werden; das andere feste Auflager bleibt ohne Langloch und ist daher nur drehbar. Für Pfettengelenkstöße sind die Regelausführungen im Band I, Tafel 61 zusammengestellt. Die Berechnung der Stöße geschieht nach Teil 7; zu vergleichen ist auch der Abschnitt „Niete und Schrauben" im Band I.

Bei dem Gelenkstoß nach Abb. 181 sind zur Erhöhung der Tragfähigkeit die Stege im Krag- und im

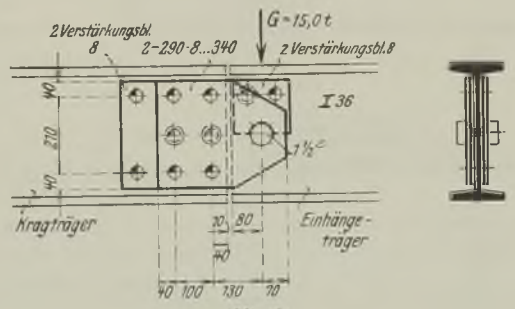


Abb. 181.

Einhängeträger verstärkt. Die Verstärkungslaschen müssen entsprechend besonders an die Stege angenietet werden.

Bei dem Gelenk nach Abb. 182 greifen die beiden Trägerenden, die wechselweise oben und unten um die halbe Trägerhöhe ausgeklinkt sind, übereinander Der Einhängeträger ist in der wagerechten Trennfuge durch den Gelenkbolzen auf den unteren Krag-

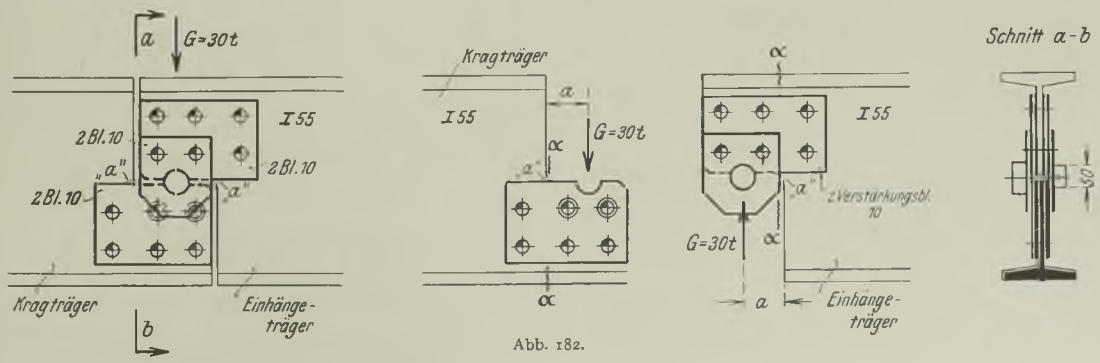
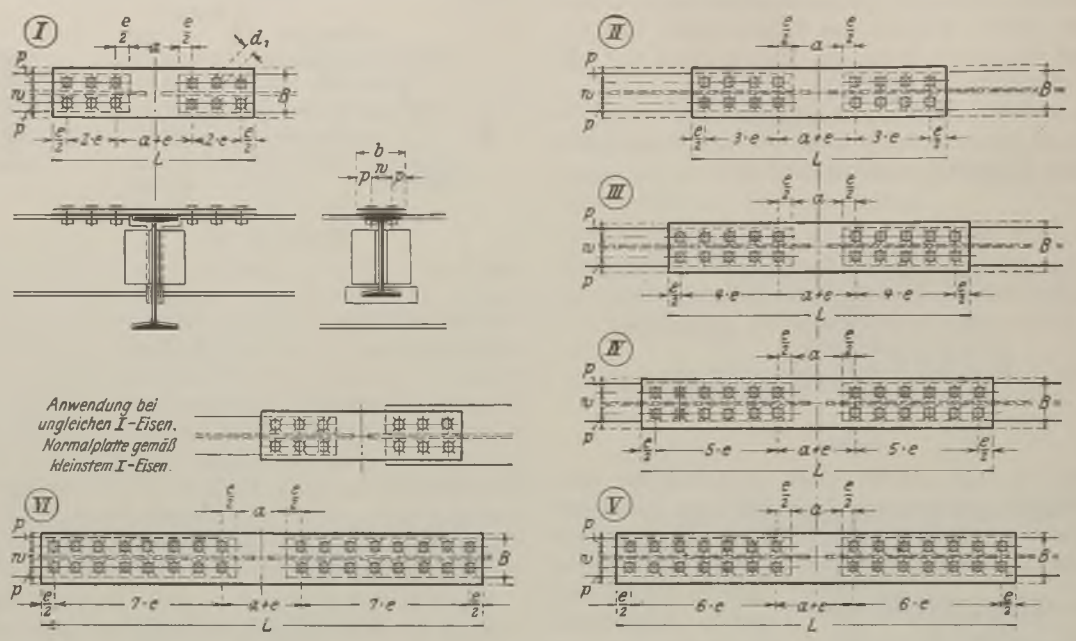


Abb. 182.

Tafel 25. Regelausführung der Kopf-Zugplatten bei teilweise eingespannten Trägern.



I	Nach Abb.	Lochdurchmesser d_1 mm	Nutzquerschnitt eines Flansches F_n cm²	Kopf-Zugplatte: Breite B mm	Kopf-Zugplatte: Stärke t mm	Kopf-Zugplatte: Länge L mm	Kopf-Zugplatte: Nutzquerschnitt F_{l_n} cm²	Schrauben: Erforderlicher Schaftquerschnitt f_s cm²	Schrauben: Durchmesser Zoll	Schrauben: Anzahl für einen Träger n	Schrauben: Länge l mm	Schrauben: Vorh. Schaftquerschnitt f_s cm²	Schraubenabstände w mm	Schraubenabstände p mm	Schraubenabstände e mm
16	I	14	4,39	80	10	a + 300	5,20	6,59	1/2	6	45	7,6	38	21	50
18	II	14	5,67	90	10	a + 400	6,20	8,51	1/2	8	45	10,1	44	23	50
20	I	17	6,36	90	12	a + 360	6,72	9,54	5/8	6	50	11,9	46	23	60
22	I	17	7,88	100	12	a + 360	7,92	11,8	5/8	6	50	11,9	52	24	60
24	II	17	9,50	110	13	a + 480	9,88	14,3	5/8	8	50	15,8	56	27	60
26	I	20	10,3	120	13	a + 420	10,4	15,5	3/4	6	55	11,9	58	31	70
28	II	20	12,1	120	16	a + 560	12,8	18,2	3/4	8	60	22,8	62	29	70
30	II	20	13,8	130	16	a + 560	14,4	20,7	3/4	8	60	22,8	64	33	70
32	III	20	15,9	140	16	a + 760	16,0	23,9	3/4	10	60	28,5	70	35	70
34	III	20	17,9	160	16	a + 760	19,2	26,9	3/4	10	65	28,5	74	43	70
36	II	23	19,0	170	16	a + 640	19,8	28,5	7/8	8	70	31,2	74	48	80
38	III	23	21,3	180	16	a + 800	21,4	32,0	7/8	10	70	38,7	80	50	80
40	III	23	23,8	170	20	a + 800	24,8	35,7	7/8	10	75	38,7	84	43	80
42 1/2	II	26	25,7	180	20	a + 720	25,6	38,6	1	8	80	40,5	86	47	90
45	III	26	28,9	200	20	a + 900	29,6	43,4	1	10	80	50,7	92	54	90
47 1/2	III	26	32,5	220	20	a + 900	33,6	48,8	1	10	80	50,7	96	62	90
50	IV	26	36,2	240	20	a +1080	37,6	54,3	1	12	80	60,8	100	60	90
55	V	26	44,8	280	20	a +1260	45,6	67,2	1	14	85	70,9	110	85	90
60	VI	26	53,3	320	20	a +1440	53,6	80,0	1	16	85	81,1	120	100	90

trägerteil gelagert. Beide Stegteile sind durch Laschen verstärkt; die zwei kleinen, den Gelenkbolzen umfassenden Laschen, die nur am oberen Trägerteil angenietet sind, sichern die Träger gegen Seitenverschiebung. Die Träger sind in den Schnitten $\alpha-\alpha$ gemäß Teil 6 zu untersuchen. Zur Verstärkung der gefährlichen Querschnitte sind die Verstärkungslaschen über die Einschnitte hinweggeführt. Die einspringenden Ecken „a" sind gut auszurunden, damit an der gefährlichen Einschnittecke keine Rißbildungen vorkommen.

In Abb. 183 ist endlich noch ein sog. Plattengelenk dargestellt. An dem Einhängeträger ist oberhalb eine Platte mittels zweier Winkel an den Steg des Einhängeträgers angenietet; an dem Kragträger ist die Platte unterhalb angebracht, und zwar so, daß sich beide Plattenkanten berühren. Durch die Berührungsflächen wird der lotrechte Gelenkdruck G durch die obere in die untere Platte übertragen. Die Platten müssen entsprechend der auftretenden lotrechten Kraft G an die abstehenden Winkelschenkel angeschlossen werden. Die Winkel wiederum müssen mit dem Gelenkdruck G und dem auftretenden Moment $M = G\,a$ gemäß Teil 4b an die Trägerstege angeschlossen sein. Damit eine beschränkte Drehung im Auflager möglich ist, sind die Platten mit einer Abschrägung zu versehen. Die Verbindung der beiden Träger geschieht durch die unmittelbare Verbolzung der Winkel außerhalb der Platten. Eine ähnliche Ausführung mit zwei Platten und einer dazwischenliegenden Knagge ist im Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, Fa besprochen.

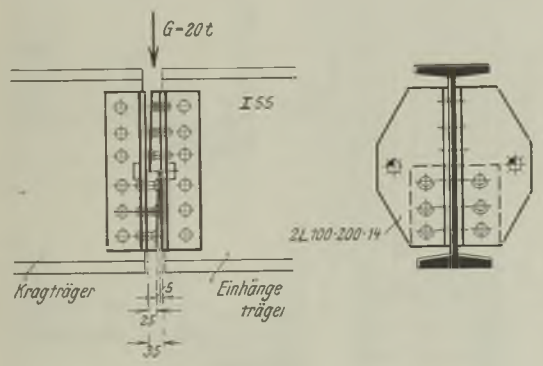


Abb. 183.

b) Zahlenbeispiel.

α) Allgemeines.

Die Gelenkausführung nach Abb. 184 soll nachstehend untersucht werden. Der Gelenkdruck beträgt 3,6 t. Alle Abmessungen, Bezeichnungen usw. gehen aus der Abbildung hervor. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

β) Untersuchung der Laschen.

Der gefährliche Laschenquerschnitt liegt im Schnitte $\alpha-\alpha$. Das an dieser Stelle auftretende Moment

$$M_\alpha = 3{,}6 \cdot 11 = 39{,}6 \text{ cmt.}$$

Vorhanden ist der in Abb. 184b gezeichnete Querschnitt mit $W_n = 71$ cm³

$$\sigma = \frac{39{,}6}{71} = 0{,}56 \text{ t/cm}^2.$$

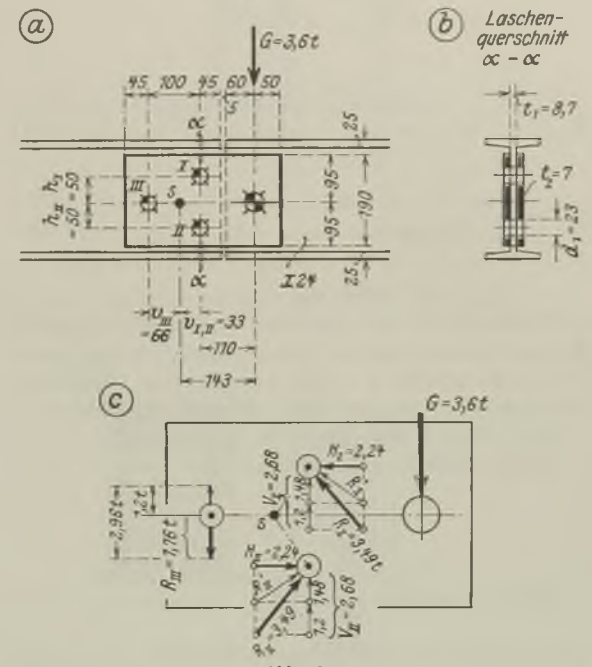


Abb. 184.

γ) Anschluß der Laschen.

Grundlegend ist hier die richtige Stoßberechnung nach Teil 7, c, β.

Vorhanden sind 3 doppelschnittige $^7/_8$"-Schrauben mit einem Schaftdurchmesser von 2,22 cm; die kleinste Stahldicke beträgt 0,87 cm.

Der Schraubenanschluß hat den Gelenkdruck $G = 3{,}6$ t und das Moment

$$M_s = 3{,}6 \cdot 14{,}3 = 51{,}5 \text{ cmt}$$

zu übertragen (14,3 cm ist der Abstand von Mitte Gelenk bis zum Schwerpunkt der Schraubengruppe, vgl. Teil 4, b).

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = h_I^2 + h_{II}^2 + v_I^2 + v_{II}^2 + v_{III}^2$$
$$= 2 \cdot 5{,}0^2 + 2 \cdot 3{,}3^2 + 1 \cdot 6{,}6^2 = 115\,.$$

Für jede Schraube wird nachstehend die größte Kraft berechnet (vgl. Abb. c).

Schraube I:

$$V_I = \frac{M_s v_I}{J_p} + \frac{G}{n} = \frac{51{,}5 \cdot 3{,}3}{115} + \frac{3{,}6}{3}$$
$$= 1{,}48 + 1{,}2 = 2{,}68 \text{ t},$$

$$H_I = \frac{M_s h_I}{J_p} = \frac{51{,}5 \cdot 5{,}0}{115} = 2{,}24 \text{ t},$$

$$R_I = \sqrt{V_I^2 + H_I^2} = \sqrt{2{,}68^2 + 2{,}24^2} = 3{,}49 \text{ t}.$$

Schraube II:

Für die Schraube II ergibt sich dasselbe Ergebnis wie bei Schraube I.

Schraube *III*:

$$V_{III} = + \frac{M_s v_{III}}{J_p} - \frac{G}{n} = + \frac{51{,}5 \cdot 6{,}6}{115} - \frac{3{,}6}{3}$$
$$= +2{,}96 - 1{,}2 = +1{,}76\,\text{t},$$

$H_{III} = 0$, da $h_{III} = 0$ ist,

$R_{III} = 1{,}76$ t.

In Abb. *c* sind sämtliche Schraubenkräfte eingetragen. Die Kraftgesamtwirkung ist im Gleichgewicht:

$\Sigma V = 3{,}6 + 1{,}76 - 2{,}68 - 2{,}68 = 0;$

$\Sigma H = -2{,}24 + 2{,}24 = 0;$

ΣM (Bezugspunkt s)
$= 3{,}6 \cdot 14{,}3 - 2\,(2{,}24 \cdot 5{,}0 + 2{,}68 \cdot 3{,}3)$
$- 1{,}76 \cdot 6{,}6 = 0.$

Die Richtung der durch das Moment M_s erzeugten Schraubenkraft liegt im rechten Winkel zu den Loten vom Schwerpunkt s zu den betreffenden Schraubenmittelpunkten (in der Abb. *c* mit R' bezeichnet).

Die Größtschraubenkraft ist 3,49 t.

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{3{,}49}{2\,\frac{2{,}22^2\,\pi}{4}} = 0{,}45\ \text{t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{3{,}49}{0{,}87 \cdot 2{,}22} = 1{,}81\ \text{t/cm}^2$$

(zulässig 1,866 t/cm²).

δ) Gelenkbolzen.

Der Gelenkdruck G beträgt 3,6 t.

Vorhanden ist eine 1″-Schraube mit einem Schaftdurchmesser von 2,54 cm. Maßgebend ist der Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{3{,}6}{0{,}87 \cdot 2{,}54} = 1{,}63\ \text{t/cm}^2.$$

10. Querverbindung nebeneinander liegender Träger.

Wie schon früher gesagt, ist die Anwendung von mehreren nebeneinander liegenden Trägern möglichst zu vermeiden; es werden dafür besser die breitflanschigen I P-Träger verwendet (Abb. 185), die

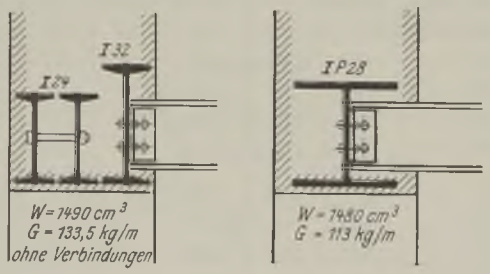


Abb. 185.

eine bedeutend einfachere und wirtschaftlichere Ausführung zulassen.

Ist die Anordnung mehrerer nebeneinander liegender Träger nicht zu umgehen, dann müssen die einzelnen Träger miteinander verbunden werden.

Bei Fenster- und Türträgern, bei denen anzunehmen ist, daß eine gleichmäßige Verteilung der Lasten

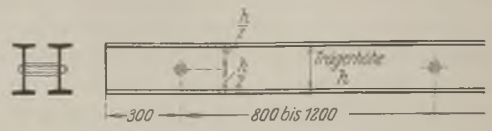


Abb. 186.

auf die Träger erfolgt, können zur Verbindung Schraubenbolzen mit Gasrohrzwischenlagen gewählt werden (Abb. 186). Abb. 187 gibt einen Anhalt für

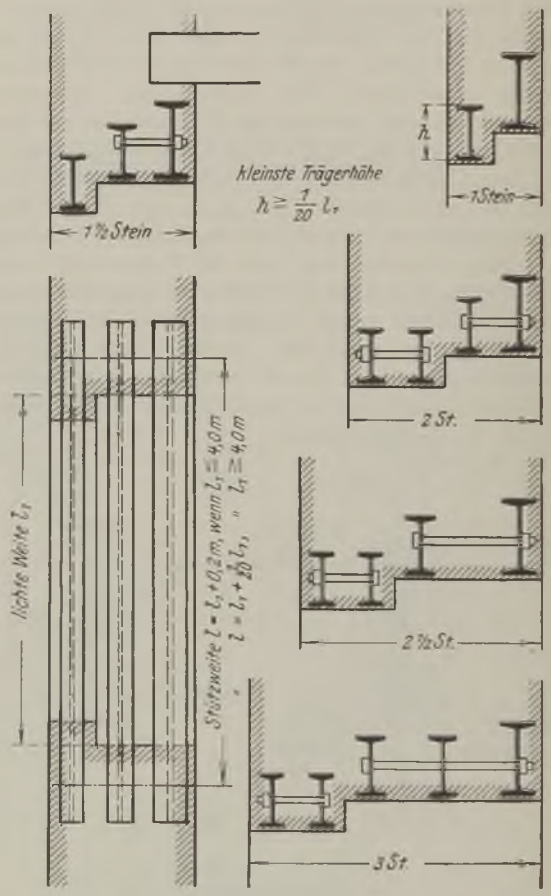


Abb. 187.

zweckmäßige Anordnung von nebeneinander liegenden Fenster- und Türträgern bei Mauerstärken von 1 bis 3 Steinen. Erhalten die Träger eine ungleiche Belastung, wie z. B. bei Aufnahme von Deckenlasten oder einseitigem Deckenträger-Anschluß bzw. einseitiger Lagerung von Deckenträgern oberhalb der Fensterträger, dann müssen die einzelnen Trägerquerschnitte nach den auf sie entfallenden Lasten ermittelt werden; der nach innen zu liegende Träger

mit Decken- und Mauerlast wird höher als die anderen Träger mit nur Mauerbelastung.

Bei größeren Trägern ist die Anordnung von gußeisernen Verbindungsstücken nach Abb. 188 sehr gut; da aber die Gußstücke meistens nicht vorrätig sind, empfiehlt sich die Verwendung von [- oder I-Verbindungen mit zugehörigen Schraubenbolzen. In der Tafel 26 sind für I 12 bis I 60 die Regel-Querverbindungen aus [-Trägern zusammengestellt. Die Verbindungen sind über oder unmittelbar neben den Auflagern sowie unter Einzellasten anzuordnen. Die Entfernung der einzelnen Verbindungen betrage 1,5 bis 2,0 m.

Werden nebeneinander liegende Träger trotz ungleichmäßiger Belastung gleich hoch ausgeführt und

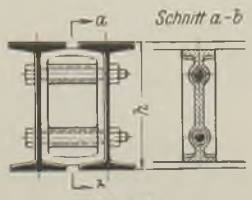
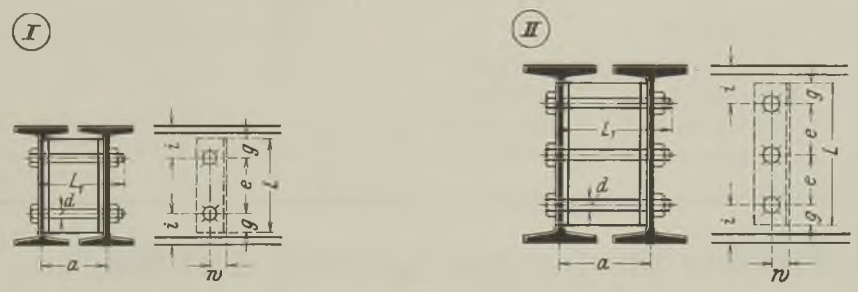


Abb. 188.

sollen beide Träger voll ausgenutzt werden, dann müssen regelrechte Querschotten (vgl. Teil B, 5) an-

Tafel 26. Regelausführung von [-Querverbindungen nebeneinander liegender I-Träger.



I	Nach Abb.	Mittenabstand der I-Träger a mm	[-Verbindung [	Länge L mm	Nietriß w mm	Schraubenbolzen Anzahl	Schaftdurchmesser d Zoll	Länge L_1 mm	Lochabstände e mm	g mm	i mm	Gewicht einer fertigen Verbindung mit Schrauben kg
12	I	70,1	$6^1/_2$	90	25	2	$^1/_2$	100	50	20	35	0,93
14	I	85,7	8	100	25	2	$^1/_2$	120	50	30	45	1,20
16	I	86,3	8	120	25	2	$^1/_2$	120	60	30	50	1,28
18	I	86,9	8	140	25	2	$^1/_2$	120	80	30	50	1,54
20	I	107,5	10	160	30	2	$^1/_2$	140	100	30	50	2,07
22	I	108,1	10	170	30	2	$^1/_2$	140	110	30	55	2,14
24	I	128,7	12	190	30	2	$^5/_8$	160	120	35	60	3,21
26	I	129,4	12	200	30	2	$^5/_8$	160	130	35	65	3,35
28	I	130,1	12	220	30	2	$^5/_8$	160	150	35	65	3,61
30	I	150,8	14	240	35	2	$^5/_8$	190	170	35	65	4,60
32	I	151,5	14	250	35	2	$^5/_8$	190	180	35	70	4,76
34	I	152,2	14	270	35	3	$^5/_8$	190	100	35	70	5,46
36	I	153,0	14	290	35	3	$^5/_8$	190	110	35	70	5,78
38	I	173,7	16	300	35	3	$^3/_4$	220	110	40	80	7,55
40	II	174,4	16	320	35	3	$^3/_4$	220	120	40	80	7,91
$42^1/_2$	II	175,3	16	340	35	3	$^3/_4$	220	130	40	82,5	8,32
45	II	196,2	18	360	40	3	$^3/_4$	240	140	40	85	9,96
$47^1/_2$	II	197,1	18	380	40	3	$^3/_4$	240	150	40	87,5	10,40
50	II	198,0	18	400	40	3	$^3/_4$	240	160	40	90	10,80
55	II	239,0	22	440	45	3	$^7/_8$	290	175	45	100	16,25
60	II	261,6	24	480	45	3	1	310	190	50	110	20,60

geordnet werden; außerdem müssen die Flansche der Träger zwecks Aufnahme des Drehmomentes (vgl. Abb. 189)

$$M_D = (Q_{l_{max}} - Q_{r_{min}})\, c$$

bzw.

$$(Q_{r_{max}} - Q_{l_{min}})\, c$$

durch größere Bindeplatten, Vergitterung oder Gurtplatten verbunden werden. Die Berechnung dieser Verbindung sowie die Bestimmung der Eckbeanspruchungen der zusammengesetzten Träger erfolgt nach Band III, erster Abschnitt, Teil I, D, 2 und Teil II, A, 2. Die Seitenkräfte

$$H_o = H_u = \frac{M_D}{h}$$

wirken je nach der Trägerbelastung gleichmäßig verteilt oder als Einzellasten.

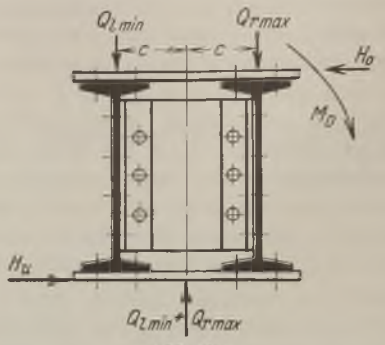


Abb. 189.

Die Ausführung geschweißter Stahlbauten erfolgt nach Band IV.

B. Ausführung der Nietträger.

1. Allgemeines.

Ein genieteter Träger besteht aus dem Steg, dem oberen und unteren Gurt aus je zwei Stahlwinkeln und nach Erfordernis auch noch aus Gurtplatten. Die Bestimmung der Auflagerkräfte, Querkräfte, Biegemomente und Durchbiegungen geschieht nach dem Teil I dieses Abschnittes; die Widerstandsmomente werden nach Band I, zweiter Abschnitt, Teil Ie, Ab, 4 berechnet oder unmittelbar den verschiedenen bestehenden Tafelwerken entnommen.

Nachstehend sind die richtigen Darstellungen von Einzelheiten genieteter Träger zusammengestellt (vgl. DIN 1034).

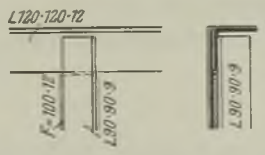
Kröpfung.

Die Kröpfung wird in der Ansicht durch zwei parallele Striche dargestellt, zwischen denen die Kante, über welche gekröpft wird, als gestrichelte Linie erscheint.

Eingepaßte Profile.

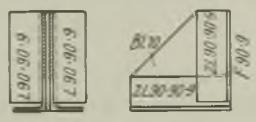
Eingepaßte Profile werden im Schnitt und in der Ansicht an die Kanten des Bauteiles, in den sie eingepaßt werden sollen, scharf herangezeichnet und von ihnen nicht durch eine besondere Begrenzungslinie getrennt.

Nicht eingepaßte Profile.



Nicht eingepaßte Profile werden durch eine besondere Begrenzungslinie gekennzeichnet.

Nicht vorgezogene gerade Futter.



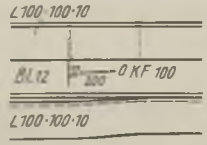
Nicht vorgezogene gerade Futter werden in der Ansicht durch ein vor die Angabe der Abmessungen gesetztes *F* bezeichnet; im Schnitt werden sie schraffiert, in der Ansicht nur, wo es der Klarheit wegen zweckmäßig erscheint.

Vorgezogene gerade Futter.

Vorgezogene gerade Futter werden in der Ansicht durch ihre seitlichen Begrenzungslinien und ein vor die Abmessungen gesetztes F bezeichnet; im Schnitt werden sie schraffiert.

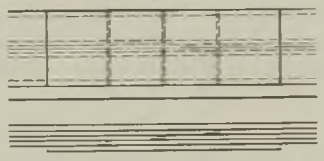
(Siehe eingepaßte und nicht eingepaßte Profile.)

Keilfutter.



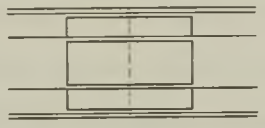
Keilfutter erhalten in der Ansicht je nach der Form ein oder mit Angabe der größten und kleinsten Stärke und der Länge; dahinter wird KF mit Angabe der Breite gesetzt. Im Schnitt werden sie schraffiert, in der Ansicht nur, wo es der Klarheit wegen zweckmäßig erscheint.

Plattenstoß.



Plattenstöße werden in der Ansicht durch kleine ausgefüllte Dreiecke, in der Aufsicht nach der für Paßstöße, normale Stöße und Fugenstöße festgelegten Darstellung bezeichnet.

Paßstoß.

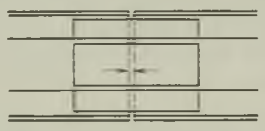


Paßstöße, d. h. Stöße, welche praktisch dicht sein sollen und bei denen die Stirnflächen der gestoßenen Teile sich berühren sollen, werden durch eine Linie dargestellt.

Normaler Stoß.

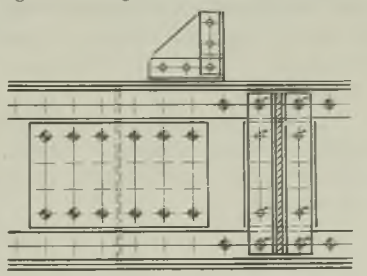
Normale Stöße, d. h. solche in normaler guter Werkstattarbeit, bei denen ein unmittelbares Aufeinanderliegen der Stirnflächen der gestoßenen Teile nicht verlangt wird, werden durch zwei Linien dargestellt.

Fugenstoß.



Fugenstöße, d. h. solche, bei denen zwischen den Stirnflächen der gestoßenen Teile ein Zwischenraum von bestimmter Weite innezuhalten ist, werden durch zwei Linien mit Angabe des geforderten Abstandes dargestellt.

Anwendung der Nietsinnbilder.



Die Stellung der Niete und Schrauben wird durch ihre Achslinien angedeutet. Soweit die Deutlichkeit

darunter nicht leidet, wird das Sinnbild nicht für alle, sondern nur für die äußersten einer Reihe gleichartiger Niete oder Schrauben eingetragen.

2. Steghöhe, Stegbreite, Gurtwinkel und Gurtplatten.

a) Steghöhe.

Die günstigste Höhe des Steges ist ungefähr $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Stützweite. In Ausnahmefällen (z. B. bei beschränkter Bauhöhe) kann man bis zu Höhen von $^1/_{15}$ der Stützweite und bei Verminderung der zulässigen Spannungswerte sogar bis zu $^1/_{20}$ der Stützweite heruntergehen. Die Verminderung der zulässigen Beanspruchung soll die Durchbiegung des Trägers bei beschränkter Bauhöhe in annehmbaren Maßen halten.

b) Stegdicke.

Die Dicke des Steges wähle man bei gering belasteten Trägern bis etwa 800 mm Höhe zu 8 mm, bei mittleren Belastungen und Trägerhöhen bis etwa 1000 mm Höhe zu 10 mm und bei schwer belasteten Trägern und größeren Trägerhöhen zu 12 mm und mehr.

Nach Vianello wird die Stegstärke in cm:

$$\delta = 0{,}7 + \frac{\text{Steghöhe } h \text{ in cm}}{250}.$$

c) Gurtwinkel.

Die Gurtwinkel werden aus gleich- oder ungleichschenkligen Stahlwinkeln gebildet. Wirtschaftlicher sind die ungleichschenkligen Winkel mit wagerechter Lage der größeren Winkelschenkel, da hiermit das Trägheitsmoment größer wird als bei Verwendung gleichschenkliger Winkel von gleicher Querschnittsfläche.

d) Gurtplatten.

Gurtplatten können bis zu 3 Stück, höchstens aber bis zu 4 Stück, angeordnet werden. Der Randüberstand soll wegen der Ungenauigkeit der Bearbeitung mindestens 5 mm betragen. Die größte Breite der Platten ist so zu wählen, daß der Abstand ihrer Kanten von der nächsten Nietreihe nicht mehr als das 3,5fache des Nietlochdurchmessers d_1 wird (Abb. 190*a*). Bei einer Gurtplatte kann der Abstand etwas größer, und zwar bis zu 4,5 d_1 ausgeführt werden. Bei mehreren Platten ist ein größerer Überstand zulässig, wenn die Platten außerhalb der Gurtwinkel nochmals durch eine Nietreihe verbunden werden (Abb. 190*b*).

In einem Gurte sollen die Breiten der Platten möglichst einheitlich gewählt werden, die Dicken jedoch können dem erforderlichen Widerstandsmoment angepaßt werden.

Damit die Gurtplatten glatt auf die Gurtwinkel zu liegen kommen, ist es vorteilhaft, die Stegkanten an den Gurtungen etwa 2 bis 3 mm zurückstehen zu lassen (Abb. 190*c*). Andernfalls ist meistens ein nachträgliches Bearbeiten der nicht immer in genauer Höhe gelieferten Stege unvermeidlich. Bei genieteten Trägern mit größeren Einzellasten auf der oberen

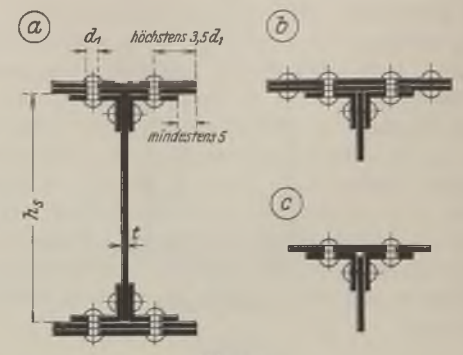


Abb. 190.

Gurtung (z. B. Kranträger) ist es natürlich anders; hier sind zweckmäßig die Kräfte unmittelbar auf den Steg zu übertragen, ohne sie erst auf Umwegen durch die Gurtwinkel und die Anschlußniete in den Steg zu führen. Aus diesem Grunde muß bei dem Zusammenbau der Steg zunächst einige Millimeter über die obere Gurtung hinausragen; erst nach fertiger Vernietung ist der Überstand abzumeißeln oder abzuschmirgeln (vgl. Band II, 1; erster Abschnitt, Teil II, B, 1).

Die einzelnen Gurtplatten brauchen nicht über den ganzen Träger geführt zu werden, sondern nur so weit, als ihr Querschnitt zur Aufnahme der in Betracht kommenden Biegemomente erforderlich ist. Die Längen werden am besten zeichnerisch mit Hilfe der Momentenlinie und der einzelnen Träger-Widerstandsmomente bestimmt.

Bezeichnet man mit

W_0 das Widerstandsmoment ohne Gurtplatte,
W_1 „ „ mit je einer Gurtplatte,
W_2 „ „ „ „ zwei Gurtplatten,
W_3 „ „ „ „ drei „ ,
σ_b die zulässige Biegebeanspruchung,

dann nehmen die einzelnen Querschnitte folgende Größt-Biegemomente auf:

$$M_0 = W_0\,\sigma_b, \qquad M_1 = W_1\,\sigma_b;$$
$$M_2 = W_2\,\sigma_b, \qquad M_3 = W_3\,\sigma_b.$$

Trägt man nun die Momentenlinie und die treppenförmige Linie der aufzunehmenden Größt-Biegemomente M_0, M_1, ... im gleichen Maßstabe auf, dann ergeben sich die Schnittpunkte O, I, II, ..., die die theoretischen Gurtplattenlängen l_1, l_2, ... festlegen (Abb. 191).

Da die Platten vor den Schnittpunkten O, I ... bereits mit einigen Nieten angeschlossen sein müssen, ist an jeder Seite zu der theoretischen Gurtplattenlänge noch der Überstand a zuzugeben. Die wirklichen Plattenlängen werden dann $l + 2\,a$.

Die oft aufgestellte Forderung, den Überstand a so lang auszubilden, daß die Platten mit ihrem vollen

Querschnitt an jeder Seite vor den theoretischen Punkten anzuschließen sind, ist unwirtschaftlich und

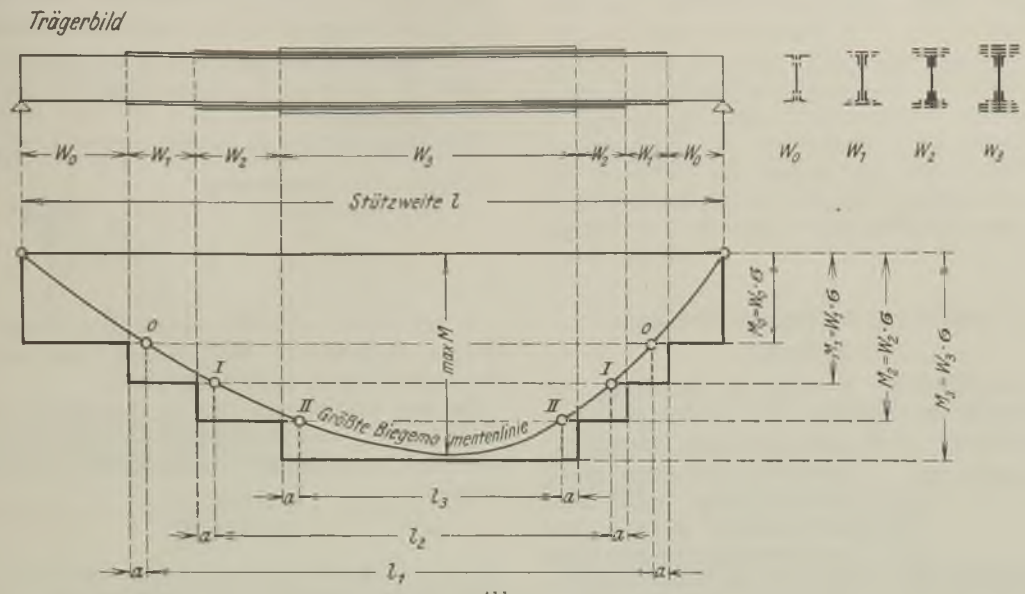


Abb. 191.

durch nichts zu begründen. Aus der Abb. 192 geht ohne weiteres hervor, daß der volle Querschnitt an den theoretischen Endpunkten der Platten noch lange

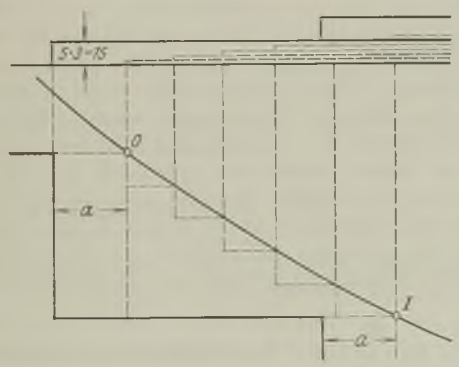


Abb. 192.

nicht zu wirken braucht. Voll angeschlossen muß erst die Platte vor Beginn des nächsten theoretischen Schnittpunktes sein, denn dort muß sie erst mit ihrem ganzen Querschnitt wirken. Die äußersten Platten müssen bei dem gefährlichen Querschnitt, bei dem das $_{max}M$ auf tritt, voll angeschlossen sein.

In den meisten Fällen berechnet sich jedoch die zulässige Nietteilung nach der vorhandenen Schubkraft (vgl. Teil 6). Ist z. B. eine Platte von 350 · 15 mm vorhanden, so müßten bei vollem Anschluß 14 Niete von 23 mm Durchmesser angeordnet werden; dem Laufe der Momentenlinie entsprechend könnte man die Platten jedoch in geringeren Stärken treppenförmig absetzen. So sollen z. B. Platten von 350 · 3 mm gewählt werden. Die theoretischen Längen der einzelnen Stärken ergeben sich nach Abb. 192. Hiermit würden nur $\frac{14}{5}$ = rd. 3 Niete zum vollen Anschluß vor den theoretischen Punkten erforderlich sein. Aus diesem Beispiel ist ersichtlich, daß die an den Enden der einzelnen Gurtplatten vorhandenen Dicken in Wirklichkeit gar nicht erforderlich sind und daher auch nicht voll angeschlossen zu werden brauchen. Es genügt vollkommen, wenn die Platten über ihre theoretische Länge hinaus mit zwei, höchstens vier Nieten angeschlossen sind.

3. Berechnung und Ausführung der Stegaussteifungen.

a) Allgemeines.

Im Steg eines Trägers treten außer den Normalspannungen σ auch Schubspannungen τ auf (Abb. 193).

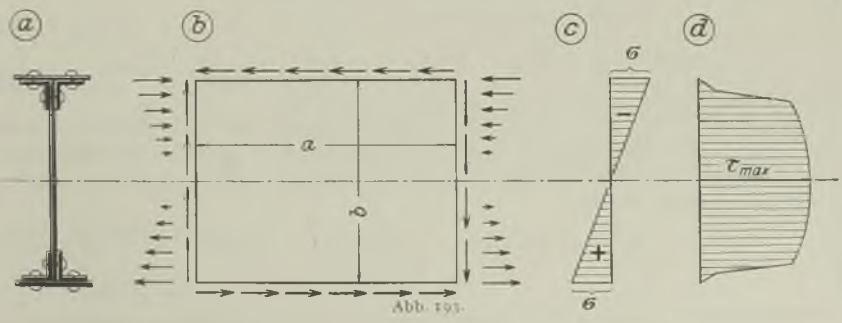


Abb. 193.

Bei der Untersuchung der Knicksicherheit der Stege darf der Einfluß der längs gerichteten Normalspannungen außer acht gelassen werden: Die Zugspannungen wirken den Druckspannungen in günstiger Weise entgegen; außerdem ist der Steg an den am meisten beanspruchten Längsseiten durch die Gurtungen festgehalten. Die Schubkräfte τ, die dagegen ihren Größtwert in Stegmitte erhalten (Abb. 193*d*), sind gegen die Gurtungen gerichtet und können bei dünnen Stegen unter Umständen ein Ausbeulen oder Ausknicken des Steges bewirken.

b) Berechnung der Stegaussteifungen.

α) Allgemeines.

Der nachfolgenden Berechnung der Stege auf Knicken sind die Arbeiten von S. Timoshenko (Festigkeitslehre; 1928) zugrunde gelegt. Danach ergibt sich bei einer rechteckigen Platte, die an allen vier Seiten gestützt und gleichförmig auf Schub beansprucht ist (Abb. 194), die kritische Schubspannung τ_k in t/cm² durch die Gleichung

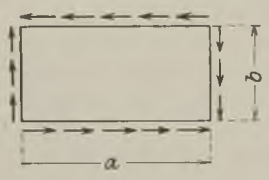


Abb. 194.

$$\tau_k = k \frac{\pi^2}{b^2 t} D,$$

hierin bedeutet

- k einen vom Verhältnis a/b abhängigen Zahlenwert, der in der Tafel 27 für verschiedene Verhältnisse zusammengestellt ist,
- a die längere Rechteckseite in cm,
- b die kürzere Rechteckseite in cm,
- t die Stegdicke in cm,
- D die sog. Biegesteifigkeit der Platte

$$= \frac{E t^3}{12\left(1 - \frac{1}{m^2}\right)},$$

worin

- E der Elastizitätsmodul (für Stahl = 2100 t/cm²),
- $\frac{1}{m}$ die Poissonsche Zahl, eine von dem elastischen Verhalten des Materials abhängige Konstante; für Stahl wird sie gewöhnlich zu 0,3 angenommen.

Die Werte in die Gleichung eingesetzt, ergibt die kritische Schubspannung

$$\tau_k = k \frac{\pi^2}{b^2 t} \frac{2100\, t^3}{12 \cdot 0{,}91} = 1898\, k \left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

In der Tafel 28 sind für verschiedene Abstände der Steifen, Steghöhen h und Stärken t die kritischen Schubspannungen zusammengestellt.

Bei der Bestimmung der vorhandenen Schubspannung τ_{vorh} darf in angenäherter Weise die Schubkraft auf die Steghöhe h gleichförmig verteilt werden, also

$$\tau_{vorh} = \frac{Q}{t\,h},$$

wobei Q die Querkraft in t bedeutet.

Sind die Werte τ_k und τ_{vorh} bestimmt, dann ergibt sich der Sicherheitsgrad

$$\nu = \frac{\tau_k}{\tau_{vorh}}$$

ν ist mit 2 bis 3 anzunehmen.

Die Berechnung der Steifen selbst erfolgt nach dem ω-Verfahren, wobei für das Ausknicken aus der Trägerebene als Knicklänge s_K etwa das 0,7- bis 0,8-fache der Steghöhe h eingesetzt werden darf. Die zu übertragende Kraft ergibt sich durch die an dem Ort der Steife auftretende Querkraft Q. Bei der Bemessung der Steifen (Winkel und gegebenenfalls Futter) darf ein Streifen des Steges in einer Breite von 20 bis 30 cm als mitwirkend berücksichtigt werden. Ein Zahlenbeispiel folgt im nächsten Teil.

Tafel 27. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² für eine am ganzen Rand gestützte rechteckige Platte unter der Einwirkung eines gleichförmigen Schubes.

$$\tau_k = 1898\, k \left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Verhältnis a/b =	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
k =	9,42	8,0	7,3	7,1	7,0	6,8	6,6	6,3	6,1
$1898\,k$ =	17879	15184	13855	13476	13286	12906	12527	11957	11578

a bedeutet die längere, b die kürzere Rechteckseite; ist also der Steg höher als die Steifenentfernung, dann ist a die Steghöhe und b die Steifenentfernung.

Zwischenwerte können durch nachstehende Näherungsformel mit einem größten Fehler von etwa 3% bestimmt werden.

$$\tau_k = \approx 1898\left(5{,}54 + \frac{3{,}75}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}\right)\left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{bzw.} \quad \tau_k = \approx \left(10515 + \frac{7117}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}\right)\left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Zur Vervollständigung der Knicktheorie rechteckiger Platten wird nachstehend noch der Fall nach Abb. 195 kurz behandelt; hier ist ein Gegenseitenpaar gestützt, die dritte Seite ist eingespannt und die vierte ist frei. Der Fall würde sich bei einem Fachwerkträger mit biegefestem Obergurt (z. B. Kranträgergurt) ergeben. b ist die Steghöhe, a ist die Länge von Fachwerkpfosten zu Fachwerkpfosten.

Abb. 195.

Die kritische Schubspannung τ_k in t/cm² erhält man durch folgende Gleichung

$$\tau_{k_1} = k_1 \frac{\pi^2}{b^2 t} D = k_1 \frac{\pi^2}{b^2 t} \frac{2100\, t^3}{12 \cdot 0{,}91} = 1898\, k_1 \left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Der Zahlenwert k_1 ist ein vom Verhältnis a/b abhängiger Zahlenwert, der in der Tafel 29 für verschiedene Verhältnisse zusammengestellt ist.

Da der obere Rand des Steges nicht vollkommen starr, sondern elastisch eingespannt ist, so wird die wirkliche kritische Spannung etwas tiefer liegen.

Die weitere Untersuchung geschieht wie bei der vorher behandelten am ganzen Rande gestützten Platte. Sollte zur Erreichung der Sicherheit ν der Steg zu dick werden, dann muß eine durchgehende Längsversteifung am unteren Stegrand angeordnet werden.

β) Zahlenbeispiel.

1) Allgemeines.

Für einen 15,0 m weit gespannten Nietträger mit einer Steghöhe von 120 cm und einer Stegdicke von 1,0 cm ist der Abstand der Steifen so zu berechnen, daß für den Steg eine 2,5fache Knicksicherheit vorhanden ist. Die größte Querkraft Q beträgt 66 t.

2) Steifenabstand.

Die vorhandene Schubspannung

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{Q}{t\,h} = \frac{66}{1{,}0 \cdot 120} = 0{,}55 \text{ t/cm}^2.$$

Zunächst wird der Steifenabstand zu $\frac{l}{5} = \frac{1500}{5} = 300$ cm angenommen (Abb. 196a). Die längere Seite $a = 300$ cm und die kürzere Seite $b = 120$ cm; das Verhältnis $\frac{a}{b} = \frac{300}{120} = 2{,}5$.

Nach der Tafel 27 ist die kritische Schubspannung

$$\tau_k = 11957 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 11957 \left(\frac{1{,}0}{120}\right)^2 = 0{,}83 \text{ t/cm}^2$$

und damit der Sicherheitsgrad

$$\nu = \frac{\tau_k}{\tau_{\text{vorh}}} = \frac{0{,}829}{0{,}55} = 1{,}51.$$

Da die Sicherheit zu gering ist, wird der Steifenabstand auf $\frac{l}{14} = \frac{1500}{14} = 107$ cm ermäßigt (Abb. 196b). Das Verhältnis $\frac{a}{b} = \frac{120}{107} = 1{,}12$; da für dieses Verhältnis kein Tafelwert vorliegt, muß τ_k durch die in der Tafel 27 angegebene angenäherte Gleichung bestimmt werden:

$$\tau_k = \left(10515 + \frac{7117}{\left(\frac{a}{b}\right)^2}\right)\left(\frac{t}{b}\right)^2$$

$$= \left(10515 + \frac{717}{\left(\frac{120}{107}\right)^2}\right)\left(\frac{1{,}0}{107}\right)^2 = 1{,}41 \text{ t/cm}^2$$

und somit

$$\nu = \frac{\tau_k}{\tau_{\text{vorh}}} = \frac{1{,}41}{0{,}55} = 2{,}57.$$

Die Sicherheit ist wohl ausreichend, aber die Steifen stehen in zu geringen Abständen; hier ist zu erwägen,

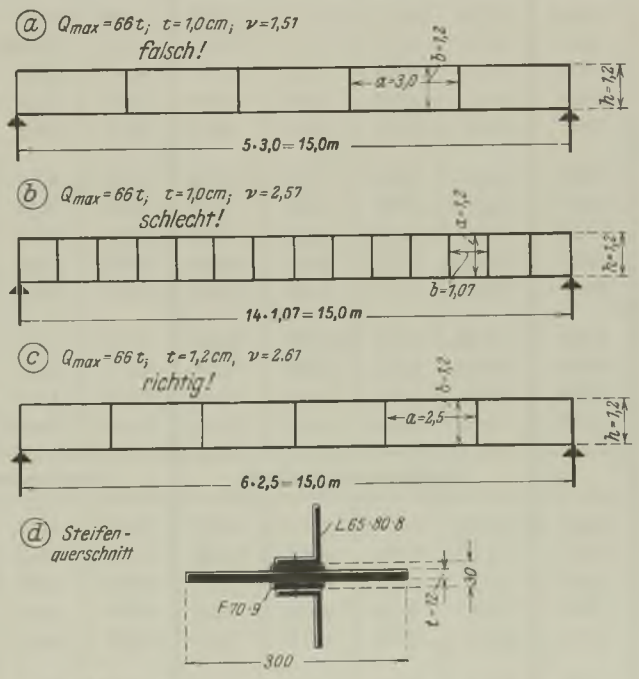


Abb. 196.

den Steg stärker zu wählen und dadurch den Steifenabstand zu vergrößern.

Es wird nunmehr die Stegdicke t mit 1,2 cm angenommen; damit wird

$$\tau_{\text{vorh}} = \frac{Q}{t\,h} = \frac{66}{1{,}2 \cdot 120}$$

$$= 0{,}46 \text{ t/cm}^2.$$

Tafel 28. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² zu Tafel 27

Steghöhe mm	Stegdicke t in mm											
	8	10	12	15	8	10	12	15	8	10	12	15
	Steifenabstand 500				Steifenabstand 600				Steifenabstand 700			
300	9,32	14,4	20,9	32,7	8,94	13,8	20,1	31,3	8,43	13,0	19,0	29,6
400	6,03	9,42	13,6	21,1	5,38	8,41	12,1	18,9	5,14	8,03	11,6	18,0
500	4,57	7,15	10,3	16,1	3,89	6,07	8,74	13,7	3,55	5,54	7,98	12,5
600	3,89	6,07	8,74	13,7	3,16	4,99	7,15	11,2	2,79	4,40	6,30	10,0
700	3,55	5,54	7,98	12,5	2,79	4,40	6,30	10,0	2,32	3,65	5,22	8,18
800	3,40	5,31	7,64	12,0	2,57	4,06	5,82	9,23	2,07	3,25	4,66	7,29
900	3,31	5,17	7,44	11,6	2,36	3,72	5,34	8,34	1,93	3,03	4,33	6,79
1000	3,21	5,01	7,22	11,3	2,31	3,65	5,23	8,16	1,82	2,86	4,09	6,42
1100	3,06	4,79	6,90	10,8	2,24	3,53	5,06	7,90	1,75	2,74	3,92	6,14
1200	3,01	4,70	6,78	10,6	2,22	3,50	5,01	7,83	1,69	2,64	3,78	5,93
1300	2,96	4,62	6,67	10,4	2,14	3,36	4,81	7,53	1,63	2,56	3,67	5,75
1400	2,93	4,58	6,60	10,3	2,09	3,31	4,74	7,40	1,63	2,56	3,66	5,74
1500	2,96	4,63	6,66	10,4	2,12	3,34	4,78	7,46	1,57	2,46	3,52	5,52
2000	2,81	4,38	6,31	9,86	1,98	3,11	4,46	6,97	1,48	2,32	3,32	5,20
	Steifenabstand 1100				Steifenabstand 1200				Steifenabstand 1300			
300	7,89	12,2	17,7	27,6	7,80	12,1	17,6	27,4	7,76	12,0	17,5	27,2
400	4,58	7,15	10,3	16,0	4,63	7,23	10,4	16,2	4,46	6,98	10,1	15,6
500	3,06	4,79	6,90	10,8	3,01	4,70	6,78	10,6	2,96	4,62	6,67	10,4
600	2,24	3,53	5,06	7,90	2,22	3,50	5,01	7,83	2,14	3,36	4,81	7,53
700	1,75	2,74	3,92	6,14	1,69	2,64	3,78	5,93	1,63	2,56	3,67	5,75
800	1,43	2,23	3,21	5,03	1,35	2,10	3,03	4,76	1,32	2,00	2,98	4,67
900	1,21	1,88	2,70	4,24	1,15	1,79	2,57	4,04	1,10	1,72	2,47	3,88
1000	1,05	1,64	2,36	3,69	0,971	1,52	2,19	3,42	0,943	1,47	2,12	3,32
1100	0,946	1,48	2,13	3,31	0,873	1,36	1,96	3,05	0,828	1,29	1,86	2,90
1200	0,873	1,36	1,96	3,05	0,795	1,24	1,79	2,79	0,738	1,15	1,66	2,59
1300	0,826	1,29	1,86	2,90	0,738	1,15	1,66	2,59	0,678	1,06	1,52	2,36
1400	0,789	1,23	1,78	2,76	0,701	1,09	1,57	2,46	0,631	0,985	1,42	2,20
1500	0,759	1,19	1,71	2,66	0,670	1,04	1,51	2,35	0,601	0,939	1,35	2,09
2000	0,669	1,05	1,51	2,34	0,582	0,906	1,31	2,04	0,513	0,800	1,15	1,79
	Steifenabstand 1800				Steifenabstand 2000				Steifenabstand 2250			
300	7,65	11,8	17,2	26,9	7,60	11,7	17,1	26,7	7,58	11,7	17,0	26,6
400	4,34	6,79	9,78	15,2	4,32	6,75	9,71	15,1	4,30	6,71	9,66	15,1
500	2,83	4,43	6,38	9,95	2,81	4,38	6,31	9,86	2,78	4,34	6,25	9,76
600	2,05	3,23	4,63	7,23	1,98	3,11	4,46	6,97	1,95	3,08	4,41	6,89
700	1,51	2,36	3,38	5,30	1,48	2,32	3,32	5,20	1,46	2,29	3,27	5,13
800	1,19	1,86	2,69	4,21	1,20	1,87	2,69	4,22	1,14	1,78	2,57	4,03
900	0,990	1,54	2,22	3,48	0,946	1,47	2,12	3,32	0,945	1,47	2,12	3,32
1000	0,825	1,29	1,86	2,90	0,802	1,25	1,81	2,82	0,763	1,19	1,72	2,68
1100	0,696	1,09	1,57	2,43	0,669	1,05	1,51	2,34	0,647	1,01	1,45	2,26
1200	0,600	0,934	1,35	2,10	0,582	0,906	1,31	2,04	0,558	0,867	1,25	2,00
1300	0,539	0,843	1,21	1,88	0,513	0,800	1,15	1,79	0,488	0,761	1,10	1,70
1400	0,484	0,755	1,09	1,69	0,457	0,713	1,03	1,60	0,432	0,675	0,975	1,51
1500	0,431	0,675	0,970	1,52	0,413	0,646	0,930	1,45	0,383	0,600	0,862	1,35
2000	0,322	0,503	0,723	1,13	0,286	0,447	0,644	1,00	0,258	0,403	0,580	0,902

für verschiedene Steifenabstände, Steghöhen und Stegdicken.

Stegdicke t in mm												Steghöhe mm
8	10	12	15	8	10	12	15	8	10	12	15	
Steifenabstand 800				Steifenabstand 900				Steifenabstand 1000				
8,22	12,7	18,5	28,9	8,25	12,7	18,5	28,9	7,95	12,3	17,9	27,9	300
5,02	7,83	11,3	17,6	4,78	7,45	10,7	16,7	4,78	7,47	10,8	16,7	400
3,40	5,31	7,64	12,0	3,31	5,17	7,44	11,6	3,21	5,01	7,22	11,3	500
2,57	4,06	5,82	9,23	2,36	3,72	5,34	8,34	2,31	3,65	5,23	8,16	600
2,07	3,25	4,66	7,29	1,93	3,03	4,33	6,79	1,82	2,86	4,09	6,42	700
1,79	2,79	4,02	6,31	1,61	2,52	3,63	5,69	1,51	2,35	3,39	5,32	800
1,61	2,52	3,63	5,69	1,41	2,20	3,17	4,97	1,29	2,01	2,89	4,53	900
1,51	2,35	3,39	5,32	1,29	2,01	2,89	4,53	1,15	1,79	2,58	4,02	1000
1,43	2,23	3,21	5,03	1,21	1,88	2,70	4,24	1,05	1,64	2,36	3,69	1100
1,35	2,10	3,03	4,76	1,15	1,79	2,57	4,04	0,971	1,52	2,19	3,42	1200
1,32	2,06	2,98	4,67	1,10	1,72	2,47	3,88	0,943	1,47	2,12	3,32	1300
1,28	2,00	2,89	4,54	1,07	1,66	2,38	3,74	0,887	1,39	2,00	3,12	1400
1,25	1,96	2,82	4,43	1,03	1,61	2,31	3,64	0,862	1,35	1,94	3,03	1500
1,20	1,87	2,69	4,22	0,946	1,47	2,12	3,32	0,802	1,25	1,81	2,82	2000
Steifenabstand 1400				Steifenabstand 1500				Steifenabstand 1600				
7,14	11,9	17,4	27,1	7,70	11,9	17,3	27,0	7,66	11,8	17,2	26,9	300
4,43	6,93	9,98	15,5	4,41	6,89	9,93	15,5	4,39	6,84	9,85	15,3	400
2,93	4,58	6,60	10,3	2,96	4,63	6,66	10,4	2,87	4,49	6,47	10,1	500
2,09	3,31	4,74	7,40	2,12	3,34	4,78	7,46	2,04	3,22	4,62	7,20	600
1,63	2,56	3,66	5,74	1,57	2,46	3,52	5,52	1,54	2,42	3,46	5,42	700
1,28	2,00	2,89	4,54	1,25	1,96	2,82	4,43	1,25	1,96	2,82	4,43	800
1,07	1,66	2,38	3,74	1,03	1,61	2,31	3,64	1,01	1,57	2,26	3,55	900
0,887	1,39	2,00	3,12	0,862	1,35	1,94	3,03	0,850	1,33	1,91	2,99	1000
0,789	1,23	1,78	2,76	0,759	1,19	1,71	2,66	0,733	1,15	1,65	2,56	1100
0,701	1,09	1,57	2,46	0,670	1,04	1,51	2,35	0,646	1,01	1,45	2,27	1200
0,631	0,985	1,42	2,20	0,607	0,939	1,35	2,09	0,576	0,899	1,29	2,01	1300
0,583	0,910	1,31	2,04	0,545	0,850	1,23	1,91	0,520	0,812	1,17	1,82	1400
0,545	0,850	1,23	1,91	0,508	0,795	1,14	1,79	0,476	0,764	1,07	1,67	1500
0,457	0,713	1,03	1,60	0,413	0,646	0,930	1,45	0,377	0,589	0,847	1,32	2000
Steifenabstand 2500				Steifenabstand 2750				Steifenabstand 3000				
7,57	11,7	17,0	26,6	7,54	11,7	16,9	26,43	7,53	11,6	16,9	26,4	300
4,28	6,68	9,62	14,97	4,27	6,66	9,58	14,9	4,26	6,65	9,57	14,9	400
2,76	4,32	6,22	9,71	2,75	4,30	6,19	9,67	2,74	4,28	6,17	9,64	500
1,93	3,05	4,37	6,83	1,92	3,03	4,34	6,78	1,91	3,01	4,32	6,75	600
1,44	2,26	3,23	5,07	1,43	2,24	3,20	5,02	1,42	2,23	3,18	5,00	700
1,13	1,75	2,53	3,97	1,11	1,74	2,50	3,92	1,10	1,72	2,48	3,89	800
0,904	1,41	2,02	3,18	0,890	1,39	1,99	3,13	0,882	1,37	1,98	3,10	900
0,765	1,20	1,72	2,69	0,733	1,15	1,65	2,58	0,740	1,16	1,67	2,60	1000
0,628	0,981	1,42	2,20	0,633	0,986	1,42	2,21	0,605	0,945	1,36	2,12	1100
0,540	0,841	1,22	1,90	0,527	0,821	1,19	1,85	0,532	0,829	1,20	1,87	1200
0,472	0,735	1,06	1,64	0,459	0,715	1,03	1,60	0,449	0,700	1,01	1,56	1300
0,412	0,642	0,925	1,44	0,403	0,628	0,906	1,41	0,393	0,613	0,885	1,37	1400
0,371	0,582	0,836	1,31	0,359	0,562	0,808	1,26	0,356	0,557	0,802	1,25	1500
0,241	0,377	0,542	0,845	0,228	0,357	0,514	0,798	0,216	0,337	0,485	0,755	2000

Tafel 29. Kritische Schubspannung τ_k in t/cm² für eine rechteckige Platte mit zwei einfach gestützten Gegenseiten, einer eingespannten und einer freien Seite.

$$\tau_k = 1898\, k_1 \left(\frac{t}{b}\right)^2.$$

Verhältnis a/b	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,6	3,0	Größer als 3,0
k_1	1,70	1,47	1,36	1,34	1,33	1,34	1,38	1,41	1,34	1,33
$1898\, k_1$	3227	2790	2581	2543	2524	2543	2619	2676	2543	2524

Der Steifenabstand wird $\frac{l}{6} = \frac{1500}{6} = 2{,}5$ m (Abb. 196c);

nach Tafel 28 wird $\tau_k = 1{,}22$ t/cm² und

$$\nu = \frac{1{,}22}{0{,}46} = 2{,}65.$$

Die letztere Anordnung ist in diesem Fall die günstigste. Das Stegmehrgewicht beträgt 170 kg, die Gewichtsersparnis durch die verringerte Anzahl Steifen (7 gegen 15 Stück) dagegen 250 kg; dabei ist zu berücksichtigen, daß durch die Stegverstärkung die Gurtungen etwas schwächer gehalten werden können; außerdem wird durch die verringerte Anzahl der Steifen beträchtlich an Nietarbeit gespart.

3) Die Querschnittsermittlung der Steifen.

Im vorliegenden Beispiel ist für die Steifen der in Abb. 196*d* gezeichnete Querschnitt aus einem Stegstreifen 300 · 12, zwei Futterstreifen 70 · 9 und 2 L 65 · 80 · 8 gewählt.

Die Querschnittswerte ergeben sich wie folgt:

$$F = 30{,}0 \cdot 1{,}2 + 2 \cdot 7 \cdot 0{,}9 + 22 = 70{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$J_y = \frac{30 \cdot 1{,}2^3}{12} + \frac{7(3{,}0^3 - 1{,}2^3)}{12} + 483 = 502 \text{ cm}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{502}{70{,}6}} = 2{,}73 \text{ cm};$$

$$S_K = 0{,}8\, h = 0{,}8 \cdot 120 = 96 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{S_K}{i_y} = \frac{96}{2{,}73} = 41, \quad \omega = 1{,}11;$$

$$\sigma = \frac{Q\,\omega}{F} = \frac{66 \cdot 1{,}11}{70{,}6} = 1{,}04 \text{ t/cm}^2.$$

c) Ausführung der Stegaussteifungen.

Die Aussteifungswinkel werden am zweckmäßigsten über die Gurte geführt und am Steg entsprechend unterfuttert (Abb. 197). Die Futterstücke sind etwa 10 mm breiter als die anliegende Schenkelbreite zu wählen. Aussteifungen sind besonders über den Auflagern und unter größeren Einzellasten anzubringen: an solchen Hauptbelastungspunkten werden sie zweckmäßig kräftiger als an den Zwischenstellen ausgebildet (Abb. 197 u. 198). Bei sehr großen Querkräften, meistens in den Endfeldern, empfiehlt es sich, außer den lotrechten Steifen auch noch schräge Aussteifungswinkel anzusetzen, die wie Druckschrägen gerichtet sind (Abb. 198). Durch diese Anordnung wird ein großer Teil der Querkraft in die Schrägstäbe geleitet und der Steg entlastet.

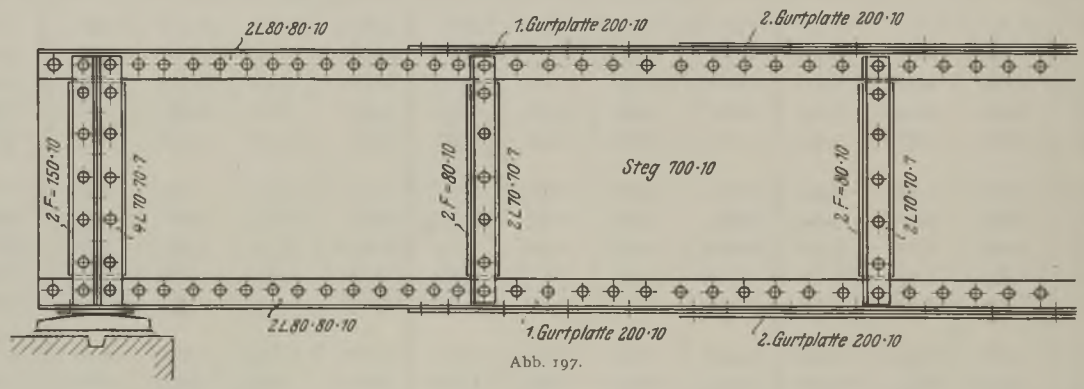


Abb. 197.

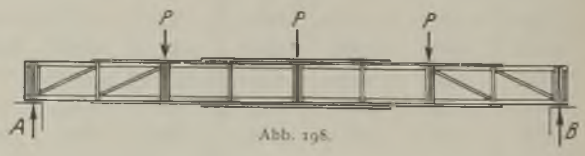


Abb. 198.

4. Auflager und Deckenträgeranschlüsse.

a) Auflager.

Die Auflager werden im wesentlichen wie bei den Walzträgern (Teil A, 2 bis 5) berechnet und ausgeführt. Die Abb. 199 zeigt eine Ausführung, bei der durch Anordnung von Kopf-Querplatten und Winkeln ein seitliches Umkippen des Trägers verhütet werden soll. Die Auflagerkraft wird durch die Querplatten und die unten eingepaßten Stegaussteifungswinkel in den Steg übertragen. Bei der Ausführung nach Abb. 200 sind

zwecks Verbesserung der Kraftübertragung besondere Verstärkungslaschen am Auflager angebracht; die Untergurtwinkel sind durch Anordnung von Keilfuttern über die Verstärkungslaschen hinweggeführt.

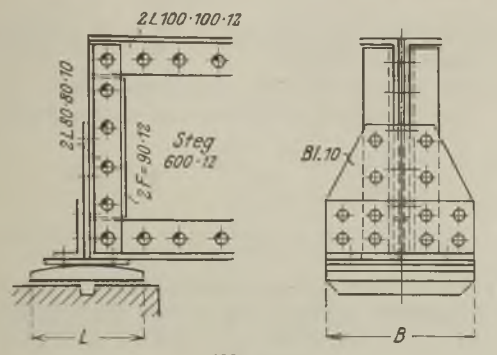


Abb. 199.

b) Deckenträgeranschlüsse.

Verschiedene Anschlüsse von Deckenträgern an einen Nietträger sind in der Abb. 201 dargestellt.

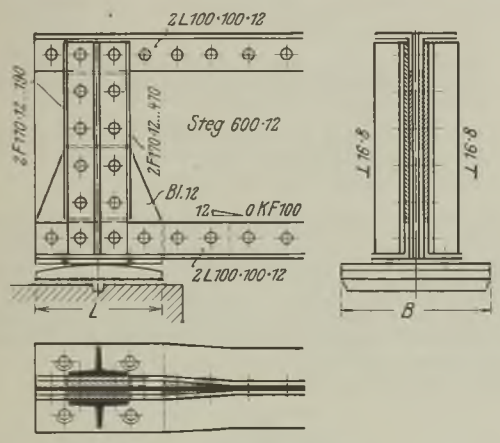


Abb. 200.

Wenn irgend möglich, verwende man zum Anschluß die durchgehenden Aussteifungswinkel; die Flansche sind dann entsprechend wegzuschneiden.

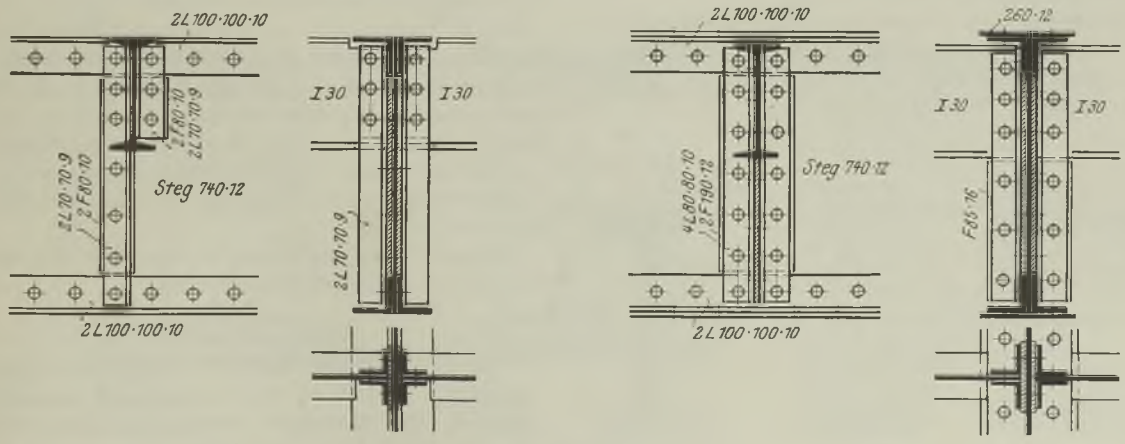


Abb. 201.

5. Kastenträger.

Ist die Bauhöhe beschränkt oder erfordert die Übertragung der Last eine breitere Auflagerfläche (z. B. bei Unterzügen für starke Mauern), dann können Kastenträger gemäß Abb. 202 angeordnet werden. Der Querschnitt besteht aus zwei Stegen und den Gurtungen aus vier Winkeln und 1 bis 3 Stück Gurtplatten. Während eine obere Gurtplatte zwecks Aussteifung der Druckgurte immer vorhanden sein soll, ist sie am Zuggurt nicht unbedingt erforderlich; zwecks Erhöhung des Widerstandsmomentes und besserer Ausnutzung des Querschnittes ist jedoch eine symmetrische Anordnung zweckmäßiger. Über Nietabzüge vgl. Teil A, 7, a, β. Die Steifen für die Stege werden in der Regel nur an die Außenseiten der Stege gesetzt. Die Berechnung der Steifenabstände und Querschnitte ist im Teil 3 gezeigt.

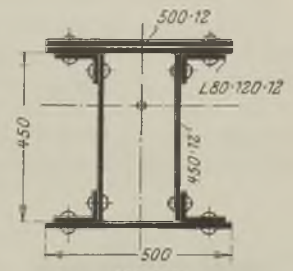


Abb. 202.

Beachtenswert ist die große Seitensteifigkeit der Kastenträger, die noch durch Anordnung vor Querwänden (sog. Schotten) gemäß Abb. 203 erhöht wird. Die Verbindung der Querwände mit den oberen Gurtplatten ist zwecks Aussteifung der gedrückten Gurtplatten sehr gut.

An der anderen Seite ist die Verbindung nicht gut ausführbar, da der Querschnitt nach dem Annieten der letzten Kastenseite (untere Zugplatten) vollkommen geschlossen ist und von innen nicht mehr heranzukommen ist. Ist jedoch eine Verbindung auch nach dem Zusammenbringen aller vier Seiten erforderlich, so können in den Stegen Handlöcher vorgesehen werden oder aber auch Stiftschrauben (Gewindeschrauben) Anwendung finden.

Die Kastenträger haben den großen Nachteil, daß man nach fertiger Nietung nicht mehr zur gelegentlichen Prüfung oder Anbringung späterer Anschlüsse in

den Innenraum gelangen kann; es müssen daher auch alle Nietungen zur Verbindung der Gurtwinkel, der Steifen und der Queraussteifungen mit den Stegen vor dem Annieten der Gurtplatten geschlagen werden; zum mindesten müssen dazu die Gurtplatten einer Seite zuletzt angenietet werden.

Bei Anordnung mehrerer Gurtplatten sind erst vor dem Zusammennieten mit den Gurtwinkeln dieselben noch unter sich durch eine Reihe Niete zu verbinden (vgl. Abb. 203).

Im allgemeinen ist die Verwendung von Kastenträgern unwirtschaftlich; wenn irgend möglich sind sie durch Breitflanschträger zu ersetzen.

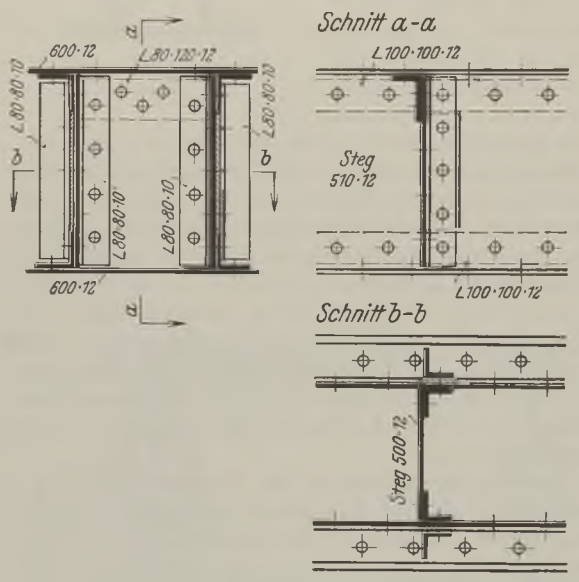


Abb. 203.

6. Nietteilung der Gurtungen.

a) Allgemeines.

Es bezeichnet

J das Trägheitsmoment des gesamten Querschnittes ohne Abzug der Nietlöcher, bezogen auf die Schwerachse $x—x$ in cm⁴;

S das statische Moment des anzuschließenden gesamten Gurtquerschnittes (Winkel und Platten) ohne Nietlochabzug, bezogen auf die Schwerachse $x—x$ des Trägers in cm³;

$$S = F_1 y_1 + F_2 y_2 \quad \text{(vgl. Abb. 204);}$$

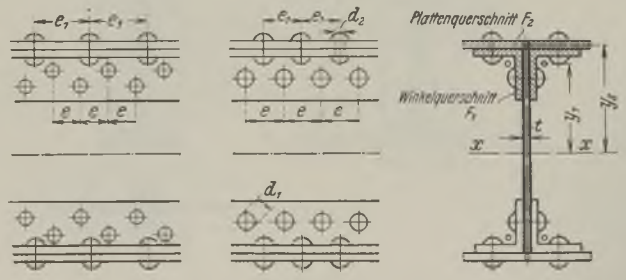


Abb. 204.

S_1 das statische Moment des anzuschließenden Gurtplattenquerschnittes ohne Nietabzug, bezogen auf die Schwerachse $x—x$ des Trägers in cm³; $S_1 = F_2 y_2$ (vgl. Abb. 204);

Q die größte an der betreffenden Stelle auftretende Querkraft in t;

N die Tragkraft eines doppelschnittigen Nietes zum Anschluß der Gurtwinkel an den Steg in t;

auf Abscheren: $N = 2 \frac{d_1^2 \pi}{4} \tau_{zul}$,

auf Lochleibung: $N = \delta t \sigma_{1_{zul}}$.

Der kleinste Wert ist einzuführen; bei den gebräuchlichen Stegstärken ist stets die Lochleibungs-Tragkraft maßgebend.

N_1 die Tragkraft eines einschnittigen Nietes zum Anschluß der Gurtplatten an die Gurtwinkel in t;

auf Abscheren: $N_1 = \frac{d_2^2 \pi}{4} \tau_{zul}$,

auf Lochleibung: $N_1 = t_1 d_2 \sigma_{zul}$.

Der kleinste Wert ist einzusetzen; es wird hier meistens die Abscher-Tragkraft in Frage kommen.

e die Nietteilung zum Anschluß der Gurtwinkel an den Steg in cm;

bei versetzter Nietung sowie bei schräglaufenden Gurten (unter Voraussetzung lotrechter Trägerbelastung) bedeutet e den wagerecht gemessenen Abstand zweier benachbarter Niete;

e_1 die Nietteilung zum Anschluß der Gurtplatten an die Gurtwinkel in cm.

Die Niete zum Anschluß der Gurtplatten werden im allgemeinen gegen die Anschlußnieten der Gurtwinkel versetzt angeordnet. Ergibt sich die Nietteilung e zum Anschluß der Gurtwinkel nicht wesentlich über das 5fache des Nietlochdurchmessers d_2, so ist stets zu untersuchen, ob man zum Anschluß der Gurtplatten gegebenenfalls mit der doppelten Nietteilung von e ($e_1 = 2e$) auskommt. Im zutreffenden Falle wird eine wesentliche Beschränkung der Nietarbeit und damit der Gestehungskosten erzielt. Eine solche Ausführung zeigt Abb. 205.

Nietteilung für Gurtwinkel:

$$e = \frac{J}{S} \frac{N}{Q},$$

$$e_1 = \frac{J}{S_1} \frac{2 N_1}{Q}.$$

Hier ist der Faktor 2 aus dem Grunde hinzugekommen, weil an den Anschlußstellen der Gurtplatte jeweils zwei Niete sitzen.

Mit der Bestimmung der Nietteilung beginnt man am Auflager, da dort die größte Querkraft auftritt. Mit dem Abnehmen der Querkraft ist dann die Teilung entsprechend größer zu wählen. Praktisch wird man die Nietteilung in den durch die Aussteifungen gebildeten Feldern möglichst gleich machen und gegebenenfalls nur von Feld zu Feld eine Änderung eintreten lassen.

Die größte Nietentfernung beträgt etwa 10 d_1 und der kleinste Abstand ungefähr 2,5 d_1.

b) Zahlenbeispiel.

Für den Nietträger nach Abb. 205 sollen für eine Querkraft $Q = 46{,}0$ t die Nietteilungen bestimmt werden. Der Nietträger besteht aus einem Steg 750 · 10, dem oberen und unteren Gurt aus je 2 L

100 · 100 · 10 und 2 Platten 250 · 10. Das volle Trägheitsmoment $J = 276491$ cm⁴; die Nietlochdurchmesser d_1 und d_2 betragen 20 mm. $\sigma_{bzul} = 1{,}2$ t/cm².

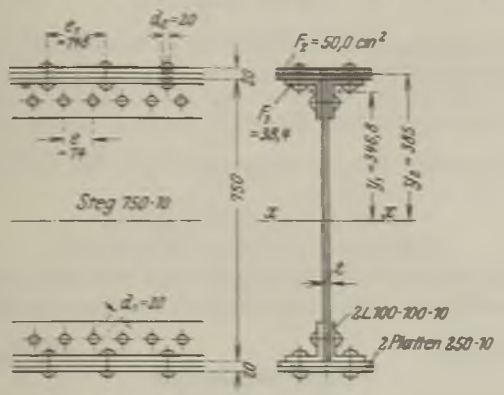


Abb. 205.

Nietteilung der Gurtwinkel:

$$e = \frac{J}{S}\,\frac{N}{Q}.$$

Die Werte J und Q sind bekannt; S wird wie folgt bestimmt:

F_1 = voller Querschnitt der Gurtwinkel

$100 \cdot 100 \cdot 10 = 2 \cdot 19{,}2 = 38{,}4$ cm²;

y_1 = Abstand von der Schwerachse x—x des Trägers bis zum Schwerpunkt der Winkel

$= \frac{75{,}0}{2} - 2{,}82 = 34{,}68$ cm;

F_2 = voller Querschnitt der beiden Gurtplatten

$250 \cdot 10 = 2 \cdot 25{,}0 = 50{,}0$ cm²;

y_2 = Abstand von der Schwerachse x—x des Trägers bis zum Schwerpunkt der beiden Gurtplatten

$= \frac{75{,}0}{2} + 1{,}0 = 38{,}5$ cm;

$S = F_1\,y_1 + F_2\,y_2 = 38{,}4 \cdot 34{,}68 + 50{,}0 \cdot 38{,}5 = 3260$ cm³;

maßgebend $\sigma_{bzul} = 2{,}0$ t/cm²

$N = i\,d_1\,2{,}0 = 1{,}0 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}0 = 4{,}0$ t.

Die Werte in die Formel eingesetzt:

$$e = \frac{J}{S}\,\frac{N}{Q} = \frac{276491}{3260}\,\frac{4{,}0}{46{,}0} = 7{,}4 \text{ cm}.$$

Nietteilung der Gurtplatten:

$$e_1 = \frac{J}{S_1}\,\frac{2\,N_1}{Q}.$$

Da die Nietteilung der Gurtwinkel das 5fache des Nietlochdurchmessers nicht überschreitet, so ist zu untersuchen, ob zum Anschluß der Gurtplatten die doppelte Nietteilung der Gurtwinkel ausreicht.

J und Q sind bekannt;

$S_1 = F_2\,y_2 = 50{,}0 \cdot 38{,}5 = 1925$ cm³;

N_1 = (maßgebend $\tau_{zul} = 1{,}0$ t/cm²)

$= \frac{d_2^2\,\pi}{4}\,1{,}0 = \frac{2{,}0^2\,\pi}{4}\,1{,}0 = 3{,}14$ t.

Die Werte in die Formel eingesetzt:

$$e_1 = \frac{J}{S_1}\,\frac{2\,N_1}{Q} = \frac{276491}{1925}\,\frac{2 \cdot 3{,}14}{46{,}0} = 19{,}6 \text{ cm}.$$

Gewählt die zweifache Nietentfernung der Gurtwinkel: $e_1 = 2e = 2 \cdot 7{,}4 = 14{,}8$ cm.

Die Ausführung zeigt die Abb. 205. Das Beispiel lehrt, daß nur durch die einfache Berechnung der Gurtplatten-Nietteilung oft ganz erheblich an Nieten gespart werden kann. Man mache sich also von der alten Überlieferung frei, die Gurtplatten ohne weitere Berechnung überall zwischen den Winkelnieten anzuschließen.

7. Berechnungen und Ausführung der Stoßverbindungen des Steges und der Gurtungen.

Die Stoßverbindung hat nicht nach dem vielleicht aus anderen Gründen reichlich vorhandenen Querschnitt zu erfolgen, sondern nach dem an der Stoßstelle auftretenden Moment bzw. nach der Querkraft. Aus diesem Grunde werden die Stöße nach Möglichkeit dahin gelegt, wo die Biegemomente möglichst klein sind.

a) Stegstoß.

α) Ausführung.

Die Abb. 206 veranschaulicht verschiedene Stoßanordnungen. Abb. 206*a* zeigt die normale Ausfüh-

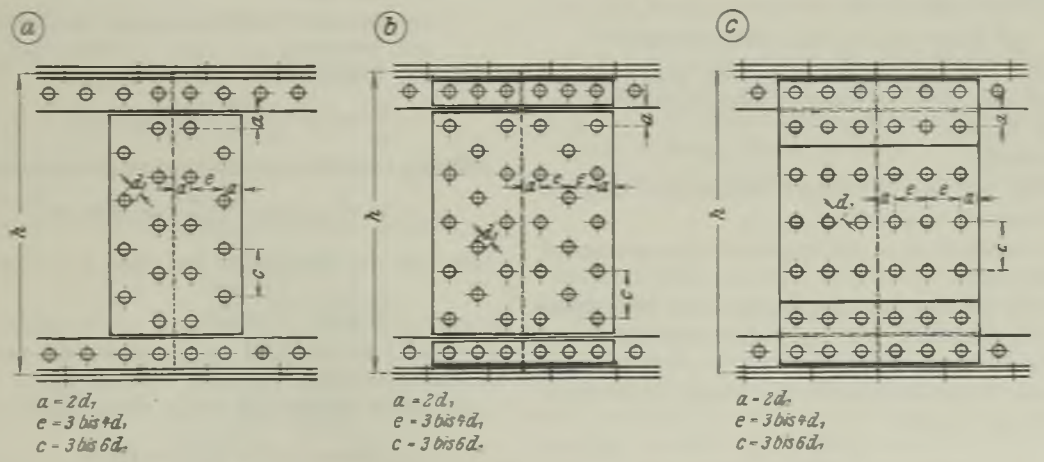


Abb. 206.

rung, bei der der Steg beiderseits zwischen den inneren Gurtkanten durch je eine Lasche gedeckt ist. Sehr häufig wird auch der Stoß nach Abb. 206*b* angewendet; hier sind außer den beiden Steglaschen noch Decklaschen innerhalb der Gurtwinkel gelegt, die eine Überbeanspruchung der Gurtwinkel verhindern sollen. Haben die Steglaschen die Stärke der Gurtwinkel, so kann man auch die Gurtlaschen gemäß Abb. 206*c* bis über die oberste Nietreihe des eigentlichen Stegstoßes führen; es ergibt sich dadurch eine sehr gediegene Ausführung.

Auf jeder Seite des Stoßes werden je nach Erfordernis 2 bis 4 senkrechte Nietreihen gleichartig angeordnet. Bezeichnet d_1 den Nietlochdurchmesser, dann wird der Abstand a der ersten senkrechten Nietreihe vom Stoß aus etwa $2\,d_1$, die wagerechte Entfernung e der Nietreihen 3 bis $4\,d_1$ und die senkrechte Entfernung c der Nietreihe ungefähr 3 bis $6\,d_1$. Den senkrechten Nietabstand macht man nicht gern unter $4\,d_1$, da sonst der Steg zu sehr geschwächt wird.

Die in der Abb. 206*a* und *b* dargestellten Stoßausführungen zeigen versetzte Niete. Wirksamer ist die Anordnung mit nicht versetzten Nieten gemäß Abb. 206*c* oder eine Anordnung nach Abb. 207, bei der die senkrechten Entfernungen der Niete verschieden sind und dadurch möglichst große Abstände der Nietreihen von der Nullinie erzielt werden. In beiden Fällen ergibt sich ein größeres Widerstandsmoment der Niete als bei versetzter bzw. bei gleicher senkrechter Nietentfernung.

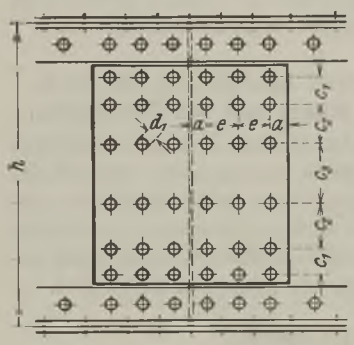


Abb. 207.

Zu vergleichen sind hier die im Teil A, 7 gemachten ausführlichen Angaben über Stegstöße.

β) Berechnung des Stegstoßes.

Bei der Bestimmung des Stegstoßes muß zunächst der auf den Steg entfallende Momentenanteil berechnet werden.

Bezeichnet

M das an der Stoßstelle auftretende Gesamtmoment in cmt,

M_s den vom Steg zu übertragenden Momentenanteil in cmt,

J das gesamte Trägheitsmoment des Nietträgers mit Nietabzug im Gurt, aber ohne Nietabzug im Steg in cm⁴,

J_s das Trägheitsmoment des Steges ohne Nietabzug in cm⁴

$$= \frac{\delta h_s^3}{12}$$

(δ = Stegstärke in cm;
h_s = Steghöhe in cm),

dann ist

$$M_s = M\,\frac{J_s}{J}.$$

Die Stoßlaschen sind nach M_s zu bestimmen. Das erforderliche Widerstandsmoment der Stoßlaschen ist

$$W_{\text{erf}} = \frac{M_s}{\sigma_{\text{zul}}}.$$

Die weitere Berechnung erfolgt nach Teil A, 7, c, α bzw. β.

γ) Zwei Zahlenbeispiele.

1) Erstes Beispiel mit gleichen Nietabständen.

Der Stegstoß des Nietträgers nach Abb. 208 ist zu untersuchen. Alle Abmessungen und Bezeichnungen

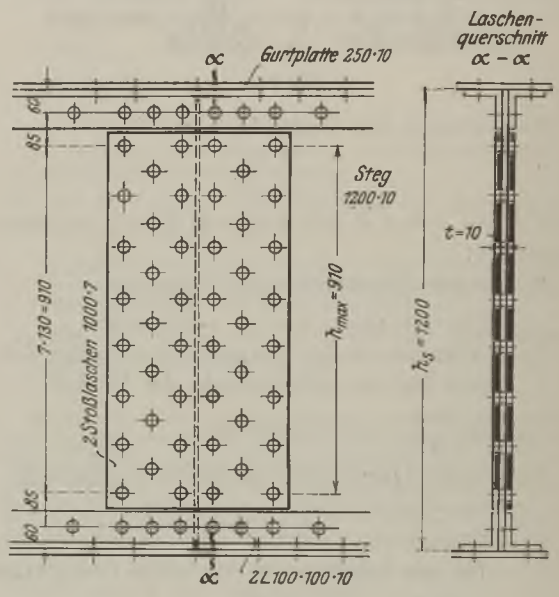


Abb. 208.

sind in der Abbildung eingetragen; $\sigma_{\text{zul}} = 1{,}4$ t/cm². Die Querkraft Q ist gering und wird vernachlässigt.

M das an der Stoßstelle im gefährlichen Laschenquerschnitt $\alpha-\alpha$ auftretende Moment $= 7500$ cmt;

J das gesamte Trägheitsmoment des Nietträgers mit Nietabzug im Gurt $= 578827$ cm⁴;

J_s das Trägheitsmoment des Steges

$$= \frac{t h^3}{12} = \frac{1{,}0 \cdot 120^3}{12} = 144\,000 \text{ cm}^4;$$

M_s der vom Steg zu übertragende Momentenanteil

$$= M\,\frac{J_s}{J} = 7500\,\frac{144\,000}{578\,827} = 1866 \text{ cmt};$$

$H_{\max}$ die Größtnietkraft (vgl. Teil A, 7, c, α)

$$= M_s\,\frac{h_{\max}}{\Sigma h^2} = M_s\,\frac{f}{h_{\max}}.$$

Der Wert f ist der Tafel 22 zu entnehmen, und zwar für eine dreireihige versetzte Nietung mit 8 Nieten in der ersten Reihe vom Stoß; damit wird

$$H_{\max} = 1866\,\frac{0{,}219}{91{,}0} = 4{,}48 \text{ t}.$$

Nietbeanspruchung:

$$\sigma_1 = \frac{4{,}48}{1{,}0 \cdot 2{,}0} = 2{,}24 \text{ t/cm}^2;$$

τ ist weit unter der zulässigen Grenze.

Beanspruchung der Stoßlaschen:

Da die Stoßlaschen bei Überbelastung im Schnitte $\alpha-\alpha$ reißen würden, muß die Nietlochschwächung berücksichtigt werden.

$$\sigma = \frac{M_s}{W_n} = \frac{1866}{1935} = 0{,}97 \text{ t/cm}^2.$$

2) Zweites Beispiel mit ungleichen Nietabständen.

Für den in Abb. 209 dargestellten Stegstoß des Nietträgers ist die Festigkeit nachzuweisen. Alle Ab-

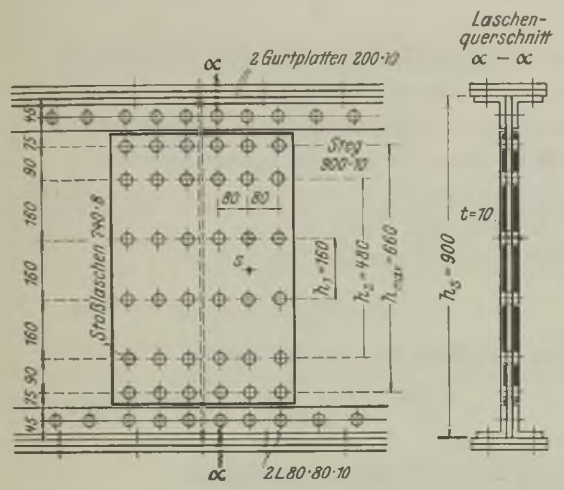


Abb. 209.

messungen und Bezeichnungen sind aus der Abbildung zu ersehen; $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

Q die Querkraft $= 13{,}5$ t;

M das im gefährlichen Laschenquerschnitt $\alpha-\alpha$ auftretende größte Moment $= 6800$ cmt;

J das gesamte Trägheitsmoment des Nietträgers mit Nietabzug im Gurt $= 340327$ cm⁴;

J_s das Trägheitsmoment des Steges

$$= \frac{t\,h^3}{12} = \frac{1{,}0 \cdot 90^3}{12} = 60750 \text{ cm}^4;$$

M_s der vom Steg zu übertragende Momentenanteil

$$= M\frac{J_s}{J} = 6800\,\frac{60750}{340327} = 1215 \text{ cmt}.$$

Vorhanden sind 18 doppelschnittige Niete von 20 mm Durchmesser.

Auf jedes Niet entfällt die senkrechte Kraft

$$V = \frac{Q}{n} = \frac{13{,}5}{18} = 0{,}75 \text{ t}.$$

Die äußeren Niete erhalten die größte wagerechte Kraft (vgl. Teil A, 7, c, α).

$$H_{max} = M_s\frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = M_s\frac{h_{max}}{3(h_1^2 + h_2^2 + h_{max}^2)}$$

$$= 1215\,\frac{66{,}0}{3(16{,}0^2 + 48{,}0^2 + 66{,}0^2)} = 3{,}92 \text{ t}.$$

Die Größtnietkraft wird somit:

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{0{,}75^2 + 3{,}92^2} = 4{,}0 \text{ t}.$$

Nietbeanspruchung:

$$\sigma_1 = \frac{4{,}0}{1{,}0 \cdot 2{,}0} = 2{,}0 \text{ t/cm}^2,$$

τ ist weit unter der zulässigen Grenze.

Beanspruchung der Stoßlaschen:

$$\sigma = \frac{M_s}{W_n} = \frac{1215}{1160} = 1{,}05 \text{ t/cm}^2.$$

Bei Benutzung des im Teil A, 7, c, β gegebenen richtigen Verfahrens zur Berechnung der Größtnietkraft ist bei derartigen Stößen, wie nachstehend zahlenmäßig belegt, kein großer Unterschied.

$$M_N = M_s + Qg = 1215 + 13{,}5 \cdot 0{,}8 = 1226 \text{ cmt}$$

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2.$$

(Jetzt gelten die h- und v-Werte von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe aus.)

$$J_p = 6 \cdot 33{,}0^2 + 6 \cdot 24{,}0^2 + 6 \cdot 8{,}0^2 + 12 \cdot 8{,}0^2 = 11050,$$

$$V_{max} = M_N\frac{v_{max}}{J_p} + \frac{Q}{n} = 1226\,\frac{8{,}0}{11050} + \frac{13{,}5}{18}$$

$$= 0{,}89 + 0{,}75 = 1{,}64 \text{ t},$$

$$H_{max} = M_N\frac{h_{max}}{J_p} = 1226\,\frac{33{,}0}{11050} = 3{,}67 \text{ t},$$

$$R_{max} = \sqrt{V_{max}^2 + H_{max}^2} = \sqrt{1{,}64^2 + 3{,}67^2} = 4{,}02 \text{ t}.$$

Also gegenüber der angenäherten Rechnungsweise mit 4,00 t sind es hier nur 0,5 % mehr.

b) Gurtwinkelstoß.

α) Allgemeines.

Zur Stoßdeckung der Gurtwinkel werden Winkel oder Flachstahle gemäß Abb. 210 gewählt. Die Größe der Deckwinkel bzw. der Flachstahllaschen richtet sich nach der an der Stoßstelle vorhandenen Beanspruchung in dem zu deckenden Gurtwinkel.

Abb. 210.

Bezeichnet

F_w den Nutzquerschnitt der zu deckenden Gurtwinkel in cm²,

F_s den Nutzquerschnitt der Stoßwinkel bzw. der Stoßlaschen in cm²,

σ_{vorh} die vorhandene Beanspruchung in t/cm²,

σ_{zul} die zulässige Beanspruchung in t/cm²,

dann ist der erforderliche nutzbare Stoßquerschnitt:

$$F_s = \frac{F_w\,\sigma_{vorh}}{\sigma_{zul}}.$$

Bei dem Stoß mittels Flachstahllaschen ist zu beachten, daß in jedem Flachstahl ein Nietloch abgezogen werden muß, da ja die Flachstahllaschen aus zwei getrennten Stücken bestehen. Bei gleichschenkligen Gurtwinkeln erhalten die Flachstahllaschen möglichst gleichen Querschnittsinhalt, indem die nicht eingepaßten Laschen etwas stärker als die eingepaßten werden. Bei ungleichschenkligen Gurtwinkeln muß

natürlich der Stoßquerschnitt im gleichen Verhältnis zum Gurtquerschnitt angeordnet werden.

Befindet sich der Stoß an der Stelle, an der das größte Moment auftritt, dann wird $\sigma_{vorh} = \sigma_{zul}$ und damit der Nutzquerschnitt der Stoßwinkel bzw. Laschen gleich dem Nutzquerschnitt der gestoßenen Gurtwinkel.

Die erforderliche Anzahl der Stoßniete berechnet sich nach der Formel

$$n = \frac{F_s \sigma_{zul}}{N},$$

worin N die Tragkraft eines Nietes auf Abscheren bzw. Lochleibung bezeichnet

$$= \frac{d^2 \pi}{4} \tau_{zul}, \quad \text{bzw.} \quad t d_1 \sigma_{l_{zul}};$$

der kleinste Wert ist in die Formel einzusetzen.

Bei ungleichschenkligen Gurtwinkeln sind die erforderlichen Stoßniete in dem längeren und kürzeren Schenkel getrennt zu ermitteln (vgl. das folgende Zahlenbeispiel).

Richtig genommen, müßte in bezug auf die Schwerachse $x-x$ des Gesamtquerschnittes das Trägheitsmoment der Winkel ersetzt werden. Da jedoch bei Stößen mit innenliegenden Winkellaschen im allgemeinen auch Plattenstöße vorkommen, so gleicht sich der geringe Fehler durch die weiter vom Schwerpunkt entfernt liegenden Gurtplattenstöße wieder aus.

β) Zahlenbeispiel.

Der Stoß eines Nietträgergurtes aus zwei Winkeln 100 · 150 · 12 soll durch Flachstahllaschen gedeckt werden (Abb. 211). Der Nietlochdurchmesser beträgt 23 mm.

F_w der Nutzquerschnitt des zu deckenden Gurtwinkels $= 2(28{,}7 - 2{,}3 \cdot 1{,}2) = 51{,}9$ cm² (da versetzte Nietung in den Schenkeln, wird nur ein Nietloch für einen Winkel abgezogen);

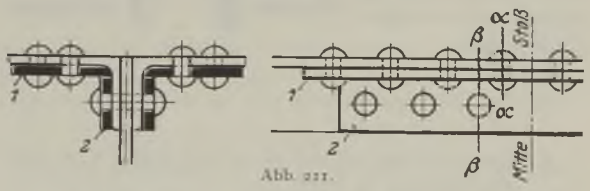


Abb. 211.

σ_{vorh} die vorhandene Beanspruchung im Gurtwinkel, die an der äußersten Kante berechnet wird,

$$= \frac{M}{J} y;$$

ist z. B

M = Moment an der Stoßstelle = 10800 cmt,

J = das gesamte Trägheitsmoment des Nietträgers an der Stoßstelle = 449640 cm⁴,

y = der Abstand von der Nullinie des Nietträgers bis zur Außenkante der Gurtwinkel = 40,0 cm, dann wird

$$\sigma_{vorh} = \frac{10800}{449640} 40 = 0{,}96 \text{ t/cm}^2;$$

σ_{zul} die zulässige Beanspruchung = 1,4 t/cm²,

N die Tragkraft eines Nietes auf Abscheren

$$= \frac{2{,}3^2 \pi}{4} 1{,}167 = 4{,}85 \text{ t}.$$

Der erforderliche nutzbare Stoßquerschnitt:

$$F_s = \frac{F_w \sigma_{vorh}}{\sigma_{zul}} = \frac{51{,}9 \cdot 0{,}96}{1{,}4} = 35{,}6 \text{ cm}^2,$$

und getrennt für die Laschenquerschnitte 1 und 2 entsprechend dem Schenkelverhältnis 2 : 3 (vgl. Abb. 211)

$$F_{s_1} = \frac{35{,}6 \cdot 3}{5} = 21{,}4 \text{ cm}^2,$$

$$F_{s_2} = \frac{35{,}6 \cdot 2}{5} = 14{,}2 \text{ cm}^2.$$

Gewählt

zur Deckung der 150 mm breiten Schenkel:

2 ▭ 135 · 10 mit $F_{s_1} = 2(13{,}5 \cdot 1{,}0 - 2{,}3 \cdot 1{,}0) = 22{,}4$ cm²

(die kleinen Abrundungen sind vernachlässigt);

zur Deckung der 100 mm breiten Schenkel:

2 ▭ 75 · 15 mit $F_{s_2} = 2(7{,}5 \cdot 1{,}5 - 2{,}3 \cdot 1{,}5) = 18{,}1$ cm².

Erforderliche Niete

zum Anschluß der Laschen 135 · 10:

$$n_1 = \frac{F_{s_1} \sigma_{zul}}{N} = \frac{21{,}4 \cdot 1{,}4}{4{,}85} = 6{,}2 = 8 \text{ Niete};$$

zum Anschluß der Laschen 75 · 15:

$$n_2 = \frac{F_{s_2} \sigma_{zul}}{N} = \frac{14{,}2 \cdot 1{,}4}{4{,}85} = 4{,}1 = 6 \text{ Niete}.$$

c) Gurtplattenstoß.

α) Allgemeines.

Die Stoßlaschen und Stoßniete für Gurtplatten werden im allgemeinen wie bei den Gurtwinkeln ermittelt. Meistens wird der Gurtplattenstoß durch eine Lasche gleichen Querschnittes gedeckt.

Die erforderlichen Stoßniete:

$$n = \frac{F_s \sigma_{zul}}{N};$$

hierin ist

F_s der Nutzquerschnitt einer Gurtplatte in cm²,

σ_{zul} die zulässige Beanspruchung in t/cm²,

N die Tragkraft eines Nietes in t.

In Abb. 212 ist der unmittelbare Stoß einer Gurtplatte dargestellt.

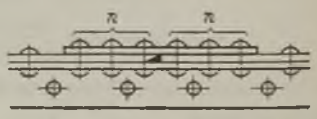


Abb. 212.

Abb. 213 zeigt den Stoß zweier Gurtplatten; die unterste Platte ist durch eine unmittelbar darüberliegende Lasche gedeckt. Gegen die Decklasche laufen nun an beiden Seiten die oberen Gurt-

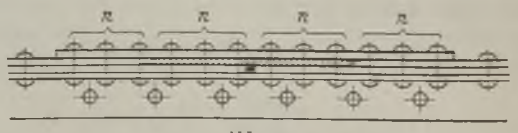


Abb. 213.

platten stumpf dagegen. Die beiden Stoßfugen werden dann wieder durch eine aufliegende Lasche gedeckt. Die erforderliche Nietanzahl auf jeder Seite der Fuge ist auch hier wieder

$$n = \frac{F_s \sigma_{zul}}{N}.$$

In Abb. 214 sind zwei Gurtplatten mit einer einzigen Stoßlasche gedeckt. Durch die schraffierten Flächen wird die Kraftübertragung dargestellt; es ist deutlich zu ersehen, daß auf der Strecke $a\,b$ die Niete

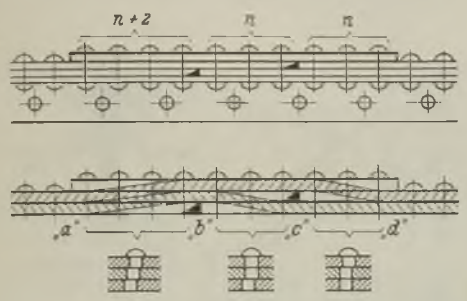


Abb. 214.

in ungünstiger Weise in zwei Schnitten beansprucht werden. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, im Teil $a\,b$ etwa 2 Niete mehr als erforderlich zu setzen.

β) Zahlenbeispiel.

Es sind zwei Gurtplatten 200 · 10 gemäß der Anordnung nach Abb. 214 zu stoßen. Der Nietlochdurchmesser beträgt 23 mm.

Gewählt eine Stoßlasche 200 · 15 mit einem nutzbaren Querschnitt

$$F_s = 20{,}0 \cdot 1{,}5 - 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}5 = 23{,}1 \text{ cm}^2.$$

Die erforderlichen Stoßniete für eine Platte (Abscheren maßgebend)

$$n = \frac{F_s \sigma_{zul}}{N} = \frac{23{,}1 \cdot 1{,}4}{\frac{2{,}3^2 \pi}{4} 1{,}167} = 6{,}7 = 8 \text{ Niete.}$$

Der Endteil der Decklasche, der über die Stoßfuge der untersten Gurtplatte greift, ist aus den vorher genannten Gründen mit 6,7 + 2 = 8,7 = 10 Nieten anzuschließen (vgl. Abb. 214).

d) Montagestoß.

Ist ein Nietträger in einer solchen Länge auszuführen, daß der Transport von der Werkstatt bis zur Baustelle unmöglich ist oder Schwierigkeiten bereitet, so wird ein Montagestoß erforderlich (Abb. 215). Die Stoßanordnung der Gurtplatten ist dieselbe wie in Abb. 213 gezeigt; sie hat gegenüber der Anordnung nach Abb. 214 den Vorteil, daß keine Teile über den Stoß hinausragen.

Die Ausführung und Berechnung eines Montagestoßes bietet nichts Neues, sie setzt sich — wie im vorangehenden gezeigt — aus dem Stoß des Steges, der Gurtwinkel und der Gurtplatten zusammen.

Über die Ausführung von Nietträgern als Kranlaufträger vgl. den II. Band, I. Teil.

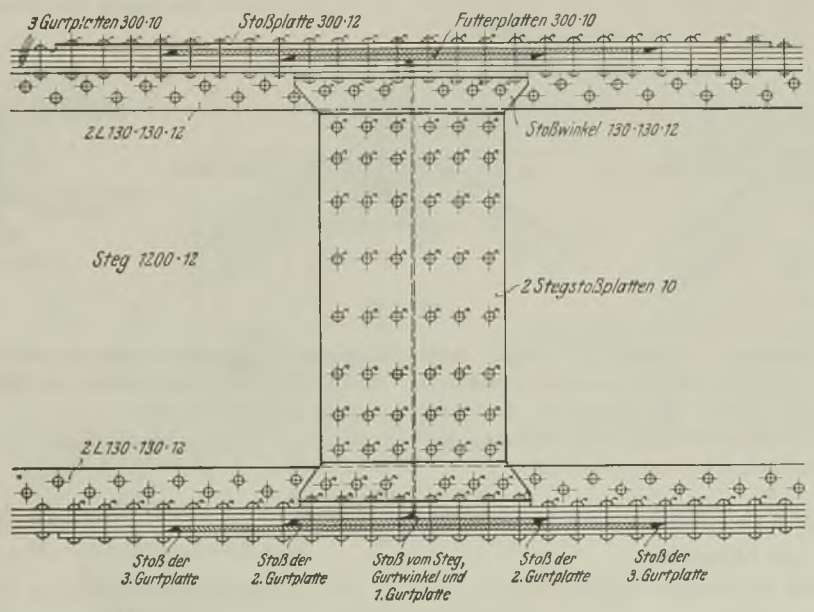


Abb. 215.

Die Ausführung der Schweißträger erfolgt nach Band IV.

C. Ausführung der Fachwerkträger.

1. Allgemeines.

Über die allgemeine Ausführung der Fachwerke ist alles Wissenswerte im Band I angegeben. Nachstehend sollen nur einige besondere Fachwerkknotenpunkte betrachtet werden.

In Abb. 216 sind zwei einfache Trägeranschlüsse an einem Obergurtknotenpunkt dargestellt. Bei der Ausführung nach Abb. *a* kann der Deckenträger ohne weiteres auch durchlaufend oder teilweise eingespannt sein. Ist die Raumhöhe durch den Fachwerkträger sehr beschränkt, dann ist der Trägeranschluß nach Abb. *b* vorzuziehen; hier sind die Träger unterhalb des Obergurtes angeschlossen. Bei dieser Anordnung können die Deckenträger, wie Abb. 217 zeigt, auch als teilweise eingespannte Träger ausgeführt werden.

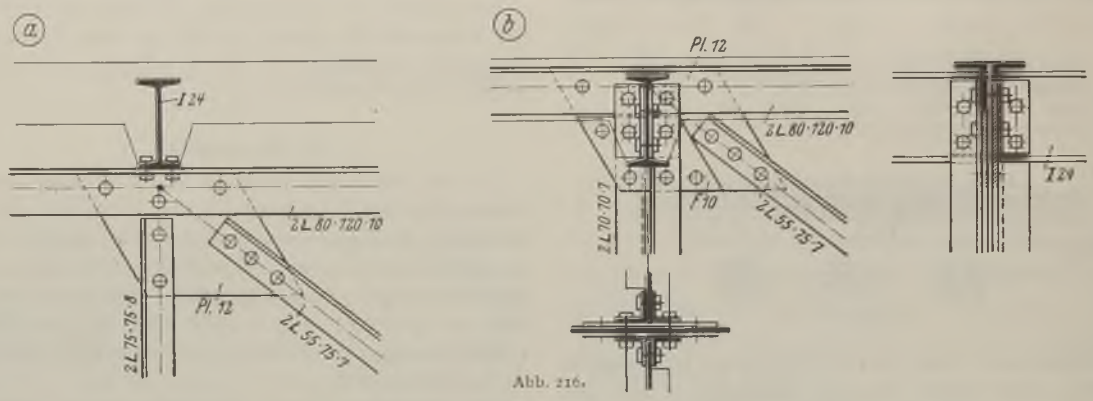


Abb. 216.

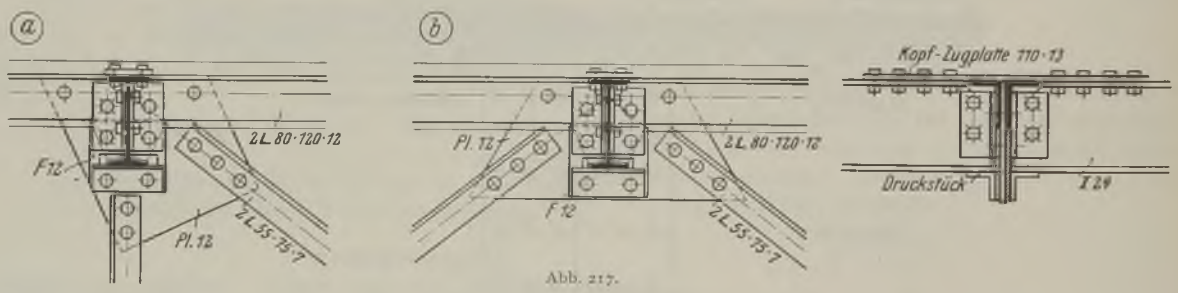


Abb. 217.

In Abb. 218 sind noch ein Obergurt- und ein Untergurtknoten des in den Abb. 110 und 111 berechneten Fachwerkträgers veranschaulicht.

2. Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Der in Abb. 218 dargestellte Knotenpunkt *I* des im Teil Ic, A, 4, a, Abb. 110 und 111 berechneten Fachwerkträgers soll nachstehend untersucht werden. Die Stabkräfte und die gewählten Querschnitte sind in der Abbildung eingetragen. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

b) Anschluß des Obergurtstabes O_2.

Stabkraft $S = -16{,}2$ t.

Vorhanden 8 einschnittige $^3/_4''$-Schrauben.

Scherspannung:

$$\tau = \frac{S}{8\,\frac{d_1^2\,\pi}{4}} = \frac{16{,}2}{8 \cdot 2{,}85} = 0{,}71 \text{ t/cm}^2;$$

Lochleibung:

$$\sigma_l = \frac{S}{n\,t\,d} = \frac{16{,}2}{8 \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}91} = 1{,}41 \text{ t/cm}^2.$$

c) Anschluß des Obergurtstabes O_3.

α) Allgemeines.

Stabkraft $S = -252{,}8$ t.

Der Obergurtstab O_3 besteht aus 2 [32 und einer Gurtplatte 450 · 12; die gesamte Querschnittsfläche $F = 205{,}6$ cm². Die durch die Gurtplatte zur Übertragung kommende Kraft S_{Pl} soll durch besondere Anschlußwinkel unmittelbar in die beiden Knotenplatten geführt werden.

$$S_{Pl} = S\,\frac{F_{Pl}}{F} = 252{,}8\,\frac{45{,}0 \cdot 1{,}2}{205{,}6} = 66{,}5 \text{ t}.$$

Für die [32 bleibt dann eine Anschlußkraft von

$$S_{[} = S - S_{Pl} = 252{,}8 - 66{,}5 = 186{,}3 \text{ t}.$$

Die Anschlußmomente infolge der außermittigen Kraftangriffe (vgl. Teil II, A, 4) werden nicht berücksichtigt, da durch die vorhandenen großen Anschlußlängen die Wirkung sehr gering ist.

β) Anschluß der Übertragungswinkel 90·110·11

Für den Anschluß der Übertragungswinkel an die Gurtplatte sind 18 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser vorhanden:

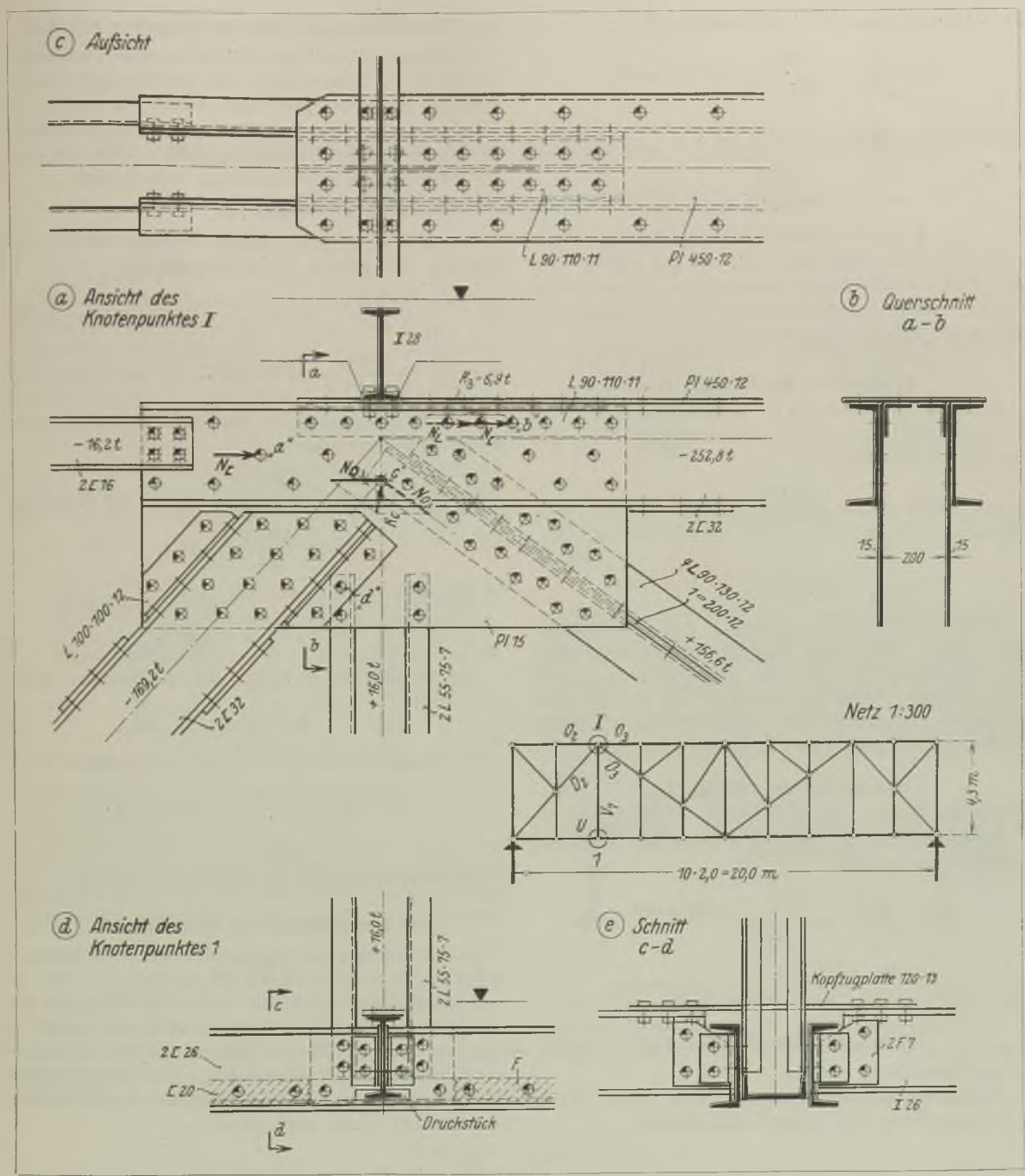


Abb. 218.

$$\tau = \frac{S_{Pl}}{n\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{66,5}{18 \cdot 4,15} = 0,89 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{S_{Pl}}{n\,t\,d_1} = \frac{66,5}{18 \cdot 1,1 \cdot 2,3} = 1,46 \text{ t/cm}^2.$$

Der Anschluß an die Knotenplatten wird mit 20 einschnittigen Nieten von 23 mm Durchmesser bewirkt.

$$\tau = \frac{S_{Pl}}{n\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{66,5}{20 \cdot 4,15} = 0,80 \text{ t/cm}^2.$$

Der maßgebende Lochleibungsdruck wird später untersucht, da diese Niete gleichzeitig zum Anschluß der [32 an die Knotenplatten dienen.

γ) Anschluß der beiden [32.

Vorhanden sind 2 · 26 = 52 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser (die Schrauben zum Anschluß

des Stabes O_2 werden nicht berücksichtigt);

$$\tau = \frac{S_{\sqsubset}}{n\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{186,3}{52 \cdot 4,15} = 0,86 \text{ t/cm}^2;$$

Lochleibungsdruck der Niete „a“:

$$\sigma_l = \frac{S_{\sqsubset}}{n\,t\,d_1} = \frac{186,3}{52 \cdot 1,4 \cdot 2,3} = 1,12 \text{ t/cm}^2.$$

(1,4 cm = Stegstärke des ⊏ 32.)

Für die Niete „b“ und „c“, die gleichzeitig zum Anschluß der Übertragungswinkel bzw. der Strebe D_3 dienen, wird der maßgebende Lochleibungsdruck später im Teil g nachgewiesen.

d) Anschluß der Schräge D_2.

Stabkraft $S = -169,2$ t.

Vorhanden sind $2 \cdot 18 = 36$ einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{S}{n\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{169,2}{36 \cdot 4,15} = 1,13 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{S}{n\,t\,d_1} = \frac{169,2}{36 \cdot 1,2 \cdot 2,3} = 1,70 \text{ t/cm}^2.$$

Jeder Beiwinkel ist an das ⊏ 32 mit 4 einschnittigen Nieten von 26 mm Durchmesser angeschlossen, so daß gegenüber dem mit 4 Nieten von 23 mm Durchmesser bewirkten Anschluß an die Knotenplatte ein genügender Überschuß (über das $1^1/_2$fache) vorhanden ist (vgl. Band I, Teil II, D b, 2, b).

e) Anschluß der Schräge D_3.

Stabkraft $S = +156,6$ t.

Vorhanden sind $2 \cdot 18 = 36$ einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{S}{n\frac{d_1^2\pi}{4}} = \frac{156,6}{36 \cdot 4,15} = 1,05 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{S}{n\,t\,d_1} = \frac{156,6}{36 \cdot 1,2 \cdot 2,3} = 1,57 \text{ t/cm}^2.$$

f) Anschluß des Pfostens V_7.

Stabkraft $S = +16,0$ t.

Vorhanden aus praktischen Gründen $2 \cdot 4 = 8$ einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser.

g) Untersuchung der Niete für doppelten Anschluß.

Die Niete „b“, „c“ und „d“ haben einen zweifachen Anschluß zu übernehmen; die einschnittige Untersuchung für ihren jeweiligen Zweck ist bereits im Vorangehenden geschehen; diese Beanspruchungen bleiben bis auf den Lochleibungsdruck in den Knotenplatten vollkommen unabhängig voneinander.

Niete „b“.

Es sind $2 \cdot 10 = 20$ doppelschnittige Niete vorhanden. Der größte Lochleibungsdruck

$$R_b = \frac{S_{Pl}}{n_{\sqsubset}} + \frac{S_{\sqsubset}}{n_{\sqsubset}} = \frac{66,5}{20} + \frac{186,3}{52} = 3,32 + 3,58 = 6,9 \text{ t},$$

$$\sigma_l = \frac{R_b}{t\,d_1} = \frac{6,9}{1,5 \cdot 2,3} = 2,0 \text{ t/cm}^2.$$

Für den außermittigen Anschluß ist also noch ein Überschuß vorhanden.

Niete „c“.

In Richtung des Obergurtes O_3 ist die Nietkraft

$$N_{O_3} = \frac{186,3}{52} = 3,58 \text{ t},$$

in der Richtung der Schräge D_3

$$N_{D_3} = \frac{156,6}{36} = 4,35 \text{ t}.$$

Die Mittelkraft R_c ergibt sich zeichnerisch nach Abb. 218:

$$R_c = 2,56 \text{ t}.$$

Der Lochleibungsdruck in der Knotenplatte ist

$$\sigma_l = \frac{R_c}{t\,d_1} = \frac{2,56}{1,5 \cdot 2,3} = 0,74 \text{ t/cm}^2.$$

Niete „d“.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß wie vor.

h) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Die Mittelkraft des Nietanschlusses des Obergurtstabes O_3 liegt, wie es auch anzustreben ist, etwa in der Netzlinie; es ist darauf zurückzuführen, daß die oberhalb der Netzlinie sitzende Nietreihe etwa $^3/_5$ und die beiden unteren Reihen nur $^2/_5$ der anzuschließenden Kraft übertragen. Bei gleichmäßiger Verteilung der Stabkraft würde der Anschluß noch ein Moment auszuhalten haben.

III. Berechnung und Ausführung der Decken.

A. Ausführung der Decken in Holz und Stahl.

1. Allgemeines.

Die Ausführung von Holzdecken ist im Stahlbau verhältnismäßig selten; im allgemeinen werden massive Decken als zweckmäßiger vorgezogen. Als Zwischen- oder Geschoßdecken kommen Holzausführungen nur bei Bauten für untergeordnete oder vorübergehende Zwecke (z. B. Ausstellungsbauten) in Betracht.

Die Ausführung von Decken mit Stahlträgern und darauf oder dazwischen gelagerten Holzbalken bietet nichts Besonderes. Die einfachste Lagerung der Balken zeigt die Abb. 219; durch die Verkämmung von 2 bis 3 cm sind die Balken genügend gesichert. Bei

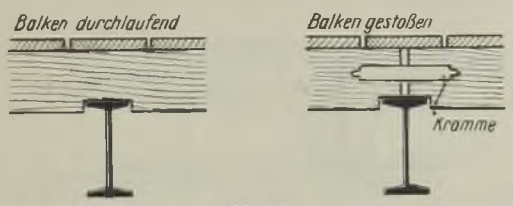


Abb. 219.

beschränkter Bauhöhe werden die Balken ähnlich Abb. 220 verlegt.

Eine wirtschaftliche Ausführung ergibt die unmittelbare Verlegung des Holzfußbodens auf die in entsprechend geringen Abständen liegenden Träger; Abb. 221 zeigt verschiedene Befestigungsarten des Fußbodens.

2. Hölzer.

a) Zulässige Beanspruchung der Hölzer.

Nach den Bestimmungen vom 25. Februar 1925 ergeben sich die zulässigen Biegebeanspruchungen gleichlaufend zur Faserrichtung für gesundes trockenes Holz von einwandfreier Beschaffenheit wie folgt:

Eichenholz	σ_b =	100 kg/cm²
Kiefernholz	σ_b =	100 „
Fichtenholz	σ_b =	90 „
Tannenholz	σ_b =	80 „

Abb. 220.

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 v. H. erhöht werden.

b) Regelhölzer.

Von dem „Verband der Baugeschäfte von Groß-Berlin, Verband Deutscher Architekten und Ingenieure, Bund deutscher Architekten, Verein Ostdeutscher Holzhändler und Sägewerke" unter Mitwirkung von Behörden und des deutschen Normausschusses sind u. a. die in Tafel 30 zusammengestellten Verbandhölzer und Balken einschließlich Halbholz als Regelhölzer bezeichnet.

Abb. 221.

Für besäumte Bretter in Breiten von cm zu cm steigend ist die jeweils handelsübliche Ware:

Kieferne Bohlen 5 cm dick, 18 bis 30 cm breit,
„ „ 6 und 8 „ „ 18 „ 21 „ „
„ Bretter 2, 2,5, 3, 3,3 und 4 cm dick.

Tafel 30. Regelhölzer.

Widerstandsmomente $W_x = \frac{b\,h^2}{6}$, $W_y = \frac{h\,b^2}{6}$	Abmessungen cm	W_x cm³	W_y cm³	Abmessungen cm	W_x cm³	W_y cm³	Abmessungen cm	W_x cm³	W_y cm³
	8/8	85,3	85,3	12/12	288	288	14/18	756	588
	8/10	133	107	12/14	392	336	16/20	1067	853
	10/10	167	167	12/16	512	384	18/24	1728	1296
	10/12	240	200	12/20	800	480	20/24	1920	1600
	10/20	667	333	12/24	1152	576	20/26	2253	1733
				12/26	1352	624			

B. Massivdecken zwischen Stahlträgern.

1. Allgemeines.

Die tragende Deckenplatte wird aus Eisenbeton oder Voll- bzw. Hohlsteinen in Verbindung mit Zementmörtel gebildet. Das Steinmaterial kann aus gebranntem Ton, Bims- oder Schlackenbeton bestehen.

Die Massivdecke weist gegenüber der Holzbalkendecke bedeutende Vorteile auf:

Es lassen sich große Spannweiten auch für hohe Nutzlasten leicht überbrücken. Die Bauhöhe ist verhältnismäßig gering. Die Ausführung paßt sich den örtlichen Verhältnissen an. Das Vorhandensein natürlicher Baustoffe wie Kies, Ton, Bims, Schlacke in der Nähe der Baustelle ist ausschlaggebend für die Wirtschaftlichkeit der zu wählenden Deckenausführung. Massive Decken sind feuerbeständig und verhindern das Ausbreiten von Bränden; durch die hierbei auftretende große Hitze und die darauffolgende plötzliche Abkühlung durch Löschwasser werden sie kaum angegriffen, d. h. sie verlieren meist nichts an ihrer Tragfähigkeit. Voraussetzung hierfür ist, daß die tragende Stahlausführung feuerbeständig, zum mindesten jedoch feuerhemmend ummantelt ist (vgl. Teil I a, B, 2, b im ersten Abschnitt. Bei unzureichender Ummantelung ist zu befürchten, daß die Träger starke Formveränderungen erleiden, die sich dann natürlich auf die gesamte Decke auswirken. Gegen Feuchtigkeit und Nässe sind Massivdecken ebenfalls ziemlich unempfindlich; obwohl sie hygroskopisch sind, d. h. mehr oder weniger stark Wasser aufzunehmen vermögen, lassen sie keine Schwammbildung zu. Auch verhindern sie das Einnisten von Ungeziefer, dem sie keine Schlupfwinkel bieten.

Massive Decken kommen für alle Bauten in Betracht. In Wohnhäusern werden sie im allgemeinen nur über dem Keller und unter Küchen und Bädern ausgeführt, jedoch sind Bestrebungen im Gange, die Holzdecken ganz auszuschalten und ausschließlich Massivdecken zu verwenden. Die Mehrkosten machen sich durch erhöhte Feuersicherheit (z. B. bei Dachstuhlbränden), längere Lebensdauer usw. bezahlt.

Vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus betrachtet, ist die Anwendung von Massivdecken gegenüber Holzdecken auch deshalb zu befürworten, weil der für Massivdecken benötigte Rohstoff im Inland gefunden wird, während bei Holzausführungen der allergrößte Teil des Materials meist schon geschnitten eingeführt wird.

Für Stahlskelettbauten (Büro- und Geschäftshäuser, Fabriken, Garagen usw.), Hofunterkellerungen, Treppenläufe und Podeste sind die massiven Decken die gegebene Ausführung. Die für einen Neubau zu wählende Deckenausführung richtet sich, soweit nicht andere Gründe ausschlaggebend sind, nach Zweck und Wirtschaftlichkeit und kann nur von Fall zu Fall entschieden werden.

Massive Decken zwischen Stahlträgern werden unmittelbar auf Trägerunterflansch verlegt oder gestelzt ausgeführt. Liegt die Deckenplatte mit Unterkante Träger bündig (Abb. 222*a*), so ist eine Auffüllung aus Sand, Koksasche, Schlacken-, Bims- oder Gasbeton bis Trägeroberkante notwendig. Hierdurch wird zwar eine ebene Untersicht sowie eine gute Isolierung gegen Wärmeverluste und Schall erzielt, das Gesamtgewicht der Decke jedoch erheblich vergrößert. Demgegenüber hat die gestelzte Decke (Abb. 222*b*) ein geringeres Gewicht, da die Auffüllung

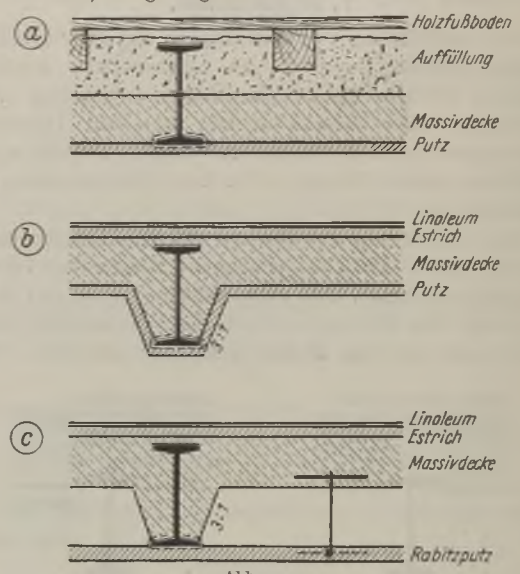


Abb. 222.

wegfällt. Für Bauten, bei denen es auf Kostenverringerung der Stahl- und Deckenausführung sehr ankommt, ist diese Bauart vorteilhaft. Kann auf eine ebene Untersicht nicht verzichtet werden, so hilft man sich durch Unterziehen einer Rabitz- oder Rohrputz-(Puff-) Decke (Abb. 222*c*). Der dadurch entstehende Luftraum bildet gleichzeitig eine gute Wärmeisolierung. In diesem Falle empfiehlt sich die Verwendung eines schallisolierenden Estrichs.

Ganz allgemein unterscheidet man:

Gewölbte Decken und
ebene Decken ohne und mit Stahleinlagen.

2. Gewölbte Decken.

Die gewölbten Decken aus Beton oder Ziegelsteinen (Preußische Kappen) sind die älteste Ausführungsart (Abb. 223). Sie haben an Bedeutung verloren, da sie

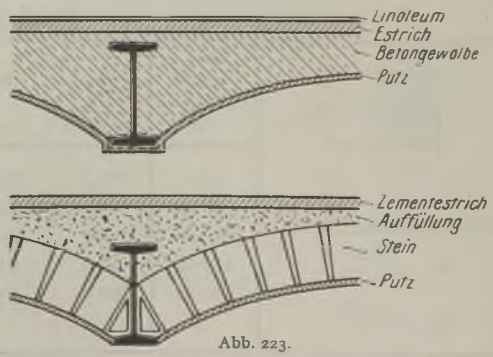


Abb. 223.

im Gegensatz zu den neueren Bauarten ein sehr hohes Eigengewicht haben und eine große Bauhöhe erfordern. Die Ausführung erfolgt daher nur noch in den seltensten Fällen. Der durch das Gewölbe erzeugte Horizontalschub muß durch Anker aufgenommen werden.

3. Ebene Decken ohne Stahleinlagen.

Die Ausführung, die in Kiesbeton oder auch in Ziegelvoll- oder Hohlsteinen bzw. Bimssteinen (Abb. 224) erfolgt, ist ebenfalls von untergeordneter Bedeutung. Es lassen sich nur kleine Spannweiten überbrücken und die dadurch bedingte größere Anzahl von Trägern bewirkt eine entsprechende Erhöhung des Endpreises. Bei größeren Spannweiten und bei höheren Nutzlasten wird die Deckenplatte sehr stark, das Eigengewicht also sehr hoch und damit die Ausführung ebenfalls unwirtschaftlich. (Näheres über Deckenstärken und Spannweiten vgl. „Stahl im Hochbau".) Auch bei diesen Decken tritt durch Gewölbewirkung ein Horizontalschub auf, der durch Anker aufgenommen werden muß.

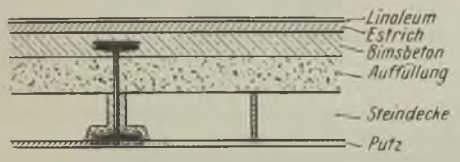


Abb. 224.

4. Ebene Decken mit Stahleinlagen.

Die jetzt allgemein üblichen Ausführungen stellen die ebenen Massivdecken mit Stahleinlagen dar. Hierbei unterscheidet man:

Steinstahldecken,
Eisenbetonrippendecken,
Eisenbetondecken,
Decken aus fabrikmäßig hergestellten Platten.

Es gibt eine große Anzahl von Deckenausführungen, deren Aufzählung und Beschreibung zu weit führen würde. Im nachstehenden sind daher nur einige der verbreitetsten Arten, die hauptsächlich als Decken zwischen Stahlträgern in Betracht kommen, aufgeführt.

4a. Steinstahldecken.

Der Begriff „Steinstahldecke" ist nach den Vorschriften des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 wie folgt festgelegt:

„Steineisendecken sind mit Eisen bewehrte Steindecken mit oder ohne Betondruckschicht, bei denen die Steine (Voll- oder Hohlsteine) zur Aufnahme von Druckspannungen herangezogen werden und die Betondruckschicht 5 cm Stärke nicht erreicht."

Die Mindestdruckfestigkeit der verwendeten Steine muß bei einer zulässigen Beanspruchung von 36 kg/cm² und 7facher Sicherheit 252 kg/cm² betragen. Der im Bedarfsfalle erforderliche Überbeton muß mindestens 3 cm, höchstens jedoch 5 cm stark sein. Für die Herstellung ist Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 4 zu verwenden.

a) Kleinesche Decke.

Die Kleinesche Decke (Abb. 225 und Tafel 31) ist infolge ihrer einfachen Ausführung und ihres billigen

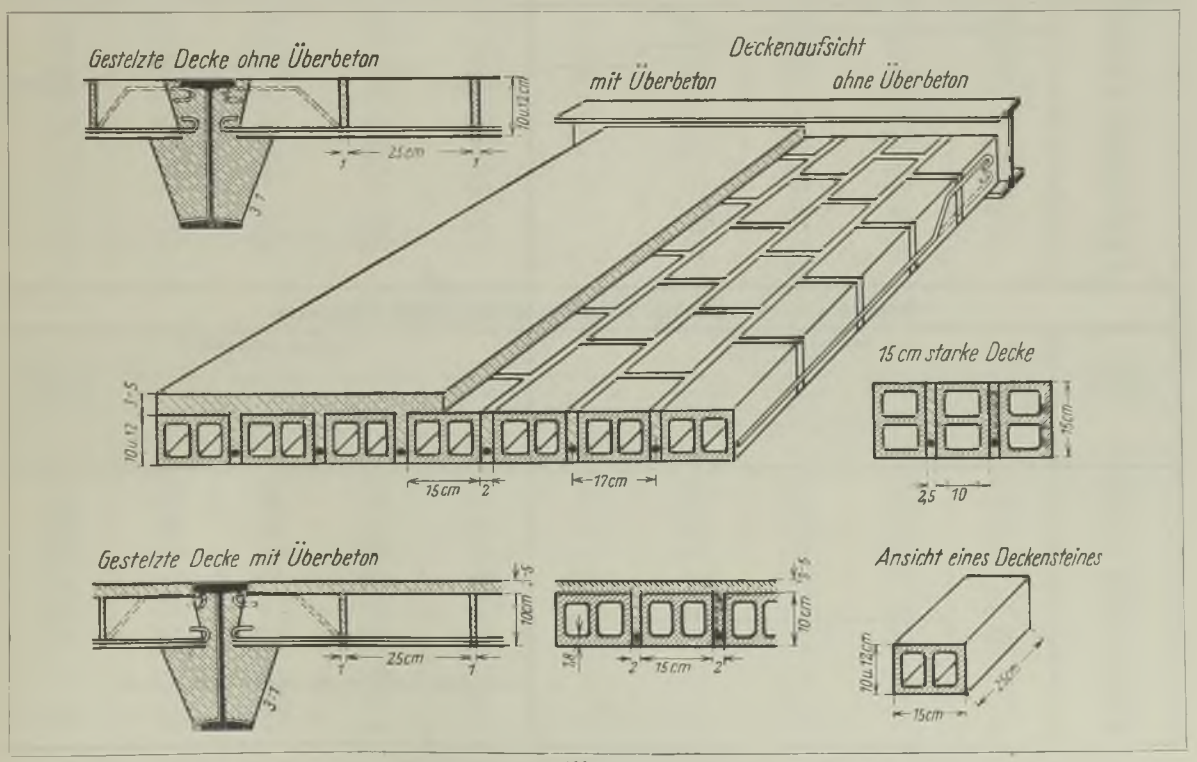
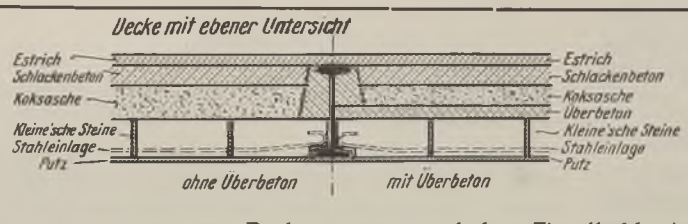


Abb. 225.

Tafel 31. Größte Spannweiten l in Meter



Die Spannweiten l sind ermittelt für die zulässigen Beanspruchungen von

I $\sigma_s \leqq 36$ und $\sigma_e = 1200$ kg/cm²,

II $\sigma_s \leqq 30$ und $\sigma_e = 1000$ kg/cm².

Für die schräg gesetzten Werte von l gilt die amtliche Bestimmung:

$$l_{max} = 27\,h.$$

Decken aus 10 cm hohen Ziegelhohlsteinen **ohne** Überbeton.

Gesamtbelastung $g+p$ kg/cm²	Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II				
	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 21{,}6$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 25{,}8$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 30{,}2$	$\sigma_e = 1090$, $\sigma_s = 36$		$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 18{,}0$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 21{,}5$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 25{,}2$	$\sigma_e = 911$, $\sigma_s = 30$	
	Rundstahleinlagen ⌀ d =					Rundstahleinlagen ⌀ d =				
	6	7	8	10		6	7	8	10	
500	1,79	2,08	*2,32*	+	Da τ_1 überall $> 4{,}5$ kg/cm², sind gemäß amtl. Vorschrift IV, § 18 die Rundstahleinlagen mit Haken zu versehen.	1,64	1,89	2,15	*2,30*	Da τ_1 überall $> 4{,}5$ kg/cm², sind gemäß amtl. Vorschrift IV, § 18 die Rundstahleinlagen mit Haken zu versehen.
550	1,71	1,98	2,25	*2,30*		1,56	1,81	2,05	*2,30*	
600	1,64	1,90	2,15	*2,30*		1,50	1,73	1,96	*2,30*	
650	1,57	1,82	2,07	*2,30*		1,44	1,66	1,89	2,21	
700	1,52	1,75	1,99	—		1,38	1,60	1,82	2,13	
750	1,46	1,70	1,93	—		1,34	1,55	1,76	2,06	
800	1,42	1,64	1,86	—		1,30	1,50	1,70	—	
850	1,38	1,59	1,81	—		1,26	1,45	1,65	—	
900	1,34	1,55	1,76	—		1,22	1,40	1,60	—	
950	1,30	1,51	1,71	—		1,19	1,37	1,56	—	
1000	1,27	1,47	—	—		1,16	1,34	1 52	—	

Decken aus 10 cm hohen Ziegelhohlsteinen + 3 cm Überbeton.

Gesamtbelastung $g+p$ kg/cm²	Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II				
	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 18{,}3$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 21{,}8$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 25{,}4$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 33{,}0$	$\sigma_e = 1060$, $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 15{,}3$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 18{,}2$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 21{,}2$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 27{,}5$	$\sigma_e = 880$, $\sigma_s = 30$
	Rundstahleinlagen ⌀ d =					Rundstahleinlagen ⌀ d =				
	6	7	8	10	12	6	7	8	10	12
500	2,09	2,42	2,75	*3,11*	+	1,91	2,21	2,51	3,10	+
550	2,00	2,31	2,62	*3,11*	+	1,82	2,11	2,40	2,95	*3,08*
600	1,91	2,21	2,51	3,10	+	1,74	2,02	2,29	2,83	*3,08*
650	1,84	2,13	2,41	2,98	*3,08*	1,68	1,94	2,20	2,72	3,00
700	1,77	2,05	2,33	2,87	—	1,61	1,87	2,12	2,62	2,89
750	1,71	1,98	2,25	2,77	—	1,56	1,81	2,05	2,53	2,79
800	1,65	1,92	2,18	2,68	—	1,51	1,75	1,99	2,45	—
850	1,61	1,86	2,11	—	—	1,47	1,70	1,93	2,38	—
900	1,56	1,81	2,05	—	—	1,42	1,65	1,87	2,31	—
950	1,52	1,76	2,00	—	—	1,39	1,61	1,82	2,25	—
1000	1,48	1,71	1,95	—	—	1,35	1,56	1,78	—	—
1100	1,41	1,64	1,86	—	—	1,29	1,49	1,69	—	—
1200	1,35	1,57	1,78	—	—	1,23	1,43	1,62	—	—

Decken aus 15 cm hohen Ziegelhohlsteinen **ohne** Überbeton.

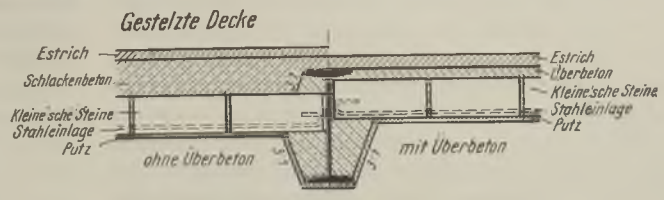
Gesamtbelastung $g+p$ kg/cm²	Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II				
	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 20{,}4$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 24{,}2$	$\sigma_e = 1200$, $\sigma_s = 28{,}3$	$\sigma_e = 1170$, $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 945$, $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 17{,}0$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 20{,}2$	$\sigma_e = 1000$, $\sigma_s = 23{,}6$	$\sigma_e = 977$, $\sigma_s = 30$	$\sigma_e = 788$, $\sigma_s = 30$
	Rundstahleinlagen ⌀ d =					Rundstahleinlagen ⌀ d =				
	6	7	8	10	12	6	7	8	10	12
500	2,69	3,11	3,53	*3,65*	+	2,45	2,84	3,23	*3,65*	+
550	2,56	2,97	3,37	*3,65*	+	2,34	2,71	3,08	*3,65*	+
600	2,45	2,84	3,23	*3,65*	+	2,24	2,59	2,94	3,59	*3,62*
650	2,36	2,73	3,10	*3,65*	+	2,14	2,49	2,83	3,45	*3,62*
700	2,27	2,63	2,99	3,64	+	2,07	2,40	2,73	3,32	3,50
750	2,19	2,54	2,88	3,51	*3,62*	2,00	2,32	2,63	3,21	3,39
800	2,12	2,46	2,79	3,40	—	1,94	2,25	2,55	3,11	3,28
850	2,06	2,39	2,71	3,30	—	1,88	2,18	2,47	3,01	3,18
900	2,00	2,32	2,63	—	—	1,83	2,12	2,40	2,93	3,09
950	1,95	2,26	2,56	—	—	1,78	2,06	2,34	2,85	—
1000	1,90	2,20	2,50	—	—	1,73	2,01	2,28	2,78	—
1100	1,81	2,10	2,38	—	—	1,65	1,92	2,18	—	—
1200	1,73	2,01	2,28	—	—	1,58	1,83	2,08	—	—
1500	1,55	1,80	—	—	—	1,42	1,64	1,86	—	—

+ Für diese Belastung ist $l_{max} = 27h < l_{max}$ der Decke mit nächst kleinerer Stahleinlage.

von Steinstahldecken zwischen I-Trägern.

Schubspannung im Stein $\tau_0 \leqq 2{,}5$ kg/cm²;
Haftspannung der Stahleinlagen
$\tau_1 \leqq 4{,}5$ kg/cm².

Bei den unterhalb der Staffelung liegenden Spannweiten wird τ_1 überschritten, daher sind gemäß amtl. Vorschriften IV, § 18 die **Rundstahlenden mit Haken zu versehen.**



Decken aus 15 cm hohen Ziegelhohlsteinen + 3 cm Überbeton.

Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II					Gesamtbelastung $g + p$
$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 18{,}3$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 21{,}6$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 25{,}3$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 32{,}8$	$\sigma_e = 1070$ $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 15{,}2$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 18{,}0$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 21{,}0$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 27{,}3$	$\sigma_e = 890$ $\sigma_s = 30$	
Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					
6	7	8	10	12	6	7	8	10	12	kg/cm²
2,98	3,46	3,92	*4,46*	+	2,72	3,16	3,58	4,42	+	500
2,84	3,30	3,74	*4,46*	+	2,59	3,01	3,41	4,21	*4,43*	550
2,72	3,16	3,58	4,42	*4,43*	2,48	2,88	3,27	4,03	*4,43*	600
2,61	3,03	3,44	4,24	*4,43*	2,38	2,77	3,14	3,87	4,30	650
2,52	2,92	3,31	4,09	*4,43*	2,30	2,67	3,02	3,73	4,14	700
2,43	2,82	3,20	3,95	4,39	2,22	2,58	2,92	3,61	4,00	750
2,36	2,73	3,10	3,82	4,25	2,15	2,50	2,83	3,49	3,88	800
2,29	2,65	3,01	3,71	—	2,09	2,42	2,74	3,39	3,76	850
2,22	2,58	2,92	3,61	—	2,03	2,35	2,67	3,29	3,65	900
2,16	2,51	2,84	3,51	—	1,97	2,29	2,60	3,20	3 56	950
2,11	2,45	2,77	3,42	—	1,92	2,23	2,53	3,12	—	1000
2,01	2,33	2,64	—	—	1,83	2,13	2,41	2,98	—	1100
1,92	2,33	2,53	—	—	1,76	2,04	2,31	2,85	—	1200
1,72	2,00	2,26	—	—	1,57	1,82	2,07	—	—	1500

Decken aus 15 cm hohen Ziegelhohlsteinen + 4 cm Überbeton.

Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II					Gesamtbelastung $g + p$
$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 17{,}7$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 20{,}9$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 24{,}4$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 31{,}6$	$\sigma_e = 1110$ $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 14{,}8$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 17{,}4$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 20{,}3$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 26{,}4$	$\sigma_e = 922$ $\sigma_s = 30$	
Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					
6	7	8	10	12	6	7	8	10	12	kg/cm²
3,07	3,56	4,04	*4,73*	+	2,80	3,25	3,69	4,55	*4,70*	500
2,93	3,40	3,85	*4,73*	+	2,67	3,10	3,52	4,34	*4,70*	550
2,80	3,25	3,69	4,55	*4,70*	2,56	2,97	3,37	4,15	*4,70*	600
2,69	3,12	3,54	4,37	*4,70*	2,46	2,85	3,23	3,99	4,52	650
2,59	3,01	3,41	4,22	*4,70*	2,37	2,75	3,12	3,85	4,35	700
2,51	2,91	3,30	4,07	4,60	2,29	2,66	3,01	3,72	4,20	750
2,43	2,82	3,19	3,94	4,46	2,21	2,57	2,92	3,60	4,07	800
2,35	2,73	3,10	3,83	—	2,15	2,49	2,83	3,49	3,95	850
2,29	2,66	3,01	3,72	—	2,09	2,42	2,75	3,39	3,84	900
2,23	2,58	2,93	3,62	—	2,03	2,36	2,68	3,30	3,74	950
2,17	2,52	2,86	3,53	—	1,98	2,30	2,61	3,22	3,64	1000
2,07	2,40	2,72	3,36	—	1,89	2,19	2,49	3,07	—	1100
1,98	2,30	2,61	—	—	1,81	2,10	2,38	2,94	—	1200
1,77	2,06	2,33	—	—	1,62	1,88	2,13	—	—	1500

Decken aus 15 cm hohen Ziegelhohlsteinen + 5 cm Überbeton.

Beanspruchungsfall I					Beanspruchungsfall II					Gesamtbelastung $g + p$
$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 17{,}2$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 20{,}3$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 23{,}7$	$\sigma_e = 1200$ $\sigma_s = 30{,}7$	$\sigma_e = 1145$ $\sigma_s = 36$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 14{,}3$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 16{,}9$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 19{,}7$	$\sigma_e = 1000$ $\sigma_s = 25{,}5$	$\sigma_e = 954$ $\sigma_s = 30$	
Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					Rundstahleinlagen $\varnothing\, d =$					
6	7	8	10	12	6	7	8	10	12	kg/cm²
3,16	3,67	4,16	*5,00*	+	2,88	3,35	3,79	*4,69*	*4,97*	500
3,01	3,49	3,96	4,90	*4,97*	2,75	3,19	3,62	4,47	*4,97*	550
2,88	3,35	3,79	4,69	*4,97*	2,63	3,05	3,46	4,28	4,92	600
2,77	3,21	3,65	4,50	*4,97*	2,53	2,93	3,33	4,11	4,73	650
2,67	3,10	3,51	4,34	*4,97*	2,44	2,83	3,21	3,96	4,56	700
2,58	2,99	3,39	4,19	4,82	2,35	2,73	3,10	3,83	4,40	750
2,50	2,90	3,29	4,06	4,67	2,28	2,65	3,00	3,70	4,26	800
2,42	2,81	3,19	3,94	4,53	2,21	2,57	2,91	3,59	4,14	850
2,35	2,73	3,10	3,83	—	2,15	2,49	2,83	3,49	4,02	900
2,29	2,66	3,02	3,73	—	2,09	2,43	2,75	3,40	3,91	950
2,23	2,59	2,94	3,63	—	2,04	2,37	2,68	3,31	3,81	1000
2,13	2,47	2,80	3,46	—	1,94	2,26	2,56	3,16	—	1100
2,04	2,37	2,68	—	—	1,86	2,16	2,45	3,02	—	1200
1,82	2,12	2,40	—	—	1,66	1,93	2,19	—	—	1500

— Bei dieser Belastung wird die zulässige Schubspannung $\tau_0 = 2{,}50$ kg/cm² überschritten.

Preises die bekannteste und verbreitetste. Die porösen Hohlsteine aus gebranntem Ton werden mit Zementmörtel im Verband auf Schalung verwölbt (vermauert) und dabei in die 2 bis 2,5 cm breiten Längsfugen die Rundstahle eingebettet. Aus den zwei fabrikmäßig hergestellten Steingrößen von 10 · 15 · 25 und 12 · 15 · 25 cm werden 10, 12 und 15 cm starke Decken gebildet, deren Eigengewichte 130, 156 und 195 kg/m² betragen. Die 10 und 15 cm starken Decken werden außerdem auch mit 3 bis 5 cm Überbeton ausgeführt. In der Tafel 31 sind für verschiedene Gesamtbelastungen die größten Spannweiten angegeben (vgl. „Stahl im Hochbau"). Die zulässigen größten Spannweiten unter Berücksichtigung der Durchbiegung betragen in m:

bei einer Deckenstärke in cm	zwischen Wänden	zwischen Wand und Träger	zwischen Trägern
10	2,24	2,39	2,55
12	2,72	2,94	3,17
10 + 3	2,97	3,23	3,47
15	3,49	3,79	4,07

Die angegebenen Maße sind bei Wänden lichte Maße bzw. bei Trägern Achsmaße bis Mitte Steg, wobei Voraussetzung ist, daß die Deckenstärken bei den gegebenen Belastungen statisch noch ausreichen.

b) Raebelsche Spezialsteindecke.

Diese Decke, die in Abb. 226 veranschaulicht ist, zeichnet sich durch ihr besonders leichtes Gewicht aus; es beträgt nur 80 kg/m² für die 10 cm starke

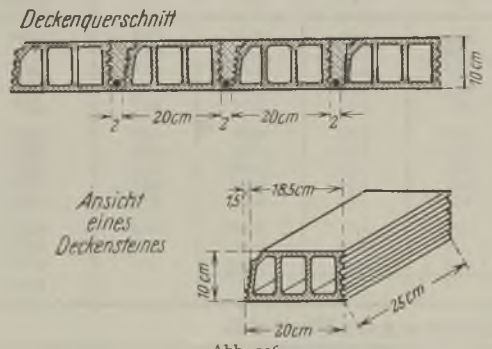


Abb. 226.

Decke. Die dünnwandigen Steine bestehen aus einem sehr zähen harten Tonmaterial und sind derart geformt, daß das Zusammenwirken von Stein und Betonfuge einwandfrei gewährleistet ist. Die Decke eignet sich besonders für Bauwerke, bei denen es auf große Gewichtsersparnis ankommt, z. B. Stahlskelettbauten, Aufstockungen oder Bauten mit künstlicher Gründung. Die Steine können auch mit Nasen zur Vermeidung des Fugendurchscheinens geliefert werden. (Über Ausführung und größte Spannweiten vgl. die vorher besprochene Kleinesche Decke.)

c) Elton-Decke.

Die Elton-Decke (Abb. 227) ist als eine verbesserte Kleinesche anzusehen. Ihre Vorzüge sind geringeres Eigengewicht und verdeckte, sich im Deckenputz nicht abzeichnende Fugen. Die Steine werden trocken verlegt; nachdem die Rundstahle eingebracht sind, werden die Fugen mit Beton ausgegossen und an-

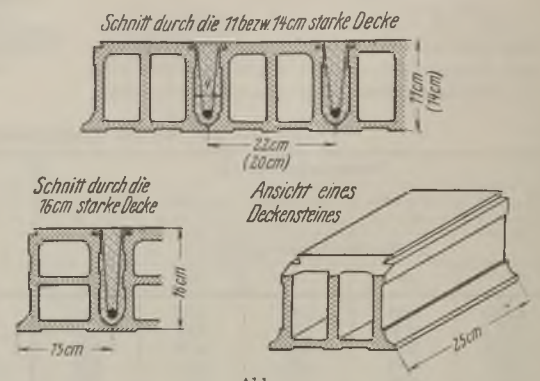


Abb. 227.

schließend der etwa erforderliche Überbeton aufgebracht. Die Stärken der einzelnen Decken und die zugehörigen Gewichte sind folgende:

Steinhöhe in cm . . . =	11	14	16
Gewicht g in kg/m² . =	95	130	170

Die 11 und 16 cm starke Decke hat den Vorteil, daß, wenn die Decken auf Trägerunterflansch aufliegen, gegenüber der 10 und 15 cm starken Kleineschen Decke 1 cm an Auffüllung gespart wird. Die Kosten der 11 und 16 cm starken Elton-Decken sind dabei annähernd dieselben wie bei den 10 und 15 cm Kleineschen Decken. Da die Nutzhöhe etwas größer ist als bei der Kleineschen Decke, so vergrößern sich die zulässigen größten Spannweiten in m wie folgt:

bei einer Deckenstärke in cm	zwischen Wänden	zwischen Wand und Träger	zwischen Trägern
11	2,32	2,52	2,72
14	3,10	3,36	3,62
16	3,62	3,92	4,22

d) Sperle-Decke.

Die Form und die Abmessungen der Sperle-Deckensteine, die ebenfalls aus gebranntem Ton bestehen, gehen aus der Abb. 228 hervor. Der Querschnitt ist

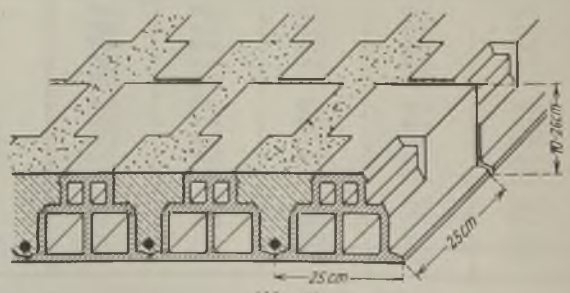


Abb. 228.

den Beanspruchungen durch die auf ihn wirkenden Kräfte gut angepaßt: Durch die Anhäufung des Materials in dem oberen Drittel der Decke werden die Druckspannungen einwandfrei übertragen, während im unteren Teil, in dem die Zugspannungen durch die Stahleinlagen aufgenommen werden, größere Hohlräume vorhanden sind. Durch die seitlichen Nasen an den Steinen werden die Betonfugen überdeckt, um das Durchscheinen derselben durch den Putz zu vermeiden. Bei der Herstellung der Decke werden die Steine trocken auf der Schalung verlegt und nach Einbringen der Stahleinlagen die Fugen mit Beton vergossen. Die Abmessungen und Gewichte der einzelnen Deckenstärken sind:

Steinhöhe in cm =	10	13	15	18	20	23	26
Gewicht g in kg/m² =	130	165	185	220	245	315	350

e) Nepos-Decke.

Die Nepos-Decke (Abb. 229) wird vorteilhaft durchlaufend über zwei oder mehrere Felder ausgeführt, da sie in diesem Falle besonders wirtschaftlich ist. Es ergibt sich hierbei eine Verringerung der Deckenstärke, außerdem fällt der sonst übliche Vollbetonstreifen an den Trägern im Bereiche der negativen Momente, der eine erhebliche Erhöhung des Deckengewichtes und

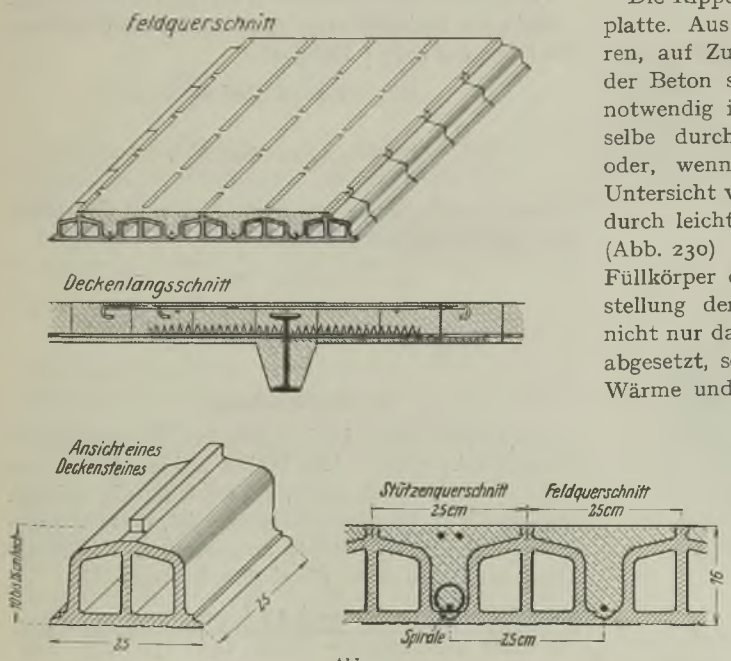


Abb. 229.

der Kosten bedeutet, fort. An seine Stelle treten die der Ausführung das Gepräge gebenden Druckspiralen aus Rundstahl. Bei der Ausführung als durchlaufende Decke ist zu beachten, daß nach den Bestimmungen für Ausführung ebener Steinstahldecken die Betondeckung des Trägeroberflansches mindestens 4 cm betragen muß, um eine gute Umhüllung der durchgehenden Deckenstahle zu gewährleisten. Das Steinmaterial weist eine hohe Festigkeit und gute Verbundwirkung mit dem Rippenbeton auf, so daß bei dieser Decke die Druckspannung mit 40 kg/cm² und die Schubspannung mit 3,5 kg/cm² zugelassen ist. Wird die Decke mit Druckbeton ausgeführt, so genügt laut Verfügung der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen vom 8. September 1930 eine Stärke von 2 cm, da zu beiden Seiten der oberen Steinnasen schon Aufbeton vorhanden ist.

Die einzelnen Deckenstärken und Gewichte betragen:

Steinhöhe in cm =	10	12	14	16	18	20	22	24	26
Gewicht g in kg/m² =	150	180	200	220	240	260	280	300	320

f) Leichtsteindachdecken.

Die Leichtsteindachdecken zählen ebenfalls zu den Steinstahldecken. Näheres über Ausführung, Gewichte und Spannweiten ist im Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, A, 7 zu ersehen.

4b. Eisenbetonrippendecken.

Die Rippendecke ist eine Abart der Eisenbetonvollplatte. Aus der Erkenntnis heraus, daß in dem unteren, auf Zug beanspruchten Teil des Querschnittes der Beton statisch nicht notwendig ist, wird derselbe durch Hohlräume oder, wenn eine ebene Untersicht verlangt wird, durch leichte Füllkörper (Abb. 230) ersetzt. (Die Füllkörper dienen gleichzeitig als Schalung zur Herstellung der Eisenbetonrippendecke.) Hierbei wird nicht nur das Eigengewicht der Decke bedeutend herabgesetzt, sondern auch eine bessere Isolierung gegen Wärme und Schall erzielt.

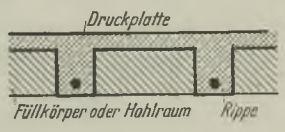


Abb. 230.

Die Eisenbetonrippendecken kommen hauptsächlich für große Spannweiten oder für sehr hohe Nutzlasten in Betracht, während für normale Deckenausführungen die Steinstahldecken im allgemeinen wirtschaftlicher sind. Vorteilhaft wird man sie jedoch auch dort anwenden, wo die Beanspruchung der Deckenoberfläche außer dem Fußboden eine stärkere widerstandsfähige Deckschicht (Überbeton), die gleichzeitig lastverteilend wirkt, verlangt.

Die Begriffsbestimmung lautet nach den Eisenbetonvorschriften: „Unter Eisenbetonrippendecken werden (aufgelöste) Decken mit höchstens 70 cm lichtem Rippenabstand verstanden, die zur Erzielung

der ebenen Untersicht statisch unwirksame Hohlsteine oder andere Füllkörpereinlagen enthalten können. Die Stärke der Druckplatte muß mindestens $^1/_{10}$ des lichten Rippenabstandes und darf nicht kleiner als 5 cm sein.

In der Druckplatte quer zu den Rippen sind auf 1 m Tiefe mindestens 3 Rundeisen von 7 mm Stärke anzuordnen. In den Rippen müssen Bügel liegen, wenn der lichte Rippenabstand größer wird als 40 cm.

Die Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenstützweiten von 4 bis 6 m eine Querrippe, bei Stützweiten über 6 m mindestens zwei. Bestehen die Füllkörper aus gebrannten Hohlsteinen oder gleich festen anderen Baustoffen, so sind Bügel und lastverteilende Querrippen entbehrlich."

a) Ackermann-Decke.

Die Ausführung geht aus Abb. 231 hervor. Die Hohlsteine bestehen aus einem sehr porös gebrannten Ton und sind daher ziemlich leicht. Sie werden in Höhen von 10 bis 22 cm hergestellt; größere Steinhöhen werden durch 10 cm starke Auflegesteine gebildet. Die Ackermann-Decken können verhältnismäßig weit gespannt werden, so ergibt sich z. B. bei einer Steinhöhe von 32 cm mit 5 cm starker Druck-

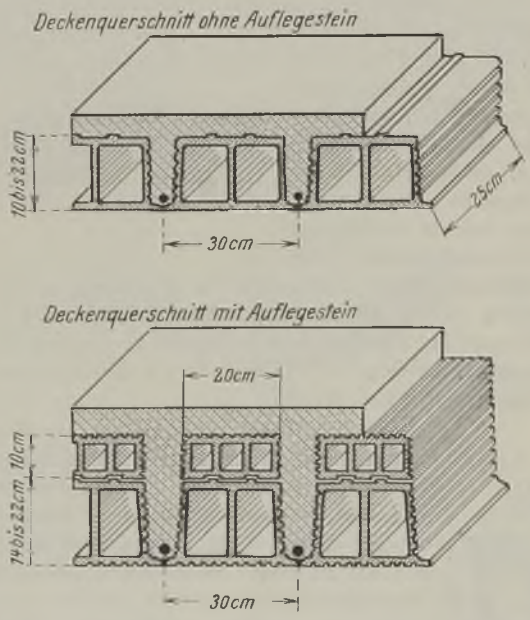


Abb. 231.

platte und 200 kg/m² Nutzlast die zulässige Stützweite mit 8,9 m bei Decken auf zwei Stützen und 11,0 m bei durchlaufenden Decken.

Die Deckengewichte ohne Überbeton betragen bei

Stärke in cm =	10	13	16	19	22	26	29	32	35
Gewicht g in kg/m² =	110	143	176	209	242	286	319	352	385

b) Remy-Decke.

Die Remy-Decke (Abb. 232) zeichnet sich durch größte Wirtschaftlichkeit aus. Die Steine, die aus Bimsbeton hergestellt werden, haben leichtes Gewicht und große Isolierfähigkeit. Die für die statische Be-

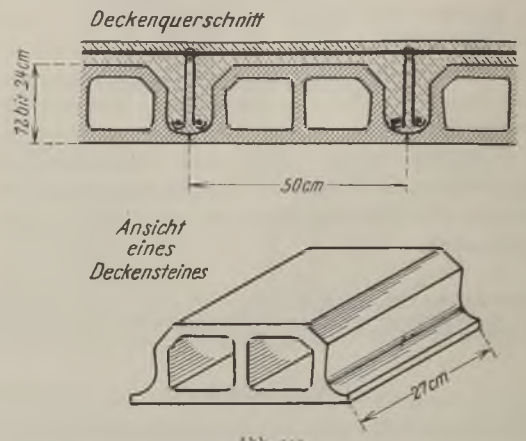


Abb. 232.

rechnung notwendigen Gewichte der Steine mit Betonrippen ergeben sich wie folgt:

Steinhöhe in cm =	12	14	16	18	20	22	24
Gewicht g in kg/m² =	113	128	142	156	172	186	201

Einige zulässige Stützweiten ergeben sich wie folgt:

Bei einer Steinhöhe von 12 cm und 5 cm Überbeton wird bei 200 kg/m² Nutzlast

$$l_{max} = 2{,}84 \text{ m} \quad \text{bei } \frac{q\,l^2}{8},$$

$$l_{max} = 3{,}18 \text{ m} \quad \text{bei } \frac{q\,l^2}{10}.$$

Bei einer Steinhöhe von 20 cm und 5 cm Überbeton wird bei 200 kg/m² Nutzlast

$$l_{max} = 7{,}11 \text{ m} \quad \text{bei } \frac{q\,l^2}{8},$$

$$l_{max} = 7{,}95 \text{ m} \quad \text{bei } \frac{q\,l^2}{14}.$$

c) Kieffer-Decke.

Die Kieffer-Decke ist in Form und Abmessung der Remy-Decke gleich. Die Steine werden jedoch aus Schlackenbeton hergestellt, um auch für die Gebiete, in denen kein Bimskies vorhanden ist, diese Deckenkonstruktion wirtschaftlich zu gestalten. Die reinen Deckengewichte ohne Überbeton betragen für

Steinhöhe in cm =	13	16	19	22	25
Gewicht g in kg/m² =	120	145	170	205	220

4c. Eisenbetondecken.

Die reinen Eisenbetondecken werden unabhängig von ihrer Wirtschaftlichkeit auch überall dort ausgeführt, wo die Beanspruchungen der Decke durch die auf sie wirkenden äußeren Kräfte besonders groß sind und einen entsprechend hochwertigen Baustoff

bedingen, z. B. bei Decken unter Durchfahrten und über befahrbaren Hofkellern, in Garagen für Lastkraftwagen, unter Sammelboxen und Garagenfahrstraßen für Personenkraftwagen, sowie bei Fahrbahntafeln von Straßenbrücken in Stahl.

Die geringste zulässige Deckenstärke d beträgt 8 cm, jedoch empfiehlt es sich aus praktischen Gründen, nicht unter 10 cm Stärke zu gehen. Bei befahrbaren Decken ohne lastverteilende Überschüttung ist eine Mindeststärke von 15 cm schon mit Rücksicht auf die Schubkräfte der direkt wirkenden Einzellasten ratsam.

Die gebräuchlichste Eisenbetondecke ist die Koenensche Voutenplatte; hierfür sind in der Tafel 32 die erforderlichen Plattenhöhen und Stahleinlagen für verschiedene Nutzlasten und Spannweiten zusammengestellt (nach „Stahl im Hochbau").

Allgemeine Bemerkungen zu der Tafel:

Durch die voutenförmigen Verstärkungen an den Auflagern resp. Trägern und die gute Verankerung der Stahleinlagen mit den Trägerflanschen wird an diesen Stellen eine feste Einspannung der Deckenplatte erzielt, welche die Feldmomente erheblich verringert. Bei Decken mit Auflagerverstärkungen, deren Breite mindestens $^1/_{10}\,l$ und deren Höhe mindestens $^1/_{30}\,l$ beträgt, darf bei gleichmäßig verteilter Belastung nach den Eisenbetonvorschriften II § 17 3d vom 9. September 1925 genommen werden

in den Endfeldern $_{\max}M = \frac{q\,l^2}{12}$,

in den Innenfeldern $_{\max}M = \frac{q\,l^2}{18}$

bei gleichen Stützweiten oder auch ungleichen Stützweiten, bei denen die kleinste noch mindestens = 0,8 der größten ist.

Sind keine oder kleinere Auflagerverstärkungen vorhanden, so sind die entsprechenden Momente zu erhöhen auf $\frac{q\,l^2}{11}$ bzw. $\frac{q\,l^2}{15}$.

Für die voutenförmige Ausstampfung ist bei der Trägerberechnung ein Gewichtszuschlag je nach der Höhe des Trägers, d. h. des Voutenquerschnittes zu machen. (Beton-Eigengewicht = 2200 kg/m³.)

Gemäß II § 14 der Bestimmungen für Eisenbeton vom 9. September 1925 soll die nutzbare Höhe h der Platten bei durchlaufenden oder eingespannten Platten mindestens = $^1/_{27}$ der größten Entfernung der Momenten-Nullpunkte betragen. Falls letztere nicht nachgewiesen wird, kann sie zu $^4/_5\,l$ angenommen werden; mithin größtzulässige Deckenspannweite l aus

$$h = \frac{1}{27}\,\frac{4}{5}\,l; \quad l = 33{,}75\,h.$$

Die Tragstahle in Deckenplatten dürfen in der Gegend der größten Momente im Felde höchstens 15 cm voneinander entfernt sein.

Die oberhalb der Staffelungen angegebenen Decken sind mit $\alpha_{\max} = 15$ cm auszuführen. Zweckmäßig wird alsdann ein geringerer Rundstahldurchmesser $d_{\varnothing_1}$ als $d_\varnothing$ gewählt aus

$$f_e = \frac{100\,d_\varnothing^2\,\pi}{\alpha\,4} = \frac{100}{15}\,\frac{d_{\varnothing_1}^2\,\pi}{4},$$

$$d_{\varnothing_1} = 3{,}873\,d_\varnothing\sqrt{\frac{1}{\alpha}},$$

worin $d_\varnothing$ und α der in den Tafeln 32 gegebene Rundstahldurchmesser bzw. Mittenabstand ist. Der geringere Rundstahldurchmesser $d_{\varnothing_1}$ kann auch unmittelbar aus der Tafel 33 nach Bestimmung von $f_e = \frac{100}{\alpha}\,\frac{d_\varnothing^2\,\pi}{4}$, dessen nächstgrößerer Wert in der Zahlentafel zu suchen ist, abgelesen werden.

4d. Decken aus fabrikmäßig hergestellten Platten.

a) Bimsbetonplatten.

Hierzu gehören in erster Linie die Bimsbetonplatten in ihren verschiedenen Ausführungen zum Eindecken von Dächern (vgl. Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, 6)

b) Remy-Deckenhohlkörper-Decke.

Die in Abb. 233 dargestellte Remy-Decke aus Bimsbetonhohlsteinen zeigt eine neue Ausführung, die erstmalig bei dem neuen Postgebäude in Koburg zur

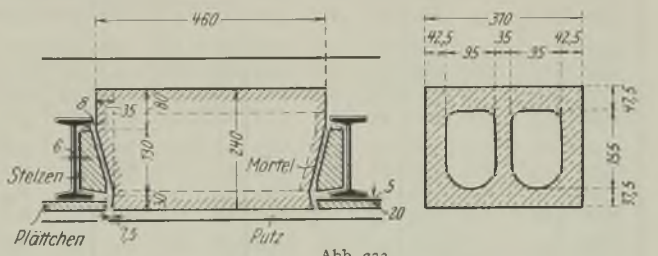


Abb. 233.

Ausführung gelangte (vgl. „Der Stahlbau"; 28. Nov. 1930). Die Decke, die ohne Schalung ausgeführt wird, besitzt keine Stahleinlagen; allerdings ist die Trägerteilung mit 530 bis 600 mm sehr beschränkt. Die Hohlkörper haben einschließlich der Stelzen und Plättchen zur unteren Trägerflanschverkleidung, sowie des Mörtels ein Gewicht von 145 kg/m². Das Gesamteigengewicht der Decke einschließlich 3 cm Sandauffüllung, 2,5 cm Gipsestrich, Linoleum und 2 cm unteren Putz in Gipsmörtel beträgt 300 kg/m². Die Nutzlast ist 500 bis 600 kg/m².

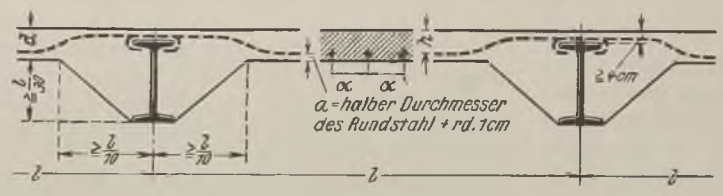
c) Hourdis-Decken.

Die Hourdis-Decken (Abb. 234) bestehen aus hohlen Tonsteinen von 25 cm Breite, 7,5 cm Stärke und 50, 60, 70, 80, 90 und 100 cm Länge. Die Trägerentfernung beträgt höchstens etwa 1,00 m.

Die Hourdis-Platten haben trotz ihrer geringen Dicke ($7^1/_2$ cm) eine sehr hohe Tragfähigkeit. Nach Angaben im „Stahl im Hochbau" hat sich bei einer im Staat. Materialprüfungsamt in Berlin vorgenom-

Tafel 32. Erforderliche Plattenhöhen und Stahl-

Mittelfelder: Größtes Feldmoment: $M = \frac{q\,l^2}{18}$.



g = Eigengewicht in kg/m². Für Putz und Fuboden sind rd. 70 kg/m² eingerechnet.

p = Nutzlast in kg/m².

$q = g + p$ = Gesamtlast in kg/m².

Spannweite l	$p = 500$ kg/m² Nutzlast			$p = 750$ kg/m² Nutzlast			$p = 1000$ kg/m² Nutzlast			$p = 1250$ kg/m² Nutzlast			$p = 1500$ kg/m² Nutzlast			$p = 1750$ kg/m² Nutzlast			$p = 2000$ kg/m² Nutzlast		
	Erforderliche Abmessungen bei Verwendung von Rundstählen mit einem Durchmesser																				
	⌀ d = 10 mm			⌀ d = 10 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm		
m	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g
Größte Beanspruchung des Rundstahles: $\sigma_e = 1200$ kg/cm².																					
2,00	8	32,7	260	8	23,8	260	9	31,4	280	10	29,0	310	10	25,0	310	11	24,5	330	11	21,7	330
2,25	8[2])	25,3	260	9	21,8	280	10	27,5	310	11	25,6	330	11	21,7	330	12	21,3	360	13	20,4	380
2,50	9	23,1	280	10	19,1	310	11	24,5	330	12	23,1	360	12	19,5	360	13	18,7	380	14	17,9	400
2,75	9[2])	18,7	280	11	17,4	330	12	22,1	360	13	20,2	380	14	18,7	400	14	16,4	400	15	15,9	430
3,00	10[2])	17,5	310	12	15,7	360	13	20,2	380	14	18,7	400	15	16,5	430	16	15,9	450	16	14,1	450
3,25	11	16,3	330	12	13,5	360	14	18,2	400	15	16,6	430	16	15,0	450	17	14,3	480	18	13,5	500
3,50	12	14,8	360	13	12,3	380	15	16,6	430	16	15,2	450	17	13,8	480	18	13,0	500	19	12,3	520
3,75	13	14,0	380	14	11,5	400	16	15,2	450	17	13,8	480	18	12,5	500	19	11,6	520	20	11,1	550
4,00	13[2])	12,3	380	15	10,6	430	17	14,3	480	18	12,8	500	19	11,6	520	21	11,4	570	22	10,6	600
4,25	14	11,5	400	16	10,0	450	18	13,1	500	19	11,7	520	21	11,3	570	22	10,4	600	23	9,8	620
4,50	15	10,7	430	17	9,4	480	19	12,2	520	20	11,0	550	22	10,4	600	23	9,8	620	24	9,1	640
4,75	16	10,2	450	18	8,7	500	20	11,4	550	22	10,7	600	23	9,6	620	24	9,0	640	26	8,7	690
5,00	17	9,5	480	19	8,2	520	21	10,7	570	23	9,9	620	24	9,1	640	26	8,7	690	27	8,0	720
5,25	18	9,0	500	20	7,7	550	22	10,0	600	24	9,4	640	26	8,7	690	27	8,0	720	29	7,8	760
5,50	19	8,5	520	21	7,3	570	23	9,5	620	25	8,7	670	27	8,1	720	29	7,8	760	30	7,2	790
5,75	20	8,0	550	22	6,9	600	24	9,0	640	27	8,4	720	28	7,7	740	30	7,2	790	—	—	—
6,00	21	7,6	570	23	6,5	620	26	8,7	690	28	8,0	740	30	7,5	790	—	—	—	—	—	—
6,25	22	7,2	600	24	6,2	640	27	8,1	720	29	7,5	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,50	23	6,8	620	26	6,0	690	28	7,8	740	30	7,1	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Größte Beanspruchung des Rundstahles: $\sigma_e = 1000$ kg/cm².																					
2,00	8	26,6	260	8	28,9	260	9	25,6	280	10	24,4	310	11	23,1	330	11	20,1	330	12	19,9	360
2,25	8[2])	21,2	260	9	25,4	280	10	22,5	310	11	21,1	330	12	19,9	360	13	19,1	380	13	16,7	380
2,50	9	19,3	280	10	23,1	310	11	20,1	330	12	18,8	360	13	17,3	380	14	16,6	400	15	15,7	430
2,75	10	17,2	310	11	20,9	330	12	18,1	360	13	16,5	380	14	15,3	400	15	14,7	430	16	13,8	450
3,00	11	16,0	330	12	18,8	360	13	16,5	380	14	15,0	400	16	14,6	450	16	13,0	450	17	12,3	480
3,25	12	14,5	360	13	17,2	380	14	15,1	400	16	14,4	450	17	13,0	480	18	12,2	500	19	11,8	520
3,50	12	12,5	360	14	15,9	400	16	14,5	450	17	12,9	480	18	12,0	500	19	11,3	520	20	10,4	550
3,75	13	11,5	380	15	14,6	430	17	13,4	480	18	12,0	500	19	10,9	520	20	10,2	550	22	10,1	600
4,00	14	11,0	400	16	13,3	450	18	12,5	500	19	10,9	520	21	10,6	570	22	9,7	600	23	9,2	620
4,25	15	10,2	430	17	12,3	480	19	11,3	520	20	10,1	550	22	9,5	600	23	8,8	620	24	8,4	640
4,50	16	9,5	450	18	11,5	500	20	10,3	550	22	9,7	600	23	8,8	620	24	8,3	640	26	8,1	690
4,75	17	8,9	480	19	10,8	520	21	9,7	570	23	8,9	620	24	8,3	640	26	7,8	690	27	7,4	720
5,00	18	8,3	500	20	10,2	550	22	9,1	600	24	8,4	640	26	7,9	690	27	7,4	720	29	7,1	760
5,25	19	7,8	520	21	9,6	570	24	8,9	640	26	8,1	690	27	7,4	720	29	7,0	760	30	6,6	790
5,50	20	7,2	550	23	9,2	620	25	8,1	670	27	7,5	720	29	7,1	760	30	6,6	790	—	—	—
5,75	21	6,8	570	24	8,8	640	26	7,7	690	28	7,1	740	30	6,6	790	—	—	—	—	—	—
6,00	22	6,4	600	25	8,1	670	27	7,3	720	29	6,8	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,25	23	6,1	620	26	7,7	690	29	7,2	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,50	24	5,8	640	27	7,3	720	30	6,6	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

[1]) Die oberhalb der Staffelungen angegebenen Decken sind gemäß Teil 4c mit $\alpha_{max} = 15$ cm auszuführen. Zweckmäßig wird alsdann ein geringerer Rundstahldurchmesser $d_{\varnothing}$ als $d_{\varnothing}$ gewählt (vgl. Teil 4c).

[2]) Für diese Deckenhöhen ist die größtzulässige Spannweite $l = 33{,}75\,h$ (vgl. Teil 4c).

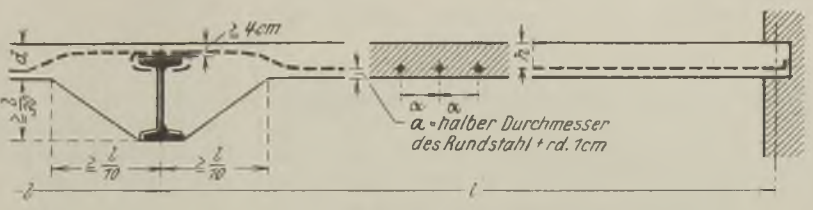
einlagen von Koenenschen Voutenplatten[1]).

Endfelder: Größtes Feldmoment: $M = \frac{q\,l^2}{12}$.

d = Plattenhöhe in cm.

α = Abstand der Rundstähle in cm[1]).

$d_\varnothing$ = Durchmesser der Rundstähle in cm.



p = 500 kg/m² Nutzlast			p = 750 kg/m² Nutzlast			p = 1000 kg/m² Nutzlast			p = 1250 kg/m² Nutzlast			p = 1500 kg/m² Nutzlast			p = 1750 kg/m² Nutzlast			p = 2000 kg/m² Nutzlast			Spannweite l
Erforderliche Abmessungen bei Verwendung von Rundstählen mit einem Durchmesser																					
⌀ d = 10 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			⌀ d = 12 mm			
d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	d	α	g	m
Größte Beanspruchung des Betons: $\sigma_b \leqq 40$ kg/cm².																					
9	34,5	280	10	29,0	310	11	25,6	330	12	23,5	360	12	20,2	360	13	19,5	380	14	18,5	400	2,00
9	26,9	280	11	24,5	330	12	21,7	360	13	20,2	380	14	18,5	400	14	16,4	400	15	15,7	430	2,25
10	24,0	310	12	21,7	360	13	19,1	380	14	17,4	400	15	15,9	430	16	15,2	450	17	14,3	480	2,50
11	21,7	330	13	19,2	380	14	16,8	400	15	15,0	430	16	14,1	450	17	13,1	480	18	12,5	500	2,75
12	19,5	360	14	17,1	400	15	15,0	430	17	14,3	480	18	13,1	500	19	12,2	520	20	11,5	550	3,00
13	17,6	380	15	15,3	430	17	14,3	480	18	12,8	500	19	11,7	520	20	11,0	550	22	10,7	600	3,25
15	16,9	430	16	14,1	450	18	13,0	500	19	11,6	520	21	11,0	570	22	10,3	600	23	9,6	620	3,50
16	15,5	450	18	13,6	500	19	11,7	520	21	11,0	570	22	10,0	600	24	9,6	640	25	9,1	670	3,75
17	14,3	480	19	12,3	520	21	11,1	570	22	9,9	600	24	9,5	640	25	8,7	670	27	8,4	720	4,00
18	13,1	500	20	11,3	550	22	10,1	600	24	9,5	640	25	8,6	670	27	8,3	720	28	7,7	740	4,25
19	12,1	520	21	10,4	570	23	9,4	620	25	8,7	670	27	8,1	720	29	7,8	760	30	7,2	790	4,50
20	11,2	550	23	10,0	620	25	8,9	670	27	8,3	720	29	7,8	760	30	7 1	790	—	—	—	4,75
21	10,4	570	24	9,2	640	26	8,3	700	28	7,6	740	30	7,2	790	—	—	—	—	—	—	5,00
23	10,0	620	25	8,7	670	28	7,9	740	30	7,2	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,25
24	9,4	640	27	8,3	720	29	7,4	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,50
25	8,7	670	28	7,7	740	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,75
27	8,4	720	30	7,3	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,00
28	7,8	740	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,25
29	7,4	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,50
Größte Beanspruchung des Betons: $\sigma_b \leqq 35$ kg/cm².																					
9	28,2	280	10	23,6	310	11	21,1	330	12	19,2	360	13	18 2	380	14	17,4	400	14	15,9	400	2,00
10	24,7	310	11	20,2	330	12	18,0	360	13	16,5	380	14	15,3	400	15	14,7	430	16	13,8	450	2,25
11	21,9	330	12	18,0	360	14	16,9	400	15	14,8	430	16	14,2	450	17	13,0	480	18	12,6	500	2,50
12	19,1	360	14	16,9	400	15	14,8	430	16	13,2	450	17	12,2	480	18	11,3	500	19	10,8	520	2,75
13	17,3	380	15	14,9	430	16	13,1	450	18	12,5	500	19	11,4	520	20	10,7	550	21	10,1	570	3,00
14	15,4	400	16	13,7	450	18	12,3	500	19	10,9	520	20	10,2	550	22	9,7	600	23	9,2	620	3,25
15	14,0	430	17	12,2	480	19	11,0	520	21	10,3	570	22	9,3	600	23	8,8	620	24	8,3	640	3,50
16	13,0	450	19	11,5	520	20	10,1	550	22	9,3	600	24	8,9	640	25	8,1	670	26	7,7	690	3,75
18	12,2	500	20	10,6	550	22	9,3	600	24	8,8	640	25	8,0	670	27	7,7	720	28	7,1	740	4,00
19	11,3	520	21	9,7	570	23	8,7	620	25	8,0	670	27	7,5	720	29	7,2	760	30	6,7	790	4,25
20	10,2	550	23	9,2	620	25	8,1	670	27	7,5	720	29	7,0	760	30	6,6	790	—	—	—	4,50
22	9,7	600	24	8,4	640	26	7,6	690	29	7,2	760	30	6,6	790	—	—	—	—	—	—	4,75
23	9,2	620	26	8,1	690	28	7,2	740	30	6,6	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,00
24	8,4	640	27	7,4	720	30	6,9	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,25
26	8,1	690	29	7,0	760	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,50
27	7,4	720	30	6,6	790	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5,75
28	7,1	740	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6,00

[1]) Die oberhalb der Staffelungen angegebenen Decken sind gemäß Teil 4c mit $\alpha_{max} = 15$ cm auszuführen. Zweckmäßig wird alsdann ein geringerer Rundstahldurchmesser $d_{\varnothing_1}$ als $d_\varnothing$ gewählt (vgl. Teil 4c).

Tafel 33. Querschnitte f_e von Rundstahleinlagen.

Durchmesser $d_\varnothing$	Für einen Rundstahl			Für Deckenplatten										Durchmesser $d_\varnothing$
	Querschnitt f'	Umfang u'	Metergewicht	Anzahl der Rundstahleinlagen für 1 m Deckentiefe										
				7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
				Zugehöriger Mittenabstand α in cm										
mm	cm²	cm	kg	14,3	12,5	11,1	10,0	9,10	8,35	7,70	7,15	6,65	6,25	mm
5	0,196	1,57	0,15	1,37	1,57	1,77	1,96	2,16	2,36	2,55	2,75	2,95	3,14	5
6	0,283	1,88	0,22	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11	3,39	3,68	3,96	4,24	4,52	6
7	0,385	2,20	0,30	2,69	3,08	3,46	3,85	4,23	4,62	5,00	5,39	5,77	6,16	7
8	0,503	2,51	0,39	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03	6,53	7,04	7,54	8,04	8
10	0,785	3,14	0,62	5,50	6,28	7,07	7,85	8,63	9,42	10,2	11,0	11,8	12,6	10
12	1,13	3,77	0,89	7,92	9,05	10,2	11,3	12,4	13,6	14,7	15,8	17,0	18,1	12
14	1,54	4,40	1,21	10,8	12,3	13,9	15,4	16,9	18,5	20,0	21,6	23,1	24,6	14
16	2,01	5,03	1,58	14,1	16,1	18,1	20,1	22,1	24,1	26,1	28,1	30,2	32,2	16
18	2,54	5,65	2,00	17,8	20,4	22,9	25,4	28,0	30,5	33,1	35,6	38,2	40,7	18
20	3,14	6,28	2,46	22,0	25,1	28,3	31,4	34,6	37,7	40,8	44,0	47,1	50,3	20

Durchmesser $d_\varnothing$	Für einen Rundstahl			Für Rippen und Unterzüge						Durchmesser $d_\varnothing$
	Querschnitt f'	Umfang u'	Metergewicht	Anzahl der Rundstahleinlagen						
				3	4	5	6	7	8	
mm	cm²	cm	kg	Kleinster zulässiger Mittenabstand $\cong 2\,d_\varnothing$						mm
12	1,13	3,77	0,89	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	12
14	1,54	4,40	1,21	4,62	6,16	7,70	9,24	10,8	12,3	14
16	2,01	5,03	1,58	6,03	8,04	10,1	12,1	14,1	16,1	16
18	2,54	5,65	2,00	7,63	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	18
20	3,14	6,28	2,46	9,42	12,6	15,7	18,8	22,0	25,1	20
22	3,80	6,91	2,98	11,4	15,2	19,0	22,8	26,6	30,4	22
25	4,91	7,85	3,85	14,7	19,6	24,5	29,5	34,4	39,3	25
28	6,16	8,80	4,83	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	28
32	8,04	10,1	6,31	24,1	32,2	40,2	48,3	56,3	64,3	32
36	10,2	11,3	7,99	30,5	40,7	50,9	61,1	71,3	81,4	36
40	12,6	12,6	9,87	37,7	50,3	62,8	75,4	88,0	101,0	40

menen Belastungsprobe bei gleichmäßig verteilter Belastung und 1 m Trägerentfernung eine Bruchbelastung

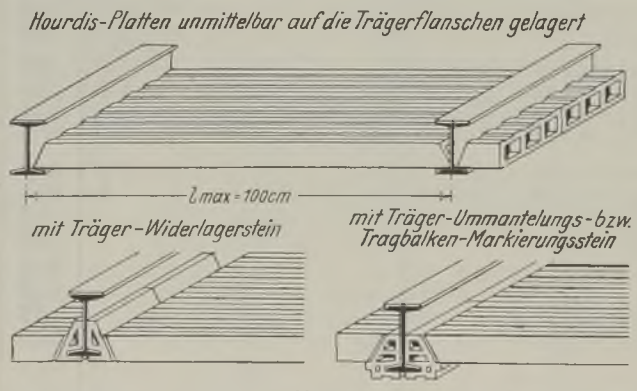


Abb. 234.

von rd. 6000 kg/m² ergeben. Bei Annahme einer 3- bis 4fachen Sicherheit gegen Bruch ist eine gleichmäßige Gesamtbelastung von 1500 bis 2000 kg/m² unbedenklich, besonders wenn ein ausgleichender Schlackenbeton eine gleichmäßige Belastung der Hourdis-Platten gewährleistet. Das Eigengewicht kann mit ca. 65 kg/m² angenommen werden.

d) Steg-Zementdielen.

Abb. 235 veranschaulicht Stegzementdielen (Raebel- und Stolte-Dielen), die aus Kiesbeton hergestellt werden. Die Breite der Dielen ist 25 bis 33 cm, ihre Stärke 8 cm bei einer Länge von 0,40 bis 1,65 m, 10 cm bei einer Länge von 1,70 bis 2,25 m. Das Gewicht der 8 cm starken Platten beträgt 125 kg/m², das der 10 cm starken Platten 155 kg/m². Die Dielen werden auf Trägerunterflansch verlegt. Zur Erzielung einer vollkommen ebenen Untersicht sind die Enden der Flanschstärke entsprechend ausgeklingt. Außerdem sind die Köpfe etwas schiefwinklig abgerundet, damit

sich die Dielen leicht zwischen die Träger einschieben lassen.

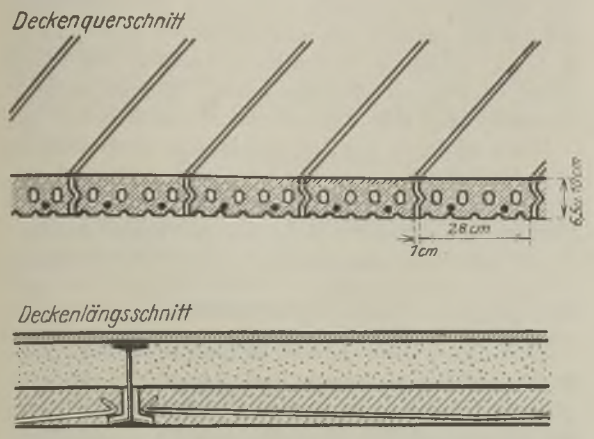


Abb. 235.

5. Decken aus Glasbeton[1]).

Der Glasbeton wird sowohl für begeh- und befahrbare Oberlichte wie auch für die Eindeckung ganzer Dachflächen verwendet. Die Glassteine oder Prismen

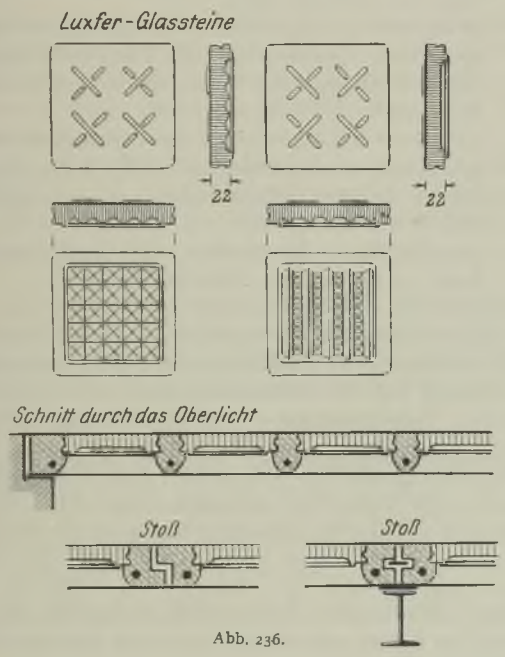


Abb. 236.

(vgl. Abb. 236) werden in gitterartige Eisenbeton- oder Gußeisenrahmen einbetoniert. Die Herstellung erfolgt fabrikmäßig in verschiedenen Größen und Ausführungen. Größere Flächen und solche von unregelmäßiger Form werden auch an Ort und Stelle hergestellt.

[1]) Nach Angaben der Luxferprismen-Gesellschaft.

Das Eigengewicht der Platten ist aus nachstehender Zusammenstellung zu ersehen:

Belastung		Bauart	Eigengewicht kg/m²
Begehbar		In Walzprofil-Rahmen und Sprossenlagerung, verglast mit 2 bis 3 cm dicken Glasfliesen.	65
		In stahlbewehrtem Glasbeton, sonst wie vor	75
		In gußeiserner Rahmen- und Sprossenlagerung, sonst wie vor.	130
Befahrbar	für leichte Lasten, wie Handwagen, Gepäckkarren, Automobile mit Gummireifen usw.	In gußeiserner Rahmen- und Sprossenlagerung, verglast mit 2 bis 3 cm dicken Glasfliesen.	150
		In stahlbewehrtem Glasbeton, sonst wie vor	120
	für schwere Lasten und Fuhrwerkverkehr	In gußeiserner Rahmen- und Sprossenlagerung mit 2 bis 3 cm dicken Glasfliesen	160

Die größten Spannweiten sind von der Berliner Baupolizei wie folgt zugelassen:

bei Nutzlasten bis zu 125 kg/m² = 1,80 m
„ „ „ „ 250 „ = 1,50 „
„ „ „ „ 350 „ = 1,20 „
„ „ „ „ 500 „ = 1,00 „
„ „ „ „ 800 „ = 0,80 „

Werden die Oberlichte in massive Decken eingebaut, so sind Auswechslungen durch Träger anzuordnen, da die Auflagerung in der Decke allein Schwierigkeiten bereitet.

Für befahrbare Oberlichte mit schwerem Verkehr sind nur solche mit gußeisernen Rahmen zu verwenden.

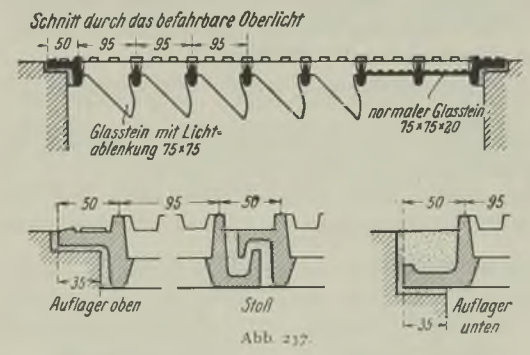


Abb. 237.

Die Ausführung der Lager und Stöße ist aus der Abb. 237 zu ersehen.

Bei der Bearbeitung des Teiles „Massivdecken" hat mir Herr Hans Beese mit seinen fachmännischen Kenntnissen wertvolle Hilfe geleistet, ich möchte ihm daher an dieser Stelle meinen besten Dank aussprechen.

C. Berechnung massiver Decken mit Stahleinlagen.

1. Allgemeines.

Für die Berechnung der Decken sind die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Septembes 1925 maßgebend.

Die für den Rechnungsgang notwendigen Bezeichsind einheitlich wie folgt festgelegt (Abb. 238):

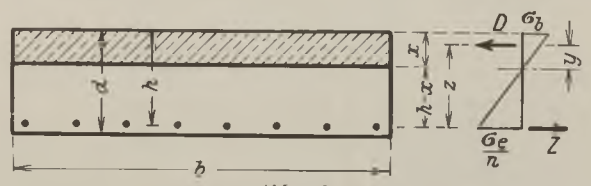


Abb. 238.

x = Abstand der Nullinie vom gedrückten Rande;
y = Abstand des Druckmittelpunktes von der Nullinie;
z = Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkte;
E_b = Elastizitätsmaß des Betons (140000 kg/cm² bei Spannungsermittlung);
E_e = Elastizitätsmaß des Stahles = 2100000 kg/cm²;
$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$;
σ_b = Druckspannung des Betons bei Biegung;
σ_s = Druckspannung der Deckensteine bei Biegung;
σ_e = Zugspannung des Stahles bei Biegung;
τ_o = Schubspannung des Betons bzw. der Steine;
d = Gesamthöhe bei Rechteckbalken und Platten;
d_o = Gesamthöhe bei Plattenbalken;
h = Abstand des Schwerpunktes des gezogenen Stahles vom gedrückten Rande, Nutzhöhe;
b = nutzbare Breite bei Plattenbalken, Breite von Rechteckquerschnitten (bei Platten 1,00 m);
b_o = Rippenbreite bei Plattenbalken;
f_e = Zugstahlquerschnitt auf die Breiteneinheit (1,0) bezogen.

Das aufzunehmende Biegemoment wird nach den allgemeinen Regeln der Statik bestimmt.

Einzellasten oder Streckenlasten (Abb. 239) sind nach den Bestimmungen wie folgt zu berücksichtigen:

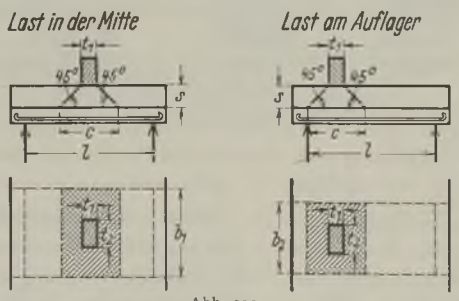


Abb. 239.

„Platten von der Stützweite l mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stärke s, die Einzel- oder Streckenlasten (z. B. Raddrücke oder Maschinenfüße) aufzunehmen haben, sind bei Laststellung in Plattenmitte zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $b_1 = {}^2/_3\, l$ oder $b_1 = t_2 + 2\,s$. Bei Laststellung am Auflager beträgt die zulässige Breite $b_2 = {}^1/_3\, l$ oder $t_2 + 2\,s$. In beiden Fällen ist das größere der beiden Maße zu wählen. Zwischenwerte für b bei anderen Laststellungen sind angemessen einzuschalten.

In der Richtung der Zugeisen ist eine Lastverteilung auf die Länge $c = t_1 + 2\,s$ zulässig. Es wird angenommen, daß sich die Einzel- oder Streckenlast gleichmäßig auf die Fläche $b_1 c$ bzw. $b_2 c$ verteilt."

Für den Spannungsnachweis gelten die Formeln:

$$x = \frac{n f_e}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,h}{n f_e}} - 1\right) \quad \text{bzw.} \quad \sigma_b = \frac{2\,M}{b\,x\,z}, \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e\,z}.$$

Nach diesen Formeln sind Hilfswerte für bestimmte Stahlspannungen errechnet, mit denen die benötigten Querschnitte auf einfache Weise leicht festgestellt werden können (vgl. Betonkalender 1931, S. 302 und 303).

Die zulässigen Spannungen betragen (vgl. Bestimmungen A § 19, 4 und 5 sowie B § 16 und 17):

σ_e = 1200 kg/cm² im allgemeinen bzw. 1000 kg/cm² für Treppenläufe und Podeste, befahrbare Decken, und Decken, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind.

σ_b = 40 kg/cm² im allgemeinen bzw. 35 kg/cm² entsprechend σ_e = 1000 kg/cm². Für hochwertigen Zement erhöhen sich diese Werte auf 50 und 40 kg/cm².

σ_s = 36 kg/cm² im allgemeinen bzw. 30 kg/cm² entsprechend σ_e = 1000 kg/cm². Für 6 bis 10 cm starke Leichtsteindachdecken σ_s = 33 kg/cm² und σ_e = 1000 kg/cm².

τ_o = 4,0 kg/cm² bei Eisenbeton- und Rippendecken bzw. 2,5 kg/cm² bei Steinstahldecken.

Werden die Schubspannungen τ_o überschritten, so ist bei den Eisenbeton- und Rippendecken die Schubkraft vollständig durch aufgebogene Rundstahle aufzunehmen; bei den Steinstahldecken ist in diesem Falle ein Vollbetonstreifen von entsprechender Breite anzuordnen. Wird die Schubspannung größer als 14 kg/cm², so muß der Querschnitt soweit vergrößert werden, bis dieser Wert unterschritten wird.

Die Schubspannung errechnet sich nach der Formel

$$\tau_o = \frac{Q}{b\,z}.$$

Die erforderliche Mindestdeckennutzhöhe h ist durch die Spannweite l nach folgenden Bedingungen festgelegt:

bei freier Lagerung $\left(\text{zwischen Wänden, } M = \frac{q\,l^2}{8}\right)$:

$$h \geqq \frac{l}{27};$$

bei teilweiser Einspannung $\left(\text{zwischen Wand und Träger, } M = \frac{q\,l^2}{9}\right)$:

$$h \geqq \frac{l}{27}\sqrt{\frac{9}{8}};$$

bei voller Einspannung $\left(\text{zwischen Trägern, } M = \frac{q\,l^2}{10}\right)$:

$$h \geqq \frac{l}{27}\sqrt{\frac{8}{10}}.$$

D. Stahldecken.

Abdeckungen aus Stahl werden in vorteilhafter Weise bei Industriebauten als Zwischendecken, Maschinenpodeste, Laufstege, Treppenstufen und Podeste, Laderampen usw. verwendet. Das dazu benötigte Material ist nachstehend angeführt.

a) Abdeckungsmaterial.

α) Riffelplatten.

Die Riffelplatten (gerippte Stahlplatten) für Abdeckungen aller Art sind am gebräuchlichsten; sie sind auf der einen Seite mit geradlinigen, sich kreuzenden, nach rautenförmigem oder quadratischem Muster geformten, 1,5 bis 2,5 mm hohen, 5 mm breiten

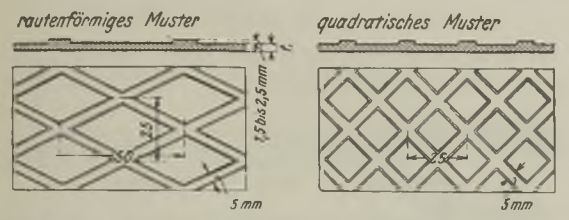


Abb. 240.

Riffeln versehen (Abb. 240). Die Platten werden bis 1250 kg Stückgewicht bis zu einer größten Breite von 1500 mm, einer Kerndicke von 3,5 bis 20 mm und einer größten Flächenausdehnung von 10 m² hergestellt.

Gewicht in kg für 1 m² Riffelplatte (einschl. Riffel).

bei	3,5	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20 mm Kern
	34	38	46	54	62	70	78	86	94	102	110	118	126	134	142	150	158	166 kg

Dicken- und Gewichtsabweichungen ± 10%.

β) Warzen- und Raupenplatten.

Die Warzen- und Raupenplatten sind in Abb. 241 dargestellt. Sie sind wie Riffelplatten verwendbar. Ihr Vorteil besteht darin, daß das Wasser eine Abfluß-

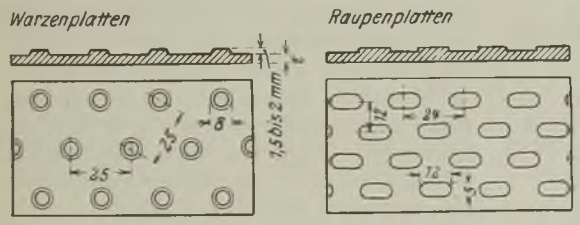


Abb. 241.

möglichkeit hat und nicht wie bei den Riffelplatten zwischen den Erhöhungen stehenbleiben kann und im Winter festfriert. Die Platten werden bis zu 1000 kg Stückgewicht und bis zu einer größten Breite von 1500 mm hergestellt. Die Kerndicke der Warzenplatten beträgt 4,5 bis 20 mm und die der Raupenplatten 3 bis 15 mm.

Gewicht in kg für 1 m² Warzenplatte (einschl. Warzen)

bei	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20 mm Kern
	37	41	49	57	65	73	81	89	97	105	113	121	129	137	145	153	161 kg

Dicken und Gewichtsabweichungen ± 10%.

Gewicht in kg für 1 m² Raupenplatte (einschl. Raupen)

bei	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15 mm Kern
	26	30	35	39	43	52	60	68	76	84	92	100	108	116	124 kg

Dicken und Gewichtsabweichungen ± 10%.

γ) Waffelplatten.

Die Waffelplatten erfüllen dieselben Zwecke wie die vorgenannten Platten, sie sind jedoch bei gleicher Kernstärke etwa 5 kg/m² leichter und 20 Proz. tragfähiger als Riffelplatten. Ihre Herstellung erfolgt auf kaltem Wege aus glatten Platten, in die dann bestimmte Musterungen derartig herausgedrückt werden, daß an allen Stellen der Platte die gleiche Kerndicke bestehen bleibt.

δ) Gelochte Platten.

Gelochte Platten werden aus Fein-, Mittel- und Grobstählen in allen Stärken und in Tafeln bis zu 2500 mm Breite und 6000 mm Länge hergestellt. Besonders sind gelochte Platten in Lagergrößen von 1250 · 2500 mm oder 1000 · 2000 mm lieferbar. Die Art der Lochung, ob rund, quadratisch, rechteckig, dreieckig, sechseckig, geschlitzt (auch schrägstehend) oder gemustert, richtet sich nach dem Verwendungszweck.

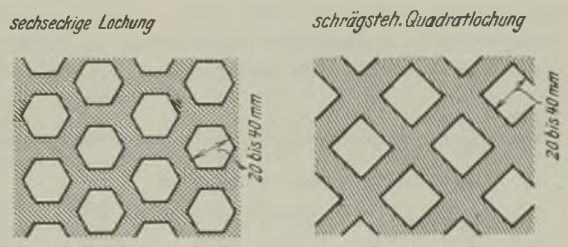


Abb. 242.

Im Stahlhochbau nimmt man hierfür vorzugsweise sechseckige oder schrägstehende Quadratlochung von 20 bis 40 mm Lochgröße (Abb. 242). Stärke 3 bis 12 mm je nach Belastung und Spannweite.

ε) [-Stahl-Belag.

Für hochbelastete Decken bei Stahlindustrieanlagen (Ofenbühnen, Abstellpodesten usw.) sind [-Träger-Abdeckungen gemäß Abb. 243 sehr vorteilhaft.

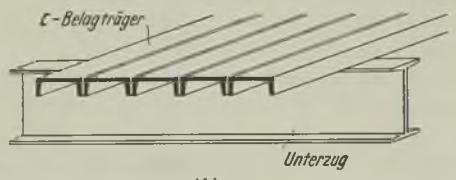


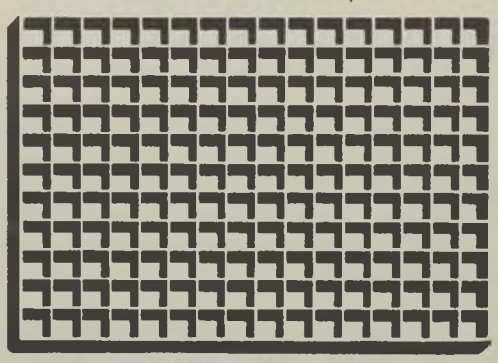
Abb. 243.

ζ) Tezett-Abdeckungen.

In Abb. 244 ist eine Tezett-Abdeckplatte veranschaulicht; sie ist etwa 95 Proz. licht- und luftdurchlässig und ermöglicht dadurch, mehrere übereinander-

liegende Stockwerke hell und luftig zu schaffen. Außerdem ist der Durchblick und die Übersichtlichkeit beachtenswert. Sie werden aus Spezialbandstahl bester Qualität nach einem besonderen Verfahren her-

Ansicht der Industrie-Tezett-Abdeckplatte



Normal-Maschung 28/28mm im Lichten

Abb. 244.

gestellt. Nach Fertigstellung werden die Platten im Feuerbad verzinkt oder im Tauchbad lackiert. Die Platten in feuerverzinkter Ausführung leisten die besseren Dienste, sie sind rostgeschützt, sind gegen oxydierende Einflüsse unempfindlich (bei chemischen Werken von Bedeutung) und haben eine große Lebensdauer.

Nach den Angaben des Tezettwerkes in Berlin-Tempelhof liegen über die Belastungsmöglichkeit von Tezett-Abdeckplatten Prüfungsatteste des Staatl. Material-Prüfungsamtes, Berlin-Lichterfelde, vor, die außerordentlich günstige Zahlen über Festigkeit und Biegung aufweisen. Im allgemeinen werden Tezettplatten entsprechend den baupolizeilichen Vorschriften freitragend zum Begehen für eine Belastung von 300 bis 500 kg/m² hergestellt. Auf Wunsch können die Platten für jede Belastung zum Befahren bis zum höchsten Raddruck angefertigt werden.

Das Eigengewicht von Tezettplatten ist außerordentlich gering: bei einer Belastungsgrenze von 500 kg/m² wiegt 1 m² Deckenmaterial aus Beton etwa 300 kg, während 1 m² Tezettbelag nur etwa 30 kg wiegt.

b) Ausführung mit Stahlplattendeckung.

Abb. 245 zeigt den Ausschnitt einer Riffelplattenbühne. Die dünn eingezeichneten Kreuzlinien kenn-

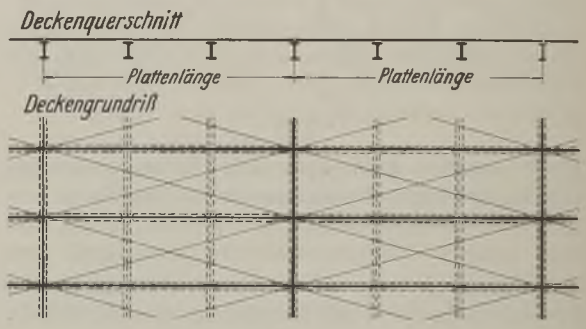
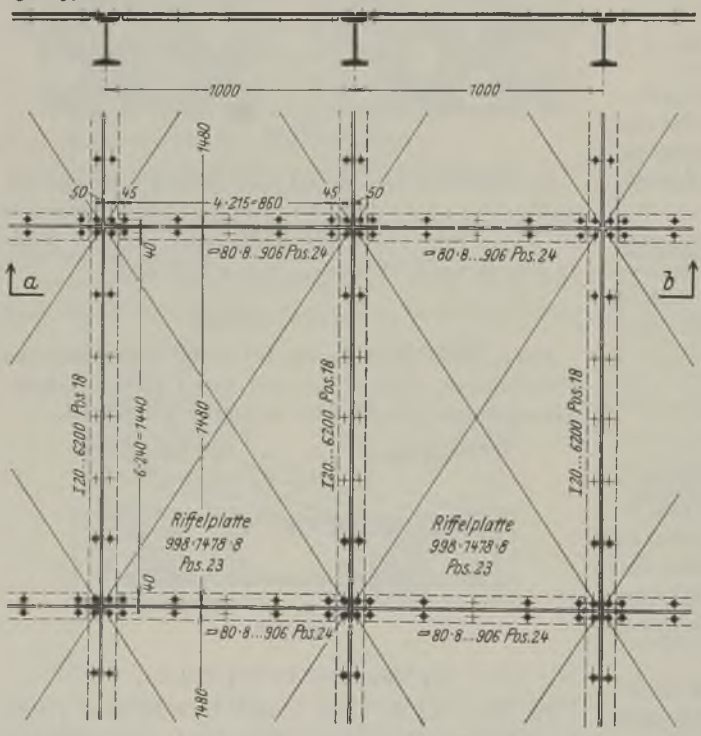


Abb. 246.

zeichnen die Größe der einzelnen Platten. Die in der Längsrichtung laufenden Plattenkanten sind durch die Deckenträger unterstützt und gedeckt; die in der Querrichtung liegenden Plattenkanten liegen frei und müssen durch unterlegte Flachstahle verbunden werden. Der Spielraum zwischen den Platten beträgt in der Längs- wie Querrichtung etwa 2 mm. Der Durchmesser d der Niete bzw. Schrauben wird je nach dem Trägerquerschnitt mit 10 bis 17 mm angenommen. Die Niete dürfen in ziemlich weiten Abständen voneinander gesetzt werden, und zwar bis zu 20 d.

Die Riffelstähle können gemäß Abb. 246 auch quer zu der Trägerlage gelegt werden; sie wirken dadurch durchlaufend.

Querschnitt a-b



✦ durchweg ½" Schrauben oben versenkt

Abb. 245.

α) Erforderliche Kerndicke bei gegebener Trägerentfernung.

Bezeichnet

e die Trägerentfernung in m,

q die Gesamtbelastung in kg/m²,

t die Kerndicke in cm,

σ_{zul} die zulässige Biegebeanspruchung der Platte = 1200 bzw. 1400 kg/cm²,

M das Biegemoment für einen Streifen von 1,0 m Breite $= \frac{q\,e^2\,100}{8}$ cmkg,

W das vorhandene Widerstandsmoment der Platte für einen Streifen von 1,0 m Breite $= \frac{t^2\,100}{6}$ cm³,

dann ist

$$W = \frac{M}{\sigma_{zul}},$$

$$\frac{t^2\,100}{6} = \frac{\frac{q\,e^2\,100}{8}}{\sigma_{zul}},$$

$$t^2 = \frac{q\,e^2\,100 \cdot 6}{8\,\sigma_{zul}\,100} = \frac{0{,}75\,q\,e^2}{\sigma_{zul}},$$

für $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² wird $t = \frac{e}{40}\sqrt{q}$,

für $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² wird $t = \frac{e}{43{,}20}\sqrt{q}$.

Die erforderliche Kerndicke t kann auch unmittelbar der Tafel 34 entnommen werden.

Die erforderliche Kerndicke wird dann bei

$$\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/m}^2$$

$$t = \frac{e}{40}\sqrt{q} = \frac{1{,}3}{40}\sqrt{570} = 0{,}775 \text{ cm} = 8 \text{ mm}.$$

β) Größte Trägerentfernung bei gegebener Kerndicke.

Nach den vorangehenden Bezeichnungen ist

$$M = W\,\sigma_{zul},$$

$$\frac{q\,e^2\,100}{8} = \frac{t^2\,100}{6}\,\sigma_{zul},$$

$$e^2 = \frac{t^2\,100\,\sigma_{zul}\,8}{6 \cdot 100\,q} = \frac{t^2\,\sigma_{zul}}{0{,}75\,q},$$

für $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² wird $e = t\sqrt{\frac{1600}{q}}$,

für $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² wird $e = t\sqrt{\frac{1867}{q}}$.

Tafel 34. Größte Trägerentfernung e in m von Stahlbühnen.

Für $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² berechnet; für $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² sind die Werte mit $\mu = 1{,}08$ zu vervielfachen.

Gesamtlast q kg/m²	Kerndicke t in mm							
	5	6	7	8	9	10	12	15
300	1,155	1,386	1,617	1,848	2,079	2,310	2,772	3,465
350	1,069	1,283	1,497	1,710	1,924	2,138	2,566	3,207
400	1,000	1,200	1,400	1,600	1,800	2,000	2,400	3,000
450	0,943	1,132	1,320	1,509	1,697	1,886	2,263	2,829
500	0,895	1,073	1,252	1,431	1,610	1,789	2,147	2,684
550	0,853	1,024	1,194	1,365	1,535	1,706	2,047	2,559
600	0,817	0,980	1,143	1,306	1,470	1,633	1,960	2,450
650	0,785	0,941	1,098	1,255	1,412	1,569	1,883	2,354
700	0,756	0,907	1,058	1,210	1,361	1,512	1,814	2,268
750	0,731	0,877	1,023	1,169	1,315	1,461	1,753	2,192
800	0,707	0,848	0,990	1,132	1,273	1,414	1,697	2,121
850	0,686	0,823	0,960	1,098	1,235	1,372	1,646	2,058
900	0,667	0,800	0,933	1,066	1,200	1,333	1,600	1,990
950	0,649	0,779	0,909	1,039	1,168	1,298	1,558	1,947
1000	0,633	0,759	0,886	1,012	1,139	1,265	1,518	1,898
1050	0,617	0,740	0,864	0,987	1,111	1,234	1,481	1,841
1100	0,603	0,724	0,844	0,965	1,085	1,206	1,447	1,809
1150	0,590	0,708	0,826	0,944	1,062	1,180	1,416	1,770
1200	0,578	0,693	0,809	0,924	1,040	1,155	1,386	1,733
1250	0,566	0,679	0,792	0,905	1,018	1,131	1,357	1,697
1300	0,555	0,665	0,776	0,887	0,998	1,109	1,331	1,664
1400	0,535	0,641	0,748	0,855	0,962	1,069	1,283	1,604
1500	0,517	0,620	0,723	0,826	0,930	1,033	1,240	1,550

Zahlenbeispiel.

Bei einer Stahlbühne beträgt die Trägerentfernung $e = 1{,}3$ m und die Bühnennutzlast $p = 500$ kg/m²; das Eigengewicht g des Belages wird mit 70 kg/m² angenommen; demnach ist die Gesamtbelastung

$$q = p + g = 500 + 70 = 570 \text{ kg/m}^2.$$

Die größte Trägerentfernung kann auch unmittelbar der Tafel 34 entnommen werden.

Zahlenbeispiel.

Für eine Stahlbühne mit 10 mm starken Riffelplatten (Stärke ohne Riffel gemessen) und einer Nutzlast p von 800 kg/m² ist die größte zulässige Trägerentfernung zu ermitteln; das Eigengewicht g beträgt ~ 90 kg/m², mithin die Gesamtbelastung

$$q = p + g = 800 + 90 = 890 \text{ kg/m}^2.$$

Die zulässige Trägerentfernung ist dann

$$e = t\sqrt{\frac{1600}{q}} = 1{,}0\sqrt{\frac{1600}{890}} = 1{,}34 \text{ m}.$$

c) Ausführung und Berechnung der Abschlußgeländer.

Bei der Ausführung des Geländers ist zu beachten, daß nach den Preußischen Hochbaubestimmungen eine in Holmhöhe nach außen wirkende Seitenkraft von 40 kg/m zu berücksichtigen ist (in Theatern, Lichtspielhäusern und Versammlungsräumen sogar 100 kg/m). Die Ermittlung der Querschnitte und Anschlüsse lehrt folgendes Beispiel:

Für das zu berechnende Abschlußgeländer beträgt die Holmhöhe $h = 1{,}0$ m und die Stielentfernung $= 2{,}0$ m. Die Seitenkraft ist mit 40 kg für 1,0 m Holmlänge anzusetzen. Der Anschluß der Stiele erfolgt unten durch 2 Schrauben; Abstand $a = 13{,}0$ cm (vgl. Abb. 247).

Für die Handleiste wird das erforderliche Widerstandsmoment (Träger auf 2 Stützen)

$$W = \frac{M}{\sigma_{zul}} = \frac{\frac{Q\,l}{8}}{1200} = \frac{40 \cdot 2{,}0 \cdot 200}{9600} = 1{,}67\ \text{cm}^3 .$$

Gewählt aus praktischen Gründen

$$1\ \text{L}\ 50 \cdot 50 \cdot 5 \quad \text{mit} \quad W = 3{,}05\ \text{cm}^3$$

Für den Geländerstiel wird das erforderliche Widerstandsmoment (Freiträger)

$$W = \frac{M}{\sigma_{zul}} = \frac{P\,h}{1200} = \frac{40 \cdot 2{,}0 \cdot 100}{1200} = 6{,}67\ \text{cm}^3 .$$

Gewählt 1 L 65 · 65 · 7 mit $W = 7{,}18\ \text{cm}^3$.

Für den unteren Schraubenanschluß wird der erforderliche Kernquerschnitt der obersten auf Abreißen beanspruchten Schraube

$$F_k = \frac{Z}{\sigma_{z\,zul}} = \frac{\frac{P\,(h+a)}{a}}{\sigma_{z\,zul}} = \frac{40 \cdot 2{,}0\,(100+13)}{31{,}0 \cdot 800} = 0{,}870\ \text{cm}^2 .$$

Gewählt eine $^5/_8''$-Schraube mit einem Kernquerschnitt von 1,31 cm².

Als Knieleiste wird 1 ▭ 45 · 8 angeordnet.

In der Tafel 35 sind für verschiedene Stiel- und Holmquerschnitte die größten Abstände l und zum unteren Anschluß der Stiele die kleinsten Abstände a zusammengestellt.

Tafel 35. Größte Geländerstielabstände l und kleinste Maße a des unteren Stielanschlusses, Seitenkraft 40 kg/m.

(Abmessungen in mm, vgl. Abb. 247.)

Für σ_{zul} = 1200 kg/cm² berechnet.

Geländerstiel-Querschnitt	Größter Stielabstand l	Kleinster Abstand a bei einem Schraubendurchmesser			
		$^7/_{16}''$	$^1/_2''$	$^5/_8''$	$^3/_4''$
L 45 · 45 · 5	729	64	49	—	—
L 50 · 50 · 5	915	81	62	40	—
L 55 · 55 · 6	1320	122	92	53	—
L 60 · 60 · 6	1587	150	112	64	—
L 65 · 65 · 7	2154	—	159	90	58
L 70 · 70 · 7	2529	—	192	107	69
L 75 · 75 · 8	3300	—	267	144	92
L 80 · 80 · 8	3780	—	—	168	106

Handleisten-Querschnitt

Handleiste	Größter Stielabstand l
L 50 · 50 · 5	2700
L 55 · 55 · 6	3200
L 60 · 60 · 6	3560
L 65 · 65 · 7	4150

Die Abb. 248 zeigt noch verschiedene Stielanschlüsse an einen I-Träger. Die Berechnung erfolgt sinngemäß der für die Ausführung nach Abb. 247 gebrachten Berechnung.

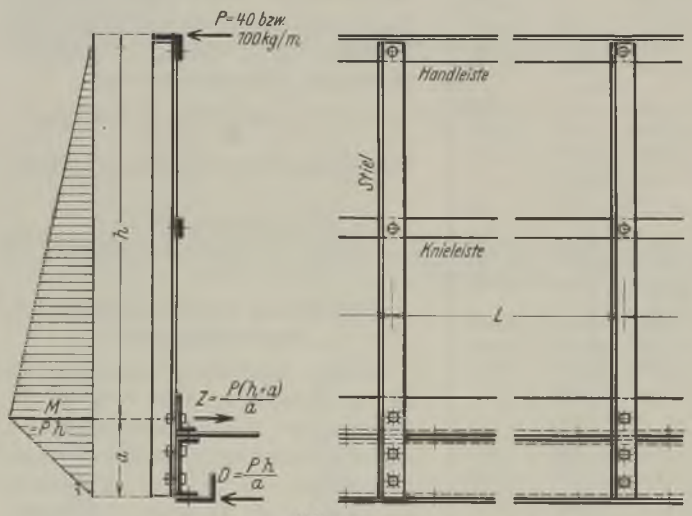


Abb. 247.

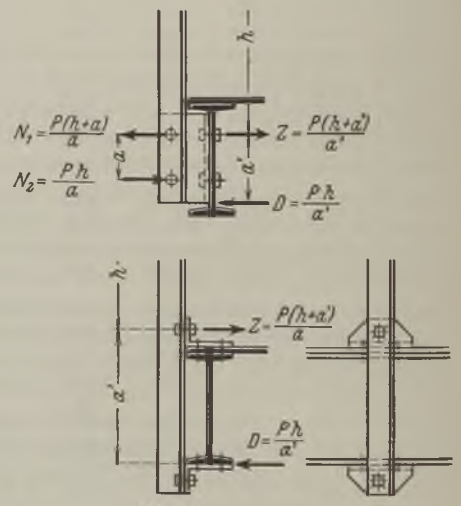


Abb. 248.

Zweiter Abschnitt.

Der Stahlskelettbau.

I. Entwurf der Stahlskelettbauten.

A. Allgemeines.

1. Anwendungsmöglichkeiten.

Der heute so bedeutungsvolle Stahlskelettbau hat sich aus dem altbewährten Eisenfachwerkbau entwickelt. Der Stahlskelettbau ist dadurch gekennzeichnet, daß sämtliche Lasten (Dach-, Decken-, Wandlasten usw.) allein durch das Stahlgerippe auf den Grundbau übertragen werden; die Außen- und Innenwände, die von Geschoß zu Geschoß durch Stahlträger abgefangen werden, sind daher nur noch „füllende" Baustoffe und dienen lediglich zum Abschluß der Räume. Das Stahlgerippe besteht aus den Dach-, Decken- und Wandträgern, Deckenunterzügen, Stützen, Rahmen, Verbänden usw.

Die Anwendungsmöglichkeit der Stahlskelettbauweise ist fast unbeschränkt; große Vorteile bietet sie bei der Errichtung von Hochhäusern, Büro-, Geschäfts- und Krankenhäusern, Schulen und Hotelgebäuden sowie für alle möglichen industriellen Anlagen.

Die überragende Wirtschaftlichkeit der Stahlskelettbauweise beginnt bei Geschoßbauten über 4 Stockwerken. Bei Bauten von mehr als 10 Stockwerken ist die Skelettausführung überhaupt die gegebene. Bei einem Ziegel- oder Eisenbetonbau würde viel zu viel Material und Raum verschwendet werden.

Zwecks Vergleich der verschiedenen Bauweisen sind die erforderlichen Stützenquerschnitte eines Hochhauses von 12 Geschossen für Klinker, Eisenbeton und Stahl in der Abb. 249 eingetragen. Nimmt man die Länge des Hochhauses mit 70 m an, dann ist bei Verwendung von Stahl

der Gewinn an Nutzraum allein bei den Stützen
gegenüber der Klinkerausführung
440 m² bzw. 1550 m³,
gegenüber der Eisenbetonausführung
113 m² bzw. 400 m³.

Dabei ist noch zu beachten, daß der weitaus größte Anteil der ansehnlichen Nutzraumersparnisse namentlich in den wertvollen unteren Geschossen erzielt wird.

Die Verminderung der Baulasten ist allein bei den Stützen

gegenüber der Klinkerausführung . . . . 3550 t,
gegenüber der Eisenbetonausführung. . . 1410 t.

Bei Berücksichtigung der sich durch den Stahlskelettbau ergebenden Beschränkung der Umfassungs- und Trennwände sowie des Grundbaues würden sich die angegebenen Zahlen noch bedeutend erhöhen.

2. Ingenieur und Architekt.

Bei richtiger Würdigung des Werkstoffes aus Stahl muß für den Stahlskelettbau ein Baustil angewendet werden, der am besten mit „Ingenieur-Architektur" bezeichnet wird. Eine innige verständnisvolle bereits bei den Vorarbeiten einzusetzende Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur ist eine wichtige Voraussetzung, den Bau in allen Teilen wirtschaftlich und wirkungsvoll zu gestalten. Wenn auch das Stahlgerippe bei dem fertigen Bau durch die Ummantelung den Blicken entzogen wird, so soll doch die Gliederung der schmalen Pfeiler und großen Fensterflächen der Wahrheit des unsichtbaren aber tragenden Materials entsprechen. Eine vorgetäuschte Massivausführung mit plastischer Gliederung der Wände und vorgekitschten Säulenpfeilern ist einfach eine Unmöglichkeit. Dem Architekten bleibt trotzdem zur Ausgestaltung der Wände und Pfeiler ein dankbares Gebiet, die strengen Linien nicht zur Eintönigkeit und Nacktheit werden zu lassen.

Der Architekt und Ingenieur haben zu Beginn in Gemeinschaft mit dem Bauherrn und gegebenenfalls mit den entsprechenden Spezialfachleuten folgende grundlegenden Fragen zu klären: Verwendungszweck,

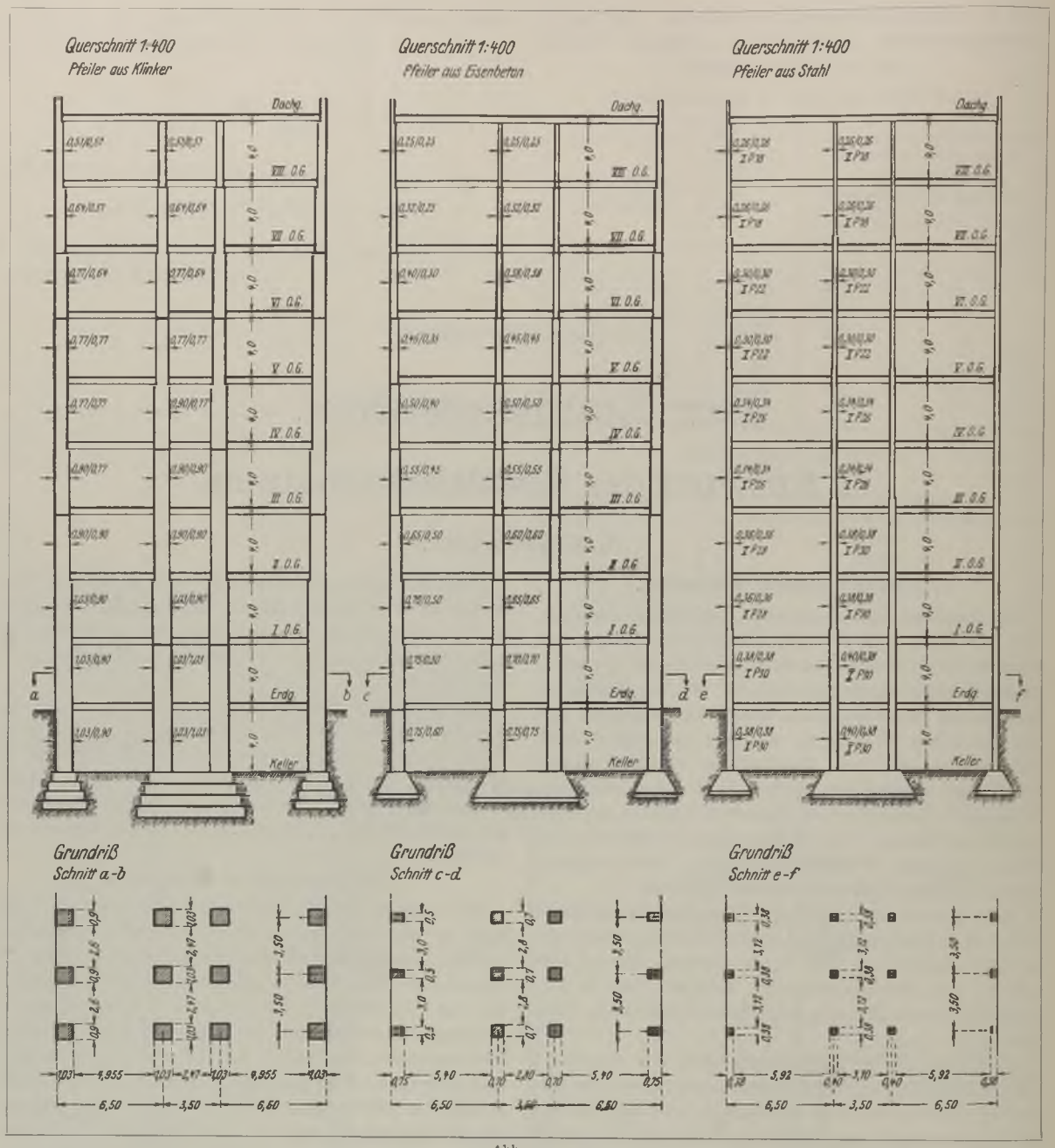


Abb. 249.

Stützen- bzw. Rahmenstellung, Raumeinteilung, Eingänge, Treppenhäuser, Zwischenwände, Beförderungsanlagen, Rolltreppen, Paternoster, Schnell- und Lastenaufzüge, Licht-, Heizungs- und Entlüftungseinrichtungen, Kalt- und Warmwasseranlagen, Toiletten, Ventilatoren, Pumpwerk für den Feuerschutz, Ausbildung der Außen- und Zwischenwände, der Decken, des Daches, der Fenster, Isolierung, Art des Grundbaues usw.

Nach der zunächst überschläglichen Bestimmung der Querschnitte, der Stützen, Decken, Unterzüge sowie der Konstruktion für die Windableitung kann dann der Architekt mit den Bauzeichnungen und der Statiker mit den statischen Berechnungen beginnen. Kommen irgendwelche Änderungen während der Entwurfsbearbeitung vor, so muß, damit nicht unnötige Arbeit geleistet und Zeit verschwendet wird, eine sofortige gegenseitige Verständigung erfolgen.

3. Die Vorzüge der Stahlskelettbauweise.

Die Vorzüge der Stahlskelettbauweise gegenüber der Ausführung in Ziegel bzw. Klinker und Eisenbeton sind recht mannigfaltig.

a) Festigkeit.

Der Stahl ist ein äußerst zuverlässiger Baustoff von großer Festigkeit, Elastizität und gleichmäßiger Güte; er verbürgt daher größte Sicherheit. Durch die große Tragfähigkeit des Stahles können die weitesten Räume mit den geringsten Abmessungen der Querschnitte ohne weiteres überspannt werden. Ein regelrecht ausgeführter Stahlskelettbau ist äußerst stabil und zeitigt die geringsten Gefahren bei Erschütterungen sowie auch bei durch schlechten Baugrund hervorgerufenen Bodensenkungen.

b) Kurze Bauzeit.

Die schnelle Aufbaumöglichkeit ist ein weiterer Vorzug der Stahlskelettbauweise. Durch eine gute Vorbereitung im technischen Büro und durch einen weitgehenden Zusammenbau der einzelnen Teile in der Werkstatt können die Arbeiten auf der Baustelle auf ein Mindestmaß beschränkt werden, so daß auf der Baustelle eigentlich nur noch die Aufrichtearbeiten zu leisten sind. Gute Aufstellungsvorarbeiten und -Vorkehrungen, zweckentsprechende Werkzeuge, schnellaufende Winden usw. tragen zur weiteren Verringerung der an und für sich schon kurzen Bauzeit bei.

Die Aufstellung des Stahlgerippes kann nach Fertigstellung des Grundbaues fast vollständig unabhängig von Witterungseinflüssen und mit geringster Inanspruchnahme des vorhandenen Nutzraumes vorgenommen werden. Auch die übrigen Bauarbeiten werden durch die Aufstellung des Stahlgerippes wenig beeinflußt. Schon während der Aufstellung können Decken und Wände in mehreren Geschossen gleichzeitig ausgeführt werden. Es ist auch möglich, in dem teilweise oder fertig errichteten Stahlskelett zuerst höher gelegene Decken oder selbst das Dach einzubauen und durch diese Maßnahme alle darunterliegenden Bauarbeiten unter Wetterschutz auszuführen.

c) Raum- und Baumassenersparnis.

Die beste Raumausnutzung ist bei der Stahlskelettbauweise durch die geringe Stärke der Außen- und Zwischenwände und durch die geringen Abmessungen der Außen- und Innenpfeiler gegeben. Wie im vorangegangenen Teil 1 an einem Beispiel gezeigt, werden gegenüber der Klinker- bzw. Eisenbetonbauweise beträchtliche Raum- und Baumassenerparnisse erzielt. Bei weit gespannten Unterzügen und Rahmen werden durch die geringe Bauhöhe auch die Gebäudehöhen verringert.

d) Anpassungsfähigkeit.

Stahl erlaubt jederzeit schnelle Umbauten sowie Änderungen während oder nach der Bauausführung. Wie die Erfahrung gelehrt hat, sind bei Hochhäusern schon nach verhältnismäßig kurzer Zeit, ja sogar bereits während des Aufbaues Ergänzungen und Änderungen erforderlich.

So ergibt sich z. B. infolge eines anderen Verwendungszweckes des Gebäudes eine Erhöhung der Nutzlasten, Vergrößerung der Räume, Verlegung und der Neueinbau von Verbindungstreppen, Toiletten, Aufzügen, Trägern und Stützen, Erweiterung und Aufstockung des Gebäudes und die Verstärkung des Stahlskeletts. Der Stahlbau zeichnet sich nun dadurch aus, daß diese baulichen Veränderungen jederzeit ohne größere Betriebsstörungen vorgenommen werden können.

e) Abbruchwert und Wiederverwendung.

Der Wiedergewinn des Materials oder der Neuaufbau nach Abbruch eines Gebäudes ist allein bei der Stahlbauweise möglich. Das Gebäude kann an anderer Stelle wieder in der gleichen Weise aufgeführt oder durch geschickte anderweitige Zusammenstellung der einzelnen Bauteile eine ganz andere Verwendung finden. So sind z. B. die zwangsweise zum Abbruch gelangten Luftschiff-, Flugzeug- und Industriehallen fast vollständig für andere industrielle Hallenbauten wieder verwertet worden.

Die Abbrucharbeiten lassen sich schnell und billig ausführen; nicht wieder zur Verwendung kommende Stahlteile haben immerhin noch einen höheren Altwert als irgendein anderer Baustoff.

f) Dauerhaftigkeit.

Die Haltbarkeit des Stahles ist bei einem guten Rostschutz besonders hervorzuheben. Er bleibt auch bei steter und wechselnder, in den zulässigen Grenzen gehaltener Beanspruchung in seiner Festigkeitseigenschaft unverändert.

g) Wirtschaftlichkeit.

Die Wirtschaftlichkeit und Güte der Stahlskelettbauten ist durch die genannten schätzenswerten Eigenschaften nicht anzuzweifeln. Das durch die leichte Stahlbauweise im Verein mit weitgehender Verwendung von leichten Baustoffen für Wände und Decken sich ergebende günstige Gebäudegesamtgewicht verringert beträchtlich die Grundbaukosten. Durch die Verwendung von geeigneten Füllbaustoffen für Wände und Dach werden gegenüber der Anwendung von reinen Stein- oder Betonwänden größere Ersparnisse an Heizstoffen erzielt. Schließlich gestattet die schnelle und durch Witterungseinflüsse nicht behinderte Stahlskelettbauweise und die dadurch bedingte frühere Nutzbarmachung der Räume eine nicht unerhebliche Ersparnis an Bauzinsen.

4. Der Stahlhausbau (Stahlflachbau).

a) Allgemeines.

Während bei dem Stahlskelettbau, wie der Name sagt, nur das Skelett bzw. das Gerippe aus Stahl ist und die Wände aus leichten Füllbaustoffen hergestellt werden, sind bei den Stahlhäusern die Wände aus einer 3 bis 5 mm starken Stahlhaut, die mit besonderen Wänden aus Leichtdielen isoliert werden, gebildet. Zwischen dem Stahlskelett- und dem Stahlhautbau

besteht jedoch ein großer Unterschied. Während die Eignung und Wirtschaftlichkeit der Stahlskelettbauweise feststeht, stehen dem Stahlhausbau, der ja wohl auch nur für den Flachbau gedacht ist, gewisse Bedenken entgegen. Für den Stahlhochbau kommt lediglich die Stahlskelettbauweise in Betracht. Es soll daher nachstehend die Stahlhausbauweise nur kurz gestreift werden.

Zu unterscheiden sind der Stahllamellen-, Stahltafel- und Stahlrahmenbau. Abb. 250 zeigt einen Wagerechtschnitt durch die Wand eines Stahllamellenhauses der „Gutehoffnungshütte", Oberhausen. Die

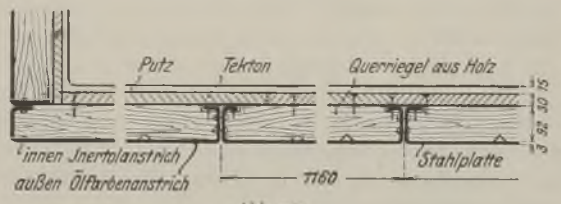


Abb. 250.

Bauelemente bestehen aus $2^1/_2$ bis 3 mm dicken Tafeln aus gekupfertem Stahl, die an den Längsseiten zweifach in [-Form gebördelt sind. Die Zusammensetzung geschieht durch Verschraubung der Bördelung zweier benachbarter Tafeln. Die verschraubten Bördelungen ergeben nunmehr Pfosten, die die Belastungen durch Dach, Zwischendecke und Wind aufzunehmen haben. Die Breite der Wandtafeln ist mit Rücksicht auf das Einsetzen von Fenstern nach den deutschen Industrienormen gewählt. Zwecks Isolierung werden einige Holzriegel eingelegt und daran senkrecht stehende Tektonplatten angenagelt. Die Innenseite der Tektonverkleidung wird verputzt. An Stelle der Tektonplatten kann auch eine Holzverkleidung aus Brettern mit Nut und Federn gewählt werden.

Die Dacheindeckung, die aus Dachziegeln (Pfannen) besteht, ruht auf einem hölzernen Dachstuhl. Die Zwischendecken und Fundamente werden in der üblichen Bauweise hergestellt. Fensterrahmen und Türen sind aus Holz, die Außentüren auch aus gepreßten Stahltafeln.

Abb. 251 zeigt wagerechte Schnitte durch die Stahlhausecke eines Stahltafelbaues (Abb. *a* Braun und

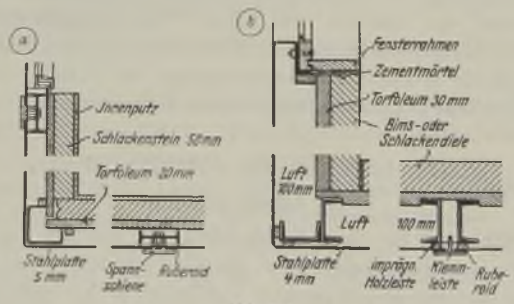


Abb. 251.

Rothhaus; Abb. *b* Kästnerhaus). Bei dem Stahltafel- und Stahlrahmenbau ist im Gegensatz zu dem Stahllamellenbau außer der Stahlaußenhaut aus etwa 3 mm starken Flußstahlplatten noch ein tragendes Stahlskelett aus I-, [-, I P-Trägern sowie aus verschiedenartig gepreßten Stahlplatten vorhanden.

5. Normung im Stahlskelettbau.

Während bei dem Stahlhausbau eine Typisierung und Normung der Bauelemente gut möglich ist, kommt bei dem Stahlskeletthochbau eine Typisierung nicht in Betracht. Hochhäuser kommen im allgemeinen nur dort zur Errichtung, wo der Grund und Boden knapp und teuer ist, und deshalb der jeweils vorhandene Raum ohne Einhaltung von bestimmten Maßen voll ausgenutzt werden muß. Dinormen (Deutsche Industrie-Normen) für Stahlskelettbauten sind bisher außer Pfettenbefestigungen (DIN 1008) und Pfettengelenken (DIN 1009) nicht erschienen (vgl. Band I). Im vorliegenden Band sind folgende Regelausführungen gegeben:

Tafel 19: Regelanschlüsse von I-Trägern,
Tafel 23: Regelausführung biegefester Stöße von I 14 bis I 60,
Tafel 24: Regelausführung biegefester Stöße von I P 20 bis I P 100,
Tafel 25: Regelausführung der Kopfzugplatten bei teilweise eingespannten Trägern,
Tafel 26: Regelausführung von [-Querverbindungen nebeneinanderliegender I-Träger.

Die Normungsbestrebungen sind an und für sich äußerst zweckmäßig; jedoch dürfen die bestehenden Normen nicht als eine endgültige Lösung angesehen werden. Mit der schnellen Entwicklung der Technik werden sich immer wieder Verbesserungen der bestehenden Normen ergeben. So werden auch die DIN-Blätter keine dauernde Gültigkeit besitzen. Verbesserungsvorschläge müssen an geeigneter Stelle angebracht werden. Ist eine wirkliche Verbesserung der bestehenden Dinorm festgestellt, dann müssen die entsprechenden alten DIN-Blätter ungültig gemacht und durch neue, dahin gekennzeichnete, ersetzt werden.

In Abb. 252 sollen z. B. bei den einzig bestehenden DIN 1008 und 1009 für Stahlbauausführungs-Einzelheiten folgende Änderungsvorschläge gemacht werden.

Zunächst ist bei der Pfettenbefestigung nach Din 1008 (Abb. *a*) der Anschluß der durchgehenden Pfetten mit nur einer Schraube recht bedenklich: die Pfetten haben die Binderobergurte gegen seitliches Ausknicken zu halten und die Knickkräfte P in die Dachhaut oder in die Dachverbände zu leiten; die nach zwei Seiten hin außermittige Kraftübertragung erfolgt durch das Futter in den unteren Schenkel des Anschlußwinkels und von dort durch die eine Schraube in den Pfettensteg mit den beiden Momentwirkungen Pe_1 und Pe_2. Hier wäre die Änderung der DIN 1008 gemäß Abb. *b* empfehlenswert.

Auch bei über den Bindern gestoßenen Pfetten sind die Winkel gemäß DIN 1008 nur mit je einer Schraube an jedem Pfettenende angeschlossen. Auch hier ist

aus den vorher angegebenen Gründen eine Verbesserung des Anschlusses durch die Anordnung einer besonderen Stoßlasche am Pfettensteg, so wie es im Band I, Tafel 58, Abb. *c* bereits angegeben ist, angebracht.

Außerdem wäre an Stelle eines Pfettenstuhles aus einem Futterstück und einem Winkel ein Pfettenstuhl aus gepreßtem Stahl nach Abb. *b* als Dinorm begrüßenswert. Da diese in größeren Mengen hergestellt werden können, würden die Herstellungskosten gering sein. Der Vorteil liegt in einer Gewichtsersparnis, in der Vereinigung von zwei Teilen zu einem Teil und in der Schaffung einer größeren Sicherheit.

In der Hinsicht, Regelausführungen möglichst zu vereinfachen und auf möglichst wenig Einzelteile hinzuwirken, ist auch noch der in Abb. *c* dargestellte Verbesserungsvorschlag des Pfettengelenkes nach DIN 1009 gemäß Abb. *d* zu erwägen. Die Verbindungslaschen sind bei dem Vorschlag vollkommen ausgeschaltet, da durch Flanschausklinkungen die beiden Stege unmittelbar aneinandergelegt und mit einem Bolzen verbunden sind. Es wird dadurch Material und Arbeitslohn in der Werkstatt und bei der Aufstellung erspart. Die geringfügige außermittige Kraftübertragung ist ohne Bedeutung.

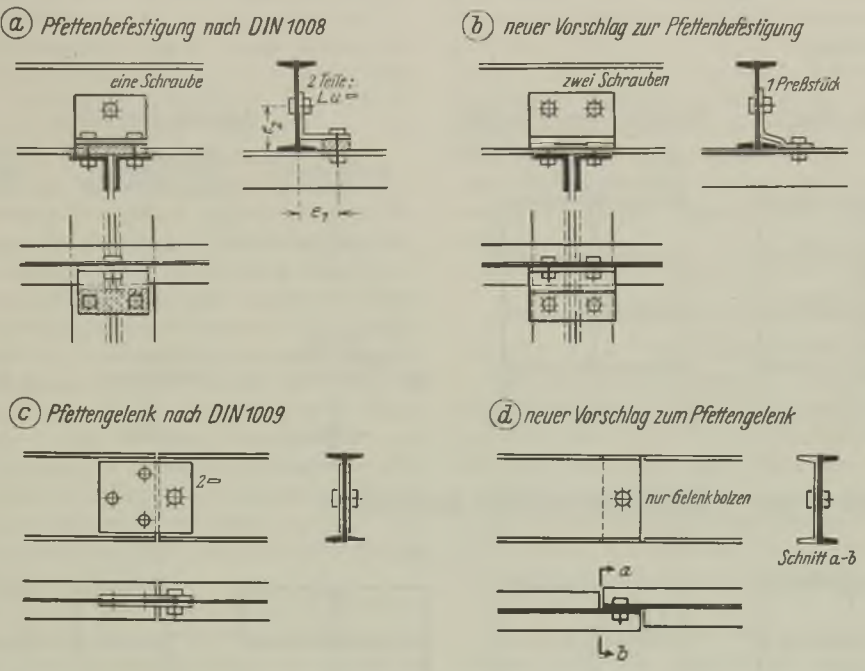


Abb. 252.

B. Das Stahlskelett.

1. Allgemeines.

Der Gebäudegrundriß ist unter Berücksichtigung der im Teil A, 1 genannten inneren Einrichtungen hauptbestimmend für die Gesamtgliederung des Stahlskelettes. Die Lage der Stützen, Träger, Unterzüge, Rahmen, Verbände usw. ist den gestellten Anforderungen anzupassen. Entscheidend für die Wahl der Ausführungsart der Tragwerke und der Trägereinteilung sind die im Teil 4 angestellten wirtschaftlichen Vergleiche; von großer Bedeutung ist dabei die Art und Weise der Windaufnahme. Zu beachten ist auch der Abschnitt „Entwurf der Stahlbauten" im Band I, 5. Auflage.

2. Die Ausführungsverschiedenheiten des Stahlskelettes in statischer Hinsicht.

Die statische Anordnung von Stahlskelettbauten ist äußerst mannigfaltig. Die hauptsächlichsten Ausführungsarten gehen aus der Abb. 253 hervor; sie lassen sich in drei Hauptgruppen unterteilen.

Erste Gruppe: Einfache Tragwerke ohne Rahmenecken.

Zweite Gruppe: Übereinandergestellte Gelenkrahmen.

Dritte Gruppe: Stockwerkrahmen.

Die Tragwerke der ersten Gruppe sind nur zur Aufnahme einer lotrecht wirkenden Belastung ver-

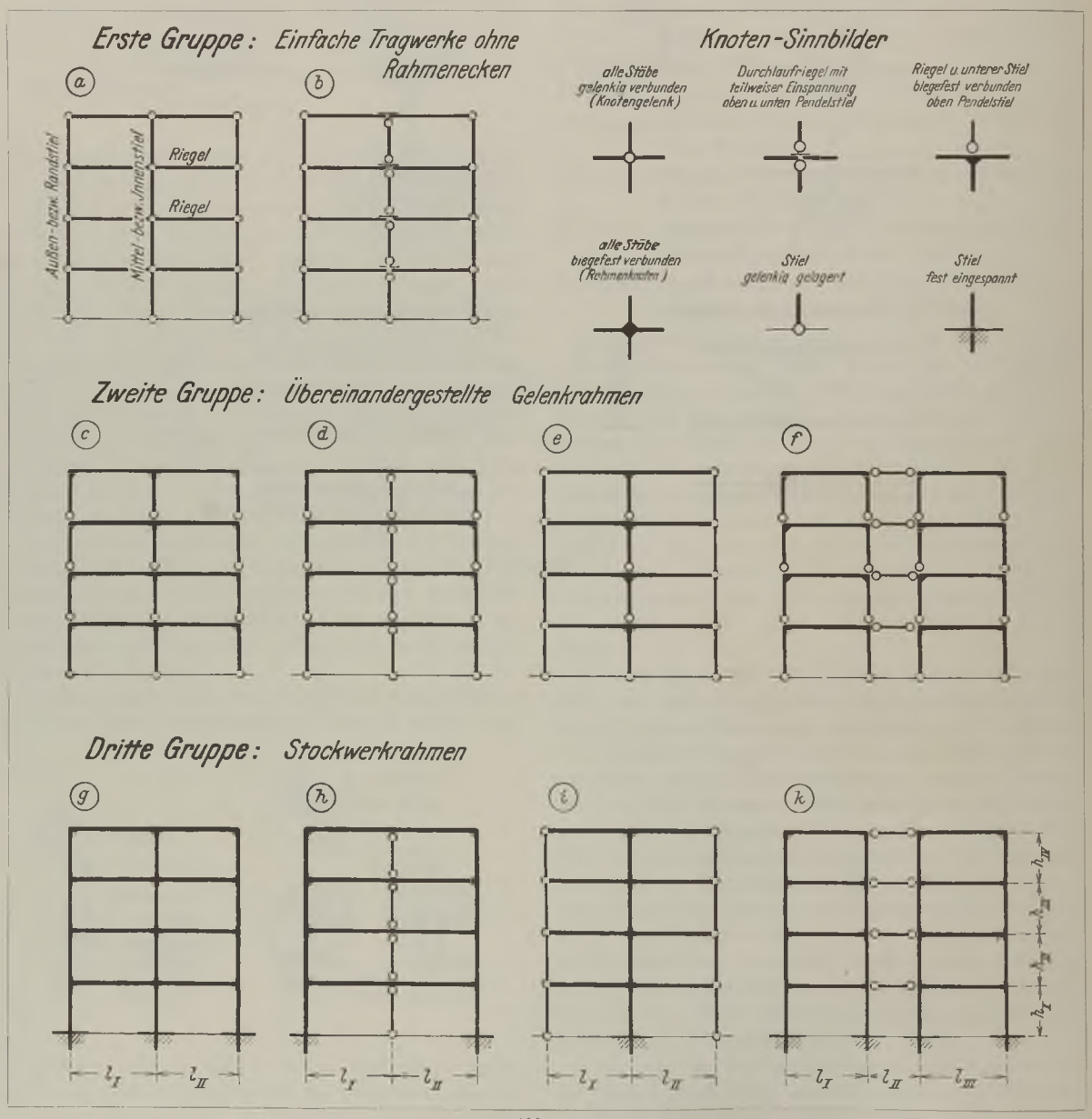


Abb. 253.

wendbar; d. h., wenn die Windkräfte von den Decken oder wagerechten Verbänden durch besondere Maßnahmen (vgl. Teil 3b) in die Fundamente geleitet werden. Die Abb. *a* zeigt ein Tragwerk aus einfachen Riegeln (Träger auf zwei Stützen) und Abb. *b* ein Tragwerk mit über den Innenstielen teilweise eingespannten Riegeln; die letztere Ausführung ist natürlich auch mit regelrechten Durchlaufriegeln ausführbar.

Die Tragwerke der zweiten Gruppe sind zur Aufnahme von lotrecht und wagerecht gerichteten Kräften verwendbar. Abb. *c* zeigt ein Tragwerk aus übereinandergestellten zweifeldigen Gelenkrahmen. Eine Untergruppe bilden die Gelenkrahmen mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben: Abb. *d* ist ein Gelenkrahmen mit innerem Pendelstiel und Abb. *e* ein solcher mit äußeren Pendelstielen; Abb. *f* stellt einen dreifeldigen Gelenkrahmen mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel dar, also ein Tragwerk aus zwei gelenkig verbundenen Zweigelenkrahmen.

Die Tragwerke der dritten Gruppe sind ebenfalls wie die der zweiten Gruppe zur Aufnahme einer lotrecht und wagerecht gerichteten Belastung geeignet. Abb. *g* veranschaulicht einen zweifeldigen Stockwerkrahmen; bei ungünstigem Baugrund können die Stiele auch am Fuß gelenkig gelagert werden. Die Ausführungen nach Abb. *h*, *i* und k bilden eine Untergruppe der Stockwerkrahmen, es sind solche mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben: Abb. *h* stellt einen Stockwerkrahmen mit inneren Pendelstielen und Abb. *i* einen solchen mit äußeren Pendelstielen dar; Abb. *k* zeigt einen dreifeldigen Stockwerkrahmen mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel; es ergibt sich dadurch ein Tragwerk aus zwei gelenkig verbundenen einfeldigen Stockwerkrahmen.

In der Abb. 253 ist auch die bei den Tragwerken gewählte schematische Darstellung der Knotenpunkte näher erklärt. Die Gelenke sind bei Pendelstielen im allgemeinen nur in statischer Beziehung zu verstehen; bei der Ausführung werden die Pendelstiele glatt durchgeführt und die Riegel in gewöhnlicher Weise mit Winkeln od. dgl. angeschlossen. Ein mittiger oder gelenkiger Anschluß ist nicht unbedingt erforderlich; der jetzige Standpunkt bei Stahlskelettbauausführungen ist der, die Riegel auch bei „statischem Gelenk" fest, jedoch nicht biegefest wie bei regelrechten Rahmenknoten, anzuschließen.

Weitere Ausführungsarten sind aus den Tafeln 39 bis 43 ersichtlich.

3. Die Aufnahme der Belastung.

a) Die Aufnahme der lotrechten Belastung.

Über die Aufnahme der lotrecht wirkenden Belastung (Eigengewicht und Nutzlast) bestehen keinerlei Zweifel; hierfür sind genaue ministerielle Vorschriften vorhanden:

Die anzunehmenden Eigengewichte und Nutzlasten sind aus dem Teil I a, C des ersten Abschnittes ersichtlich. Beachtenswert ist, daß bei Berechnung der Abmessungen für Bauteile, die die Lasten mehrerer Geschosse aufzunehmen haben (Stützen, Unterzüge, Wandpfeiler, Grundmauern u. dgl.) eine Ermäßigung der in Ansatz zu bringenden Nutzlasten in dem in Teil 1, b, 5 angegebenen Umfange zulässig ist; ausgeschlossen von dieser Vergünstigung sind jedoch Speicher und Lagerräume, Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, sowie große Warenhäuser.

Die Dach- und Deckenlasten (Decken- und Trägereigengewicht, Zwischenwände u. dgl. sowie Nutzlasten) werden durch die Dach- bzw. Deckenträger oder bei von Tragwerk zu Tragwerk frei gespannten Decken unmittelbar in die Tragwerke geleitet. Zu diesen Lasten kommen dann noch die von den Wandträgern aufzunehmenden Wandlasten und die Eigengewichtsanteile des Tragwerkes in jedem Geschoß hinzu. Die Stiele übertragen schließlich die von Geschoß zu Geschoß größer werdenden Lasten in den Grundbau. Es ergeben sich somit bei der Aufnahme der lotrechten Belastungen keinerlei Unklarheiten oder Schwierigkeiten bei der Bestimmung der Momente, Stabkräfte, Querschnitte und des Grundbaues.

Die Berechnung erfolgt in den Teilen II, A bis D.

b) Die Aufnahme der Windbelastung.

α) Allgemeines.

Nach den Bestimmungen ist die Belastung infolge Winddruck bei Wandteilen bis 15 m Höhe zu 100 kg/m² bei Wandteilen von 15 bis 25 m Höhe zu 125 kg/m² und bei über 25 m hoch liegenden Wandteilen zu 150 kg/m² anzunehmen.

Bei Bauwerken in geschützter Lage kann der Winddruck bis 15 m Höhe dem dauernd vorhandenen Windschutz entsprechend ermäßigt werden, jedoch nicht unter 75 kg/m².

Bei hohen Bauwerken mit kleiner Grundfläche kann die sinngemäße Anwendung der für Schornsteine geltenden besonderen Bestimmungen (vgl. den Runderlaß vom 30. April 1902 — Zentralblatt der Bauverwaltung 1902) verlangt werden.

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

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

Soweit die ministeriellen Vorschriften. Die Ausdrücke „Hohe Bauwerke mit kleiner Grundfläche", „Dauernder Windschutz" und „Hinreichende Aussteifung" sind indes recht dehnbare Begriffe: In welchem Verhältnis darf die Gebäudehöhe zur Grundfläche stehen? Gibt es überhaupt einen „dauernden Windschutz"? Bei Bauanfang noch stehende Gebäude können zum Abbruch kommen oder abbrennen, sogar Hügel sind abtragbar! In welcher Entfernung darf der „Windschutz" noch als wirksam angenommen werden? Welche Decken und Wandausführungen können als wirksame Aussteifung angenommen werden und in welchen größten Abständen dürfen sie stehen?

Wie lang darf die zur Windübertragung herangezogene Decke im Verhältnis zur Deckenbreite sein?

Das sind alles Unklarheiten, die den bauüberwachenden Behörden und den Statikern eine gewisse Unsicherheit in der Auslegung der bestehenden Vorschriften geben. Wieviel Decken mußten z. B. nach Fertigstellung des Bauwerkes noch nachträglich durch Stahlverbände ausgesteift werden! Es wäre daher sehr begrüßenswert, wenn das Wohlfahrtsministerium bald feste und klare Bestimmungen über die Windaufnahme im Stahlskelettbau herausbringen würde.

Bei Gebäuden bis zu fünf Stockwerken sind bedeutsame Erleichterungen zu erwarten. Eine Kommission der Reichsforschungsgesellschaft hat unter anderem dem Wohlfahrtsministerium folgenden Vorschlag zur Annahme empfohlen:

„Eine Berechnung von Wohnbauten von nicht mehr als fünf Vollgeschossen (Kellergeschoß nicht eingerechnet) auf Winddruck ist entbehrlich, wenn die Decken als Massivdecken ausgeführt werden und geeignet sind, den auf ein Stockwerk entfallenden Winddruck gleichsam als Windträger in Querwände abzuführen, die entweder in sich standfest sind oder durch geeignete Windverstrebungen ausgesteift werden. Wände aus 12 cm Vollziegelmauerwerk oder statisch gleichwertige Wände in angemessenen Abständen, etwa zweifacher Bautiefe, genügen zur Aussteifung der vier oberen Geschosse. (Bautiefe ist der Abstand der Außenlängswände.)"

In Amerika bleibt im allgemeinen die Windwirkung unberücksichtigt, wenn die Gebäudehöhe das Dreifache der Breite nicht übersteigt. Demnach könnte das in Abb. 254 dargestellte Hochhaus von 60 m Höhe und 20 m Breite und einer beliebigen Länge

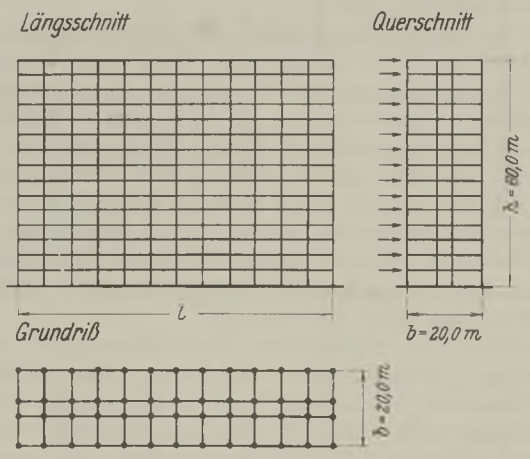


Abb. 254.

ohne Berücksichtigung des Winddruckes ausgeführt werden. Diese Lösung bietet jedoch keinesfalls eine Sicherheit der Standfestigkeit. Bei ungenügender Aussteifung der Gebäude durch Zwischenwände muß die Länge des Gebäudes ebenfalls in Betracht gezogen werden. Die Decken können nicht in einer beliebigen Länge als Windträger wirksam sein; außerdem wachsen auch mit zunehmender Gebäudelänge die von den Giebeln in die Fundamente abzuführenden Windkräfte, so daß deren Standfestigkeit auch zur Untersuchung kommen müßte.

Bei Gebäuden über fünf Geschossen muß mit Recht ein Nachweis der Ableitung der Windkräfte verlangt werden. Nachstehend sollen nun für die Windaufnahme verschiedene Angaben gemacht werden.

β) Windaufnahme durch Gelenk- oder Stockwerkrahmen.

Besteht die Stahlskelettausführung aus Rahmen (Stockwerkrahmen oder übereinanderstehende Gelenkrahmen), dann ist die Übertragung der Windkräfte eindeutig von den Angriffspunkten (Rahmenknoten) bis zum Grundbau zu verfolgen; die dadurch in jedem Rahmenwerk auftretenden Momente, Stab- und Auflagerkräfte lassen sich in einwandfreier Weise genau oder in hinreichend angenäherter Weise bestimmen. Die Berechnung ist in den Teilen II, B bis D angegeben.

γ) Windübertragung durch die Decken in die Giebel oder Zwischenaussteifungen.

In einem bestimmten begrenzten Verhältnis der Deckenlänge zur Deckenbreite sind massive Decken wohl in der Lage, den auf ein Geschoß entfallenden Winddruck ohne besondere Stahlverbände als Windträger auf die Giebel oder Queraussteifungen zu übertragen. Natürlich kann die Bestimmung der zulässigen Deckenfreilage nur auf angenäherte Untersuchungen beruhen. Es wirkt ja nicht nur die Deckenplatte allein, sondern auch die Wand-, Deckenträger, Unterzüge und das Stahlskelett (auch ohne Rahmenknoten) beteiligen sich an der Verteilung und Aufnahme der Windkräfte. Schließlich ist auch nicht die günstige Wirkung der wohl fast immer vorhandenen Zwischenwandaussteifungen zu unterschätzen.

Die Gesamtwirkungsweise einer Decke einschließlich Stahlträger wird sich aus den in Abb. 255 gezeichneten Einzelwirkungen zusammensetzen:

Ein Streifen der Deckenplatte hat zweifellos eine Gewölbewirkung; der Seitenschub wird durch die Randträger aufgehoben (Abb. *a*).

Dann kann die Deckenplatte als ein Rechteckquerschnitt mit doppelter steifer Stahlbewehrung (Randträger) gemäß Abb. *b* angenommen werden.

Schließlich bilden die Deckenträgerunterzüge (Riegel) und Wandunterzüge einen Vierendeelträger (Abb. *c*). Die Wirkung erhöht sich bei Vorhandensein von Breitflanschträgern und steifer Ausbildung der Wandunterzüge bzw. Randträger aus zwei I- oder [-Trägern. Die Deckenplatte und die Deckenträger wirken als Aussteifung.

Faßt man alle Wirkungen zusammen, so darf bei Benutzung ungeschwächter massiver Decken als Windträger die freitragende Deckenlänge wie folgt angenommen werden:

bei $d = 10$ cm $\quad l_{max} = 3{,}0\,b$,
bei $d = 15$ cm $\quad l_{max} = 3{,}5\,b$,
bei $d = 20$ cm $\quad l_{max} = 4{,}0\,b$.

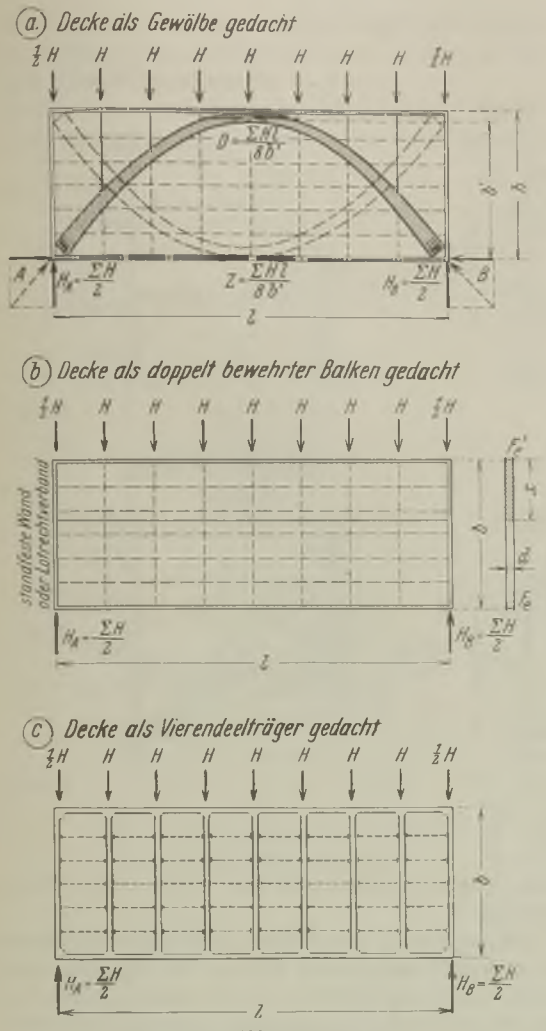


Abb. 255.

Hierbei ist
d = die Deckenplattenstärke,
b = die Deckenbreite (Abstand der Längswände).

Die Gebäudeecken sind möglichst steif auszubilden und die Wand- bzw. Randträger, die gut mit der Deckenplatte durch eine Zementfuge in Verbindung zu bringen sind, müssen an den Stielen entweder zugfest angeschlossen oder glatt durchgeführt werden.

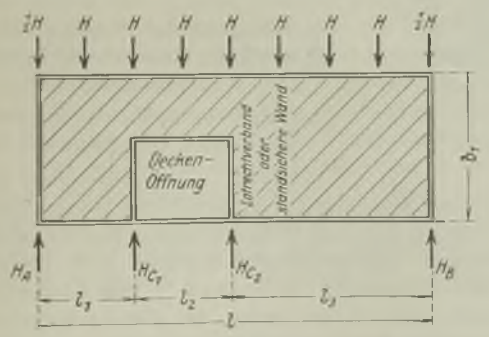


Abb. 256.

Sind die Decken durch Treppenhäuser oder sonstige größere Öffnungen unterbrochen (Abb. 256), so müssen an diesen Stellen die Windkräfte durch die Treppenhauswände, Lotrechtwände oder Rahmen in die Fundamente geleitet werden.

c) Sicherung des Stahlskelettes während der Aufstellung.

Werden die Wände und Decken erst nach der fertigen bzw. vorgeschrittenen Aufstellung eingebaut, dann muß das gegen Wind und seitliche Verschiebungen noch nicht standsichere Skelett durch wirksame Hilfsverbände (am besten Kreuzverbände), die nach Ausführung der Decken und Wände wieder entfernt werden, eine genügende Aussteifung erhalten.

Wenn keine besonderen Hilfsaussteifungen vorgesehen werden sollen, dann muß das Stahlskelett mit dem Belastungsfall infolge Stahleigengewicht und Windbelastung untersucht werden und hierfür die 2 bis 3fache Standsicherheit besitzen.

d) Windübertragung durch wagerechte Stahlverbände in die Giebel oder Zwischenaussteifungen.

Ist die Decke durch ihre Bauart oder durch eine zu große Freilänge zur Windübertragung nicht geeignet, dann müssen, wenn die Tragwerke zur Windaufnahme nicht herangezogen werden, Stahlverbände angeordnet werden. Diese Verbände, die dann ganz unabhängig von der Decke sind, übertragen die auf die einzelnen Tragwerke wirkenden Windkräfte auf die Giebel- und Zwischenwände oder besondere Lotrechtverbände bzw. Rahmen. Dabei bilden die Tragwerkriegel (Deckenunterzüge) die Verbandpfosten.

Der Fachwerkträger nach Abb. 257*a* zeigt die Form eines Gleichlaufgitterträgers, der nach Abb. 257*b* die eines Halbparabelträgers. Die Ausführung *b* ist viel zweckmäßiger als die Ausführung *a*: Die Pfosten, die bei *a* größere Stabdruckkräfte erhalten, haben bei *b* eine untergeordnete Bedeutung und übertragen daher nur die einzelnen Knotenlasten in den parabelförmig gesprengten Zuggurt. Die geringe Pfostenkraft darf in der Regel vernachlässigt werden. Da bei einer gleichmäßig verteilt wirkenden Windlast keine besonderen Schrägen erforderlich sind, ist der Parabelverband äußerst wirtschaftlich in bezug auf Material und Ausführung. Die Wand- bzw. Randdeckenträger in den Längswänden bilden gleichzeitig den Druckgurt und werden aus zwei in einem entsprechenden Abstand liegenden [- oder I-Trägern gebildet, die dann durch Bindeplatten sicher versteift werden.

Die Bestimmung der Stabkräfte ist zeichnerisch mittels Kräfteplan neben den Netzen in Abb. 257 gezeigt. Im allgemeinen erfolgt die Berechnung von Fachwerkträgern nach Band I, II_1 und III.

Der Zuggurt wird am besten aus Flachstahl ausgeführt. Die Anschlüsse an den Pfosten gestalten sich gemäß Abb. 258 ziemlich einfach. Abb. *a* zeigt den

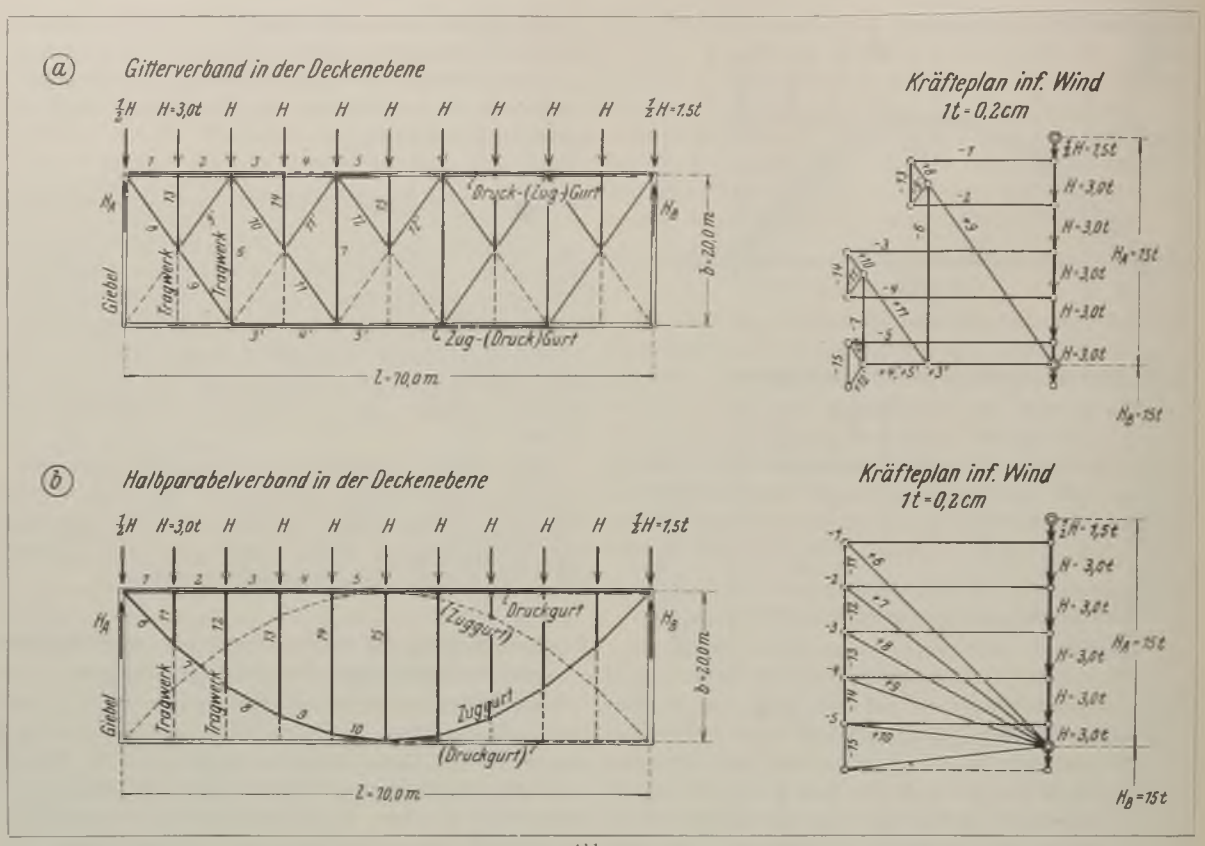


Abb. 257.

Zuggurtanschluß am oberen Pfostenflansch. Zwecks Beschränkung der Deckenbauhöhe sind die Schrauben oben versenkt ausgeführt.

Ist das vorhandene Maß von Oberkante Deckenplatte bis Trägeroberkante genügend groß, dann wird auch die Ausführung nach Abb. *b* sehr zweckmäßig.

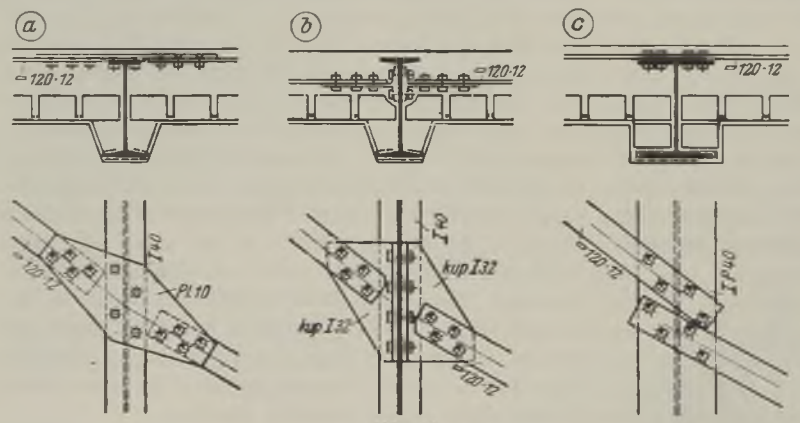


Abb. 258.

Die Zuggurte sind an kup I-Träger und diese wieder an den Unterzugsteg angeschraubt; der Anschluß am Unterzugsteg hat die wagerecht gerichtete Seitenkraft des Zuggurtes auf Abreißwirkung von Gurt- zu Gurtstab zu übertragen. Die Stäbe sind mit etwa 25 mm Spiel anzuordnen, damit die Steine leicht unter den Zuggurt untergeschoben und verlegt werden können.

Bei geringeren Stabkräften oder bei Vorhandensein von Breitflanschpfosten können die Zugstäbe gemäß Abb. *c* auch unmittelbar an den oberen Flansch angeschraubt werden; der geringe außermittige Anschluß ist bei derartigen Windverbänden in der Deckenebene belanglos.

Die Ausführung erfolgt im allgemeinen nach Band I und III.

Die Gurtstäbe werden nach Verlegung der Decke einbetoniert.

Unter der Deckenplatte sind die Verbände wegen Behinderung der Einschalarbeiten nicht anzuordnen.

e) Ableitung der Windkräfte durch Querwände, Rahmen und Lotrechtverbände.

α) Ableitung der Windkräfte durch Querwände.

Giebel-, Zwischen- oder Stahlfachwerkwände dürfen, natürlich nur bei genügender Standfestigkeit, zur Windabführung benutzt werden. Derartige Untersuchungen erfolgen nach Band III, dritter Abschnitt: „Grundbau.“ Bei höheren Gebäuden wird es notwendig, die Wände nach unten den größer werdenden Windmomenten entsprechend

stärker auszubilden. Außer der größten Bodenpressung sind dann noch die größten Kantenpressungen in allen abgesetzten Mauerfugen zu ermitteln.

In der Abb. 259*a* ist für eine Giebelwand die größte Mauerpressung $k_{1\max}$ an der rechten Mauerkante der Fuge „1" untersucht; sie ergibt sich bei nach rechts gerichtetem Windangriff und Einsatz der Nutzlasten P_p, die vom linken Kernpunkt bis zur rechten Mauerkante angreifen, also der Nutzlasten, die innerhalb des mittleren und rechten Drittels der Wand liegen. Außerdem sind natürlich die Wand- und Deckeneigengewichte P_g auf der ganzen Breite zu berücksichtigen.

Die Wirkung der außermittig angreifenden Kräfte kann durch die Summe der statischen Momente aller über der Fuge „1" angreifenden Kräfte in bezug auf den Schwerpunkt S_1 der Wandfuge und durch die Summe aller lotrechten Kräfte als mittige Normalkraft ersetzt werden. Das Moment M_1 und die Mittelkraft R_{V_1} sind wieder durch eine außermittig angreifende Normalkraft N_1 zu ersetzen, die im Abstand

$$p_1 = \frac{M_1}{R_{V_1}}$$

von dem Schwerpunkt S_1 angreift. (Zeichnerisch wird N_1 und p_1 nach den Angaben im Band III, zweiter Abschnitt, Teil 1, F b, 1 gefunden.)

Zur Bestimmung der größten Kantenpressung an der rechten Wandkante erhält man die ungünstigsten Werte für R_{V_1} und M_1 wie folgt:

$$R_{V_1} = P_{g_{VIII}} + \cdots + P_{g_{III}} + P_{p_{VIII}} + \cdots + P_{p_{III}} = \Sigma(P_g + P_p);$$

$$M_1 = H_{A_{VII}} h_{1_{VII}} + \cdots + H_{A_{III}} h_{1_{III}} + (P_{p_{VIII}} + \cdots + P_{p_{III}})\, p$$
$$= \Sigma(H_A h_1 + P_p p);$$

$$p_1 = \frac{M_1}{R_{V_1}}; \quad N_1 = R_{V_1}.$$

Wird nun $p_1 \leqq \frac{b_1}{6}$, d. h. greift N_1 innerhalb des Kernquerschnittes an, dann wird die größte Kantenpressung

$$k_{1_{\max}} = \frac{N_1}{b_1 d_1}\left(1 + \frac{6\, p_1}{b_1}\right);$$

wird $p_1 \geqq \frac{b_1}{6}$, d. h. greift N_1 außerhalb des Kernquerschnittes an (wie im Beispiel nach Abb. 259*a*), dann wird die größte Kantenpressung

$$k_{1_{\max}} = \frac{2\, N_1}{3\, c_1\, d_1};$$

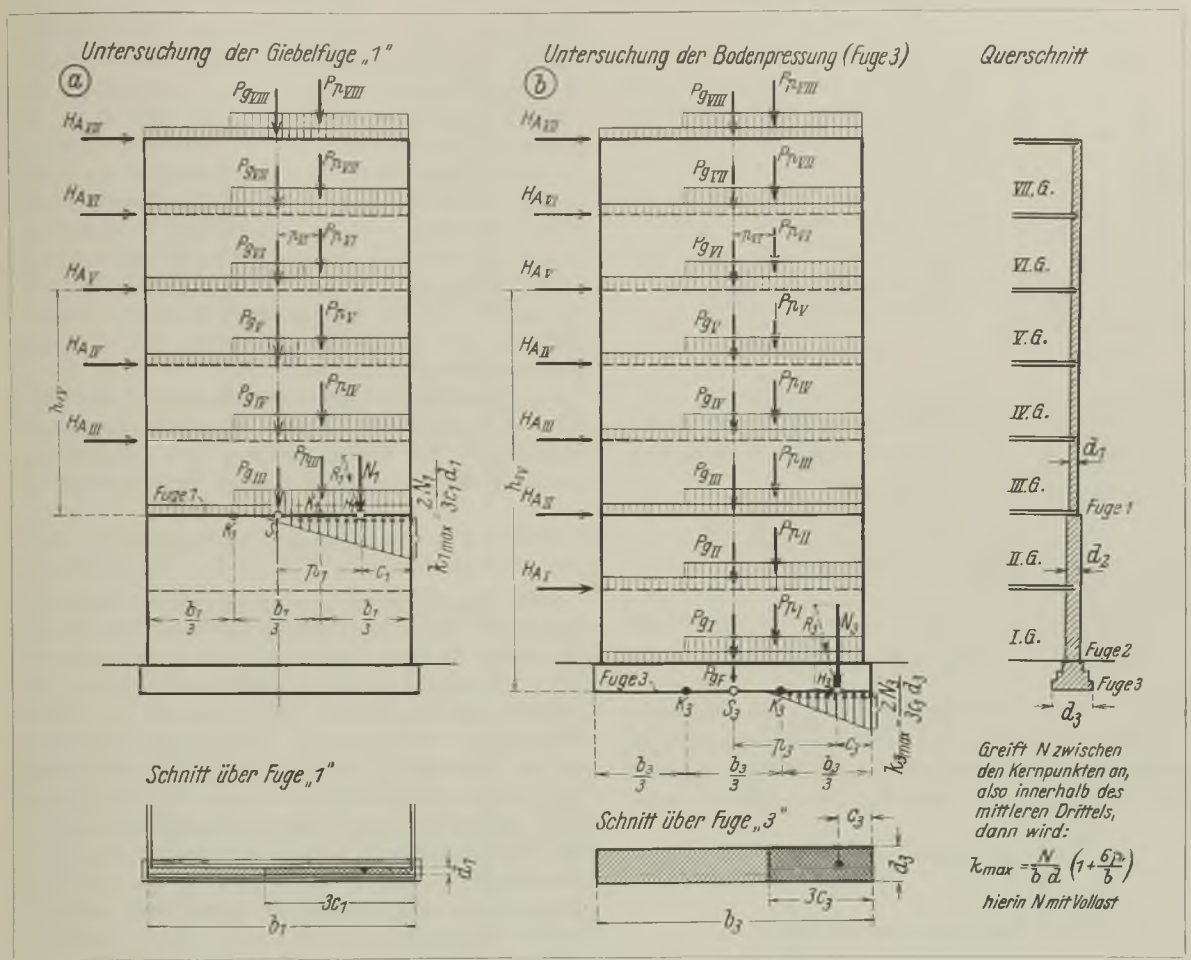


Abb. 259 *a* u. *b*.

Hierin ist

d_1 = Wanddicke über Fuge 1,

c_1 = Abstand der Normalkraft N_1 von der nächsten Kante (c soll möglichst nicht kleiner als $b/_8$ sein),

b_1 = Wandbreite in Fuge 1 (Abstand der Längswände).

In Abb. 259b ist in sinngemäßer Weise die größte Bodenpressung (Fuge „3") ermittelt.

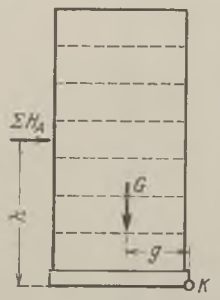


Abb. 259c.

Über die erforderliche Sicherheit von Bauwerken gegen Kippen und Verschiebungen enthalten die preußischen amtlichen Vorschriften keine Bestimmungen; es empfiehlt sich aber, in beiden Fällen eine Sicherheit von 1,5 bis 2,0 zugrunde zu legen (Abb. 259c).

Sicherheit gegen Kippen:

$$n_K = \frac{M_G}{M_H} \geqq 1{,}5 \text{ bis } 2{,}0,$$

hierin ist

n_K der Sicherheitsgrad gegen Kippen,

M_G das Moment der lotrechten Kräfte aus Eigengewicht um den Kippunkt $K = G\,g$,

M_H das Moment der wagerechten Kräfte aus Wind usw. um den Kippunkt $K = \Sigma H_A\,h$.

Sicherheit gegen Verschieben:

$$n_v = \frac{G\,\mu}{\Sigma H_A} \geqq 1{,}5 \text{ bis } 2{,}0;$$

hierin ist

n_v der Sicherheitsgrad gegen Verschieben,

G das Eigengewicht,

ΣH_A die Summe der wagerechten Kräfte (Wind),

μ die Reibungsziffer der Wand auf Unterlage; bei gewachsenem Boden

a) trocken und hart ist $\mu = 0{,}65$,

b) mittel $\mu = 0{,}45$,

c) naß und fettig $\mu = 0{,}30$.

β) Ableitung der Windkräfte durch Rahmen.

Wirken bei Anordnung größerer Fensterflächen Lotrechtverbände störend, so müssen Rahmen gemäß Abb. 260 angeordnet werden. Diese können auch

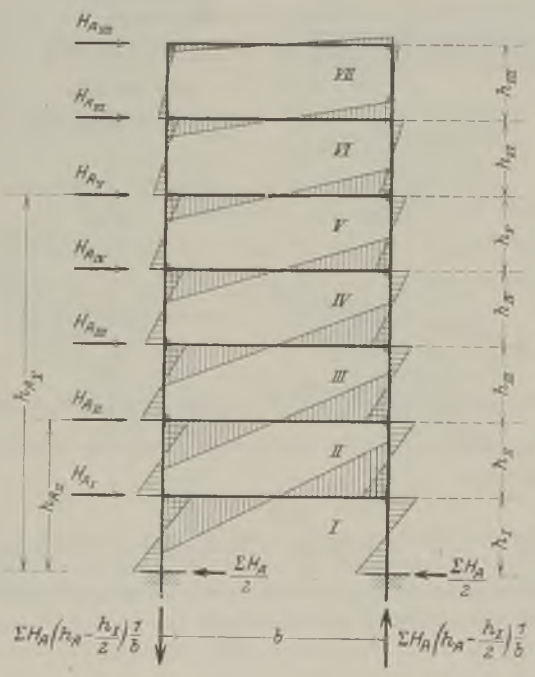


Abb. 260.

mehrfeldig in mannigfacher Weise ausgebildet werden (vgl. Abb. 253c bis k). Die Berechnung erfolgt nach Teil II, B und C.

γ) Ableitung der Windkräfte durch Lotrechtverbände.

Abb. 261 zeigt zwei verschiedene Verbandanordnungen. In Abb. a sind die Streben wegen Freihaltung von Fensterflächen und eines Durchganges einseitig und versetzt ausgeführt. In Abb. b ist das gesamte unterste Geschoß mit Hilfe eines Zweigelenkrahmens freigehalten. Zur Schaffung von genügend großen Fensterfächen sind die Schrägen ziemlich steil geführt; dadurch ergeben sich größere Zwischenfachwerke. Die Bestimmung der Stabkräfte erfolgt rechnerisch oder zeichnerisch nach den Angaben im Band I, II_1 und III. In der Abb. 261 sind für beide Lotrechtverbände die Stabkräfte, Momente und Auflagerkräfte ermittelt.

Die Stahlstreben werden zweckmäßig in den Hohlraum der doppelten Ausfachungswand gelegt, dort kommen sie zur freien Wirkung und Ausdehnung; außerdem wird der Mauerverband nicht gestört.

δ) Ableitung der auf die Giebelwand wirkenden Windbelastung durch die Längswände.

Sind lange Frontwände vorhanden, so werden im allgemeinen die verhältnismäßig geringen Windkräfte auf den Giebel ohne weiteres durch diese aufgenommen. Ist die Wand infolge leichter Ausbildung und größerer durchlaufender Fensterflächen zur Windübertragung nicht geeignet, dann ist die Windkraft auf alle Stützen zu verteilen und diese sind infolge Wind auf die Giebelwand zu untersuchen; sind Innenstiele vorhanden, so beteiligen sich diese ebenfalls an der Windaufnahme. Sollten die zusätzlichen Beanspruchungen in den Stielen zu groß werden, so müssen auch in den Längswänden in einem oder mehreren Feldern regelrechte Rahmen oder Lotrechtverbände angeordnet werden.

4. Wirtschaftliche Vergleiche von verschiedenen Träger- und Skelettanordnungen.

a) Vergleiche von Deckenanordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken.

Bei dem Entwurf der Stahlskelettbauten ist zur Schaffung der wirtschaftlichsten Trägereinteilung eine gleichzeitige Betrachtung von Träger und Decke unablässig. Das geringste Stahlgewicht erhält man allerdings bei einer möglichst großen Deckenspannweite; für die Endgestehungskosten eines Stahlgebäudes sind aber nicht allein die Stahlkosten, sondern auch die durch die großen Spannweiten bedingten Mehrkosten der Decken sowie die Vergrößerung des Eigengewichtes der Decken zu beachten. Daß bei einem geplanten Neubau die zur Preisabgabe aufgeforderten Stahlbaufirmen mit einem geringen Preis der Stahlausführung den Auftrag zu erhalten bestrebt sind, ist leicht ver-

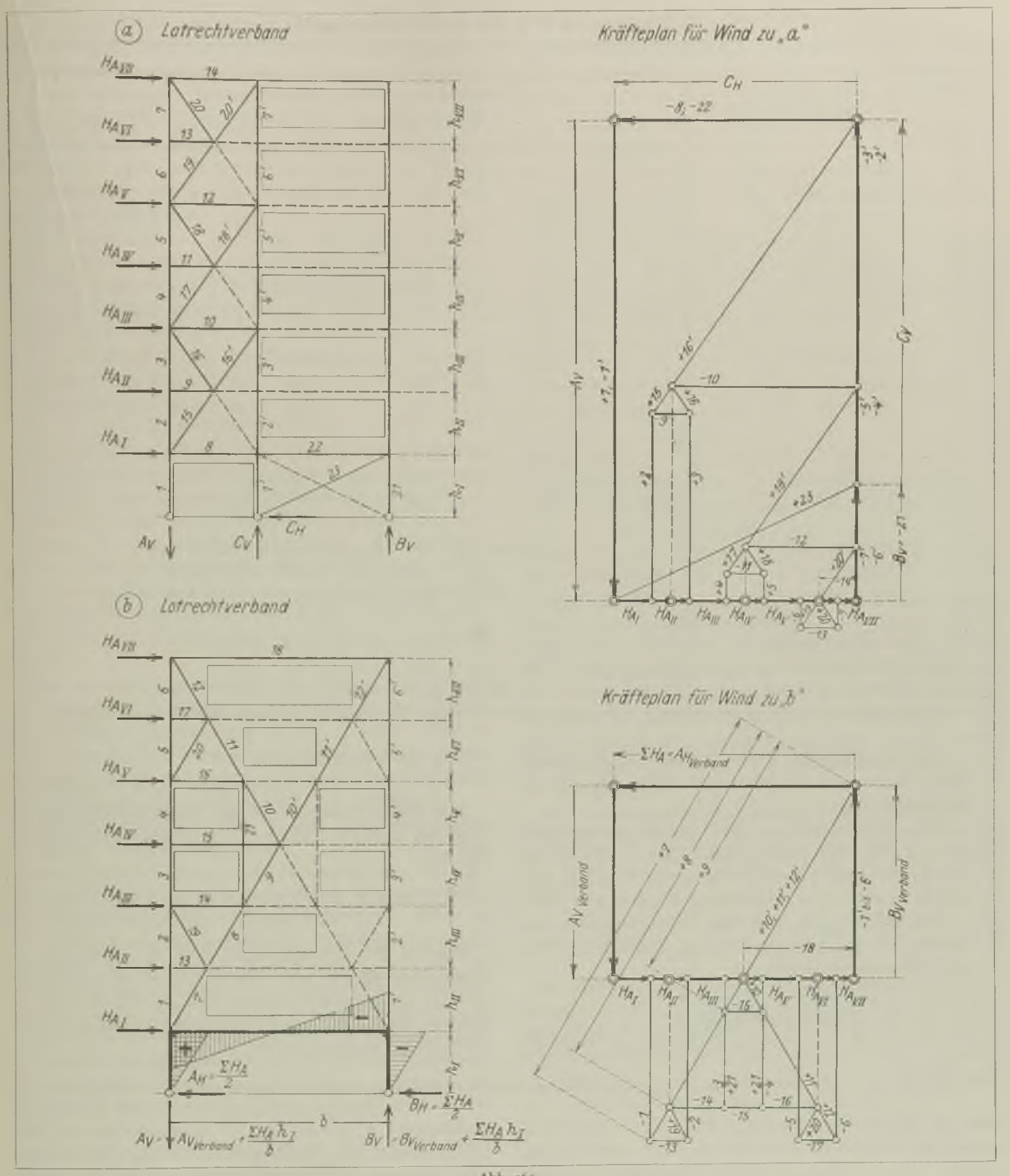


Abb. 261.

ständlich, aber trotzdem soll der Bauherr stets die Endgestehungskosten (Stahl, Füllbaustoffe, Grundbau usw.) vergleichen und dementsprechend den Entwurf annehmen, der nicht die geringsten Stahlkosten, sondern die geringsten Gesamtbaukosten ergibt.

Der nachfolgenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchung in bezug auf Stahlträger und Decken ist die Kleinesche Decke zugrunde gelegt, da diese Bauart wohl die im Stahlskelettbau üblichste ist. Das Verhältnis wird bei Wahl anderer Massivdecken etwa dasselbe bleiben.

In der Tafel 36 sind für verschiedene Nutzlasten und Spannweiten die Richtpreise für die Kleinesche Decke zusammengestellt. Die angegebenen Preise und Gewichte gelten für 1 m² tragenden Deckenteil (Hohlstein + Überbeton) allein, d. h. ausschließlich der nichttragenden Deckenteile wie Fußbodenbelag,

Tafel 36. Richtpreise in RM für die Kleinesche Massivdecke.

Nutzlast kg/m²	Deckenstärke Eigengewicht der Decke Preis in RM	Spannweite zwischen Trägern in m										
		1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
200	Deckenstärke *d* . . .	10	10	10	10	10	12	12	10+3	10+4	15	15+3
	Eigengewicht *g* . . .	130	130	130	130	130	156	156	196	218	195	260
	Preis für 1 m². . . .	5,75	5,75	5,85	6,00	6,15	7,15	7,30	7,95	8,50	8,75	9,80
275	Deckenstärke *d* . . .	10	10	10	10	10	12	10+3	10+4	15	15+3	15+3
	Eigengewicht *g* . . .	130	130	130	130	130	156	196	218	195	260	260
	Preis für 1 m². . . .	5,75	5,80	5,95	6,10	6,25	7,20	7,90	8,40	8,70	9,80	9,95
350	Deckenstärke *d* . . .	10	10	10	10	12	10+3	10+4	15	15+3	15+3	15+4
	Eigengewicht *g* . . .	130	130	130	130	156	196	218	195	260	260	285
	Preis für 1 m². . . .	5,75	5,85	6,05	6,20	7,10	7,90	8,40	8,70	9,85	10,05	10,60
500	Deckenstärke *d* . . .	10	10	10	12	10+3	10+4	15	15+3	15+3	15+4	15+5
	Eigengewicht *g* . . .	130	130	130	156	196	218	195	260	260	285	315
	Preis für 1 m². . . .	5,85	6,05	6,25	7,10	7,90	8,40	8,85	9,95	10,40	11,10	12,20
750	Deckenstärke *d* . . .	10	10	12	10+3	15	15+3	15+3	15+4	15+5		
	Eigengewicht *g* . . .	130	130	156	196	195	260	260	285	315		
	Preis für 1 m². . . .	6,00	6,45	7,40	8,05	8,75	9,85	10,35	11,10	11,75		
1000	Deckenstärke *d* . . .	10	12	10+3	15	15+3	15+3	15+4	15+5			
	Eigengewicht *g* . . .	130	156	196	195	260	260	285	315			
	Preis für 1 m². . . .	6,40	7,40	7,90	8,80	9,60	10,60	11,35	12,50			

Die angegebenen Preise gelten für die Decke über Keller auf Trägerunterflansch mit Drahtummantelung.

Die Deckenstärken sind in cm angegeben; 10 + 3 bedeutet 10 cm Steindecke + 3 cm Überbeton. Das angegebene Deckengewicht gilt für 1 m² Decke allein, ohne Auffüllung, Estrich und Putz.

Die Spannweiten sind mit einem Zuschlag von 200 kg/m² für Linoleum, Estrich, Auffüllung, Putz und Stelzungen errechnet.

Für Deckenfüllung sind zu rechnen:

1 cm Koksaschenauffüllung
0,13 RM/m²; g = 7 kg/m²;

1 cm Schlackenbeton
0,31 RM/m²; g = 12 kg/m².

Für Höhentransport ist für jedes Geschoß ein Zuschlag pro m² Decke zu rechnen, und zwar für die

Decke in cm	10	12	10+3	10+4	15	15+3	15+4	15+5
RM	0,10	0,12	0,13	0,14	0,16	0,19	0,20	0,22

Hierbei ist vorausgesetzt, daß bei über vier Geschossen Steine und Bindematerial mit einem Aufzug transportiert werden und der Einbau der Decken im Keller beginnend zum Dachgeschoß fortlaufend weiterschreitet.

Estrich, Auffüllung, Stelzung und Putz. Die Tafelwerte der Deckenspannweiten sind aus dem angegebenen reinen Deckengewicht zuschläglich etwa 200 kg/m² für die nichttragenden Deckenteile errechnet.

Es soll nun für eine Decke, bei der die Stützenstellung in der Längsrichtung mit 4,0 m und in der Querrichtung mit 2 · 6,0 = 12,0 m festliegt, die wirtschaftlichste Trägeranordnung ermittelt werden.

Zur Untersuchung kommen die in der Tafel 37 angeführten vier verschiedenen Ausführungen *a* bis *d*. Die Deckenspannweiten betragen bei der Trägeranordnung „*a*" 4,0 m, bei „*b*" 3,0 m und bei „*c*" und „*d*" je 2,0 m. Die Decke soll hinsichtlich der Deckenträger eine ebene Untersicht bieten und auf den Unterzugunterflansch abgestelzt werden. Mit der von Fall zu Fall errechneten Trägerhöhe sind in der Tafel Material und Kosten der Decken, Deckenfüllstoffe und Stelzungen für 1 m² Deckenfläche bestimmt. Die Höhen und Gewichte der Auffüllungen und Stelzungen ergeben sich aus dem Unterschied der Träger- bzw. Unterzughöhe und der Höhe des tragenden Deckenteiles (Hohlstein + Überbetonhöhe). Zu den sich ergebenden Gewichten der Decke und Auffüllung sind für

die Trägerberechnung für Linoleumbelag, Estrich und Putz 80 kg/m² und für Nutzlast 350 kg/m², also insgesamt 430 kg/m² zugeschlagen worden. Die hiermit bei einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/m² errechneten Träger und Unterzüge, das benötigte Material und die Kosten für jede Anordnung sind ebenfalls in der Tafel 37 zusammengestellt. In den Deckenkosten sind der Fußbodenbelag, Estrich und Putz nicht enthalten.

Die Anordnung „*a*" mit 4,0 m Deckenspannweite ergibt zwar das geringste Stahlgewicht, doch die in diesem Falle große Deckenspannweite erbringt eine derartige Gesamtpreiserhöhung, daß Fall „*a*" im Vergleichsbeispiel erst an dritter Stelle steht und 16,8 % teurer wird als Fall „*c*". Der letztgenannte Fall stellt mit einer Deckenspannweite von 2,0 m die günstigste Ausführungsart dar.

In der Tafel 37 sind in der rechten unteren Ecke die Vergleichsergebnisse der verschiedenen Ausführungen zusammengestellt, und zwar geordnet nach den Gesamtkosten; der Materialbedarf und die in Prozenten ausgedrückten Mehrkosten gegenüber Ausführung „*a*" sind ebenfalls angegeben. Zu beachten ist noch, daß bei der günstigsten Ausführung „*c*" die Endgestehungskosten durch das geringe Eigengewicht (119 kg/m² leichter als „*a*") und die geringeren Kosten der Stiele und Fundamente noch weiter verringert werden.

Eine weitere Verminderung der Kosten wird, wenn die Möglichkeit vorliegt, bei Ausführung der Träger mit teilweiser Einspannung erzielt. In der Tafel 38 sind sinngemäß zu Tafel 37 die Kosten und der Materialbedarf für die vier verschiedenen Ausführungsarten zusammengestellt. Auch hier ist die Ausführung „*c*" am wirtschaftlichsten. Die in der Tafel zusammengestellten Vergleichsergebnisse geben wieder den besten Überblick über den Materialbedarf, die Gestehungskosten und Preisunterschiede der verschiedenen Ausführungsarten in Prozenten.

Vergleicht man die auf gleicher Grundlage beruhenden acht verschiedenen Ausführungen in Tafel 37 und 38, dann ergibt Fall „*c*" in Tafel 38 die wirtschaftlichste Decke mit 262 kg/m² Materialbedarf und 15,33 RM Kosten. Ausführung „*b*" in Tafel 37 stellt die teuerste Ausführung mit 361 kg/m² Materialbedarf und 19,25 RM Kosten dar, das sind gegenüber der günstigsten Bauweise 38,4 % Mehrmaterial und 25,6 % Mehrkosten.

Rechnet man die Unterschiede auf einen zehngeschossigen Stahlskelettbau von 72 m Länge um, so ist bei der ungünstigsten Anordnung allein bei den Decken (8640 m²)

die Erhöhung der Baumassen = 8640 (361 — 262) = 855360 kg,

die Erhöhung der Kosten = 8640 (19,25 — 15,33) = 33869.— RM.

Hierzu kommen noch die durch die Erhöhung der Baumassen bedingten Mehrkosten der Stiele und Fundamente.

b) Vergleiche von einfeldigen Stahlskelettbauten.

Zum Vergleich kommen zunächst die in Tafel 39 gezeichneten fünf verschiedenen Ausführungen, die nachstehend in statischer Hinsicht näher erklärt sind:

a) Einfaches Tragwerk ohne Rahmenecken (statisch bestimmt),
b) übereinandergesetzte Zweigelenkrahmen,
c) wie „*b*", jedoch an einer Seite mit Pendelstielen,
d) Stockwerkrahmen,
e) wie „*d*", jedoch an einer Seite mit Pendelstielen.

Sämtliche Abmessungen, Berechnungsgrundlagen und erforderlichen Querschnitte sind aus der Tafel 39 ersichtlich. Zum Vergleich kommt nur der Stahlanteil des IV. Geschosses hinsichtlich der Riegel und Stiele.

Wird der Wind durch die Decke oder Verbände in die Giebelwände oder besondere Rahmen, Zwischenwände usw. weitergeleitet, dann stehen sämtliche fünf Ausführungsarten zum Vergleich. Soll dagegen jedes einzelne Tragwerk den auf ihn entfallenden Windanteil in die Fundamente leiten, dann ist die Ausführung „*a*" nicht zu gebrauchen, und es stehen daher mit Windberücksichtigung nur die vier Tragwerke *b* bis *e* zum Vergleich.

Wird der Wind durch die Decken weitergeleitet, dann ist der einfache Skelettbau gemäß Anordnung „*a*" und „*c*" weitaus am wirtschaftlichsten, und zwar hinsichtlicn Gewicht und Herstellungskosten. Der Riegel ist zwecks Aufhebung der Durchbiegung auf einen Stich von 30 mm nach oben gebogen. Die Kosten hierfür sind bedeutend geringer als die Wahl eines entsprechend höheren Querschnittes mit größter Durchbiegung $\delta = {}^1/_{500}\, l$.

Die Aktiengesellschaft Peiner Walzwerk berechnet z. B. für das Biegen von Breitflanschträgern auf 20 bis 40 mm Stich folgende Aufpreise in allen Fällen je Stück:

I P 22 bis 26	=	5,00 RM,
I P 28 „ 36	=	7,50 „ ,
I P 36 und höher	=	15,00 „ .

Im vorliegenden Falle würde z. B. bei Berücksichtigung einer zulässigen Durchbiegung von $l/500$ ein Breitflanschträger P 75 erforderlich sein; die Mehrkosten hierfür würden gegen den I P 60 etwa 125 RM je Riegel betragen, während für das Biegen nur 15.— RM Mehrkosten erforderlich sind.

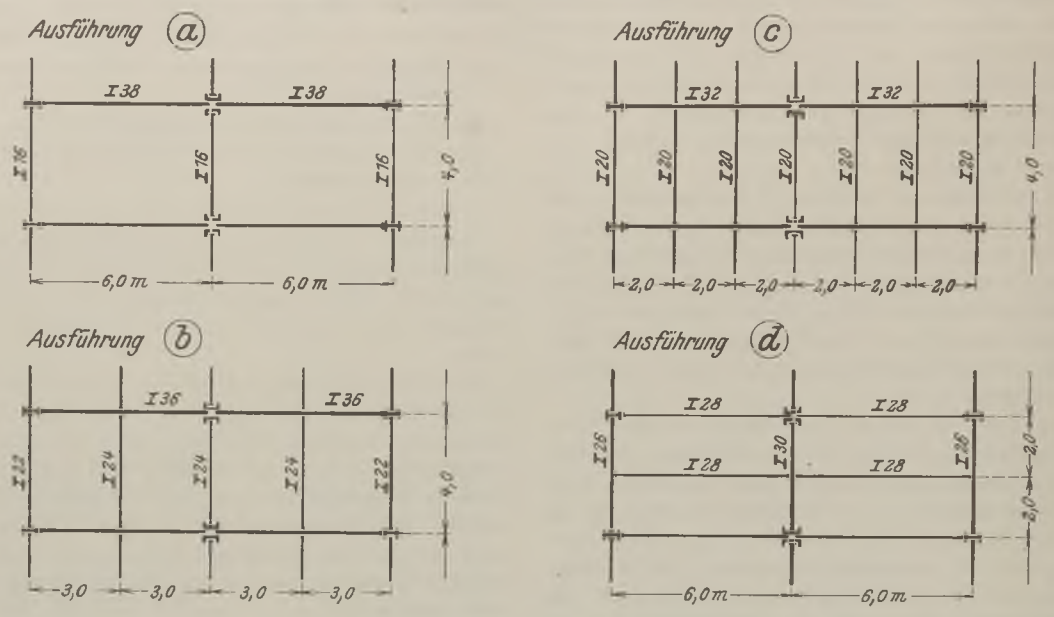
Gegenüber der günstigsten Ausführung „*a*" und „*c*" erhöhen sich die Kosten bei den anderen Ausführungen um 27 bis 42,8 %.

Sollen die einzelnen Rahmen auch den Winddruck aufnehmen (Anordnung „*a*" scheidet dann aus), dann ist das Tragwerk „*c*", also wieder das einfachste in statischer wie in konstruktiver Hinsicht, das günstigste.

Zwecks besserer Übersicht sind die Vergleichsergebnisse ohne und mit Wind in der rechten unteren Tafelecke zusammengestellt, und zwar der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.

Tafel 37. Vergleiche von Deckenträgeranordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken.

(Träger auf zwei Stützen.)



Material und Kosten der Decken, Deckenfüllstoffe und Stelzungen für 1 m² Deckenfläche.

Ausführung	Hohlstein-Decke			Deckenfüllstoffe						Stelzung			Gesamt-	
	Hohlstein + Überbeton	Material	Kosten	Schlackenbeton			Koksasche			Material		Kosten	Material	Kosten
	cm	kg	RM	Höhe cm	Material kg	Kosten RM	Höhe cm	Material kg	Kosten RM	m³	kg	RM	kg	RM
(a)	15 + 4	285	10,60	5	60	1,55	—	—	—	0,007	17	0,32	362	12,47
(b)	10 + 4	218	8,40	5	60	1,55	5	35	0,65	0,006	13	0,25	326	10,85
(c)	10 + 0	130	6,05	5	60	1,55	5	35	0,65	0,006	13	0,25	238	8,50
(d)	10 + 0	130	6,05	5	60	1,55	15	105	1,95	—	—	—	295	9,55

Material und Kosten der Deckenträger und Unterzüge für 1 m² Deckenfläche.

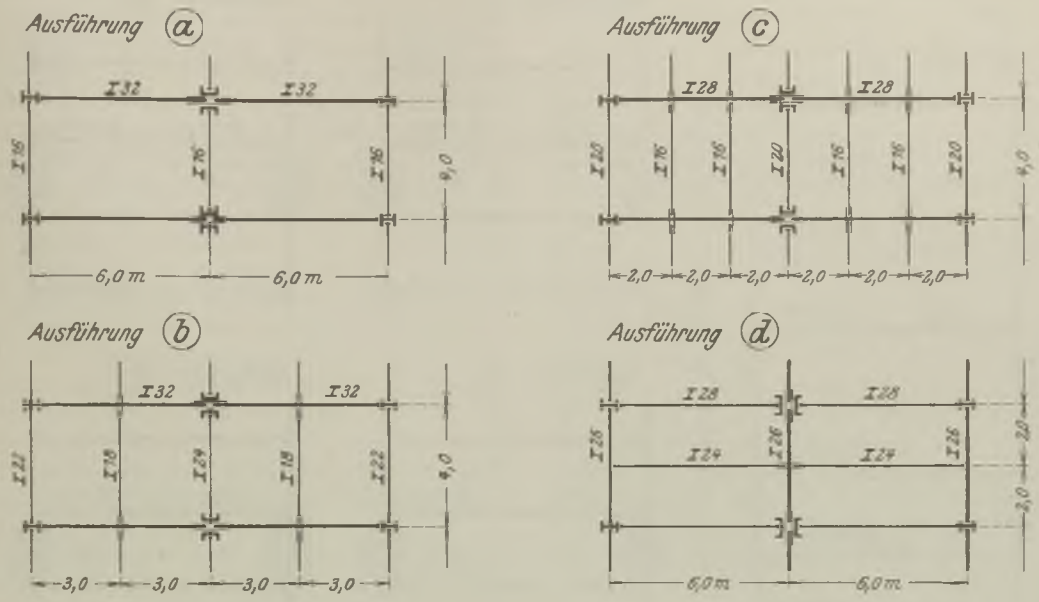
Ausführung	Für 1 Feld						Für 1 m² Deckenfäche	
	Anzahl	Querschnitt	Länge m	Material kg	Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM insgesamt	Material kg	Kosten RM
(a)	3 2 Kleinstahl ∞ 5 %	I 16 I 38	4,0 6,0	215 1008 61 } 1284	240,00	308,15	27	6,45
(b)	3 2 2 Kleinstahl ∞ 5 %	I 24 I 22 I 36	4,0 4,0 6,0	434 249 914 80 } 1677	240,00	402,50	35	8,40
(c)	7 2 Kleinstahl ∞ 5 %	I 20 I 32	4,0 6,0	736 733 73 } 1542	240,00	370,10	32	7,70
(d)	4 1 2 Kleinstahl ∞ 5 %	I 28 I 30 I 26	6,0 4,0 4,0	1152 217 335 85 } 1789	240,00	429,40	37	8,95

Vergleichsergebnisse der Decken und Träger.

(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ausführung	Material kg	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „c“
(c)	270	16,20	—
(d)	332	18,50	14,2
(a)	389	18,92	16,8
(b)	361	19,25	18,8

Tafel 38. Vergleiche von Deckenanordnungen in bezug auf Stahlträger und Decken.
(Träger, wo angängig, mit teilweiser Einspannung.)



Material und Kosten der Decken, Deckenfüllstoffe und Stelzungen für 1 m² Deckenfläche.

Ausführung	Hohlstein-Decke			Deckenfüllstoffe						Stelzung			Gesamt-	
	Hohlstein + Überbeton	Material	Kosten	Schlackenbeton			Koksasche			Material		Kosten	Material	Kosten
				Höhe	Material	Kosten	Höhe	Material	Kosten					
	cm	kg	RM	cm	kg	RM	cm	kg	RM	m³	kg	RM	kg	RM
(a)	15 + 4	285	10,60	5	60	1,55	—	—	—	0,003	7,5	0,14	352,5	12,29
(b)	10 + 4	218	8,40	5	60	1,55	5	35	0,65	0,003	7,5	0,14	321,5	10,74
(c)	10 + 0	130	6,05	5	60	1,55	5	35	0,65	0,004	10	0,18	235	8,43
(d)	10 + 0	130	6,05	5	60	1,55	11	77	1,43	—	—	—	267	9,03

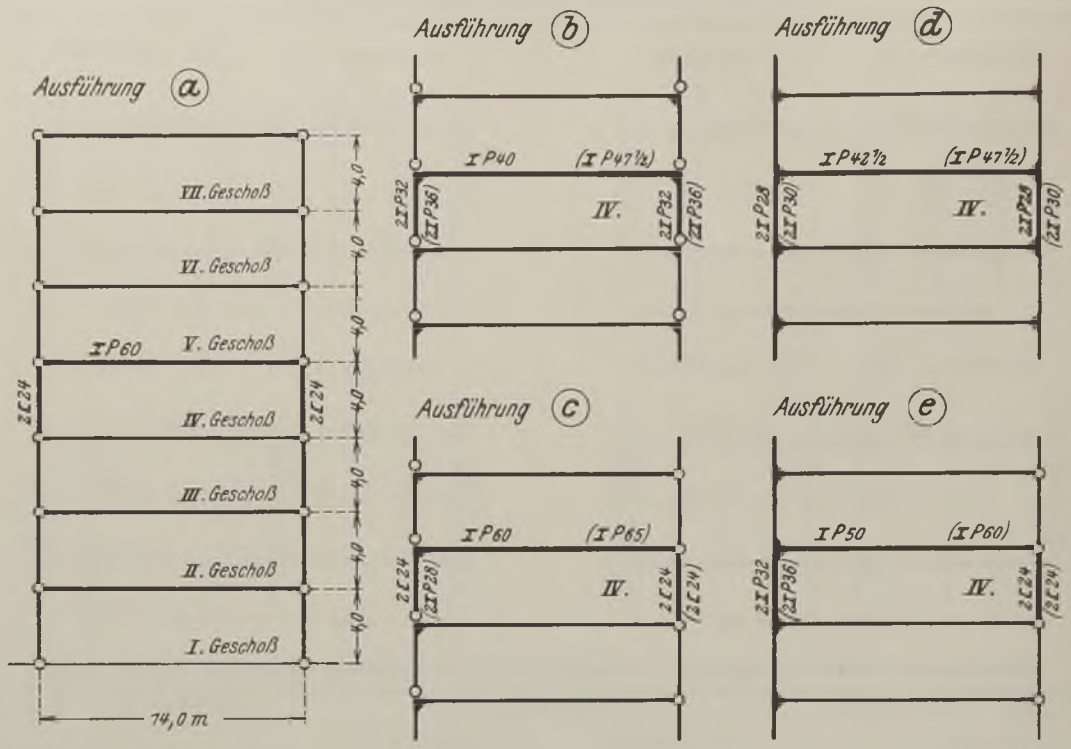
Material und Kosten der Deckenträger und Unterzüge für 1 m² Deckenfläche.

Ausführung	Für 1 Feld							Für 1 m² Deckenfläche	
	Anzahl	Querschnitt	Länge	Material		Kosten in RM		Material	Kosten
			m	kg		für 1000 kg	insgesamt	kg	RM
(a)	3	I 16	4,0	215	1014	260,00	263,65	21	5,50
	2	I 32	6,0	733					
	Kleinstahl ∾ 7%			66					
(b)	2	I 18	4,0	175	1393	260,00	362,20	29	7,55
	1	I 24	4,0	145					
	2	I 22	4,0	249					
	2	I 32	6,0	733					
	Kleinstahl ∾ 7%			91					
(c)	4	I 16	4,0	286	1275	260,00	331,50	26,5	6,90
	3	I 20	4,0	316					
	2	I 28	6,0	576					
	Kleinstahl ∾ 8,2%			97					
(d)	2	I 28	6,0	576	1611	260,00	418,85	33,6	8,70
	2	I 24	6,0	434					
	3	I 26	4,0	503					
	Kleinstahl ∾ 6,5%			98					

Vergleichsergebnisse der Decken und Träger.
(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ausführung	Material kg	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „c“
(c)	262	15,33	—
(d)	301	17,73	15,8
(a)	374	17,79	16,0
(b)	351	18,29	19,3

Tafel 39. Vergleiche von einfeldigen Stahlskelettbauten.



Material und Kosten.

Ausführung		Anzahl	Querschnitt	Länge m	Material kg		Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM insgesamt
a	ohne Wind	1	I P 60	14,0	3175	4150	285,00	1182,75
		4	[24	4,0	532			
		Kleinstahl ~ 12%			443			
	mit Wind	nicht ausführbar						
b	ohne Wind	1	I P 40	14,0	2296	5280	320,00	1689,60
		4	I P 32	4,0	2160			
		Kleinstahl ~ 18,5%			824			
	mit Wind	1	I P 47½	14,0	2588	5960	320,00	1907,20
		4	I P 36	4,0	2400			
		Kleinstahl ~ 19,5%			972			
c	ohne Wind	1	I P 60	14,0	3175	4200	290,00	1218,00
		4	[24	4,0	532			
		Kleinstahl ~ 13,3%			493			
	mit Wind	1	I P 65	14,0	3276	5070	310,00	1571,70
		2	I P 28	4,0	904			
		2	[24	4,0	133			
		Kleinstahl ~ 17,5%			757			
d	ohne Wind	1	I P 42½	14,0	2324	4930	320,00	1577,60
		4	I P 28	4,0	1808			
		Kleinstahl ~ 19,3%			798			
	mit Wind	1	I P 47½	14,0	2588	5360	320,00	1715,20
		4	I P 30	4,0	1936			
		Kleinstahl ~ 18,5%			836			
e	ohne Wind	1	I P 50	14,0	2800	4690	320,00	1500,80
		2	I P 32	4,0	1080			
		2	[24	4,0	133			
		Kleinstahl ~ 16,8%			677			
	mit Wind	1	I P 60	14,0	3175	5240	320,00	1676,80
		2	I P 36	4,0	1200			
		2	2 [24	4,0	133			
		Kleinstahl ~ 16,2%			732			

Berechnungsgrundlagen.

Rahmenabstände = 3,5 m.
Lotrechte Belastungen:
Eigengewicht = 450 kg/m²
Nutzlast . . = 350 kg/m²
Gesamtlast . = 800 kg/m²

Wandlast = 3500 kg für die Außenstiele eines jeden Geschosses.

Wagerechte Belastung infolge Wind:
Einzellast im obersten Geschoß = 0,90 t.
Einzellasten in den mittleren Geschossen . . . . . = 1,75 t.

Zulässige Beanspruchung = 1,4 t/cm².

Verglichen werden die Riegel und Stiele des IV. Geschosses.

Die eingeklammerten Querschnitte sind mit Windberücksichtigung errechnet.

Vergleichsergebnisse.

(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ohne Wind			Mit Wind		
Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „a“	Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Prozent gegen „c“
a	1182,75	—	a	—	—
c	1218,00	3,0	c	1571,70	—
e	1500,80	27,0	e	1676,80	6,7
d	1577,60	33,4	d	1715,20	9,1
b	1689,60	42,8	b	1907,20	21,4

Der vorstehende Vergleich beruht auf 3,5 m Abstand der Tragwerke.

Es soll nunmehr die Anordnung „*d*" gemäß Tafel 39 mit 3,5 m Stützenabstand anderen Anordnungen mit dem doppelten Stützenabstand, also 7,0 m, gegenübergestellt werden. Bei diesem Vergleich müssen natürlich außer den Deckenträgern auch die Wandträger mit einbegriffen werden. In der Tafel 40 sind verschiedene Anordnungen dargestellt. Abb. „*a*" zeigt die Ausführung als Stockwerkrahmen gemäß Abb. „*d*" in Tafel 39, jedoch mit Berücksichtigung der Wandträger. Bei den Ausführungen „*b*" bis „*d*" in Tafel 40 sind die Tragwerke in Entfernungen von 7,0 m gestellt und Deckenträger angeordnet: außer den Wandträgern sind bei „*b*" drei einfache Deckenträger, bei „*c*" drei teilweise eingespannte und bei „*d*" fünf teilweise eingespannte Deckenträgerstränge angeordnet. Während bei den Ausführungen „*a*", „*b*" und „*c*" die Deckenspannweite überall 3,5 m beträgt, ist bei der Ausführung „*d*" die Deckenspannweite nur 2,35 m. Die errechneten Trägerquerschnitte sind in der Tafel 40 eingetragen.

Hierbei ergibt sich, daß die Anordnungen mit in 7,0 m Abstand stehenden Rahmen unter Einziehung von Deckenträgern wirtschaftlicher sind als die Ausführung mit 3,5 m Rahmenabstand gemäß Tafel 39. Am günstigsten ist die Ausführung „*d*" mit der Deckenspannweite von 2,35 m. Die Mehrkosten der Ausführung „*a*" mit 3,5 m Rahmenabständen betragen gegenüber „*d*" 17 %. Berücksichtigt man jedoch noch die sich bei „*d*" infolge der kleineren Deckenspannweite ergebenden geringeren Deckenkosten, dann erhöhen sich die Kosten bei Ausführung „*a*" gegenüber „*d*" sogar auf 24,6 % und der Materialbedarf steigt von 223 auf 364 kg, d. h. für 1 m² 141 kg Mehrgewicht, was natürlich auch die Kosten der Stiele und Fundamente ungünstig beeinflußt. In der Tafel 40 sind die Vergleichsergebnisse der Stahlskelette und die der Stahlskelette einschließlich der Decken zusammengestellt, und zwar der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.

Im Nachstehenden sind die weiteren Vergleiche der Einfachheit halber ohne Berücksichtigung von Decken und Wandträgern mit einer Rahmenentfernung von 3,5 m durchgeführt; bei Vergrößerung der Rahmenabstände und Anordnung von Deckenträgern bleibt das Wirtschaftlichkeitsverhältnis der Rahmen trotzdem unverändert.

c) Vergleiche von zweifeldigen Stahlskelettbauten.

Verglichen werden die in Tafel 41 gezeichneten acht verschiedenen Ausführungen, die nachstehend in statischer Hinsicht näher erklärt sind:

a) Tragwerk mit einfachen Riegeln auf zwei Stützen ohne Rahmenecken (statisch bestimmt),
b) wie „*a*", jedoch mit über den Mittelstielen teilweise eingespannten Riegeln,
c) übereinandergesetzte zweifeldige Gelenkrahmen,
d) wie „*c*", jedoch mit mittlerem Pendelstiel,
e) wie „*c*", jedoch mit äußeren Pendelstielen,
f) zweifeldiger Stockwerkrahmen,
g) wie „*f*", jedoch mit mittlerem Pendelstiel,
h) wie „*f*", jedoch mit äußeren Pendelstielen.

Sämtliche Abmessungen, Berechnungsgrundlagen und erforderlichen Querschnitte sind aus der Tafel 41 ersichtlich. Zum Vergleich kommen nur die Riegel und Stiele des IV. Geschosses, und zwar ohne und mit Windberücksichtigung. Ohne Windbelastung lassen sich alle acht Tragwerke ausführen, mit Wind dagegen nur die Tragwerke „*c*" bis „*h*". Die Ausführungen „*a*" und „*b*" bedingen einen besonderen Wagerechtverband, wenn die Windlast nicht durch die Decken aufgenommen werden darf.

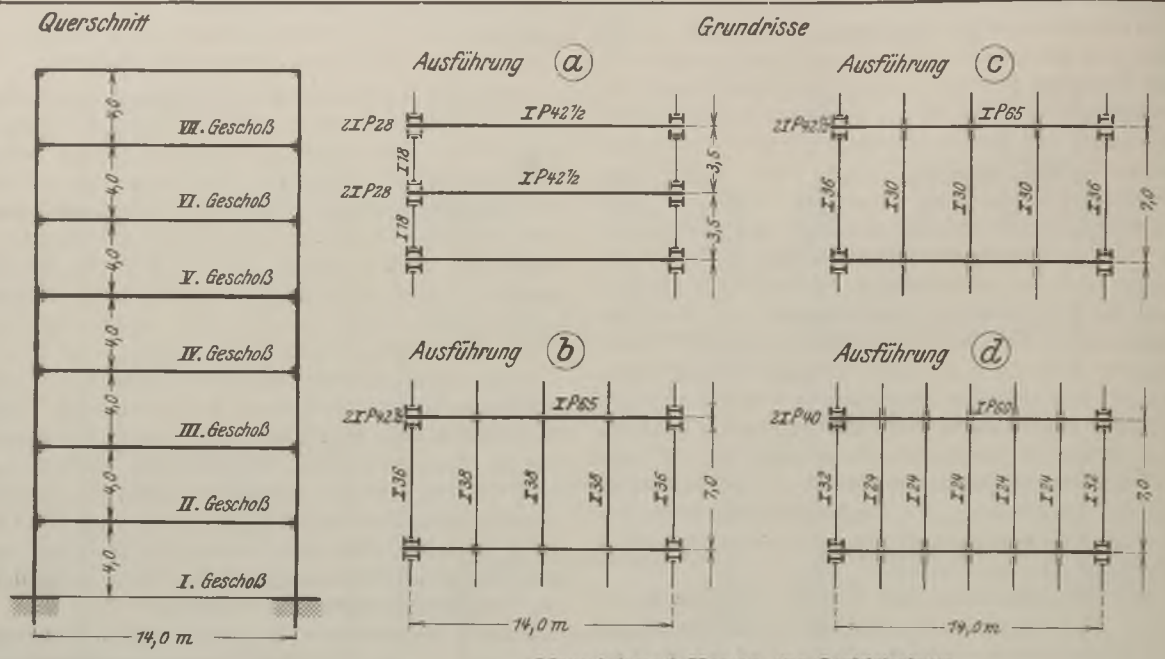
In der Tafel 41 sind Material und Kosten aller Ausführungsarten ohne und wo es anging auch mit Windberücksichtigung bestimmt. Wiederum geht hieraus hervor, daß ohne Wind die einfachen Skelette „*a*" und „*b*" die weitaus günstigsten sind; die anderen Ausführungen sind 21,2 bis 44 % teurer als „*b*". Eine gute Übersicht über die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Ausführungen gibt die Zusammenstellung der Vergleichsergebnisse in Tafel 41.

Müssen die einzelnen Tragwerke Wind aufnehmen („*a*" und „*b*" sind für diese Belastung unbrauchbar), so sind die Skelette „*g*" und „*h*", die Stockwerkrahmen mit innerem Pendelstiel bzw. äußeren Pendelstielen darstellen, am wirtschaftlichsten. Die anderen Ausführungen verteuern sich „*g*" gegenüber um 4,3 bis 19,5 %.

Bei der Ausführung „*b*" ist betreffs der teilweise eingespannten Riegel noch folgendes zu sagen. Die Gesamtlänge des Riegels beträgt 14,0 m. Nach den Vorschriften (vgl. erster Abschnitt, Teil I b, B) müßten nun diese Riegel über dem Mittelstiel entsprechend den im ersten Abschnitt, Teil II A, 8 angegebenen Ausführungen gestoßen werden, d. h. man müßte anstatt eines durchlaufenden Trägers auf drei Stützen von 14,0 m Gesamtlänge nunmehr zwei Riegel von je 7,0 m Länge mit Mittelstoß (Kopfzugplatte und unterer Druckplatte) anordnen. Nach neueren Versuchen und Untersuchungen von Professor Maier-Laibnitz in Stuttgart und Professor Grüning in Hannover können jedoch ohne Bedenken auch bei einem ungeschwächt durchlaufenden Träger mit gleichmäßig verteilter Belastung in den Mittelfeldern die Momente mit $\frac{Q\,l}{16}$ und in den Endfeldern mit $\frac{Q\,l}{11}$ gerechnet werden. Der Grund hierfür ist in dem hervorragenden plastischen Dehnungsvermögen des Stahles zu suchen. Es darf daher erwartet werden, daß erleichternde Bestimmungen erlassen werden. Eine von der Reichsforschungsgesellschaft zur Milderung der Baupolizeivorschriften eingesetzte Kommission hat dem Wohlfahrtsministerium unter anderem folgenden Vorschlag zur Annahme empfohlen:

„Deckenträger und Unterzüge, welche über drei oder mehr Stützen ungestoßen durchlaufen, können bei gleichmäßig verteilten Lasten in den Endfeldern

Tafel 40. Vergleiche von Stahlskelettbauten in bezug auf Tragwerkabstände, Trägerteilung und Decken.



Berechnungsgrundlagen.

Rahmenabstände = 3,5 m.
Eigengewicht:
für Ausführung *a*, *b*, *c* = 450 kg/m²,
für Ausführung *d* = 320 kg/m²,
Nutzlast . . . . . = 350 kg/m²;
Wandlast für 1 Geschoß = 1000 kg/m.
Zulässige Beanspruchung = 1,4 t/cm².
Verglichen werden die Rahmen und Deckenträger des IV. Geschosses.

Vergleichsergebnisse des Stahlskeletts.

(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ausführung	Material kg	Kosten RM	Mehrkosten in Proz. gegen „d“
(d)	9140	2776,90	—
(c)	9380	2843,50	2,4
(b)	9960	2949,60	6,2
(a)	10230	3248,00	17,0

Material und Kosten des Stahlskeletts.

Ausführung		Anzahl	Querschnitt	Länge m	Gewicht kg		Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM insgesamt	
(a)	zwei Rahmenteile	2	I P 42½	14,0	4648	9910	320,00	3171,20	3248,00
		8	I P 28	4,0	3616				
		Kleinstahl ∞		20%	1646				
	Wandträger	4	I 18	3,5	306	320	240,00	76,80	
		Kleinstahl ∞		5%	14				
(b)	ein Rahmenteil	1	I P 65	14,0	3276	6990	320,00	2236,80	2949,60
		4	I P 42½	4,0	2656				
		Kleinstahl ∞		17,8%	1058				
	Wand- und Deckenträger	2	I 36	7,0	1067	2970	240,00	712,80	
		3	I 38	7,0	1764				
		Kleinstahl ∞		5%	139				
(c)	ein Rahmenteil	wie bei Ausführung *b*				6990	320,00	2236,80	2843,50
	Wand- und Deckenträger	2	I 36	7,0	1067	1323	240,00	256,10	
		3	I 30	7,0	1138		265,00	350,60	
		Kleinstahl ∞		8,4%	185				
(d)	ein Rahmenteil	1	I P 60	14,0	3178	6840	320,00	2188,80	2776,90
		4	I P 40	4,0	2624				
		Kleinstahl ∞		17,9%	1038				
	Wand- und Deckenträger	2	I 32	7,0	855	1445	240,00	205,20	
		5	I 24	7,0	1268		265,00	382,90	
		Kleinstahl ∞		8,4%	177				

Vergleichsergebnisse des Stahlskeletts und der Decken für 1 m² Deckenfläche. (Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ausführung	Stahlskelett: Material für 1 Feld kg	Stahlskelett: Material für 1 m² kg	Stahlskelett: Kosten für 1 Feld RM	Stahlskelett: Kosten für 1 m² RM	Decke: Hohlstein + Überbeton cm	Decke: Material kg	Decke: Kosten RM	Gesamt-: Material kg	Gesamt-: Kosten RM	Mehrkosten in Proz. gegen „d“
(d)	9140	93	2776,90	28,30	10 + 0	130	6,20	223	34,50	—
(c)	9380	96	2843,50	29,02	15 + 3	260	9,85	356	38,87	12,7
(b)	9960	102	2949,60	30,10	15 + 3	260	9,85	362	39,95	15,8
(d)	10230	104	3248,00	33,14	15 + 3	260	9,85	364	42,99	24,6

mit $M = \frac{Q\,l}{11}$, in den Mittelfeldern mit $M = \frac{Q\,l}{16}$ berechnet werden.

Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmomente mit Hilfe der bei freier Auflagerung im Felde entstehenden größten Biegungsmomente M_0 und der bei voller Einspannung an den Mittelstützen und freier Endauflagerung auftretenden Einspannungsmonente M_a und M_b nach der Formel

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10}\left(M_b \frac{x}{l} + M_a \frac{l-x}{l}\right)$$

berechnet werden."

d) Vergleiche von drei- und mehrfeldigen Stahlskelettbauten.

Zum Vergleich kommen die in Tafel 42 dargestellten zehn verschiedenen Tragwerke, die nachfolgend in statischer Hinsicht näher erklärt werden.

a) Tragwerk aus einfachen Riegeln auf zwei Stützen ohne Rahmenecken (statisch bestimmt),
b) wie „*a*", jedoch mit über den Innenstielen teilweise eingespannten Riegeln,
c) übereinandergesetzte dreifeldige Gelenkrahmen,
d) wie „*c*", jedoch mit inneren Pendelstielen,
e) wie „*c*", jedoch mit äußeren Pendelstielen,
f) wie „*c*", jedoch mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel (zwei gelenkig verbundene Zweigelenkrahmen),
g) dreifeldiger Stockwerkrahmen,
h) wie „*g*", jedoch mit inneren Pendelstielen,
i) wie „*g*", jedoch mit äußeren Pendelstielen,
k) wie „*g*", jedoch mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel (zwei einfeldige gelenkig verbundene Stockwerkrahmen).

Alle Abmessungen, Berechnungsgrundlagen und erforderlichen Querschnitte sind aus der Tafel 42 zu ersehen. Betrachtet werden wieder die Riegel und Stiele des IV. Geschosses ohne und mit Windberücksichtigung. Die sinngemäß der Tafel 41 vorgenommenen Materialauszüge sind zwecks Platzersparnis fortgelassen. Die zeichnerische und die zahlenmäßige Zusammenstellung der „Vergleichsergebnisse" bieten einen guten Überblick über das Wirtschaftlichkeitsverhältnis der einzelnen Skelette zueinander.

Übernehmen die Decken die Windlasten, dann werden, wie immer, die einfachsten Ausführungen „*a*" und „*b*" die wirtschaftlichsten. Die anderen Ausführungen sind 26,8 bis 51,9 % teurer als das Tragwerk „*a*".

Haben die Skelette Winddruck aufzunehmen, dann scheiden die Ausführungen „*a*" und „*b*" als unbrauchbar aus. Die Stockwerkrahmen „*h*" und „*i*" mit inneren bzw. äußeren Pendelstielen werden dann wieder am wirtschaftlichsten. Die anderen Tragwerke sind bis 16,5 % teurer als „*h*".

Bei den Tragwerken „*c*", „*d*", „*e*", „*g*", „*h*" und „*i*" ist der Riegelstoß im Mittelfeld etwa 0,8 m von einem Innenstiel an der Stelle des geringsten auftretenden Momentes angenommen. Durch eine Stoßanordnung an beiden Innenstielen würde der Mittelriegel nicht günstiger, die Kosten jedoch durch die zwei Stöße an der Stelle der größten Momentwirkung erhöht werden.

Bei vorstehendem Vergleich sind zwei Außenfelder von 6,5 und ein Mittelfeld von 3,5 m Weite gewählt. Zur Vervollständigung der wirtschaftlichen Vergleiche sollen nunmehr noch in Tafel 43 neun verschiedene Ausführungen von Stahlskelettbauten mit drei gleichen Feldern und größeren Feldweiten, und zwar von je 10,0 m durchgeführt werden. Die Erklärungen in statischer Hinsicht erübrigen sich hier bis auf Ausführung „*h*"; diese stellt einen dreifeldigen Stockwerkrahmen mit inneren Pendelstielen und über den Innenstielen teilweise eingespannten Riegeln dar. Sämtliche Abmessungen und erforderlichen Querschnitte sind aus der Tafel ersichtlich; die Berechnungsgrundlagen sind die gleichen wie auf Tafel 42 angeführt. Verglichen werden nur die Riegel und Stiele des IV. Geschosses.

Ist Winddruck nicht zu berücksichtigen, wird auch bei dem dreifeldigen Stahlskelett mit drei gleichgroßen Feldern das einfache Tragwerk „*b*" am günstigsten. Gemäß Teil b sind die Riegel bei „*a*" und „*b*" zwecks Aufhebung der Durchbiegung auf geringen Stich nach oben gebogen; die Kosten, die hierfür in Teil b angegeben sind, wurden im Vergleichsbeispiel berücksichtigt. Nach dem Tragwerk „*b*" ist das ebenfalls verhältnismäßig einfache Skelett „*h*" (äußere Stiele durchlaufend, Riegel über den inneren Pendelstielen teilweise eingespannt) am wirtschaftlichsten. Die anderen Ausführungen sind 6,3 bis 24,2 % teurer als die Ausführung „*b*".

Mit Windberücksichtigung sind die Ausführungen „*a*" und „*b*" untauglich, und die Stockwerkrahmen „*h*" und „*g*" mit mittleren Pendelstielen werden am wirtschaftlichsten; es folgen dann die anderen Ausführungen mit 9,1 bis 18,5 % Mehrkosten gegenüber der Ausführung „*h*".

Eine gute Übersicht über die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Ausführungen gibt die Zusammenstellung der „Vergleichsergebnisse" in Tafel 43.

Zu den Ausführungen „*b*" und „*h*" mit über den Stielen teilweise eingespannten Riegeln sind die am Ende des Teiles b angegebenen Bemerkungen zu beachten. In den vorliegenden Fällen sind, da die Trägergesamtlänge 30,0 m beträgt, Stöße anzuordnen; diese können hier nun regelrecht über den Stielen mit Kopfzugplatte und unterer Druckplatte oder im freien Feld in der Nähe der Momentennullpunkte angeordnet werden.

Bei mehr als dreifeldigen Stahlskelettbauten ergeben sich in statischer Hinsicht Tragwerke sinngemäß den im Vorangehenden besprochenen.

An Stelle von einem oder zwei sind dann drei und mehr Innenstielstränge als Pendelstiele oder Durchlaufstiele vorhanden. Die Vergleichsergebnisse der verschiedenen Ausführungen stehen etwa im gleichen Verhältnis wie bei den bereits besprochenen.

Tafel 41. Vergleiche von zwei-

Berechnungsgrundlagen.

Rahmenabstände = 3,5 m.

Lotrechte Belastungen:
Eigengewicht = 450 kg/m²;
Nutzlast = 350 kg/m²;
Gesamtlast = 450 + 350 = 800 kg/m²;
Wandlast = 3500 kg für die Außenstiele eines jeden Geschosses.

Wagerechte Belastung infolge Wind:
Einzellast im obersten Geschoß = 0,90 t;
Einzellast in den mittleren Geschossen . . . . . = 1,75 t.
Zulässige Beanspruchung = 1,4 t/cm².

Verglichen werden die Riegel und Stiele des IV. Geschosses.

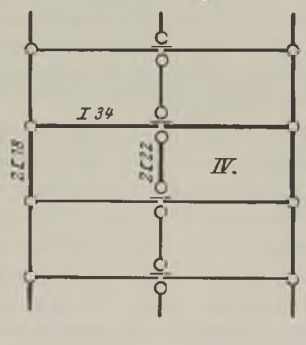
Die eingeklammerten Querschnitte sind mit Windberücksichtigung errechnet.

Material und Kosten.

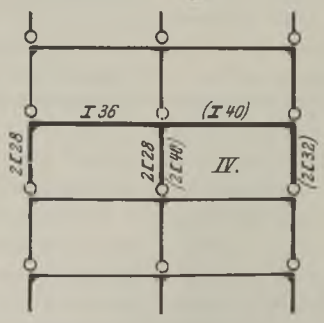
Ausführung		An-zahl	Quer-schnitt	Länge m	Material kg		Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM insgesamt
a	ohne Wind	1	I 38	14,0	1175	2020	280,00	565,60
		4	[18	4,0	352			
		2	[22	4,0	235			
		Kleinstahl ∾ 14,6 %			258			
	mit Wind	nicht ausführbar						
b	ohne Wind	1	I 34	14,0	954	1809	300,00	542,70
		4	[18	4,0	352			
		2	[22	4,0	235			
		Kleinstahl ∾ 17,3 %			268			
	mit Wind	nicht ausführbar						
c	ohne Wind	1	I 36	14,0	1066	2440	320,00	780,80
		4	[28	4,0	669			
		2	[28	4,0	334			
		Kleinstahl ∾ 18 %			371			
	mit Wind	1	I 40	14,0	1297	3360	320,00	1077,20
		4	[32	4,0	954			
		2	[40	4,0	574			
		Kleinstahl ∾ 19 %			535			
d	ohne Wind	1	I 36	14,0	1066	2310	310,00	716,10
		4	[28	4,0	669			
		2	[22	4,0	235			
		Kleinstahl ∾ 17,3 %			341			
	mit Wind	1	I 40	14,0	1297	3160	310,00	979,60
		4	[40	4,0	1147			
		2	[22	4,0	235			
		Kleinstahl ∾ 18 %			481			

Ausführung (a)

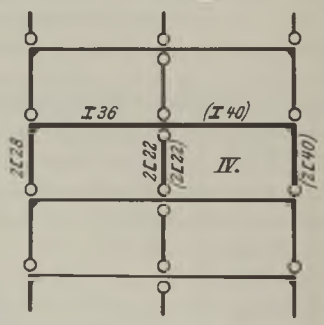
Ausführung (b)



Ausführung (c)



Ausführung (d)



feldigen Stahlskelettbauten.

Material und Kosten.

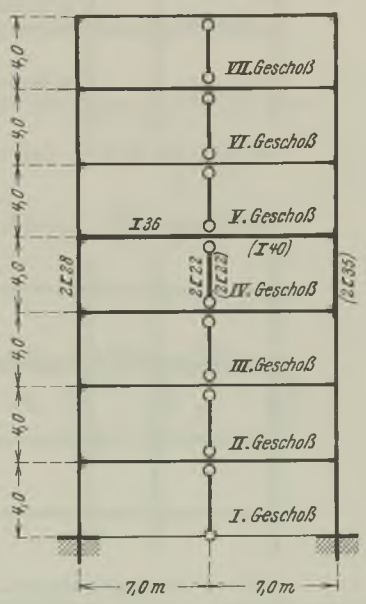
Ausführung	Anzahl	Querschnitt	Länge m	Material kg		Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM insgesamt
ohne Wind (e)	1	I 38	14,0	1175	2120	310,00	657,20
	4	[18	4,0	352			
	2	[26	4,0	303			
	Kleinstahl ∞ 15,9 %			290			
mit Wind (e)	1	I 47½	14,0	1792	3440	310,00	1066,40
	4	[18	4,0	352			
	2	I 42½	4,0	832			
	Kleinstahl ∞ 15,6 %			464			
ohne Wind (f)	1	I 36	14,0	1066	2330	320,00	745,60
	4	[26	4,0	607			
	2	[26	4,0	303			
	Kleinstahl ∞ 18 %			354			
mit Wind (f)	1	I 40	14,0	1297	2940	320,00	940,80
	4	[30	4,0	738			
	2	[32	4,0	476			
	Kleinstahl ∞ 17.1 %			429			
ohne Wind (g)	1	I 36	14,0	1066	2300	310,00	713,00
	4	[28	4,0	669			
	2	[22	4,0	235			
	Kleinstahl ∞ 16,8 %			330			
mit Wind (g)	1	I 40	14,0	1297	2910	310,00	902,10
	4	[35	4,0	969			
	2	[22	4,0	235			
	Kleinstahl ∞ 16,4 %			409			
ohne Wind (h)	1	I 38	14,0	1175	2160	310,00	669,60
	4	[18	4,0	352			
	2	[28	4,0	334			
	Kleinstahl ∞ 16,1 %			299			
mit Wind (h)	1	I 45	14,0	1610	2930	310,00	908,30
	4	[18	4,0	352			
	2	[40	4,0	574			
	Kleinstahl ∞ 15,6 %			394			

Vergleichsergebnisse.

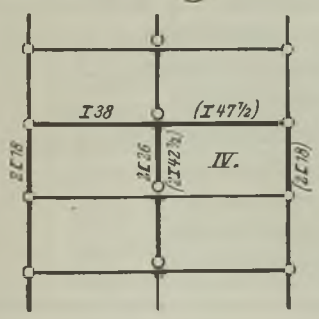
(Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ohne Wind: Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Proz. gegen „b"	Mit Wind: Ausführung	Kosten RM	Mehrkosten in Proz. gegen „g"
(b)	542,70	—	(a)	—	—
(a)	565,60	4,2	(b)	—	—
(e)	657,20	21,2	(g)	902,10	—
(h)	669,60	23,4	(h)	908,30	0,7
(g)	713,00	31,4	(f)	940,80	4,3
(d)	716,10	31,9	(d)	979,60	8,6
(f)	745,60	37,4	(e)	1066,40	18,2
(c)	780,80	44,0	(c)	1077,20	19,5

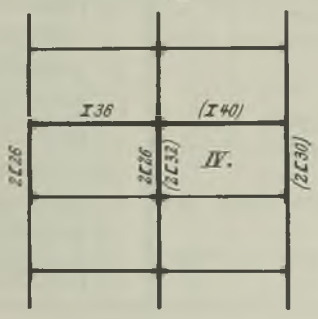
Ausführung (g)



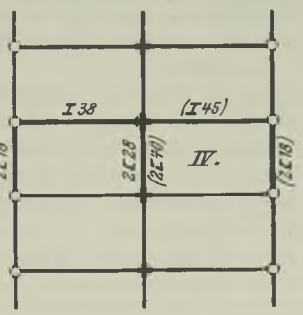
Ausführung (e)



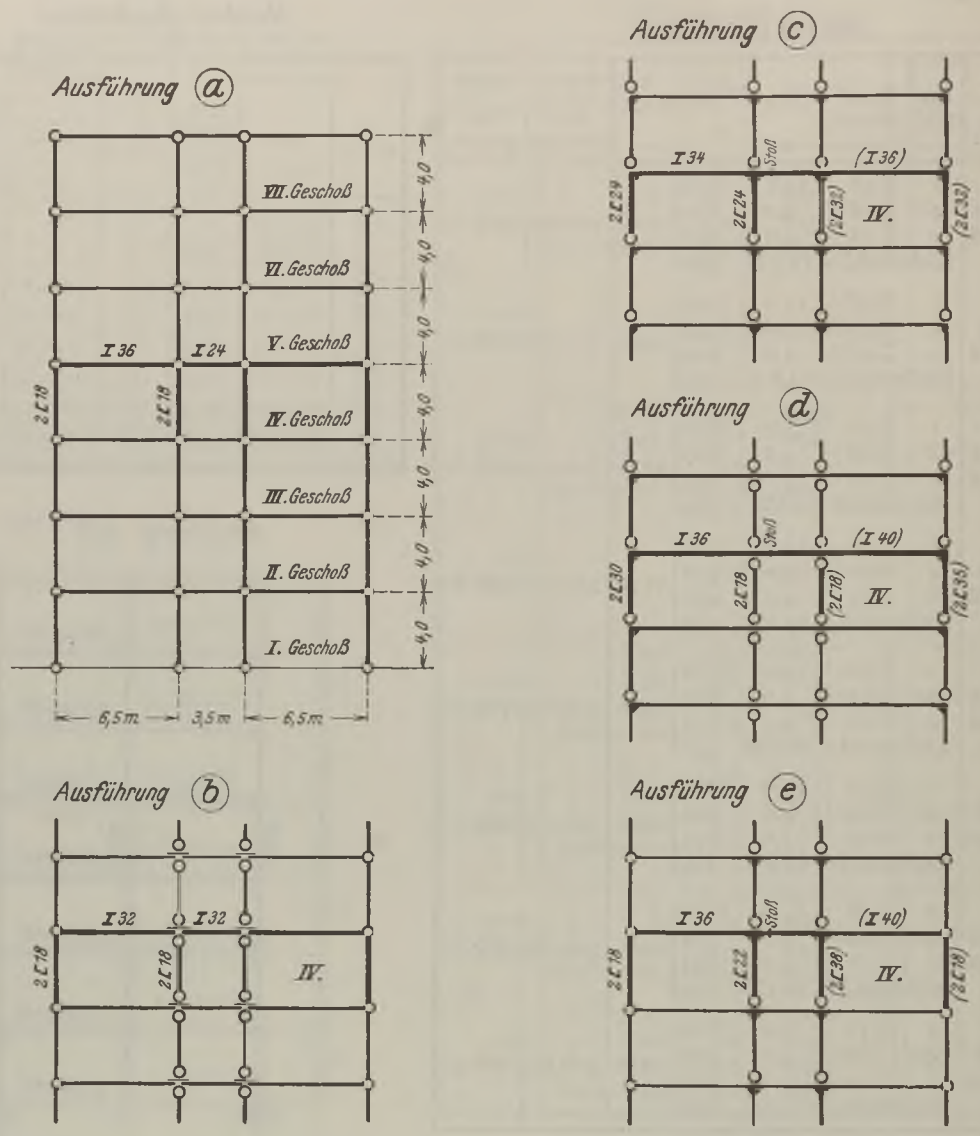
Ausführung (f)



Ausführung (h)



Tafel 42. Vergleiche von drei-
(mit kleinerem



Berechnungsgrundlagen.

Rahmenabstände = 3,5 m.

Lotrechte Belastungen:

Eigengewicht = 450 kg/m²; Nutzlast = 350 kg/m²;
Gesamtlast = 450 + 350 = 800 kg/m²;
Wandlast = 3500 kg für die Außenstiele eines jeden Geschosses.

Wagerechte Belastung infolge Wind:

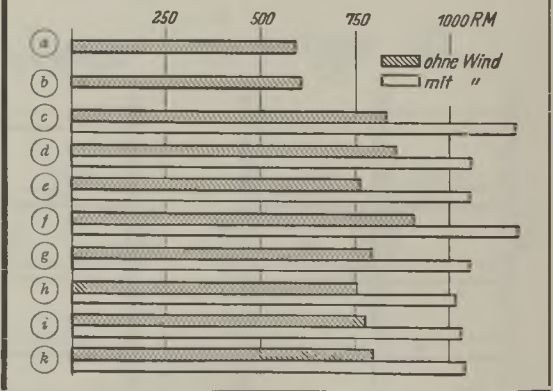
Einzellast im obersten Geschoß = 0,90 t;
Einzellast in den mittleren Geschossen = 1,75 t.

Zulässige Beanspruchung = 1,4 t/cm².

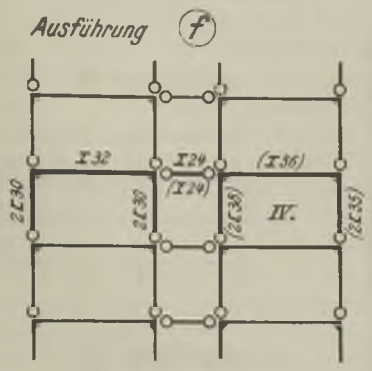
Verglichen werden die Riegel und Stiele des IV. Geschosses.

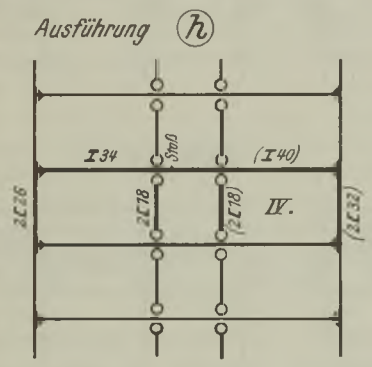
Die eingeklammerten Querschnitte sind mit Windberücksichtigung errechnet.

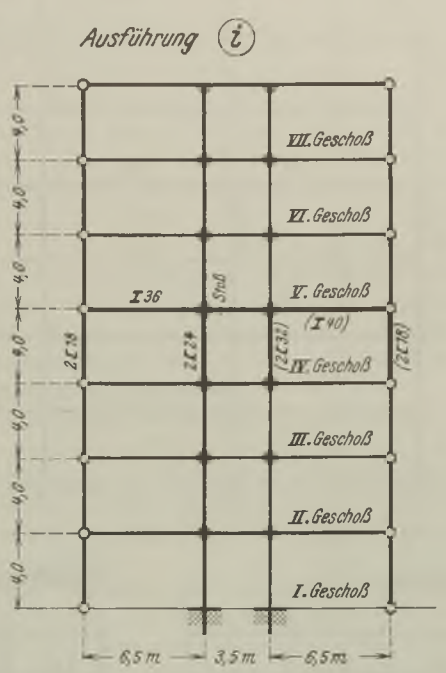
Vergleichsergebnisse (zeichnerisch).

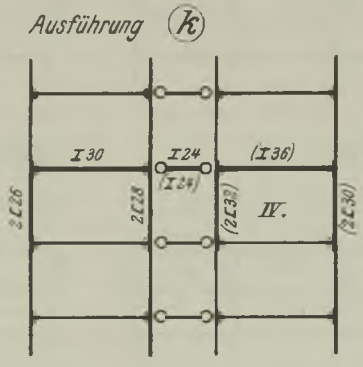


feldigen Stahlskelettbauten.
Mittelfeld.)









Vergleichsergebnisse. (Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

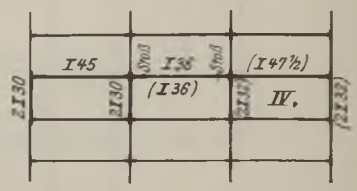
Ohne Wind					Mit Wind				
Ausführung	Material kg	Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM für 1 Feld	Mehrkosten in Proz. gegen „a“	Ausführung	Material kg	Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM für 1 Feld	Mehrkosten in Proz. gegen „h“
a	2130	280,00	596,40	—	a	—	—	—	—
b	2050	300,00	615,00	3,1	b	—	—	—	—
h	2440	310,00	756,40	26,8	h	3280	310,00	1016,80	—
e	2460	310,00	762,60	27,9	i	3320	310,00	1029,20	1,2
i	2500	310,00	775,00	30,0	k	3250	320,00	1040,00	2,4
g	2470	320,00	790,40	32,5	e	3400	310,00	1054,00	3,7
k	2490	320,00	796,80	33,6	g	3300	320,00	1056,00	3,9
c	2600	320,00	832,00	39,4	d	3430	310,00	1063,00	4,6
d	2770	310,00	858,70	44,0	c	3680	320,00	1177,60	15,8
f	2830	320,00	905,60	51,9	f	3700	320,00	1184,00	16,5

Tafel 43. Vergleiche von dreifeldigen Stahlskelettbauten (mit gleich großen Feldern).

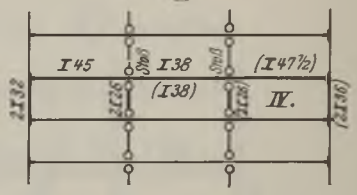
Berechnungsgrundlagen wie auf Tafel 42

Ausführung (a)

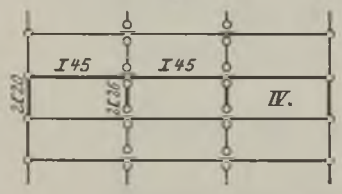
Ausführung (f)



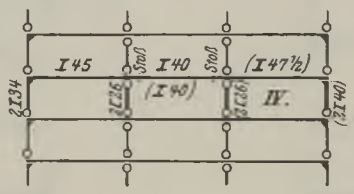
Ausführung (g)



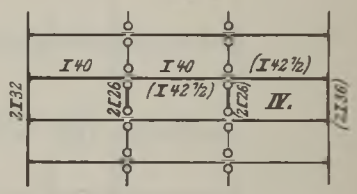
Ausführung (b)



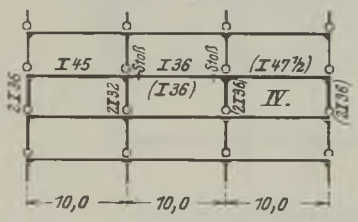
Ausführung (d)



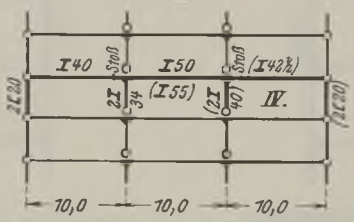
Ausführung (h)



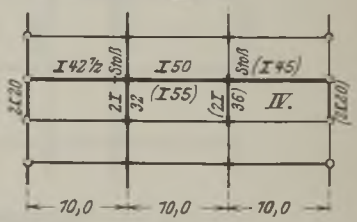
Ausführung (c)



Ausführung (e)



Ausführung (i)



Vergleichsergebnisse. (Der Wirtschaftlichkeit nach geordnet.)

Ohne Wind					Mit Wind				
Ausführung	Material kg	Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM für 1 Feld	Mehrkosten in Prozent gegen „b“	Ausführung	Material kg	Kosten in RM für 1000 kg	Kosten in RM für 1 Feld	Mehrkosten in Prozent gegen „h“
(b)	5250	307,50	1614,38	—	(a)	—	—	—	—
(h)	5180	320,00	1657,60	2,6	(b)	—	—	—	—
(a)	5980	287,50	1719,25	6,3	(h)	5820	320,00	1862,40	—
(g)	5580	310,00	1729,80	7,0	(g)	6180	310,00	1915,80	2,9
(e)	5650	310,00	1751,50	8,3	(f)	6350	320,00	2032,00	9,1
(i)	5750	310,00	1782,50	9,6	(d)	6600	310,00	2046,00	9,8
(d)	5830	310,00	1807,30	11,6	(e)	6650	310,00	2061,50	10,7
(f)	5750	320,00	1840,00	13,6	(i)	6720	310,00	2083,20	11,8
(c)	6300	320,00	2016,00	24,2	(c)	6900	320,00	2208,00	18,5

e) Ergebnis der Vergleiche.

In den vorstehenden Teilen a bis d sind eine ganze Anzahl von verschiedenen Stahlskelettanordnungen gezeigt und auf ihre Wirtschaftlichkeit hin zum Vergleich gestellt. Dabei ist von vornherein zu bemerken, daß die Vergleiche natürlich nicht absolut genau sein können, da die erforderlichen Querschnitte nicht immer gleichmäßig ausgenutzt werden konnten. Weiter ist zu beachten, daß zwecks besserer Vergleichsmöglichkeit nur glatte unverstärkte Querschnitte gewählt worden sind, obwohl geringere Verstärkungen vor allem bei Stäben an den Rahmenknotenpunkten (vgl. Teil D, erstes Zahlenbeispiel) günstigere Endergebnisse erzielen. Die Vergleichsergebnisse können daher nur einen gewissen Anhalt geben; bestehen bei der richtigen Wahl des Tragwerkes Zweifel, dann müssen eben, um zu dem günstigsten Ergebnis zu gelangen, einige Vergleichsüberschläge gemacht werden. Da bei ein und demselben Bauwerk die Berechnungsgrundlagen immer gleichbleiben, so können derartige Vergleiche ohne großen Arbeits- und Zeitaufwand schnellstens durchgeführt werden. Daß es sich lohnt, zeigen die großen Gewichts- und Kostenunterschiede bei den vorgenommenen Untersuchungen.

Abgesehen von dem Vorbehalt teilweise besserer Querschnittsausnutzung, Querschnittsverstärkung, zeitweiser Änderung der Einheitspreise geben doch die in großer Anzahl gebrachten Vergleiche einen praktischen Überblick, ziemlich sicher die günstigste Lösung zu treffen. Das eine ist jedenfalls klargestellt, daß das vollständige Rahmenwerk, das bei dem Eisenbetonbau aus konstruktiven Gründen wohl das gegebene ist, bei Stahlbauten recht unwirtschaftlich wird. Das vollständige Rahmenwerk erfordert durch die sich ergebenden größeren Stielmomente erheblich größere Stielquerschnitte bei nicht nennenswerter Verringerung der Riegelquerschnitte gegenüber den einfachen, durchlaufenden oder teilweise eingespannten Riegeln. Außerdem erfordern die vielen Rahmenknotenpunkte einen größeren Aufwand an Stahl, Büro-, Werkstatt- und Aufstellungskosten.

Im Stahlskelettbau werden bei Windübertragung durch die Decken die einfachen Tragwerke ohne Rahmenecken die weitaus wirtschaftlichsten. — Die Gebilde aus übereinandergestellten Gelenkrahmen und Stockwerkrahmen stellen sich nach den vorstehenden Vergleichsergebnissen gegenüber der einfachen Geschoßbauausführung bis zu 42,8 % teurer. Der Wind wird zweckmäßig durch die Decken oder Wagerechtverbände in die Giebelwände, Zwischenwände oder in einzelne Rahmentragwerke übertragen und durch diese in die Fundamente geleitet. Die Ausführung der Pendelstiele erfolgt bei dem einfachen Geschoßbau (vgl. Band III; Teil II, A im zweiten Abschnitt) ebenfalls durchlaufend; der Unterschied besteht nur darin, daß die Riegel mit einfachen Anschlußwinkeln, also ohne steife Ecken angeschlossen werden. Der Anschluß kann mittig oder aber auch mit geringer Steifigkeit geschehen; im neuzeitlichen Stahlhochbau sieht man auch trotz statischer Erfordernis nicht auf unbedingt gelenkigen oder mittigen Anschluß der Riegel.

Wird der Wind von den Tragwerken übernommen, so ist die Anordnung von Rahmenecken nicht zu umgehen, jedoch auch in diesem Falle sind wieder die statisch einfacheren Tragwerke mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben viel wirtschaftlicher als das vollständige Rahmenwerk.

Bei einem Stockwerkrahmen werden somit in zweckmäßiger Weise die äußeren oder die inneren Stielstränge als Pendelstiele angenommen. Die Pendelstiele werden trotzdem durchlaufend angeordnet, nur die Riegel sind ohne besondere Einspannwirkung anzuschließen.

Die Abstände der einzelnen Tragwerke werden gewöhnlich nach der Zimmergröße mit 3,0 bis 4,0 m festgelegt und die Decken auf diese Weite frei gespannt. Wie aber in Teil a nachgewiesen, sind derartig weitgespannte Decken verhältnismäßig kostspielig und erhöhen die Gesamtkosten nicht unerheblich. Es ist daher zweckmäßig, in 2,0 bis 2,3 m Entfernung Deckenträger anzuordnen und zur besseren Ausnutzung der Tragwerke und der Deckenträger (Durchlaufträger) die Abstände der Tragwerke auf das Doppelte, also auf 6,0 bis 8,0 m, zu vergrößern. Dadurch werden nicht nur Deckenkosten, sondern sogar das Gesamtstahlgewicht durch die bessere Ausnutzung der Tragwerke unter Einrechnung der Deckenträger verringert.

In der Tafel 40 sind z. B. bei einem Stahlskelett von 3,5 m Rahmenabständen 24,6 % Mehrkosten gegenüber einem Stahlskelett von $2 \cdot 3{,}5 = 7{,}0$ m Rahmenabständen und in 2,0 m Entfernung liegenden Deckenträgern nachgewiesen. Zu diesem wirtschaftlichen Vorteil der weiten Stützenabstände kommen dann noch Ersparnisse an Bauarbeiten, Fundamenten usw., die Verringerung der Bauteile und die Vergrößerung der lichten Stielabstände.

C. Die Füllbaustoffe im Stahlskelettbau.

Die Füllbaustoffe, die die Wand- und Deckengefache der Stahlausführungen ausfüllen, sind von ausschlaggebender Bedeutung für die Beurteilung und Haltbarkeit der Stahlskelettbauten. Die Verkleidung hat die Bewohner gegen Wind, Wetter, Kälte, Temperaturschwankungen und unangenehme Schallwirkungen sowie die Stahlteile gegen schädliche Einflüsse wie Feuer, Rost und Schwitzwasserbildung zu schützen. Die Füllbaustoffe werden in unzähligen Ausführungen angepriesen; es ist daher sehr wünschenswert, daß die verschiedenen Bauarten von den beteiligten Kreisen auf ihre Güte hin geprüft, brauchbare Baustoffe von den unbrauchbaren geschieden und zu geeigneten Baueinheiten zusammengefaßt und genormt werden.

1. Außenwände.

Es ist ein großer Vorzug der Stahlskelettbauweise, daß an Stelle des schweren und geringe Wärmehaltung besitzenden Vollmauerwerkes ein bedeutend leichteres und wärmehaltenderes Baumaterial herangezogen werden kann. Als Material kommen gebrannte Voll- und Hohlsteine, Bimsbeton-Hohlblocksteine, Leichtbetonarten, Putzträger usw. in Betracht.

a) Gebrannte Steine.

Der gebrannte Stein ist als Ausfachungsmaterial mit an erster Stelle zu nennen.

α) Wand aus Voll- und porigen Ziegeln.

Das deutsche Reichsmaß für den Vollziegel beträgt 12,0 · 6,5 · 25,0 cm; gebräuchlich ist ferner der Klosterstein von 13,5 · 8,5 · 28,5 cm Größe.

Wagerechte Fugen (Lagerfugen) sind 1,2 cm, lotrechte (Stoßfugen) 1,0 cm stark. 1 Schicht ist 7,7 cm, 13 Schichten sind 1,0 m hoch.

Die lange Seite des Ziegels heißt Läufer-, die schmale Seite Binder- oder Streckerseite. Demgemäß sind Läufer- und Binder- oder Streckerschichten zu unterscheiden. Stoßfugen (lotrechte Fugen) dürfen nie übereinander fallen, sie müssen gegenseitig versetzt sein. Abb. 262 zeigt die verschiedenen Mauerverbände: den Läuferverband, bei dem in allen Schichten nur Läufer, den Binderverband, bei dem in allen Schichten nur Binder verwendet werden; den gebräuchlichsten Mauerverband, den Blockverband, mit einander abwechselnden Läufer- und Binderschichten, sowie den Kreuzverband. Auf hoher Kante stehende Steine werden „Rollschichten" genannt.

Bisher sind viele Stahlskelette mit einer Ausmauerung von Voll- oder porigen Ziegeln verkleidet worden, wobei die Wand zum Teil über die Stützen als natürliche Verkleidung hervorragt. Die Wände können außen verputzt oder mit einer äußeren Klinkerschicht ausgeführt werden; Klinker sind durch Brennen stark erhärtete Ziegelsteine, die durch verschiedene Brenndauer bzw. Temperatur die verschiedensten Farbtöne besitzen. Die einzelnen Farbenarten ergeben eine starke und ruhige Flächenwirkung, die trotzdem niemals eintönig wirkt, da der auf der Wand liegende Glanz je nach Beleuchtung stets verschiedenartige

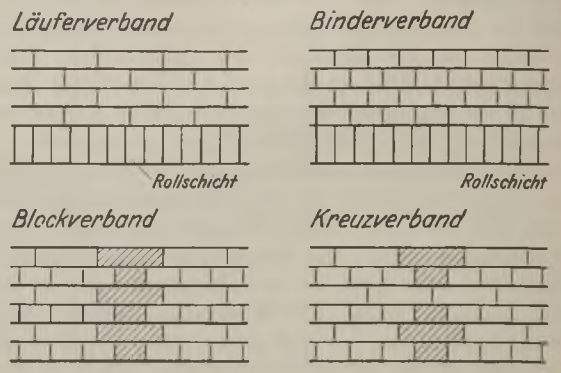


Abb. 262.

Farbtöne auslöst. Durch eine bestimmte Vermischung verschiedener Sorten von Klinkern ist auch eine buntere und lebhaftere Wirkung zu erzielen.

Die Klinkerverkleidung wird nach jeder vierten Schicht mit dem Hintermauerwerk verzahnt, so daß sie mit diesem einen festen Verband bildet. Um Kältebrücken zu vermeiden, werden vor die äußeren Stützenflansche Isolationsstreifen (Kork usw.) gelegt.

Die Stützen stehen entweder frei in dem durch das Mauerwerk gebildeten Hohlraum, oder sie werden eingemauert bzw. einbetoniert.

β) Wände mit Hohlräumen.

Zwecks besserer Wärmehaltung werden häufig Mauern mit Hohlräumen ausgeführt; die Luftschicht wird meistens $^1/_4$ Stein stark gewählt. Eine Vergrößerung der isolierenden Luftschicht ist selbst bei erheblicher Erhöhung dieses Maßes nur mit einer ganz geringfügigen Verbesserung der Wärmehaltung verbunden. Die äußere Schale legt sich vor das Stahlskelett, die innere Schale wird um die Stütze herumgeführt. Die beiden Wände sind in entsprechenden Abständen mit durchgreifenden Steinen zu versteifen.

Eine Annäherung an die Hohlsteinbauweise bilden die Winkelziegel. Durch die Art der Vermauerung (Abb. 263) wird die Zahl der durchgehenden Fugen

Hohlmauerwerk aus Winkel- oder Hakensteinen

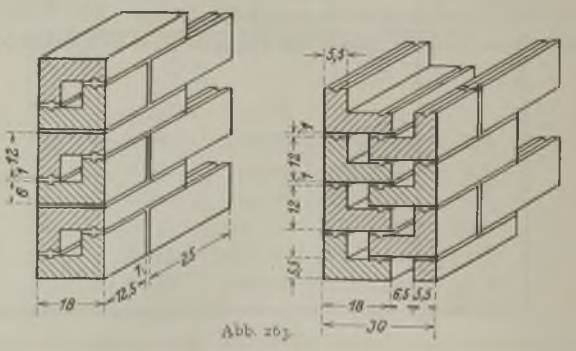


Abb. 263.

beschränkt und dadurch die Wärmehaltung sehr begünstigt.

In Abb. 264 ist das Eckert-Hohlmauerwerk gezeigt. Es wird aus gewöhnlichen Mauerziegeln hergestellt. Die Steine werden hochkant verlegt; nach acht Hochkantschichten wird eine Flachschicht angeordnet. Die getrennt liegenden Hochkantschichten werden in versetzter Anordnung nach jedem dritten

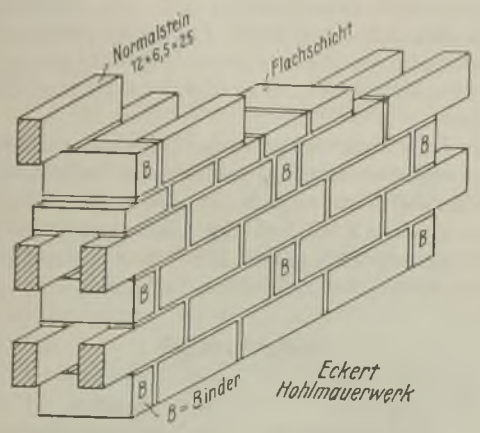


Abb. 264.

Stein durch einen Binder zusammengehalten. Die Vorteile dieser Bauweise sind Materialersparnis und gute Isolierfähigkeit und Wärmehaltung.

γ) Wände aus Hohlsteinen.

Zwecks Gewichts- und Raumersparnis bei einem höheren Wärmeschutz gegenüber dem Vollmauerwerk sind die Hohlsteine eingeführt. Das Reichsformat ist für den Stahlskelettbau als nicht geeignet zu bezeichnen, da bei der geringen Höhe der einzelnen Schichten von 7,7 cm zu viele Wagerechtfugen vorhanden sind. Die Hohlsteine werden daher in Größen entsprechend zwei bis vier zusammengemauerten Reichsmaßvollziegeln hergestellt. Die Verarbeitung von Hohlsteinen mit doppelter Normalgröße ist infolge ihres leichteren Gewichtes dennoch in gewöhnlicher Weise möglich. Sollte auch bei größeren Steinen, den sog. „Zweihandsteinen" die Vermauerung etwas umständlicher sein, so ist doch zu beachten, daß, abgesehen von der Fugenverringerung, in der Zeit der Verlegung eines größeren Steines mehrere Einhandsteine verlegt werden müssen.

Von den vielen guten Erzeugnissen der Ziegelindustrie können nachstehend nur einige erwähnt werden.

Der auch in Deutschland patentierte Frewen-Hohlziegel wird hauptsächlich in den in Abb. 265 dargestellten Größen hergestellt. Wie aus der Abbildung ersichtlich, haben die Ziegel mehrere nebeneinander längslaufende Hohlkanäle; an der Unterseite befinden sich Rippen, die in entsprechend breiteren, an der Oberfläche der darunterliegenden Steine befindlichen Nuten eingreifen. Die Lagerflächen der Steine werden beim Vermauern nur mit einem dünnen Mörtelüberzug versehen; im übrigen wird die feste Verbindung der Steine miteinander dadurch erzielt, daß nur die beiderseits der Rippen in den Nuten entstehenden Zwischenräume mit Mörtel ausgefüllt werden.

Das Gewicht von 1 m³ Frewen-Mauerwerk beträgt je nach Beschaffenheit der Steine etwa 1300 kg. Die zulässige Druckbeanspruchung ist auf Grund von

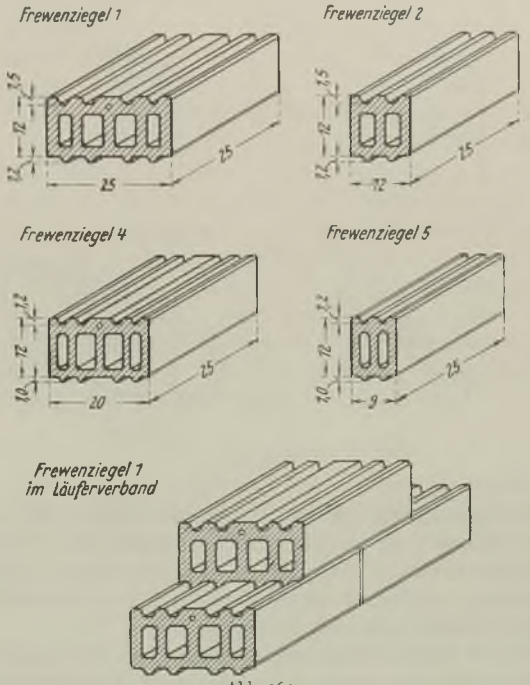


Abb. 265.

Prüfungen durch das Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem mit 14 kg/cm² festgesetzt worden (Verlegung in verl. Zementmörtel). Eine 20 cm starke Wand aus Frewen-Ziegeln hat eine größere Wärmeisolierfähigkeit als eine 38 cm starke Vollsteinwand.

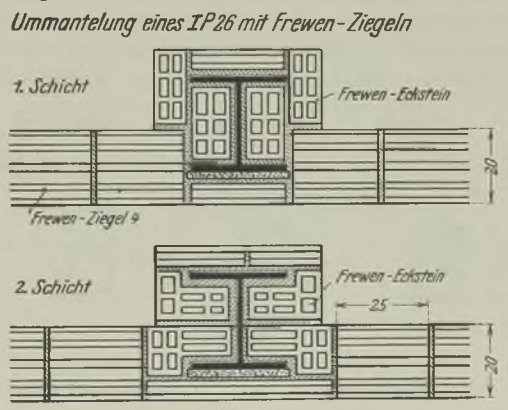


Abb. 266.

Die Steine werden im allgemeinen im Läuferverband mit Überbindung der halben Steinlänge aufeinander gemauert. Für die einhändige Handhabung dient ein bequemer Handgriff. Der Anschluß an die Stützen ist in Abb. 266 dargestellt, er wird unter Verwendung von verschiedenen Frewen-Hohlziegeln bewirkt.

Für Ausführung von Aristos-Mauerwerk werden Hohlblockziegel mit quadratischer Grundfläche (25 · 25 · 14,5 cm) als Binder und halb so große Blöcke als Läufer und Eckziegel verwendet (Abb. 267). Die Ziegel sind als Einhandsteine nur unter Benutzung

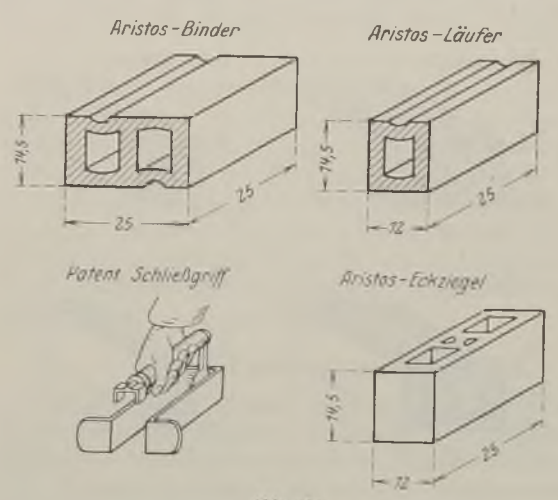


Abb. 267.

eines patentierten Schließgriffes benutzbar. Für Aristos-Mauerwerk eignet sich am besten der Streckquaderverband. Für Ecken, Fenster- und Türanschläge, Pfeiler, Stützenummantelungen verwendet man zweckmäßig den Eckziegel.

1 m³ Aristos-Mauerwerk wiegt 1100 bis 1250 kg. Die zulässige Druckbeanspruchung ist je nach Mörtelbeschaffenheit 5 bis 10 kg/cm². Eine 25 cm starke, beiderseits verputzte Wand aus Aristos-Steinen entspricht wärmetechnisch dem 38 cm starken Vollsteinmauerwerk.

Die Ziegelwerke Mittelsteine G. m. b. H. bringen beachtenswerte Hohlziegel in den Handel. In Abb. 268 sind die verschiedenen Steine dargestellt.

Bei den T-Ziegeln wird durch die Art der Vermauerung die Zahl der durchgehenden Fugen wesentlich be-

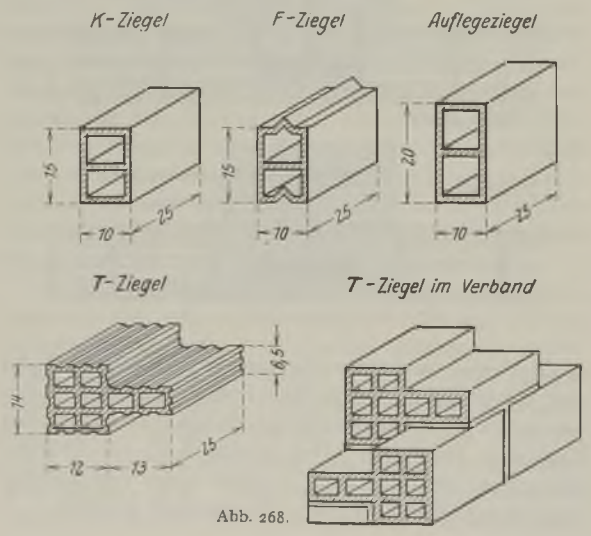


Abb. 268.

schränkt und dadurch die Wärmehaltung eine besonders gute.

Ein weiterer bewährter Stein ist der Viellochstein der Ziegelwerke Lochhausen; seine Größe entspricht der von zwei zusammengemauerten Reichsmaßvollziegeln, jedoch nur mit einem Gewicht eines gewöhnlichen Hintermauerungssteines.

In neuerer Zeit haben sich die fünfseitig geschlossenen Hohlsteine, die sog. EHZ-Steine (Abb. 269) gut eingeführt. In der Herstellung sind sie nunmehr ein Massenerzeugnis geworden.

Bei der Fabrikation unterscheidet man zwei Hauptgruppen:

Das Vollstrangverfahren, das bei magerem Material derart angewendet wird, daß der mit der Presse hergestellte Vollstrang ausgebohrt oder ausgeschabt wird. Hierzu gehören EHZ-Stein Pirlo mit zwei ausgeschabten Kammern (Abb. *a*) und EHZ-Stein Avan mit zwei runden ausgebohrten Löchern (Abb. *b*).

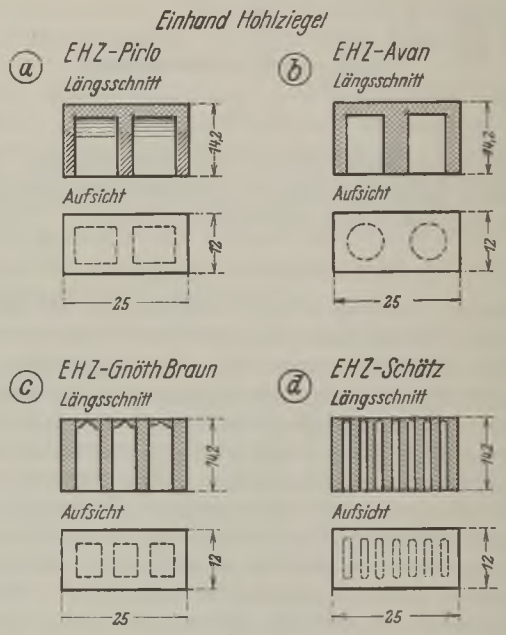


Abb. 269.

Das Hohlstrangverfahren, das aus fettem Material derart angewendet wird, daß der mit der Presse hergestellte Hohlstrang an einer Seite geschlossen wird. Hierzu gehören EHZ-Stein Gnöth-Braun und EHZ-Stein B. Z. mir drei eckigen Kammern (Abb. *c*). Ferner EHZ-Stein Schätz mit sieben oder acht Schlitzen (Abb. *d*).

Von den fünf verschiedenen Steinen, die unter dem Namen EHZ vereinigt sind, ist der Gnöth-Braun-Ziegel der verbreitetste; er ist auf der fünften (oberen) Seite nur lose geschlossen, jedoch so, daß der Mörtel genügend Auflage findet. Dieses lose Schließen ist kein Fabrikationsfehler, sondern Absicht, damit ein möglichst gutes und schnelles Trocknen der Formlinge bewerkstelligt wird.

Der doppelformatige EHZ-Stein ist nur 4 bis 5 kg schwer, d. h., 1,2- bis 1,5mal schwerer als der Normalformatstein. Infolge dieses geringen Gewichtes kann derselbe ohne weiteres als Einhandziegel vermauert werden. Das Mauerwerk aus EHZ-Steinen ist in seiner Druckfestigkeit dem gewöhnlichen Vollziegelmauerwerk weit überlegen und dem Klinkermauerwerk gleichwertig. Eine 25 cm dicke EHZ-Wand mit beiderseitigem 1,5 cm starken Kalkmörtelputz ist in bezug auf Wärmeschutz einer 38 cm Vollziegelwand gleichwertig.

b) Bimsbeton-Hohlblocksteine.

Aus vorgenannten Gründen kommen auch hier möglichst große Hohlblocksteine zur Verwendung. Die Fertighohlsteine aus Bimskies sind für die Ausfachung des Stahlskeletts sehr geeignet.

In Abb. 270 sind die Remy-Hohlblocksteine veranschaulicht. Der Zweikammerstein mit zwei hintereinanderliegenden, fünfseitig geschlossenen Hohlräumen ist 30 cm lang und 21 cm hoch; er wird für 38, 30, 25 und 20 cm Wandstärke angefertigt. Der Vierkammerstein hat eine Länge von 50 cm und eine Höhe von 25 cm; dieser wird für 30 und 25 cm starke Wände hergestellt. Acht Normalsteine geben 1,08 m² fertiges Mauerwerk.

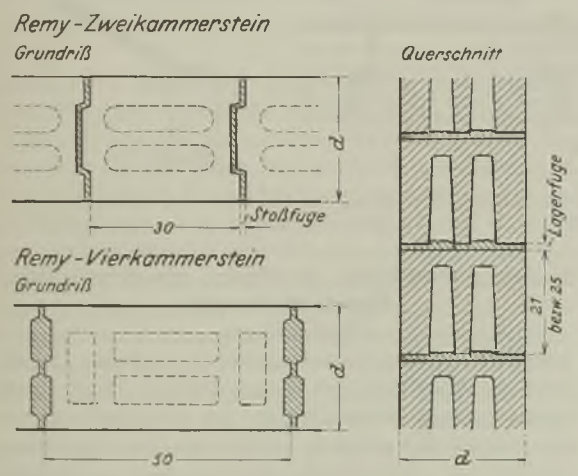


Abb. 270.

Das Gewicht des Remy-Hohlblockmauerwerkes beträgt etwa 750 kg/m³. Die Bruchfestigkeit beträgt 25,5 bis 26,5 kg/cm². Der Wärmeschutz der Platten ist hervorragend, er ist etwa 4 bis 5mal höher als bei einer gleich starken Ziegelwand.

Von Bimsbetonhohlblocksteinen seien ferner noch die der Firmen Hammer in Urmitz, Dahm, Hubalk und Moskopf genannt. In der Bauart sind wenig Unterschiede zu finden.

In Abb. 271 wird die Bauart mit Lupescu-Steinen gezeigt; es sind Hohlblocksteine aus Bimsbeton oder sonstigem Leichtbeton. Durch die auf dem Rücken angeordneten Rippen und dementsprechend in den Unterflächen vorgesehenen Aussparungen ergibt sich ein mehrfaches Ineinandergreifen in den Schichten und eine mehrfache Unterbrechung der Lagerfugen. Außerdem werden auch die Stoßfugen durch die seitlichen Ansätze unterbrochen. Durch diese geschickten Maßnahmen kann Feuchtigkeit nicht eindringen; auch ist der Wärmeschutz bei Windanfall gesichert. Den Anschluß an eine Stütze zeigt ebenfalls die Abb. 271; mit Hilfe der Stützenummantelungssteine, die abwechselnd links und rechts die Stütze umfassen, ist ein guter Abschluß in einfacher Weise zu bewerkstelligen.

c) Die Leichtbetonarten.

Der Kiesbeton ist wegen seines verhältnismäßig hohen Gewichtes, der schlechten Wärmehaltung und schlechten Schallsicherheit für Ausführungszwecke nicht so sehr geeignet wie der Bimsbeton. Zwecks künstlicher Erzeugung eines dem Bimsbeton ähnlichen Baustoffes sind in der letzten Zeit mehrere Verfahren bekannt geworden. Alle gehen darauf hinaus, aus Kieszementmörtel mit Hilfe von Zusatzstoffen einen künstlichen Stein mit vielen, möglichst gleichmäßig verteilten Poren zu schaffen.

α) Gas- und Schimabeton.

Beim Gas- und Schimabeton werden der feuchten Kiesbetonmörtelmasse vor der Verarbeitung Metallpulver (Magnesium, Aluminium oder auch Kalziumkarbid) beigefügt. Der in der Mischung fein verteilte Metallstaub verursacht nun unter Beihilfe des Wassers Gase, die die Masse zu einem schaumigen Gefüge aufblähen. Durch die entstehenden Gaszellen bzw. Bläschen im Beton entsteht nun ein verhältnismäßig leichter poröser Stein (Abb. 272).

Der bekannteste Gasbeton ist der Ärokret-Gasbeton der Firma Torkret--G. m. b. H. Berlin. Dieser ist sehr leicht, druckfest und gut isolierend. Ärokret-Gasbeton mit einem Gewicht von 900 kg/m³ hat eine durchschnittliche Druckfestigkeit von 32 kg/cm²; eine 20 cm starke Wand ist ebenso wärmeschützend wie eine 51 cm starke Ziegelwand. Sodann ist sehr vom Vorteil, daß das Material nagelbar und für alle Sonderausführungen, Stützeneinkleidungen u. dgl. leicht zu bearbeiten ist.

Es werden Platten hergestellt in den Größen von 60 × 33 cm und in den Stärken von 7,0, 9,8, 14,6, 16,0 und 20,0 cm, letztere als Hohlblocksteine. Das Versetzen der Platten erfolgt mit einem besonderen quellenden Ärokretmörtel, so daß die Fugen ebenfalls porös werden. Dadurch werden die einzelnen Bausteine zu einem Ganzen fest miteinander verbunden.

In der Abb. 273 ist ein Stützenanschluß gezeigt.

β) Zellenbeton.

Bei dem Zellenbeton wird die Zementmasse an Stelle der Gasentwicklung mit Seifenschaum aufgelockert. Der Schaum fällt dann beim Abbinden zusammen, und es verbleiben im Beton wieder kleine, mit Luft gefüllte Hohlräume, die dem Beton ein wabenartiges Gefüge verleihen.

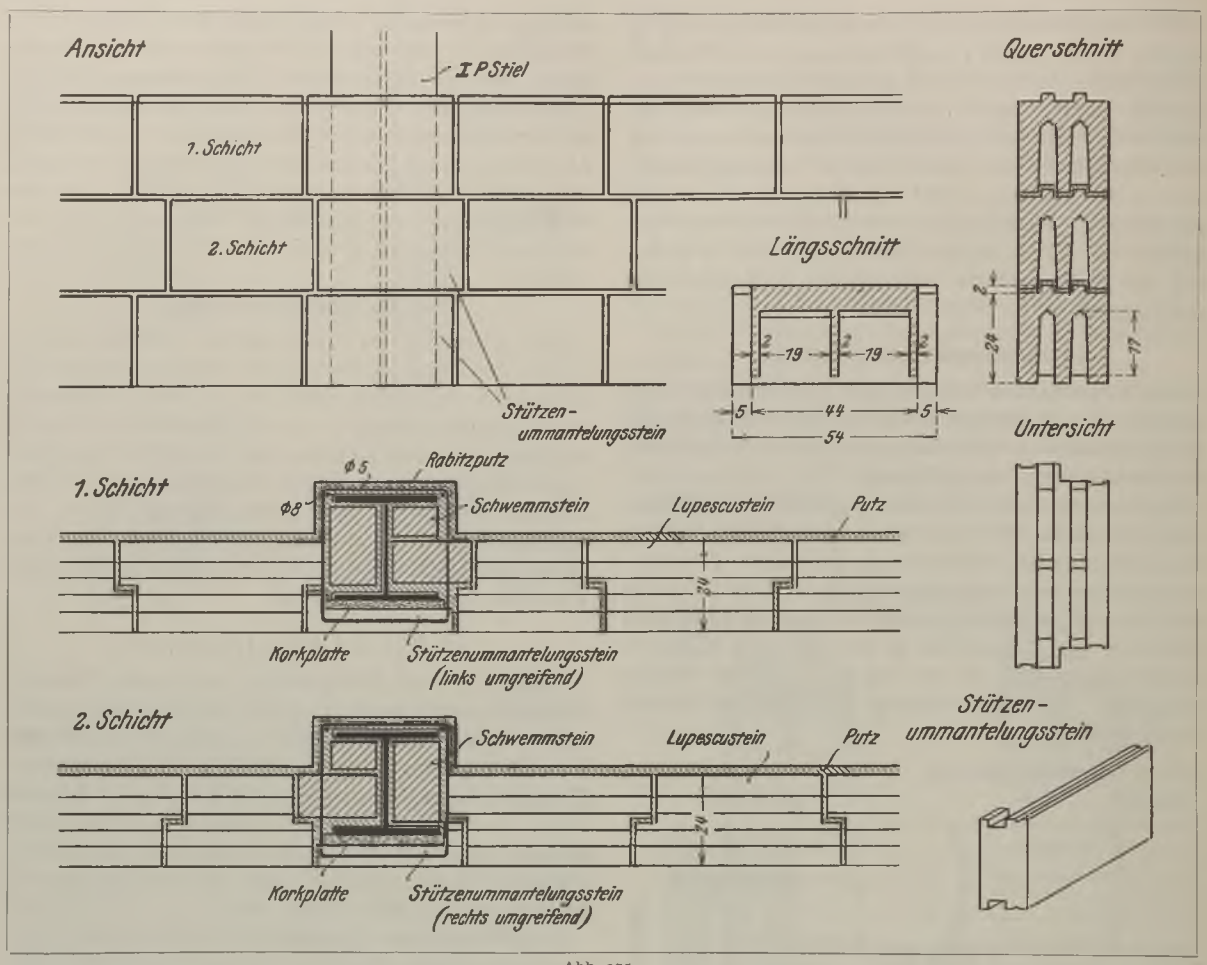


Abb. 271.

γ) Porositbeton.

Der Porositbeton besteht aus gewöhnlichem Beton (1 Teil Zement und 8 Teile Sand), der durch Beimischung von Weißkalk (1 Teil Weißkalk und 6 Teile Sand) aufgelockert wird. Die Festigkeit beträgt nach 28 Tagen 46 kg/cm².

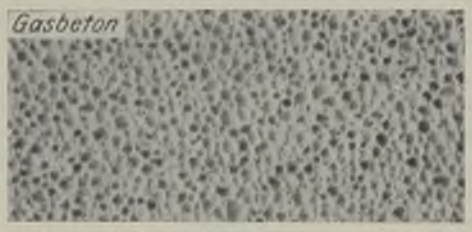


Abb. 272.

δ) Tonbeton.

Der Tonbeton besteht aus einer Betonmasse (Zement und Kiessand in Verhältnis 1 : 3) mit 15 % Zusatz gemahlener Tonerde. Die Zugfestigkeit soll 32 kg/cm² betragen. Die Steine sollen wärmehaltender und leichter als Kiesbeton sein (vgl. „Stein — Holz — Eisen" 1928, S. 645).

d) Aus verschiedenen Baustoffen zusammengesetzte Wandausbildungen.

(Schalenbau.)

Bei der Domosana-Bauweise wird die Außenhaut zur Abhaltung der Wettereinflüsse durch 3 mm starke Zement-Asbest-Platten, die schuppenartig vor das Stahlskelett gehängt werden, gebildet; die innere Verkleidung geschieht durch 5 cm starke Gipsdielen oder sonst geeignete Leichtbauplatten. Der Raum zwischen den das Stahlskelett einschließenden Schalen wird durch eine Isoliermasse (Kieselgurbeton, Zellenbeton, Gasbeton, Isostone-Bausteine usw.) ausgefüllt. Zur Herstellung einer besseren Wandansichtsfläche wird diese entweder mit einer halbsteinstarken Klinkerverblendung oder mit Kunststein bzw. Betonplatten verkleidet.

Auch die Heka-Bauweise ist bemerkenswert: Vor der eigentlichen Wand aus Bimsbetonhohlkörpern werden unter Wahrung einer Luftschicht besondere Bimsbetonplatten vorgesetzt, die vor der Stahlausführung liegen und diese gewissermaßen von außen wie eine Schale umgeben.

Bei Verkleidung von Stahlskelettbauten (Schalenbau) ist es natürlich zweckmäßiger, den

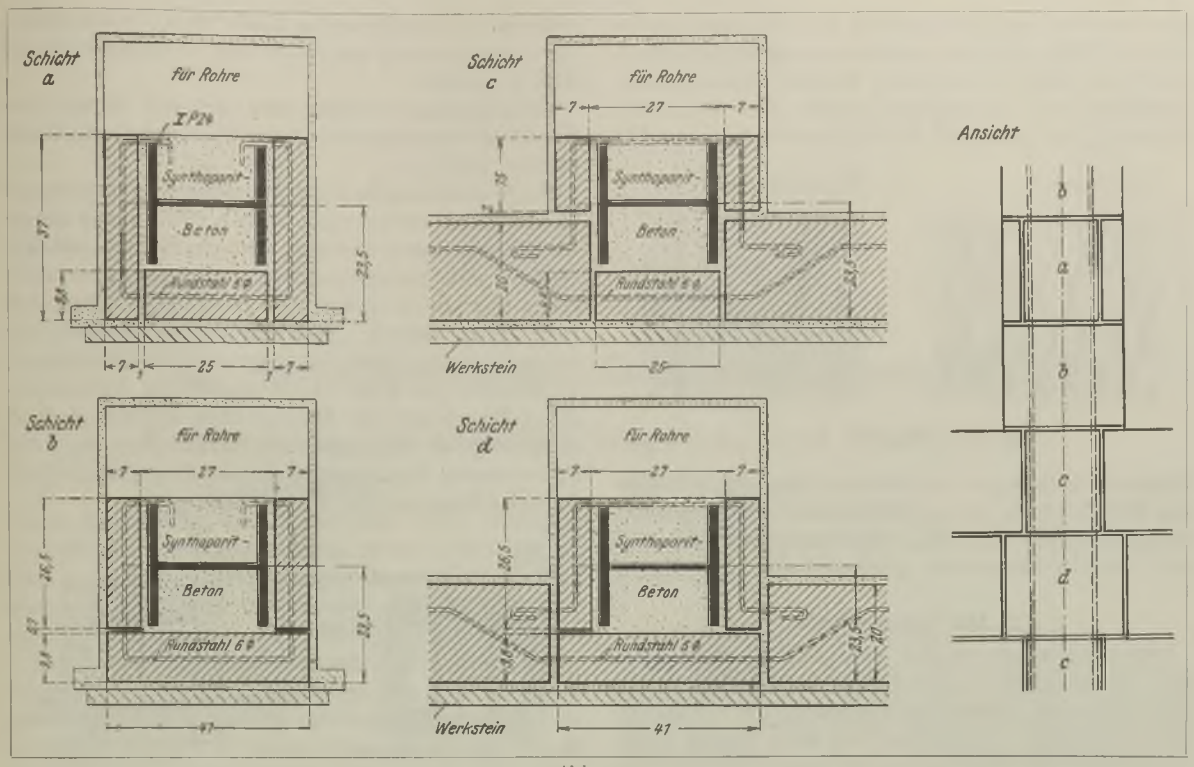


Abb. 273.

Baustoff zu suchen, der nicht nur den Wetterschutz, sondern zugleich auch die Wärmehaltung ermöglicht.

Hierfür sind die Solomitplatten von größter Bedeutung; sie sind unter hohem Druck aus gepreßtem Stroh, das durch ein Stahldrahtgerippe fest gebunden ist, hergestellt. Die Solomitplatten werden in allen gewünschten Größen und Stärken geliefert. Eine Solomitwand von 8 cm Stärke einschließlich Verputz ersetzt wärmetechnisch eine Vollziegelwand von 71 cm Stärke! Dabei wiegt diese Solomitwand einschließlich Putz nur 90 kg/m². Da Stroh den Schall nicht leitet, ist Solomit auch ein gutes Schallisoliermaterial.

Zur Verkleidung von Stahlskelettbauten eignen sich auch die Heraklithplatten. Die Regelplattengröße beträgt 200 × 50 cm; die Stärke $2^1/_2$, 5, $7^1/_2$, 10, $12^1/_2$ und 15 cm. Das Gewicht ist 400 kg/m³. Eine 10 cm starke Heraklithwand ergibt den gleichen Wärmeschutz wie eine 100 cm starke Ziegelmauer! Die Platten sind nicht nur auf ihrer Oberfläche, sondern bis in ihr innerstes Gefüge flammen- und feuersicher. Die Heraklithplatten werden durch Drahtschlaufen, die in das Füllmauerwerk aus Schwemmsteinen eingelegt sind, befestigt. Die Platten können auch in Zementmörtel versetzt werden.

Auch die Tektonleichtdiele ist als Wärmeschutz im Stahlskelettbau gebräuchlich. Die Diele besteht aus Holzwolle mit eingebetteten Längsleisten und besten Bindemitteln. Die Abmessungen sind 0,5 × 3,0 m bei Stärken von 3, 4, 6, 10 und 12 cm. Das Gewicht schwankt zwischen 280 und 360 kg/m³. Eine 3 cm starke Tektonleichtdiele ist so wärmedicht wie eine 32 cm starke Ziegelmauerwand. Bei Herstellung von Wänden werden gleich beim Versetzen der Dielen sämtliche Fugen und Anschlüsse mit Mörtel gefüllt. Als Außenputz wird ein verlängerter Zementmörtel und als Innenputz ein Gipskalkmörtel verwendet.

Schließlich sind noch die Putzträger zu erwähnen. In Amerika ist ein aus Dachpappe und Drahtgewebe zusammengestellter Baustoff (genannt Steeltex) sehr beliebt. Er wird außen über das Stahlskelett gezogen; vor diesem wasserabweisenden und wärmehaltenden Material wird dann noch eine halbsteinstarke Ziegelmauer vorgeblendet oder der Vorhang einfach verputzt. Als Innenhaut wird eine Drahtverspannung bzw. Streckmantel gewählt mit davorgesetzten Bauplatten, die dann verputzt werden. Das so umkleidete Stahlskelett ist als feuerbeständig zu bezeichnen. Risse werden unter allen Umständen vermieden.

In Deutschland sind Putzträger aus Drahtgewebe mit Zementmörtel (Schrödersches Drahtnetz) oder mit Ton (Staußziegelgewebe) bekannt geworden.

Auch das Baculagewebe aus Dreikantholzstäbchen, die mit Draht untereinander verbunden sind, gehört zu den Putzträgern.

Leider besitzen die genannten Gewebe keine Steifigkeit, so daß noch eine besondere Stahlbewehrung erforderlich wird.

Bisher wurde in Deutschland das bekannte Streckmetall (Abb. 274*a*) als Putzträger hergestellt, da diese jedoch ebenfalls elastisch sind, ist in letzter Zeit

eine neue Art von Streckmetall, das Rippenstreckmetall (Abb. 274*b*) zur Ausführung gekommen. Hierbei wird durch vollwandige Rippen eine derartige Steifigkeit des Putzträgers erzielt, daß keine besonderen Versteifungen mehr erforderlich sind. Die

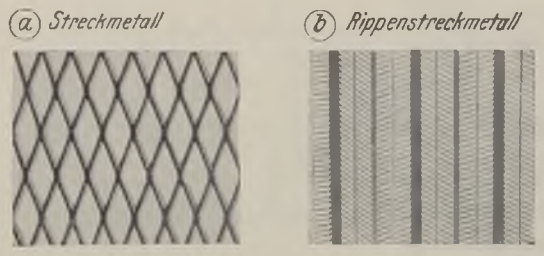


Abb. 274.

Rippenhöhe beträgt 1,2 oder 1,8 cm, der Abstand der Rippen 10 bis 20 cm. Eine innige Verbindung mit dem Putz ist durch die vorhandenen schrägen und sehr dünnen Einschnitte gewährleistet.

2. Die Innenwände.

Die Innenwände werden zweckmäßig aus dem bei den Außenwänden verwendeten Baustoff, jedoch den Anforderungen entsprechend in geringeren Abmessungen, hergestellt. Sie müssen vor allen Dingen außer der genügenden Standsicherheit eine genügende Isolierfähigkeit besitzen.

3. Die Decken.

Die verschiedenen Deckenbauarten sind ausführlichst im ersten Abschnitt, Teil III, zusammengestellt.

4. Die Ummantelung der Stützen.

Nach dem Erlaß vom 12. März 1925 (vgl. Teil Ia, B, 2, b im ersten Abschnitt) wird bei Stützen eine feuerbeständige Ummantelung durch allseitig feuerbeständiges Ausmauern oder Ausbetonieren der Stahlstützen erzielt; die Flanschflächen müssen jedoch wenigstens 3 cm Deckung von Beton mit eingelegtem Drahtgewebe oder von gebranntem Ton oder anderem erprobten Baumaterial erhalten. In Abb. 275 sind verschiedene Stützenummantelungen dargestellt.

Die Ausführung nach Abb. *a* und *b* mit einem Rabitzputz oder einer Ummauerung mit Hohl- oder Vollziegeln ist nur bei kleineren Bauten mit geringer Feuergefahr möglich. Hier müssen die Stahlteile, die nicht mit der Ummantelung in Berührung kommen, mit einem guten Rostschutzanstrich versehen werden.

Bei einem größeren, vielgeschossigen Stahlskelettbau, wo mit Anhäufung von brennbarem Material zu rechnen ist, wird besser an Stelle einer Ummantelung eine Ausmauerung mit Hohl- oder Vollziegeln gemäß Abb. *c* gewählt.

Die Hohlräume können aber auch mit Steinen ausgefüllt und das Ganze mit einem Monierputz eingehüllt werden (Abb. *d*).

Noch zweckmäßiger ist die völlige Einbettung in umschnürten Beton nach Abb. *e*. Die etwas teuere Ausführung kann dadurch wirtschaftlicher gestaltet werden, daß die Ausbetonierung in statischer Hinsicht berücksichtigt wird (vgl. „Zement" 1930, H. 43; Berger, „Statische Berücksichtigung der Ausbetonierung von Stützen im Stahlskelettbau; Verbund zwischen Stahlquerschnitt und Ausbetonierung; Berechnung der Stützen ohne und mit Berücksichtigung des Betonquerschnittes; Nachprüfung der Spannungen; Kostenvergleich und Ersparnisse durch Berücksichtigung der Einbetonierung).

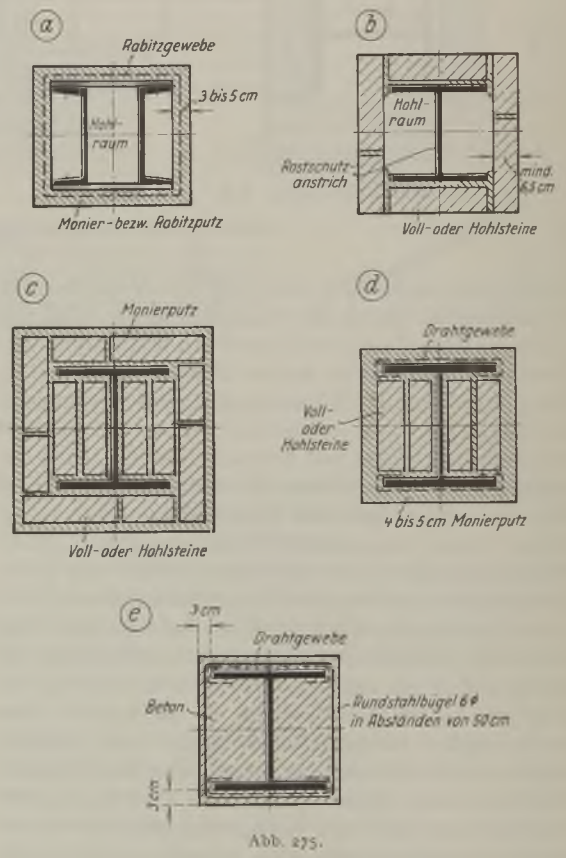


Abb. 275.

Außenstützen werden durch die gewählte Wandausfachung feuersicher ummantelt (vgl. die Abbildungen im Teil 1).

II. Berechnung der Stahlskelettbauten.

A. Berechnung der einfachen Tragwerke ohne Rahmenecken.

1. Allgemeines.

Die Berechnung der Riegel und Stiele einfacher Tragwerke ohne Rahmenecken bietet nichts Neues. Damit unnötige Wiederholungen erspart bleiben, wird hier nur angegeben, in welchen Bänden und Abschnitten die Einzelberechnungen zu finden sind.

Tragwerke ohne Rahmenecken sind für eine wagerechte Belastung nicht standfest; sie können daher nur dann zur Ausführung gelangen, wenn die Windbelastung durch die Decken bzw. durch die Wagerechtverbände aufgenommen und nach geeigneten Stützpunkten weitergeleitet wird.

2. Berechnung der Riegel.

a) Einfache Träger auf zwei Stützen.

Sind die Riegel an den Stielen unterbrochen und nicht in einer besonderen Weise verbunden, dann ergeben sich einfache Träger auf zwei Stützen, deren Berechnung nach dem ersten Abschnitt, Teil I b, A des vorliegenden Bandes geschieht.

Erfolgt die Auflagerung am Stiel außermittig gemäß Abb. 276, so darf als Trägerstützweite der lichte Stielabstand l' gewählt werden. Dadurch können oft

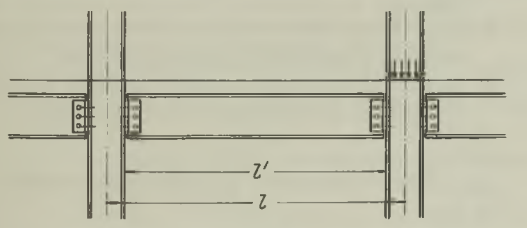


Abb. 276.

recht erhebliche Materialersparnisse erzielt werden. Zu beachten ist, daß die Stiele ein Biegemoment erhalten und außer den Riegelstützdrücken noch die Belastung des zwischen den Riegelauflagern befindlichen Deckenstreifens aufzunehmen haben.

b) Durchlaufträger.

Die Durchlaufträger werden nach dem ersten Abschnitt, Teil I b, E des vorliegenden Bandes berechnet. Sind Riegelstöße erforderlich, so erfolgen diese zweckmäßig in kurzer Entfernung von den Stielen, und zwar möglichst an der Stelle des Momentennullpunktes.

c) Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung.

Die Berechnung der Durchlaufträger mit teilweiser Einspannung ist aus dem ersten Abschnitt, Teil I b, F zu ersehen. Zu beachten sind die Bemerkungen am Ende des Teiles I, B, 4, c im zweiten Abschnitt.

d) Durchlaufgelenkträger.

Die Durchlaufgelenkträger werden nach dem ersten Abschnitt, Teil I b, G des vorliegenden Bandes berechnet.

3. Berechnung der Stiele.

Bei den übereinanderstehenden Stielen ist die Geschoßhöhe als Knicklänge anzunehmen, d. h., die Stiele sind von Geschoß zu Geschoß als Pendelstützen zu berechnen, obwohl eigentlich die Stielstränge durchlaufend sind.

Es dürfen somit die aus außermittigen Kraftangriffen herrührenden Biegemomente für jeden Stielteil getrennt behandelt werden: Die Momente werden somit an den Anschlußstellen der Decken überall Null, so daß keine Vermehrung der Momente nach unten zu stattfindet (Abb. 277). Die auftretenden wagerechten Seitenkräfte heben sich in der Hauptsache gegenseitig auf; kleinere Unterschiede werden von den Decken aufgenommen.

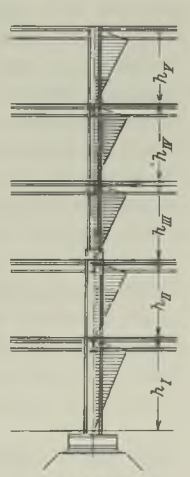


Abb. 277.

Die Berechnung erfolgt nach Band I, zweiter Abschnitt, Teil I c, A b, 4, c (Bestimmung der Druckstäbe), Band 3, zweiter Abschnitt, Teil I, D und E (Berechnung der Geschoßbau- und Pendelstützen).

B. Berechnung der Stockwerkrahmen.

Ba. Berechnung der regelrechten Stockwerkrahmen.

1. Allgemeines.

Ein Stockwerkrahmen ist ein Tragwerk mit beliebig vielen Stäben, die an den Knotenpunkten biegefest miteinander verbunden sind. Die wagerechten Stäbe werden Riegel und die senkrechten, Stiele genannt. Ein solches Tragwerk ist hochgradig statisch unbestimmt. Bezeichnet n die Anzahl der Felder und m die Anzahl der Geschosse, so ist das Tragwerk $3\,m\,n$-fach statisch unbestimmt, vorausgesetzt, daß sämtliche Stäbe an den Knotenpunkten biegefest miteinander verbunden und die Stiele des untersten Geschosses im Fundament eingespannt sind. So ist z. B. das Tragwerk nach Abb. 278*a*, bei dem vier vierfeldige Geschosse vorhanden sind, $3 \cdot 4 \cdot 4 = 48$ fach statisch unbestimmt.

Die genaue Untersuchung derartig hochgradig unbestimmter Tragwerke bleibt dem hoch entwickelten Wissenschaftsgebiete der Statik vorbehalten. Schrifttum hierüber ist nachfolgend angegeben. Die genaue Berechnung verlangt einen hervorragend wissenschaftlich gebildeten Statiker und einen ungeheuren Zeitaufwand; letzteres ist bei dem schnellen Arbeitstempo unserer Zeit besonders schwerwiegend.

Im vorliegenden Werk kommt lediglich die praktische Standberechnung von Stockwerkrahmen in Frage, die ein Näherungsverfahren gibt, das auch heute von allen Behörden anerkannt wird. Das angenäherte Verfahren besteht in der Schätzung der Momentennullpunkte, auch Wendepunkte der Biegelinie oder Festpunkte genannt, woraus sich dann die Einspanngrade der zunächst unbelastet angenommenen Riegel und Stiele ergeben. Zugrunde gelegt ist das Verfahren nach B. Löser, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden (vgl. „Der Bauingenieur" 1925, S. 616, und „Bemessungsverfahren"). Es ist nicht zu verkennen, daß die genauen wissenschaftlichen Untersuchungen die Grundlage für das Annäherungsverfahren durch die angestellten Vergleiche der genauen und angenäherten Untersuchungen gegeben haben. So kommt z. B. Dr.-Ing. Gehler, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden, in seinem Werk „Der Rahmen" nach einem Vergleichszahlenbeispiel zu dem Ergebnis, daß das Verhältnis der Trägheitsmomente der Stiele bzw. der Pfosten zu den Riegeln von ausschlaggebender Bedeutung ist, und diesem Einfluß gegenüber der Einspanngrad der Stielenden zurücktritt. Gehler schreibt hierzu wie folgt:

„Hieraus folgt aber, daß eine genauere verwickelte Untersuchung des Stockwerkrahmens sich kaum lohnt, und man sich praktisch mit schätzungsweisen Annahmen der Wendepunkte für die Pfostenbiegelinien, also der Abstände f_o und f_u, begnügen kann."

Bezeichnungen.

Die bei der Berechnung der Stockwerkrahmen angewandte grundsätzliche Bezeichnungsweise ist aus nachstehender Zusammenstellung ersichtlich (vgl. Abb. 278*a*):

1, 2, 3 . . .	Stabbezeichnung,
A, B, C . . .	Knotenpunktbezeichnung,
l_I, l_{II}, l_{III} . . .	Feldweiten von links nach rechts,
h_I, h_{II}, h_{III} . . .	Geschoßhöhen von unten nach oben,
l_1, l_2, l_3 . . .	Längen der Stäbe 1, 2, 3 . . .,
J_1, J_2, J_3 . . .	Trägheitsmomente der Stäbe 1, 2, 3 . . .,
w_1, w_2, w_3 . . .	vereinfachte Trägheitsmomente der Stäbe 1, 2, 3 . . . $= \frac{J_1}{l_1}$, $\frac{J_2}{l_2}$, $\frac{J_3}{l_3}$ . . .,
U_{1A}, U_{1B}, U_{2B} . . .	Übergangszahlen der Stäbe 1, 2 . . . an den Knoten A, B . . .,
τ_{1A}, τ_{1B}, τ_{2B} . . .	Ausschlagwinkel der Stabenden 1, 2 . . . an den Knoten A, B . . .,
X_{1A}, X_{1B}, X_{2B} . . .	Stützmomente der belasteten Stäbe 1, 2 . . . an den Knoten A, B . . .,
M_{1A}, M_{1B}, M_{2B} . . .	Gesamtstützmomente der Stäbe 1, 2 . . . an den Knoten A, B . . .,
N_1, N_2, N_3 . . .	Normalkraft im Stab 1, 2, 3 . . .,
P_g	Einzellast infolge ständiger Last (Eigengewicht),
P_p	Einzellast infolge Verkehrslast (Nutzlast),
P_q	Einzellast infolge Gesamtlast $= P_g + P_p$,
g	auf die Längeneinheit bezogene gleichmäßig verteilte ständige Last,
p	auf die Längeneinheit bezogene gleichmäßig verteilte Verkehrslast,
q	auf die Längeneinheit bezogene gleichmäßig verteilte Gesamtlast $= g + p$.

Unter der Annahme, daß der betrachtete Stab als einfacher Träger auf zwei Stützen beiderseitig frei aufliegt.

$\mathfrak{F}$	Flächeninhalt der Momentenfläche eines Stabes,
$\mathfrak{A}$	linke Momentenstützkraft infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche,
$\mathfrak{B}$	rechte Momentenstützkraft infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche,
$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l}$, $\frac{6\,\mathfrak{B}}{l}$	Belastungsglieder (Kreuzlinienabschnitte).

In den Tafeln 4 und 44 sind die Werte $\mathfrak{F}$, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $\frac{6\,\mathfrak{A}}{l}$, $\frac{6\,\mathfrak{B}}{l}$ für die wichtigsten Belastungsfälle zusammengestellt.

Vorzeichenregeln.

Vorzeichen der Biegemomente.

Ein Biegemoment gilt als positiv, wenn es an der gestrichelten Stabseite Zug erzeugt. Die im nachfolgenden gestrichelt angenommenen und gekennzeichneten Stabseiten sind für alle Fälle wie folgt eindeutig festgelegt.

Betrachtet man ein Tragwerk von einem Punkt, der auf Grundsohle und Mitte Tragwerk liegt (in Abb. 278*a* ist es der Punkt *t*, der auch Augenpunkt genannt wird), so sind alle die Stabseiten gestrichelt, die dem Augenpunkt zugewendet sind: Bei den Riegeln ist demnach überall die untere Stabseite gestrichelt; bei den Stielen, die links von Tragwerkmitte liegen, ist die rechte und bei den Stielen, die rechts von der Mitte liegen, die linke Stabseite gestrichelt. Bei Stielen, die in Tragwerkmitte liegen, ist stets die linke Seite gestrichelt anzunehmen.

Erhalten die gestrichelten Stabseiten Zug, dann ist das Moment als positiv, erhalten sie dagegen Druck, dann ist es als negativ bezeichnet. Positive Momentenflächen werden im allgemeinen an die Zugseite der Stäbe aufgetragen; es sind somit die positiven Momentenflächen an der gestrichelten und die negativen Momentenflächen an der ungestrichelten Stabseite angetragen.

Vorzeichen der Normalkräfte.

Normalkräfte werden als positiv bezeichnet, wenn sie eine Druckkraft erzeugen. Ergibt sich in der Berechnung ein negatives Vorzeichen, so zeigt das Zeichen an, daß an der betreffenden Stelle eine Zugkraft vorhanden ist.

Schrifttum über wissenschaftliche Werke und Aufsätze.

Andrée, Berechnung statisch unbestimmter Systeme, Berlin 1919.
—, Das *B—U*-Verfahren, Berlin 1920.
Bleich, Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke mit dem Viermomentensatz, Berlin 1925.
Diem, Die Berechnung der Geradstabwerke mit unverschieblichen Eckpunkten in Beton und Eisen, 1924.
Engesser, Berechnung der Rahmenträger, Berlin 1913.
—, Die Berechnung der Stockwerkrahmen in „Der Eisenbau" 1920, S. 81.
Fischer, Statik und Festigkeitslehre, Berlin 1928.
Gehler, Der Rahmen, Berlin 1928.
Hartmann, Die statisch unbestimmten Systeme des Eisens und Eisenbetonbaues, Berlin 1922.
Kammer, Statisch unbestimmte Hauptsysteme, in „Armierter Beton" 1914, Heft 4 u. 5.
Löser, Bemessungsverfahren, Berlin 1930.
Maier-Leibnitz, Berechnung einfacher und mehrfacher Rahmen, Stuttgart 1918.
Marcus, Studie über mehrfach gestützte Rahmen und Bogenträger.
Mohr, Beitrag zur Berechnung der Rahmenträger, Berlin 1915.
Müller, Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktion, Leipzig 1905.
—, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, Leipzig 1913.
Müller, S., Zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke. Zentralblatt der Bauverw. 1907, S. 23.
Pirlet, Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme, in „Der Eisenbau" 1910, S. 331.
Saliger, Praktische Statik, Leipzig und Wien 1927.
Strassner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmenträger und elastischen Bogenträger, Berlin 1925.
Takabeya, Rahmentafeln, Berlin 1930.
Worch, Die Berechnung der Stockwerkrahmen, in „Der Eisenbau" 1920, S. 81.
—, Studien zur Berechnung und Konstruktion mehrstieliger Stockwerkrahmen, in „Der Bauingenieur" 1925, S. 679.
Wuszkowski, Statik der Stockwerkrahmen, Berlin 1911.

2. Berechnung der Stockwerkrahmen mit lotrechter Belastung der Riegel.

a) Grundlagen des Näherungsverfahrens.

Bei der genauen Berechnungsweise der Stockwerkrahmen ergibt sich, daß der Einfluß der lotrechten Belastung eines Stabes auf die anliegenden Stäbe derart schnell abnimmt, daß weiter entfernt liegende Stäbe kaum noch davon betroffen werden. Es genügt daher, von dem Gesamttragwerk nur den Teil zu betrachten, der aus dem belasteten Stab und den unmittelbar anstoßenden Stäben besteht. Die anschließenden Stäbe bleiben zunächst unbelastet und sind an den Enden gemäß den später behandelten Einspanngraden frei bzw. gelenkig, elastisch oder voll eingespannt anzunehmen.

b) Bestimmung der Stützmomente des belasteten Stabes.

α) Allgemeines.

Zwecks Ermittlung der Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der unbekannten Stützmomente wird der Stab 10 des Tragwerkes nach Abb. 278*a* betrachtet. Nur dieser Stab wird belastet, alle übrigen Stäbe bleiben zunächst unbelastet. Zur Ermittlung der Gleichungen für den allgemeinen Gebrauch ist in Abb. 278*b* der in Betracht gezogene Teilrahmen besonders herausgezeichnet. Die zur Ermittlung der allgemeinen Gleichungen gebrauchten Bezeichnungen, die auch aus der Abbildung *b* hervorgehen, sind wie folgt festgelegt:

n	Bezeichnung des belasteten Stabes,
1, 2 und 3	unbelastete Stäbe am linken Ende des Stabes n,
4, 5 und 6	unbelastete Stäbe am rechten Ende des Stabes n,
l	Knotenpunkt am linken Ende des Stabes n,
r	Knotenpunkt am rechten Ende des Stabes n,
l_n	Länge des Stabes n,
w_n	vereinfachtes Trägheitsmoment des Stabes $n = \frac{J_n}{l_n}$,
$\ddot{U}_1, \ddot{U}_2$ und $\ddot{U}_3$	Übergangszahlen der Stäbe 1, 2 und 3 am Knoten l,
$\Sigma \ddot{U}_{n_l}$	Summe der Übergangszahlen der unbelasteten Anschlußstäbe 1, 2 und 3, die am linken Knoten (l) des belasteten Stabes (n) anschließen,
$\Sigma \ddot{U}_{n_r}$	Summe der Übergangszahlen der unbelasteten Anschlußstäbe 3, 4 und 5, die am rechten Knoten (r) des belasteten Stabes (n) anschließen,
X_{n_l}	Stützmoment des belasteten Stabes n am linken Knoten (l),
X_{n_r}	Stützmoment des belasteten Stabes n am rechten Knoten (r),
$\mathfrak{A}_n$	linke Momentenstützkraft des Stabes n,
$\mathfrak{B}_n$	rechte Momentenstützkraft des Stabes n,
τ_{n_l}	Stabdrehwinkel des Stabes n am Knoten l,
τ_{n_r}	Stabdrehwinkel des Stabes n am Knoten r,
τ_{1_l}, τ_{2_l} und τ_{3_l}	Stabdrehwinkel der Stäbe 1 bis 3 am Knoten l.

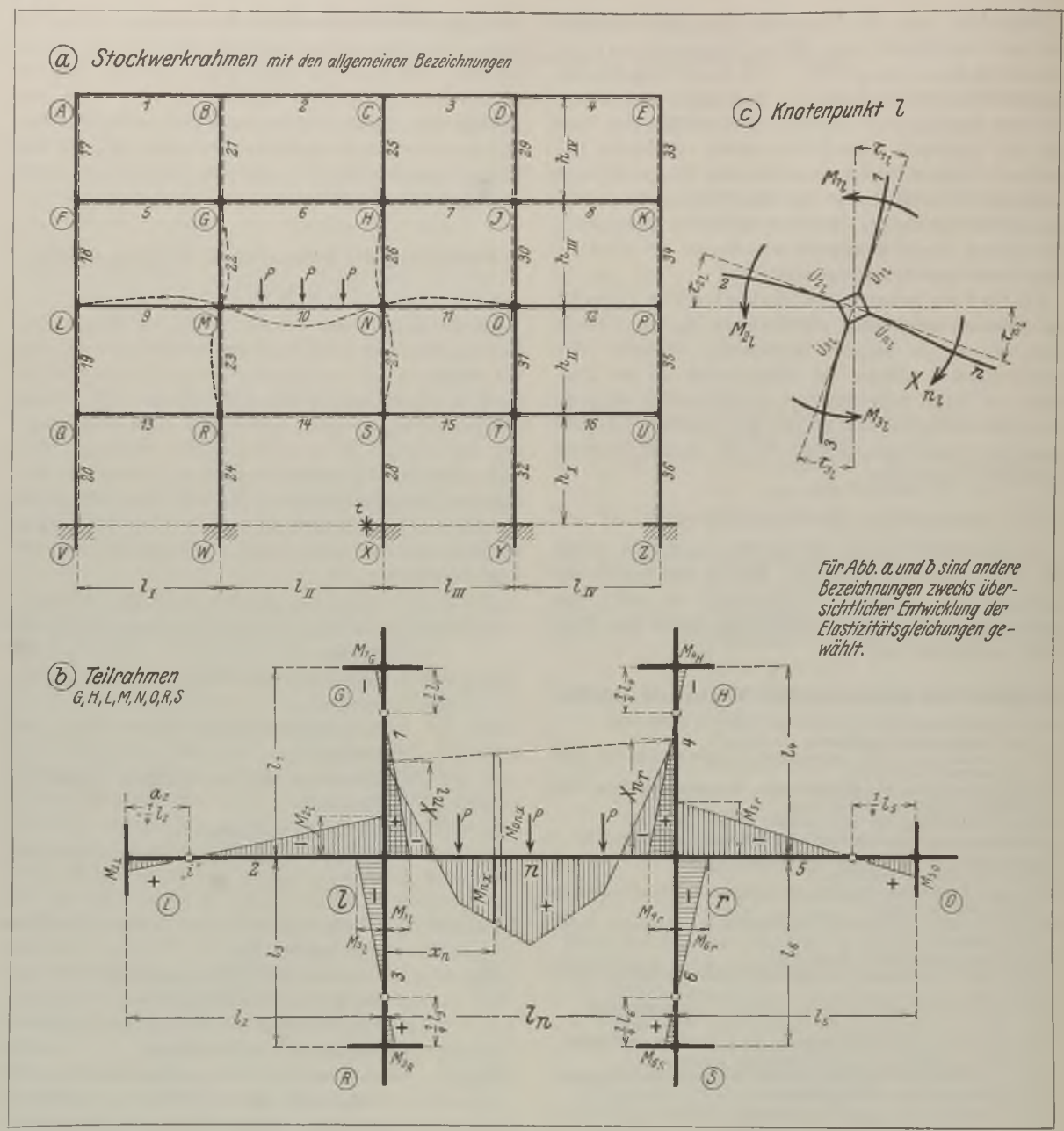


Abb. 278.

β) Stabdrehwinkel τ des belasteten Stabes n.

Zunächst sind die Stabdrehwinkel oder Ausschlagwinkel des belasteten Stabes n zu ermitteln:

τ_{n_l} = die durch $E\,J$ dividierte Momentenstützkraft $\mathfrak{A}$,

τ_{n_r} = die durch $E\,J$ dividierte Momentenstützkraft $\mathfrak{B}$.

Im Teil Ib, D des ersten Abschnittes ist die Ermittlung der Ausschlagwinkel genau durchgeführt, so daß an dieser Stelle das Ergebnis der dortigen Untersuchungen (Gleichung 1a und 2a) nach Einsetzen der im vorliegenden Teil festgelegten Bezeichnungen übernommen werden kann:

$$6E\,\tau_{n_l}\frac{J_n}{l_n} = 2\,X_{n_l} + X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n},$$

$$6E\,\tau_{n_r}\frac{J_n}{l_n} = X_{n_l} + 2\,X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}.$$

Durch Einsetzen des Ausdruckes für das vereinfachte Trägheitsmoment des Stabes n

$$w_n = \frac{J_n}{l_n}$$

erhält man

$$6E\,\tau_{n_l} = \frac{1}{w_n}\left(2\,X_{n_l} + X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}\right). \qquad (1)$$

$$6E\,\tau_{n_r} = \frac{1}{w_n}\left(X_{n_l} + 2\,X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}\right). \qquad (2)$$

γ) Stabdrehwinkel eines unbelasteten Anschlußstabes.

Nun wird der unbelastete Anschlußstab 2 des Stockwerkteilrahmens nach Abb. 278*b* betrachtet. Die Stabwinkel ergeben sich sinngemäß der Gleichung (2); es ist zu beachten, daß bei den unbelasteten Stäben das Belastungsglied $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$ nicht vorhanden ist.

$$6E\tau_{2_l}\frac{J_2}{l_2} = 2M_{2_l} + M_{2_L}.$$

Durch Einsetzen des Ausdruckes für das vereinfachte Trägheitsmoment des Stabes 2

$$w_2 = \frac{J_2}{l_2}$$

wird wieder entsprechend Gleichung (1):

$$6E\tau_{2_l} = \frac{1}{w_2}(2M_{2_l} + M_{2_L}). \tag{3}$$

Bezeichnet i den linken Festpunkt des Stabes, der auch Momentennullpunkt oder Biegelinien-Wendepunkt genannt wird, und a_2 seinen Abstand vom Knoten L, dann ergibt sich durch die Verhältnisgleichung $M_{2_L} : a_2 = -M_{2_l} : (l_2 - a_2)$

das Stützmoment des unbelasteten Stabes 2 am Knoten L:

$$M_{2_L} = -M_{2_l}\frac{a_2}{l_2 - a_2}. \tag{4}$$

Durch Einsetzen dieses Ausdruckes in die Gleichung (3) erhält man

$$6E\tau_{2_l} = \frac{1}{w_2}\left(2M_{2_l} - M_{2_l}\frac{a_2}{l_2 - a_2}\right);$$

durch Ausklammern von M_{2_l} ergibt sich

$$6E\tau_{2_l} = M_{2_l}\frac{1}{w_2}\left(2 - \frac{a_2}{l_2 - a_2}\right);$$

und weitere Umformungen:

$$6E\tau_{2_l} = M_{2_l}\frac{1}{w_2}\,\frac{2l_2 - 3a_2}{l_2 - a_2},$$

$$6E\tau_{2_l} = \frac{M_{2_l}}{w_2\,\dfrac{l_2 - a_2}{2l_2 - 3a_2}}. \tag{5}$$

Nunmehr ist in der Gleichung der Ausdruck für die Momentenübergangszahl $\ddot{U}_{2_l}$ des Stabes 2 am Knoten l enthalten:

$$\ddot{U}_{2_l} = w_2\frac{l_2 - a_2}{2l_2 - 3a_2}. \tag{6}$$

Dieser Ausdruck ist abhängig von dem vereinfachten Trägheitsmoment w_2 und der Lage des Festpunktes i; die Gleichung (5) kann damit wie folgt gesetzt werden:

$$6E\tau_{2_l} = \frac{M_{2_l}}{\ddot{U}_{2_l}}. \tag{7}$$

δ) Die Größen der Übergangszahlen $\ddot{U}$.

Löser gibt in seinem Werk „Bemessungsverfahren" ausgezeichnete Werte zur Schätzung der Lage der Festpunkte und damit zur Ermittlung der Übergangszahlen $\ddot{U}$. Es werden drei Einspanngrade unterschieden.

1) Einspanngrad a.

Einerseits Gelenklagerung, anderseits biegefester Anschluß an einem elastisch drehbaren Rahmenknoten (Abb. 279):

$$a = 0;$$

nach Gleichung (6) wird dann

$$\ddot{U} = w\frac{l - a}{2l - 3a} = w\frac{l - 0}{2l - 3\cdot 0} = \frac{1}{2}w.$$

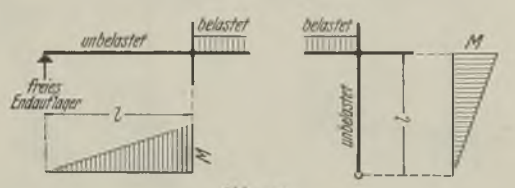


Abb. 279.

Bei Stockwerkrahmen kommt diese Stützung in der Hauptsache bei den Stielen des untersten Geschosses mit Gelenkauflagerung in Betracht (vgl. das erste und dritte Zahlenbeispiel).

Diese Stützung ist aber auch bei Riegeln mit freier Endauflagerung vorhanden; z. B. bei einem Anbau an einem massiven Gebäude, bei dem die Pfeiler bzw. Wände Biegemomente nicht übertragen können.

Bei Dachgeschoßstielen, die durch geringe Lasten verhältnismäßig geringe Querschnitte erhalten und dadurch sehr schlank werden, ist ebenfalls der Belastungsfall a mit gelenkiger Lagerung in den Fußpunkten anzunehmen (vgl. das erste Zahlenbeispiel).

2) Einspanngrad b.

Beiderseits biegefester Anschluß an elastisch drehbare Rahmenknoten (Abb. 280).

$$a = \tfrac{1}{4}l;$$

nach Gleichung (6) wird dann:

$$\ddot{U} = w\frac{l - a}{2l - 3a} = w\frac{l - \frac{1}{4}l}{2l - 3\cdot\frac{1}{4}l} = 0{,}6\,w.$$

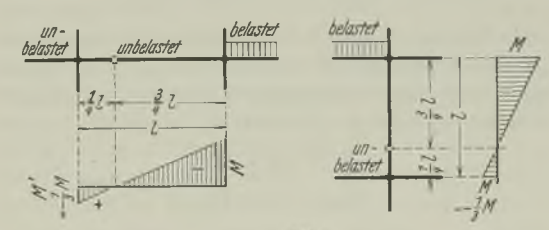


Abb. 280.

Durch die Annahme des Festpunktes ist auch das Stützmoment M' durch Verhältnisrechnung bekannt:

$$-M' : \tfrac{1}{4}l = M : \tfrac{3}{4}l,$$

$$M' = -\frac{\frac{1}{4}l\,M}{\frac{3}{4}l} = -\frac{1}{3}M.$$

Diese Stützung ist für alle Riegel und Stiele maßgebend, die nicht einseitig gelenkig oder einseitig voll eingespannt sind.

3) Einspanngrad c.

Einerseits volle Einspannung, anderseits biegefester Anschluß an einem elastisch drehbaren Rahmenknoten (Abb. 281).

$$a = \tfrac{1}{3}\, l;$$

nach Gleichung (6) wird dann:

$$\ddot{U} = w\,\frac{l-a}{2\,l-3\,a} = w\,\frac{l-\frac{1}{3}\,l}{2\,l-3\cdot\frac{1}{3}\,l} = \frac{2}{3}\,w;$$

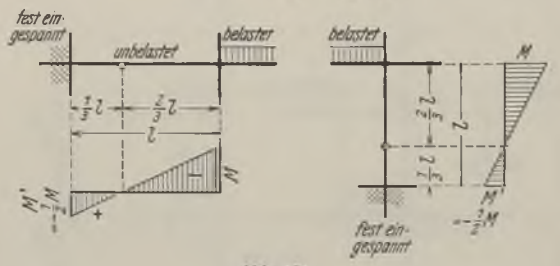


Abb. 281.

Durch die Annahmen des Festpunktes ist auch das Stützmoment M' durch Verhältnisrechnung bekannt:

$$-M' : \tfrac{1}{3}\, l = M : \tfrac{2}{3}\, l$$

$$M' = -\frac{\frac{1}{3}\, l\, M}{\frac{2}{3}\, l} = -\frac{1}{2}\, M.$$

Diese Stützung ist bei den im Fundament fest eingespannten Stielen anzunehmen.

ε) Die Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der Stützmomente X_{n_l} und X_{n_r} des belasteten Stabes n.

Bei dem belasteten Stab n des Stockwerkrahmens nach Abb. 278b wirken an seinen Endpunkten l und r die Stützmomente X_{n_l} und X_{n_r}. Betrachtet man nun zunächst den herausgeschnitten gedachten Knotenpunkt l (Abb. 278c) mit den daran wirkenden Momenten, dann muß zweifellos die Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ erfüllt sein:

$$\Sigma M_l = M_{1_l} + M_{2_l} + M_{3_l} + X_{n_l} = 0. \qquad (8)$$

Die Stützmomente M der unbelastet angenommenen Anschlußstäbe 1, 2 und 3 wirken dem Stützmoment X_{n_l} des anstoßenden Laststabes n entgegen. Gemäß Gleichung (7) wird:

$$M_{1_l} = 6\,E\,\tau_{1_l}\,\dot{U}_{1_l},$$

$$M_{2_l} = 6\,E\,\tau_{2_l}\,\dot{U}_{2_l},$$

$$M_{3_l} = 6\,E\,\tau_{3_l}\,\dot{U}_{3_l}.$$

Die Werte hierfür in die Gleichung (8) eingesetzt:

$$6\,E\,\tau_{1_l}\,\dot{U}_{1_l} + 6\,E\,\tau_{2_l}\,\dot{U}_{2_l} + 6\,E\,\tau_{3_l}\,\dot{U}_{3_l} + X_{n_l} = 0. \qquad (9)$$

Da nun der Knotenpunkt l als starres Ganzes zu betrachten ist, müssen die Biegelinien aller an dem Knoten biegefest angeschlossenen Stäbe um den gleich großen Winkel τ ausschlagen (vgl. Abb. 278c). Man darf also mithin setzen:

$$\tau_{1_l} = \tau_{2_l} = \tau_{3_l} = \tau_{n_l}. \qquad (10)$$

Mit dieser Feststellung kann man die Gleichungen (9) und (10) wie folgt verbinden:

$$6\,E\,\tau_{n_l}\,(\dot{U}_{1_l} + \dot{U}_{2_l} + \dot{U}_{3_l}) + X_{n_l} = 0.$$

Bezeichnet man die in der Klammer stehenden Übergangszahlen der unbelasteten Anschlußstäbe am Knoten l mit $\Sigma\dot{U}_{n_l}$, dann lautet die Gleichung:

$$6\,E\,\tau_{n_l}\,\Sigma\dot{U}_{n_l} + X_{n_l} = 0; \qquad (11)$$

$$6\,E\,\tau_{n_r}\,\Sigma\dot{U}_{n_r} + X_{n_r} = 0. \qquad (12)$$

Die Gleichungen (1) in (11) sowie (2) in (12) eingesetzt:

$$X_{n_l} + \frac{\Sigma\dot{U}_{n_l}}{w_n}\left(2\,X_{n_l} + X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}\right) = 0,$$

$$X_{n_r} + \frac{\Sigma\dot{U}_{n_r}}{w_n}\left(X_{n_l} + 2\,X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}\right) = 0.$$

Durch Auflösen der Klammern vorstehender Gleichungen:

$$X_{n_l} + 2\,X_{n_l}\frac{\Sigma\dot{U}_{n_l}}{w_n} + X_{n_r}\frac{\Sigma\dot{U}_{n_l}}{w_n} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}\,\frac{\Sigma\dot{U}_{n_l}}{w_n} = 0,$$

$$X_{n_r} + X_{n_l}\frac{\Sigma\dot{U}_{n_r}}{w_n} + 2\,X_{n_r}\frac{\Sigma\dot{U}_{n_r}}{w_n} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}\,\frac{\Sigma\dot{U}_{n_r}}{w_n} = 0.$$

Vervielfacht mit $\frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}}$ bzw. $\frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}}$,

$$X_{n_l}\frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}} + 2\,X_{n_l} + X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n} = 0,$$

$$X_{n_r}\frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}} + X_{n_l} + 2\,X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n} = 0.$$

Damit ergeben sich endlich die gebrauchsfertigen Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung der Stützmomente X_{n_l} und X_{n_r} des belasteten Stabes n:

$$X_{n_l}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}}\right) + X_{n_r} + \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n} = 0, \qquad (13)$$

$$X_{n_l} + X_{n_r}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n} = 0. \qquad (14)$$

Beide Gleichungen nach den unbekannten Stützmomenten X_{n_l} und X_{n_r} aufgelöst:

$$X_{n_l} = \frac{\frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n} - \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}}\right)}{\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}}\right)\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}}\right) - 1}; \qquad (15)$$

$$X_{n_r} = \frac{\frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n} - \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}}\right)}{\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_l}}\right)\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_{n_r}}\right) - 1}. \qquad (16)$$

Sonderfälle.

Für den Sonderfall, daß die Belastung spiegelgleich zur Stabmitte ist, also $\frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n} = \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}$ und außerdem $\Sigma\dot{U}_{n_l} = \Sigma\dot{U}_{n_r} = \Sigma\dot{U}_n$ ist, vereinfachen sich die Elastizizätsgleichungen wie folgt:

$$X_{n_l} = X_{n_r} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}}{3 + \frac{w_n}{\Sigma\dot{U}_n}}. \qquad (17)$$

Ist das linke Ende des Laststabes frei gelagert, dann entfällt die Gleichung (13), und in der Gleichung (14) wird $X_{n_l} = 0$:

$$X_{n_r} = -\frac{\frac{6\mathfrak{B}_n}{l_n}}{2 + \frac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_r}}}. \tag{18}$$

Ist das rechte Ende des Laststabes frei gelagert, dann entfällt die Gleichung (14), und in der Gleichung (13) wird $X_{n_r} = 0$:

$$X_{n_l} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}_n}{l_n}}{2 + \frac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}}. \tag{19}$$

Ist das linke Ende des Laststabes fest eingespannt, dann wird $\Sigma \dot{U}_{n_l} = \infty$; und die Gleichungen (13) und (14) lauten wie folgt:

$$2\,X_{n_l} + X_{n_r} + \frac{6\mathfrak{A}_n}{l_n} = 0; \tag{20}$$

$$X_{n_l} + X_{n_r}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_r}}\right) + \frac{6\mathfrak{B}_n}{l_n} = 0. \tag{21}$$

Ist das rechte Ende des Laststabes fest eingespannt, dann wird $\Sigma \dot{U}_{n_r} = \infty$, und die Gleichungen (13) und (14) lauten nunmehr:

$$X_{n_l}\left(2 + \frac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}\right) + X_{n_r} + \frac{6\mathfrak{A}_n}{l_n} = 0, \tag{22}$$

$$X_{n_l} + 2\,X_{n_r} + \frac{6\mathfrak{B}_n}{l_n} = 0. \tag{23}$$

c) Bestimmung der Stützmomente der unbelasteten Anschlußstäbe.

Betrachtet werden die Stäbe 1, 2 und 3, die am Knoten l (Abb. 278*c*) links am Laststab n anschließen.

Wie aus dem vorstehenden Teil b bereits hervorgeht, verdrehen sich alle an einem Knoten biegefest angeschlossenen Stäbe um den gleich großen Winkel τ:

$$\tau_{1_l} = \tau_{2_l} = \tau_{3_l}.$$

Die Gleichung (7) kann man daher wie folgt schreiben:

$$\frac{M_{1_l}}{\dot{U}_{1_l}} = \frac{M_{2_l}}{\dot{U}_{2_l}} = \frac{M_{3_l}}{\dot{U}_{3_l}};$$

mithin ist

$$M_{2_l} = M_{1_l}\frac{\dot{U}_{2_l}}{\dot{U}_{1_l}};$$

$$M_{3_l} = M_{1_l}\frac{\dot{U}_{3_l}}{\dot{U}_{1_l}}.$$

Durch Einsetzen dieser Ausdrücke in die Gleichung (8) erhält man

$$M_{1_l} + M_{1_l}\frac{\dot{U}_{2_l}}{\dot{U}_{1_l}} + M_{1_l}\frac{\dot{U}_{3_l}}{\dot{U}_{1_l}} + X_{n_l} = 0,$$

oder

$$M_{1_l}\left(\frac{\dot{U}_{1_l}}{\dot{U}_{1_l}} + \frac{\dot{U}_{2_l}}{\dot{U}_{1_l}} + \frac{\dot{U}_{3_l}}{\dot{U}_{1_l}}\right) + X_{n_l} = 0.$$

Im Teil 2b, ε bezeichnete

$$\dot{U}_{1_l} + \dot{U}_{2_l} + \dot{U}_{3_l} = \Sigma \dot{U}_{n_l};$$

also alle Übergangszahlen $\dot{U}_l$ der am Knoten l links des Stabes n anstoßenden unbelasteten Stäbe 1, 2 und 3 haben die Bezeichnung $\Sigma \dot{U}_{n_l}$.

Die Gleichung damit vereinfacht:

$$M_1\frac{\Sigma \dot{U}_{n_l}}{\dot{U}_{1_l}} + X_{n_l} = 0.$$

Damit ergeben sich nun die Gleichungen zur Berechnung der Stützmomente der unbelasteten Anschlußstäbe wie folgt:

$$\left.\begin{aligned}
M_{1_l} &= X_{n_l}\frac{\dot{U}_{1_l}}{\dot{U}_{1_l} + \dot{U}_{2_l} + \dot{U}_{3_l}} = X_{n_l}\frac{\dot{U}_{1_l}}{\Sigma \dot{U}_{n_l}},\\
M_{2_l} &= X_{n_l}\frac{\dot{U}_{2_l}}{\dot{U}_{1_l} + \dot{U}_{2_l} + \dot{U}_{3_l}} = X_{n_l}\frac{\dot{U}_{2_l}}{\Sigma \dot{U}_{n_l}},\\
M_{3_l} &= X_{n_l}\frac{\dot{U}_{3_l}}{\dot{U}_{1_l} + \dot{U}_{2_l} + \dot{U}_{3_l}} = X_{n_l}\frac{\dot{U}_{3_l}}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}.
\end{aligned}\right| \tag{24}$$

Die Gleichungen (24) ergeben, daß das Stützmoment X_{n_l} des belasteten Stabes n von den unbelasteten Anschlußstäben 1, 2 und 3 im Verhältnis ihrer Übergangszahlen $\dot{U}$ aufgenommen wird. Hinsichtlich des Vorzeichens ist noch zu bemerken, daß nach Abb. 278*c* der Drehsinn der Stützmomente der anschließenden unbelasteten Stäbe 1, 2 und 3 entgegengesetzt dem Drehsinn des Stützmomentes X_{n_l} des Laststabes n ist.

Die an den entgegengesetzten Enden vom Laststab n wirkenden Stützmomente der unbelasteten Stäbe ergeben sich gemäß Teil 2b, δ bei Annahme des Einspanngrades „b" wie folgt (Abb. 278*b*):

$$M_{1_G} = -\frac{1}{3}M_{1_l},$$

$$M_{2_L} = -\frac{1}{3}M_{2_l},$$

$$M_{3_R} = -\frac{1}{3}M_{3_l}.$$

Mit den vorangehenden Ausführungen sind nunmehr die Stützmomente bei Belastung nur eines Stabes gefunden. Die Abb. 278*b* zeigt den gesamten Momentenverlauf, wobei der Einfluß der Belastung nur auf die unmittelbar anstoßenden Riegel und Stiele verfolgt ist. Diese Begrenzung genügt im allgemeinen, denn bei weiterem Verfolge des Einflusses der Belastung werden die Stützmomente der vom Laststab weiter entfernt liegenden Stäbe sehr gering und können vernachlässigt werden. In Abb. 282 ist z. B. der Einfluß des Laststabes 10 bzw. n nach Abb. 278 bis auf die Stäbe 12, 30 und 31 verfolgt. Das Stützmoment M_{11_O} des Stabes 11 verteilt sich wieder auf die unbelasteten Anschlußstäbe 30, 12 und 31 im Verhältnis der Übergangszahlen $\dot{U}$:

$$M_{30_O} = M_{11_O}\frac{\dot{U}_{30_O}}{\Sigma \dot{U}_{11_O}}; \quad M_{30_J} = -\frac{1}{3}M_{30_O}.$$

$$M_{12_O} = M_{11_O}\frac{\dot{U}_{12_O}}{\Sigma \dot{U}_{11_O}}; \quad M_{12_P} = -\frac{1}{3}M_{12_O}.$$

$$M_{31_O} = M_{11_O}\frac{\dot{U}_{31_O}}{\Sigma \dot{U}_{11_O}}; \quad M_{31_T} = -\frac{1}{3}M_{31_O}.$$

Sind die Riegel im Verhältnis zu den Stielen sehr stark, dann nähern sich die Riegel in statischer Hinsicht dem Durchlaufbalken auf Schneidenlagerung: die Übergangszahlen $\ddot{U}$ der Stiele werden in diesem Falle sehr klein, und damit geht der größte Anteil von dem zu übertragenden Stützmoment in den anstoßenden Riegel. Dieser Fall kann im Dachgeschoß auftreten; es ist dann ratsam, die Stützmomente eines Lastfeldes bis in die übernächsten Nachbarfelder zu verfolgen (im zweiten Zahlenbeispiel ist diese Berechnungsweise durchweg angewendet).

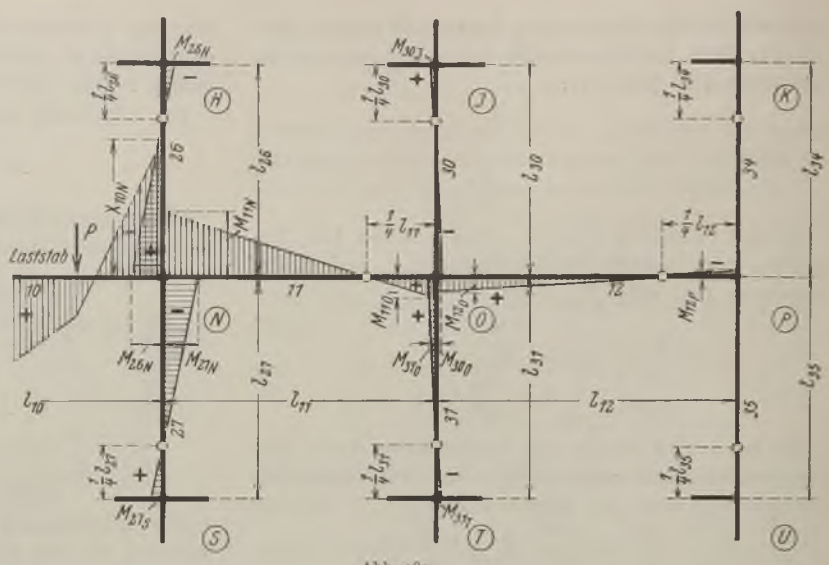


Abb. 282.

Sind die Riegelquerschnitte dagegen bedeutend schwächer als die Stiele, so nähern sich die Riegel dem fest eingespannten Balken.

d) Bestimmung der Größtmomente der Riegel.

α) Bestimmung der Stützmomente.

Um nun zu den größten Stützmomenten zu kommen, belastet man der Reihe nach jeden Riegel und bestimmt die Stützmomente des Laststabes und die Stützmomente der unmittelbar anschließenden Nachbarstäbe. Es ergeben sich damit Teilrahmen ähnlich Abb. 278*b*. Die Reihenfolge der zu untersuchenden Teilrahmen würde dann wie folgt sein:

1. Teilrahmen A, B, C, F und G, Stab 1 belastet,
2. Teilrahmen A, B, C, D, G, H, Stab 2 belastet,
3. Teilrahmen B, C, D, E, H, J, Stab 3 belastet,
4. Teilrahmen C, D, E, J, K, Stab 4 belastet,
5. Teilrahmen A, B, F, G, H, L, M, Stab 5 belastet,
6. Teilrahmen B, C, F, G, H, J, M, N, Stab 6 belastet usw.

Die Untersuchungen sind getrennt für ständige und bewegliche Lasten, also Eigengewicht und Nutzlast durchzuführen.

Sind die Belastungen infolge Eigengewicht und Nutzlast gleichartig (nur Einzellasten P_g und P_p oder nur gleichmäßig verteilte Lasten g und p) und verhältnisgleich, dann stehen die Stützmomente im Verhältnis ihrer Belastungen:

$$M_p = M_g \frac{p}{g} \quad \text{bzw.} \quad M_g = M_p \frac{g}{p}.$$

Sind die Belastungen infolge Eigengewicht und Nutzlast ungleichartig (Einzellasten P_g und P_p und gleichmäßig verteilte Lasten g und p) und spiegelgleich, dann stehen die Stützmomente im Verhältnis ihrer Belastungsglieder:

$$M_g = M_p \frac{\frac{6\mathfrak{A}_g}{l}}{\frac{6\mathfrak{A}_p}{l}},$$

$$M_p = M_g \frac{\frac{6\mathfrak{A}_p}{l}}{\frac{6\mathfrak{A}_g}{l}}.$$

Ist der Stockwerkrahmen spiegelgleich zur Mitte in bezug auf Tragwerk und Belastung, dann braucht die Untersuchung nur für eine Hälfte durchgeführt zu werden; die Stützmomente der nicht untersuchten Hälfte findet man durch Vertauschung der Momente der betreffenden spiegelgleich gelegenen Stäbe.

Bei Verkehrslast ergeben sich die Größtwerte der Momente bei teilweiser Belastung. Die gefährlichen Laststellungen für die Riegel stimmen überein mit denen eines Durchlaufträgers (vgl. Abb. 87). Für den Fall, daß der Einfluß einer Feldbelastung nur bis in die unmittelbar anliegenden Felder verfolgt wird, sind die in Betracht kommenden gefährlichen Laststellungen in Abb. 283 gezeichnet; dabei ist angegeben, für welche Größtwerte sie maßgebend sind.

Die errechneten Werte sind dann in einer Tafel zusammenzustellen und die ungünstigsten Wirkungen zusammenzuzählen. Dabei ist zu beachten, daß bei der Bildung der Größtwerte die Momente infolge Eigengewicht immer zu addieren sind, die Momente infolge Nutzlast dagegen nur von Fall zu Fall zur Erreichung der Größtwerte gemäß Abb. 283.

β) Bestimmung der Feldmomente.

Bei den Stockwerkrahmenbauten ergeben sich die Stützmomente meistens größer als die Feldmomente. Wie auch im ersten Zahlenbeispiel durch-

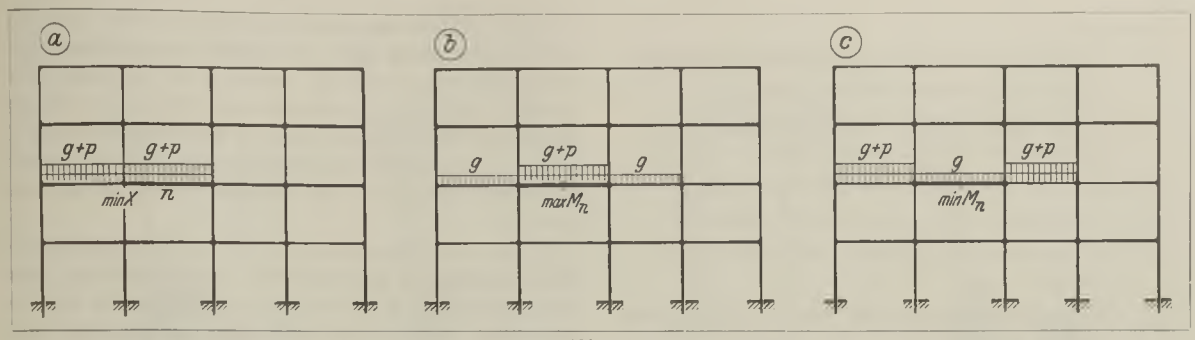


Abb. 283.

geführt ist, wird man häufig aus wirtschaftlichen Gründen die Träger an den Einspannenden zweckmäßig verstärken. Aus diesem Grunde ist es nun erforderlich, das max-Feldmoment und die Momente am Beginn des zur Verstärkung kommenden Querschnittes zu bestimmen.

Das Feldmoment eines belasteten Riegels an einer beliebigen Stelle im Abstand x von dem linken Knoten ist allgemein (vgl. Abb. 278*b*, Riegel n):

$$M_{n_x} = M_{o_{n_x}} + M_{n_l} \frac{l_n - x_n}{l_n} + M_{n_r} \frac{x_n}{l_n}, \qquad (25)$$

hierin bedeutet:

$M_{o_{n_x}}$ das Moment des Riegels im beliebigen Abstand x_n vom Knoten l bei einfacher Auflagerung ($M_{n_l} = M_{n_r} = 0$),

M_{n_l} das Einspannmoment am Knoten l,

M_{n_r} das Einspannmoment am Knoten r.

Das max-Feldmoment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft gleich Null ist oder das Vorzeichen wechselt (vgl. die folgenden Zahlenbeispiele).

Die Feldmomente können auch in übersichtlicher Weise zeichnerisch ermittelt werden:

Man zeichnet die Momentenfläche für die einfachen Träger, trägt die Stützmomente auf und verbindet die Endpunkte durch eine Gerade; es ergibt sich dann die wirkliche Momentenfläche (vgl. Abb. 278), die ein Abgreifen des Momentes an jeder Stelle des Riegels ermöglicht.

e) Bestimmung der Größtmomente der Stiele.

Bei Bestimmung der Größtmomente der Stiele müssen die Belastungen der an Kopf und Fuß der Stiele anschließenden Riegel berücksichtigt werden. Es sollen nun an Hand der Abb. 284 die Ermittlungen der Momentengrenzwerte für einen Mittelstiel gezeigt werden.

Der Unterschied ΔX des Stützmomentes X_l des links am Stiel anschließenden Riegels und X_r des rechts am Stiel anschließenden Riegels ist aus der vorangegangenen Bestimmung sämtlicher Riegelstützmomente bei den verschiedenen Stellungen der Nutzlast bekannt: $\Delta X = X_l - X_r$.

Der Momentenunterschied wird von beiden anschließenden Stielen im Verhältnis ihrer Übergangszahlen $\ddot{U}$ aufgenommen.

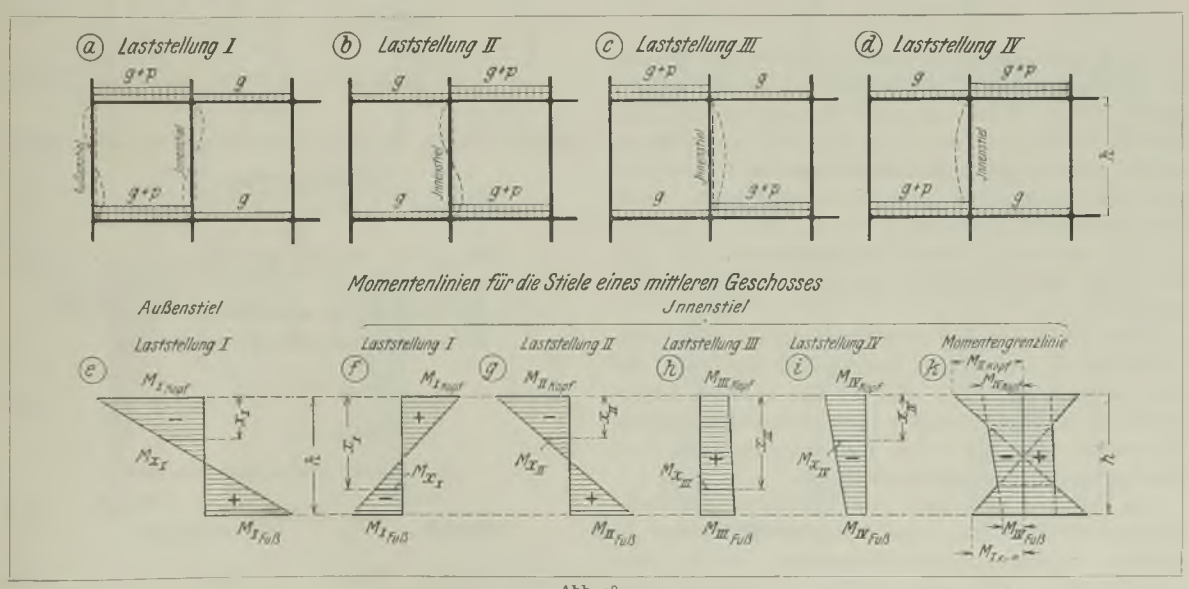


Abb. 284.

Bezeichnet

ΔX_o Unterschied der Stützmomente X_{o_l} und X_{o_r} am Kopf des betrachteten Stieles $= X_{o_l} - X_{o_r}$,

ΔX_u Unterschied der Stützmomente X_{u_l} und X_{u_r} am Fuß des betrachteten Stieles $= X_{u_l} - X_{u_r}$,

M_{Kopf} Kopfmoment des betrachteten Stieles,

$M_{\text{Fuß}}$ Fußmoment des betrachteten Stieles,

$\ddot{U}$ Momentenübergangszahl des betrachteten Stieles,

$\ddot{U}_o$ Momentenübergangszahl des anschließenden oberen Stieles,

$\ddot{U}_u$ Momentenübergangszahl des anschließenden unteren Stieles,

dann ist das Kopfmoment des betrachteten Stieles infolge ΔX_o:

$$M_{\text{Kopf}} = \Delta X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o},$$

infolge ΔX_u und Einspanngrad „b" (vgl. Abb. 280):

$$M_{\text{Kopf}} = -\frac{1}{3} \Delta X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u};$$

insgesamt somit

$$M_{\text{Kopf}} = \Delta X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o} - \frac{1}{3} \Delta X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}. \qquad (26)$$

Das Fußmoment des betrachteten Stieles ist entsprechend

infolge ΔX_o und Einspanngrad „b" (vgl. Abb. 280)

$$M_{\text{Fuß}} = -\frac{1}{3} \Delta X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o},$$

infolge ΔX_u:

$$M_{\text{Fuß}} = \Delta X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u};$$

insgesamt somit:

$$M_{\text{Fuß}} = -\frac{1}{3} \Delta X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o} + \Delta X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}. \qquad (27)$$

Die Momentengrenzwerte ergeben sich mit den in Abb. 284*a* bis *d* gezeichneten Laststellungen *I* bis *IV*. Die größten Kopf- und Fußmomente (Abb. 284*f* und *g*) erhält man, wenn am Kopf wie am Fuß der größte positive oder der größte negative Unterschied der Stützmomente X_l und X_r gebildet wird. Beide Stützmomentenunterschiede $+\Delta X_o$ und $+\Delta X_u$ oder $-\Delta X_o$ und $-\Delta X_u$ haben das Bestreben, den Stiel S-förmig zu verbiegen (vgl. auch die Abb. 284*a* und *b*).

Diese Fälle ergeben sich meistens mit den Laststellungen *I* oder *II*; es kommt aber auch vor, daß die Laststellungen *III* oder *IV* die größten Unterschiede der Stützmomente mit übereinstimmenden Vorzeichen am Kopf und Fuß ergeben (vgl. z. B. Stiel 17 im zweiten Zahlenbeispiel).

Die größten Momente im Riegelfeld nach der Riegelmitte (Abb. 284*h* und *i*) ergeben sich durch die größten Stützmomentenunterschiede $+\Delta X_o$ und $-\Delta X_u$ oder $-\Delta X_o$ und $+\Delta X_u$.

Beide Stützmomentenunterschiede haben das Bestreben, den Stiel nach einer Seite auszubiegen (vgl. auch Abb. 284*c* und *d*). Diese Fälle ergeben sich meistens mit den Laststellungen *III* oder *IV*; es kann aber hier vorkommen, daß die Laststellung *I* oder *II* die größten Unterschiede der Stützmomente am Kopf und Fuß mit verschiedenen Vorzeichen ergeben.

In der Abb. 284*k* sind die aus den verschiedenen Belastungsfällen herrührenden Momentenlinien der Abb. 284*f* bis *i* zu den Momentengrenzwerten zusammengelegt. Werden die Stiele glatt durchgeführt oder nur in der Nähe der Knotenpunkte verstärkt, dann sind zur Bestimmung der Querschnitte die Kopf- und Fußmomente maßgebend. Der absolute Größtwert ergibt sich bei dem größten Unterschied der Stützmomente X_l und X_r. Werden auch weiter von den Knotenpunkten entfernt liegende Verstärkungen angeordnet, oder soll der Stiel nach dem größten auftretenden Feldmoment gestoßen werden, dann ist die Momentengrenzlinie gemäß Abb. *k* zu bilden.

Bei den Momentenlinien nach Abb. *e* bis *i* ergibt sich das größte Feldmoment in einem beliebigen Abstand x vom Kopf:

$$M_x = M_{\text{Kopf}} \frac{h - x}{h} + M_{\text{Fuß}} \frac{x}{h}.$$

Die jeweils ungünstigste Laststellung zur Berechnung des größten Feldmomentes ist von dem Abstand x abhängig.

Zur Ermittlung des Querschnittes für die Außenstiele ist stets die Laststellung *I* maßgebend.

Nachstehend sind die größten Kopf- und Fußmomente der Außen- und Innenstiele zusammengestellt.

Größte Kopf- und Fußmomente:

Außenstiele im obersten Geschoß (Abb. 285*a*).

$$M_{\text{Kopf}} = X_o + \frac{1}{3} X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}, \qquad (28)$$

$$M_{\text{Fuß}} = -\frac{1}{3} X_o - X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}. \qquad (29)$$

Außenstiele im mittleren Geschoß (Abb. 285*b*).

$$M_{\text{Kopf}} = X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o} + \frac{1}{3} X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}, \qquad (30)$$

$$M_{\text{Fuß}} = -\frac{1}{3} X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o} - X_u \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_u}. \qquad (31)$$

Außenstiele im untersten Geschoß.

Stielfuß gelenkig angeschlossen (Abb. 285*c*).

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{Kopf}} &= X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o}, \\ M_{\text{Fuß}} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (32)$$

Stielfuß fest eingespannt (Abb. 285*d*).

$$M_{\text{Kopf}} = X_o \frac{\ddot{U}}{\ddot{U} + \ddot{U}_o}, \qquad (33)$$

$$M_{\text{Fuß}} = -\frac{1}{2} M_{\text{Kopf}}. \qquad (34)$$

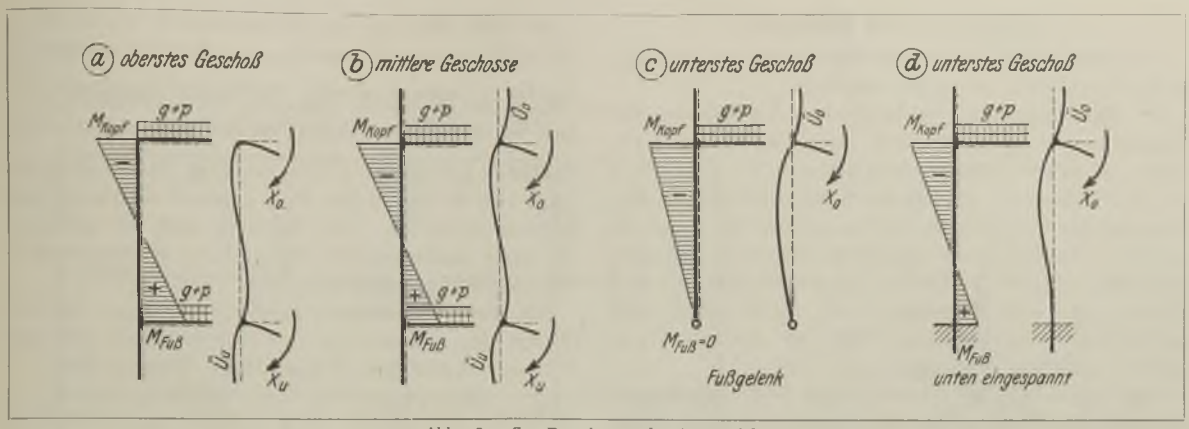


Abb. 285. Zur Berechnung der Außenstiele.

Innenstiele im obersten Geschoß (Abb. 286*a*).

$$M_{\text{Kopf}} = -\Delta X_o - \frac{1}{3}\,\Delta X_u \frac{U}{U - U_u}, \tag{35}$$

$$M_{\text{Fuß}} = \frac{1}{3}\,\Delta X_o + \Delta X_u \frac{U}{U + U_u}. \tag{36}$$

Innenstiele im mittleren Geschoß (Abb. 286*b*).

$$M_{\text{Kopf}} = \Delta X_o \frac{U}{U + U_o} - \frac{1}{3}\,\Delta X_u \frac{U}{U + U_u}, \tag{37}$$

$$M_{\text{Fuß}} = \frac{1}{3}\,\Delta X_o \frac{U}{U + U_o} + \Delta X_u \frac{U}{U + U_u}. \tag{38}$$

Innenstiel am untersten Geschoß.

Stielfuß gelenkig gelagert (Abb. 286*c*).

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{Kopf}} &= -\Delta X_o \frac{U}{U + U_o}, \\ M_{\text{Fuß}} &= 0. \end{aligned}\right\} \tag{39}$$

Stielfuß fest eingespannt (Abb. 286*d*).

$$M_{\text{Kopf}} = -\Delta X_o \frac{U}{U + U_o}, \tag{40}$$

$$M_{\text{Fuß}} = \frac{1}{2}\,M_{\text{Kopf}}. \tag{41}$$

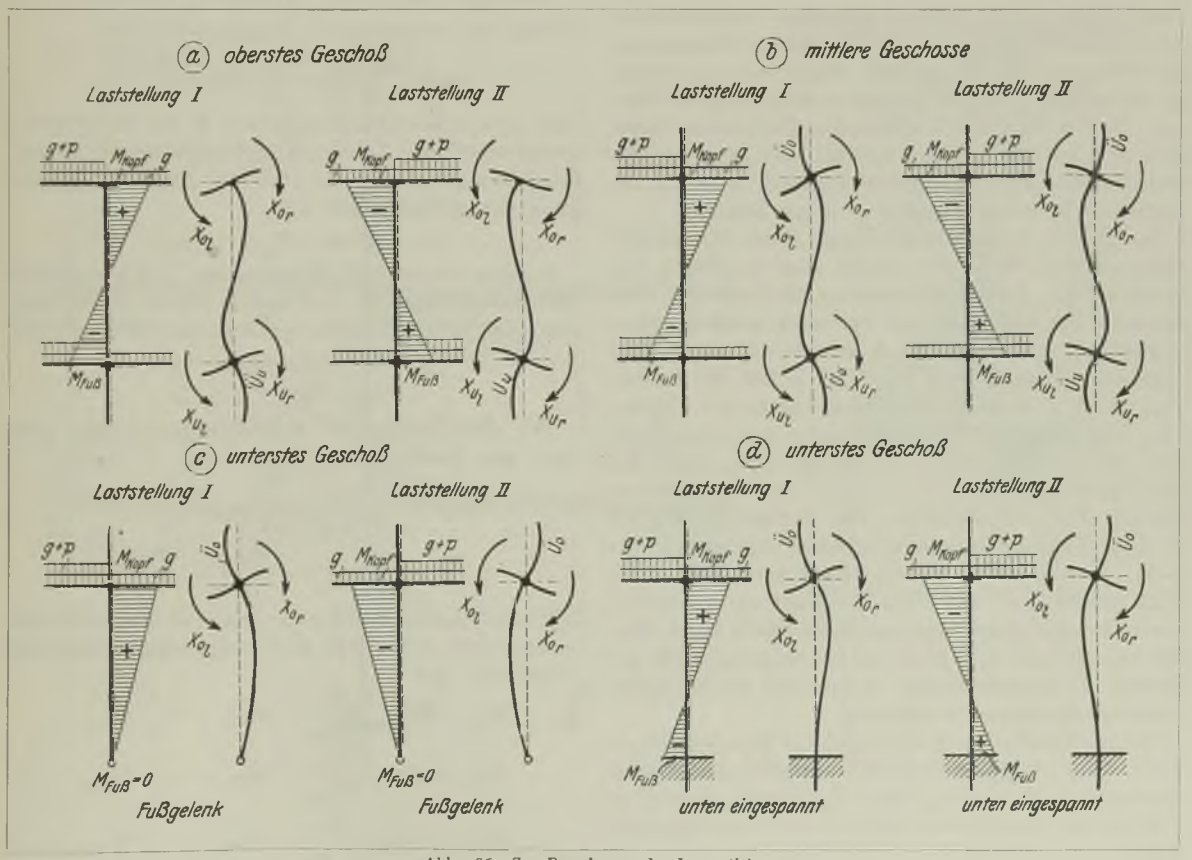


Abb. 286. Zur Berechnung der Innenstiele.

f) Bestimmung der Stützkräfte.

Die Stützkräfte dürfen im allgemeinen wie bei den einfachen Balken ermittelt werden.

Die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 sagen im § 17, Ziffer 16 unter „Säulen und Rahmen“:

„In Hochbauten dürfen die Stützkräfte zur Bemessung der Säulenquerschnitte und der Fundamente ermittelt werden unter Annahme allerseits frei aufliegender statisch bestimmt gelagerter Platten und Balken, so daß Zuschläge für Kontinuität und wechselweise Feldbelastung nicht in Rechnung gestellt zu werden brauchen.“

Will man bei der Bestimmung der Stützkräfte trotzdem die Einspannmomente berücksichtigen, dann ergibt sich z. B. für den Stab n nach Abb. 278b:

$$A_n = A_{o_n} + \frac{-M_{n_l} + M_{n_r}}{l_n},$$

$$B_n = B_{o_n} + \frac{M_{n_l} - M_{n_r}}{l_n}.$$

3. Berechnung der Stockwerkrahmen mit außermittiger lotrechter Belastung der Stiele.

Bei mittiger lotrechter Stielbelastung ergeben sich für die Rahmenstäbe keine Biegemomente: die lotrechten Kräfte werden als Normalkräfte unmittelbar bis auf das Stielauflager (Einspannung oder Fußgelenk) geführt.

Bei einer außermittigen lotrechten Stielbelastung (z. B. Kranlaufbahnen u. dgl.) erfolgt die Berechnung der Momente in der gleichen Weise wie im vorangehenden Teil 2 bei der lotrechten Belastung der Riegel. Den in Betracht kommenden Teilrahmen kann man sich um 90° gedreht denken, und zwar so, daß die das Momentenvorzeichen im Laststab bestimmende punktierte Linie nach unten zu liegen kommt.

So sollen z. B. die Stiele 22 und 26 des Stockwerkrahmens nach Abb. 287a durch eine Kranbahn belastet werden. Zwecks Feststellung der Belastung wird zunächst die Laufkatze mit der anhängenden vollen Last soweit wie möglich nach Stiel 22 zu ausgefahren angenommen und nach Band II, 1. Teil die Lasten P_{max} (Stiel 22) und P_{min} (Stiel 26) bestimmt. Nachdem wird wieder die Berechnung des Teilrahmens B, F, G, H, L, M, N, R mit der Belastung P_{max} und die des Teilrahmens C, G, H, J, M, N, O, S mit der Belastung P_{min} durchgeführt. Die Ergebnisse werden in einer Tafel zusammengestellt und algebraisch addiert. Sodann ist die Untersuchung noch einmal mit P_{max} am Stiel 26 und P_{min} am Stiel 22 angreifend vorzunehmen; diese Werte werden einfach durch Verhältnisrechnung aus dem ersten Belastungsfall gefunden. Die ungünstigsten Werte sind für die Querschnittsbestimmung maßgebend.

Die Berücksichtigung der durch die Momente $P_{max}\,c$ bzw. $P_{min}\,c$ hervorgerufenen wagerecht gerichteten Kräftepaare H_G und H_M bzw. H_B und H_N sowie der wagerechten Bremskraft erfolgt nach dem folgenden Teil 4.

In Abb. 287b ist der Teilrahmen B, F, G, H, L, M, N, R infolge der Last P_{max} am Stiel 22 untersucht. Zunächst müssen wieder die Belastungsglieder $\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$ bestimmt werden; da bei Stiel 22 die rechte Stielseite gestrichelt ist, so wird zur Feststellung der Lage von $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ der Stiel 22 nach rechts um 90° gedreht (Abb. d). Der Knotenpunkt M ist dann der linke Auflagerpunkt ($\mathfrak{A}$) und der Knotenpunkt G der rechte Auflagerpunkt ($\mathfrak{B}$).

Die Momentenwirkung infolge $M_o = P_{max}\,c$ bei Annahme des Stieles 22 als einfachen Träger auf zwei Stützen ist aus Abb. d ersichtlich. Danach wird:

$$\mathfrak{A}\,l + \frac{M_o\,a}{l}\,\frac{l-b}{2}\left(b + \frac{l-b}{3}\right) - \frac{M_o\,b}{l}\,\frac{b}{2}\,\frac{2}{3}\,b = 0;$$

daraus:

$$\mathfrak{A} = M_o\left(\frac{b^2}{2\,l} - \frac{l}{6}\right),$$

$$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = M_o\left(3\,\frac{b^2}{l^2} - 1\right).$$

Sinngemäß hierzu:

$$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = M_o\left(1 - 3\,\frac{a^2}{l^2}\right).$$

Als Ergänzung zu Tafel 4 sind zur Berechnung von Stahlskelett-Tragwerken weitere Werte für $\frac{6\,\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\,\mathfrak{B}}{l}$ in Tafel 44 zusammengestellt.

Nachdem die Werte $\frac{6\,\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\,\mathfrak{B}}{l}$ bekannt sind, werden die vereinfachten Trägheitsmomente

$$w_{22} = \frac{J_{22}}{l_{22}};\quad w_5 = \frac{J_5}{l_5};\quad w_6 = \frac{J_6}{l_6}\cdots$$

und darauf die Übergangszahlen $\ddot{U}$ der unbelasteten Stäbe bestimmt; da überall der Einspanngrad „b“ vorliegt, so ergeben sich die $\ddot{U}$-Werte durch Vervielfältigung der w-Werte mit 0,6:

$$\ddot{U}_5 = 0{,}6\,w_5;\quad \ddot{U}_6 = 0{,}6\,w_6\cdots$$

Sodann werden die Summen der Übergangszahlen aller links (Punkt M) und rechts (Punkt G) am Laststab (22) anschließenden unbelasteten Stäbe gebildet:

$$\Sigma\ddot{U}_{22_M} = \ddot{U}_9 + \ddot{U}_{23} + \ddot{U}_{10},$$

$$\Sigma\ddot{U}_{22_G} = \ddot{U}_5 + \ddot{U}_{21} + \ddot{U}_6.$$

Die Bestimmung der Stützmomente erfolgt dann nach den Gleichungen (13) und (14):

$$X_{22_M}\left(2 + \frac{w_{22}}{\Sigma\ddot{U}_{22_M}}\right) + X_{22_G} + \frac{6\,\mathfrak{A}_{22}}{l_{22}} = 0,$$

$$X_{22_M} + X_{22_G}\left(2 + \frac{w_{22}}{\ddot{U}_{22_G}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_{22}}{l_{22}} = 0.$$

Die Stützmomente der am Punkt M anschließenden unbelasteten Stäbe (vgl. Abb. 287b) ergeben sich nach Gleichung (24):

$$M_{9_M} = X_{22_M}\frac{\ddot{U}_9}{\Sigma\ddot{U}_{22_M}};\quad M_{9_L} = -\frac{1}{3}\,M_{9_M},$$

$$M_{23_M} = X_{22_M}\frac{\ddot{U}_{23}}{\Sigma\ddot{U}_{22_M}};\quad M_{23_N} = -\frac{1}{3}\,M_{23_M},$$

$$M_{10_M} = X_{22_M}\frac{\ddot{U}_{10}}{\Sigma\ddot{U}_{22_M}};\quad M_{10_N} = -\frac{1}{3}\,M_{10_M}.$$

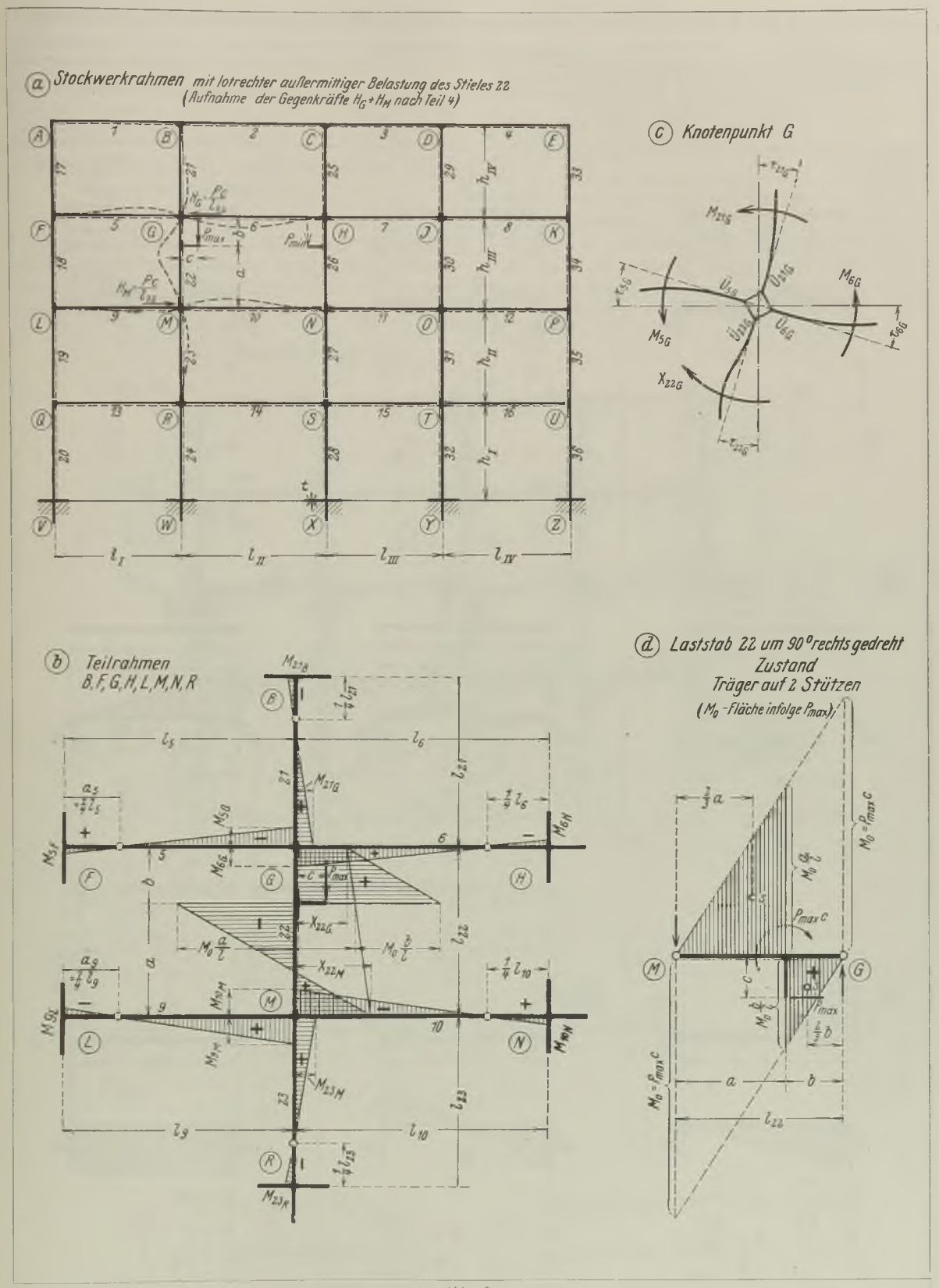

a Stockwerkrahmen mit lotrechter außermittiger Belastung des Stieles 22
(Aufnahme der Gegenkräfte $H_G + H_M$ nach Teil 4)
c Knotenpunkt G
b Teilrahmen
B, F, G, H, L, M, N, R
d Laststab 22 um 90° rechts gedreht
Zustand
Träger auf 2 Stützen
(M_0 - Fläche infolge P_{max})

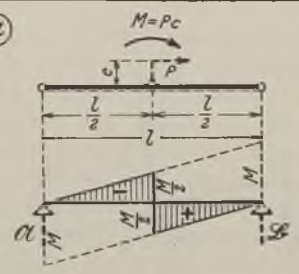
Abb. 287.

Tafel 44. Werte für $\mathfrak{F}$, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$, $\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$ bei Momentenangriffen zur Berechnung von Stahlskeletten.

(Ergänzung zu Tafel 4.)

Es bedeuten $\mathfrak{F}$ den Inhalt der Momentenfläche,
$\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ die Auflagerkräfte infolge der als Belastung aufgefaßten Momentenfläche,
$\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ bzw. $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$ die Belastungsglieder.

(a)

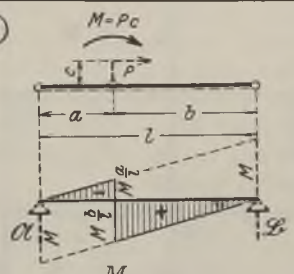


$\mathfrak{F} = 0$

$\mathfrak{A} = -\frac{Ml}{24}$; $\mathfrak{B} = +\frac{Ml}{24}$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = -\frac{M}{4}$; $\frac{6\mathfrak{B}}{l} = +\frac{M}{4}$

(b)



$\mathfrak{F} = \frac{M}{2l}(-a^2 + b^2)$

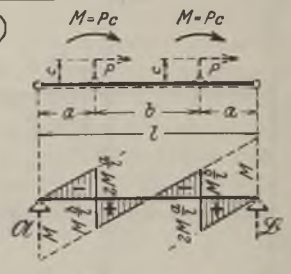
$\mathfrak{A} = M\left(\frac{b^2}{2l} - \frac{l}{6}\right)$

$\mathfrak{B} = M\left(\frac{l}{6} - \frac{a^2}{2l}\right)$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = M\left(3\frac{b^2}{l^2} - 1\right)$

$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = M\left(1 - 3\frac{a^2}{l^2}\right)$

(c)



$\mathfrak{F} = 0$

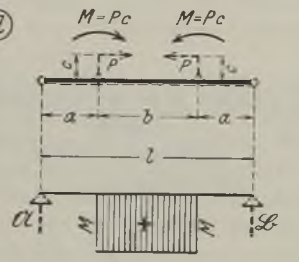
$\mathfrak{A} = \frac{M}{2}\left(\frac{b^2}{2l} - \frac{l}{6}\right)$

$\mathfrak{B} = \frac{M}{2}\left(\frac{l}{6} - \frac{b^2}{2l}\right)$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{M}{2}\left(3\frac{b^2}{l^2} - 1\right)$

$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = -\frac{M}{2}\left(3\frac{b^2}{l^2} - 1\right)$

(d)

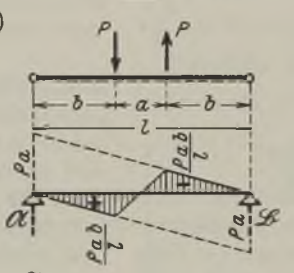


$\mathfrak{F} = Mb$

$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{Mb}{2}$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = 3M\frac{b}{l}$

(e)



$\mathfrak{F} = 0$

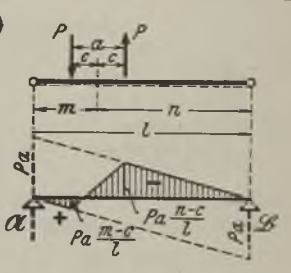
$\mathfrak{A} = P\frac{ab}{6}\left(1 - \frac{b}{l}\right)$

$\mathfrak{B} = -P\frac{ab}{6}\left(1 - \frac{b}{l}\right)$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = Pa\frac{b}{l}\left(1 - \frac{b}{l}\right)$

$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = -Pa\frac{b}{l}\left(1 - \frac{b}{l}\right)$

(f)



$\mathfrak{F} = \frac{1}{2}Pa(n - m)$

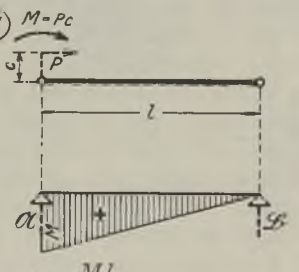
$\mathfrak{A} = Pa\left(\frac{l}{6} - \frac{n^2}{2l} - \frac{c^2}{6l}\right)$

$\mathfrak{B} = Pa\left(\frac{m^2}{2l} - \frac{l}{6} + \frac{c^2}{6l}\right)$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = Pa\left(1 - 3\frac{n^2}{l^2} - \frac{c^2}{l^2}\right)$

$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = Pa\left(3\frac{m^2}{l^2} - 1 + \frac{c^2}{l^2}\right)$

(g)

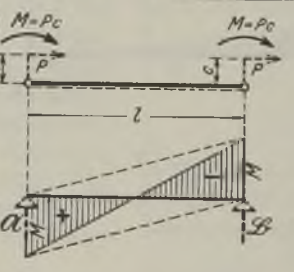


$\mathfrak{F} = \frac{Ml}{2}$

$\mathfrak{A} = \frac{Ml}{3}$; $\mathfrak{B} = \frac{Ml}{6}$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = 2M$; $\frac{6\mathfrak{B}}{l} = M$

(h)

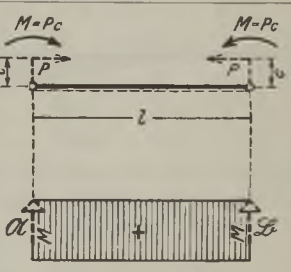


$\mathfrak{F} = 0$

$\mathfrak{A} = \frac{Ml}{6}$; $\mathfrak{B} = -\frac{Ml}{6}$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = +M$; $\frac{6\mathfrak{B}}{l} = -M$

(i)



$\mathfrak{F} = Ml$

$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{Ml}{2}$

$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = 3M$

Die Bestimmung der Stützmomente der am Punkt G anschließenden Stäbe erfolgt sinngemäß. Damit sind für den Belastungsfall P_{max} am Stiel 22 die Stütz- bzw. Knotenmomente bekannt.

In den Stielen 22 bis 24 (vom Momentenangriff bis zum Einspannpunkt W) wirkt die Normalkraft P_{max}.

4. Berechnung der Stockwerkrahmen mit wagerechter Belastung.

a) Bestimmung der Momente.

Bei wagerecht gerichteter Belastung, meistenteils handelt es sich um Windlasten, ist eine sog. „genaue" Berechnung der einzelnen Tragwerke noch weniger angebracht als bei lotrechter Belastung. Die Skelettbauten bilden durch das Stahlskelett und die Decken, Zwischen- und Außenwände ein räumliches Gebilde, das sich im Ganzen genommen an der Windaufnahme beteiligt. Durch die sich hierbei ergebenden statischen Unklarheiten ist es wirklich zwecklos, eine übertriebene Genauigkeit anzustreben.

Im allgemeinen darf daher die Windbelastung auf alle Stielstränge gleichmäßig verteilt angenommen werden. Mit dieser Annahme ergeben sich die Momentennullpunkte bei allen Stielen und Riegeln der mittleren Felder in Stabmitte und bei den Riegeln der Außenfelder im Abstand $2/3\ l$ von den Außenstielen. Nimmt man nun an den Momentennullpunkten Gelenke an, so ist das Tragwerk statisch bestimmt (Abb. 288).

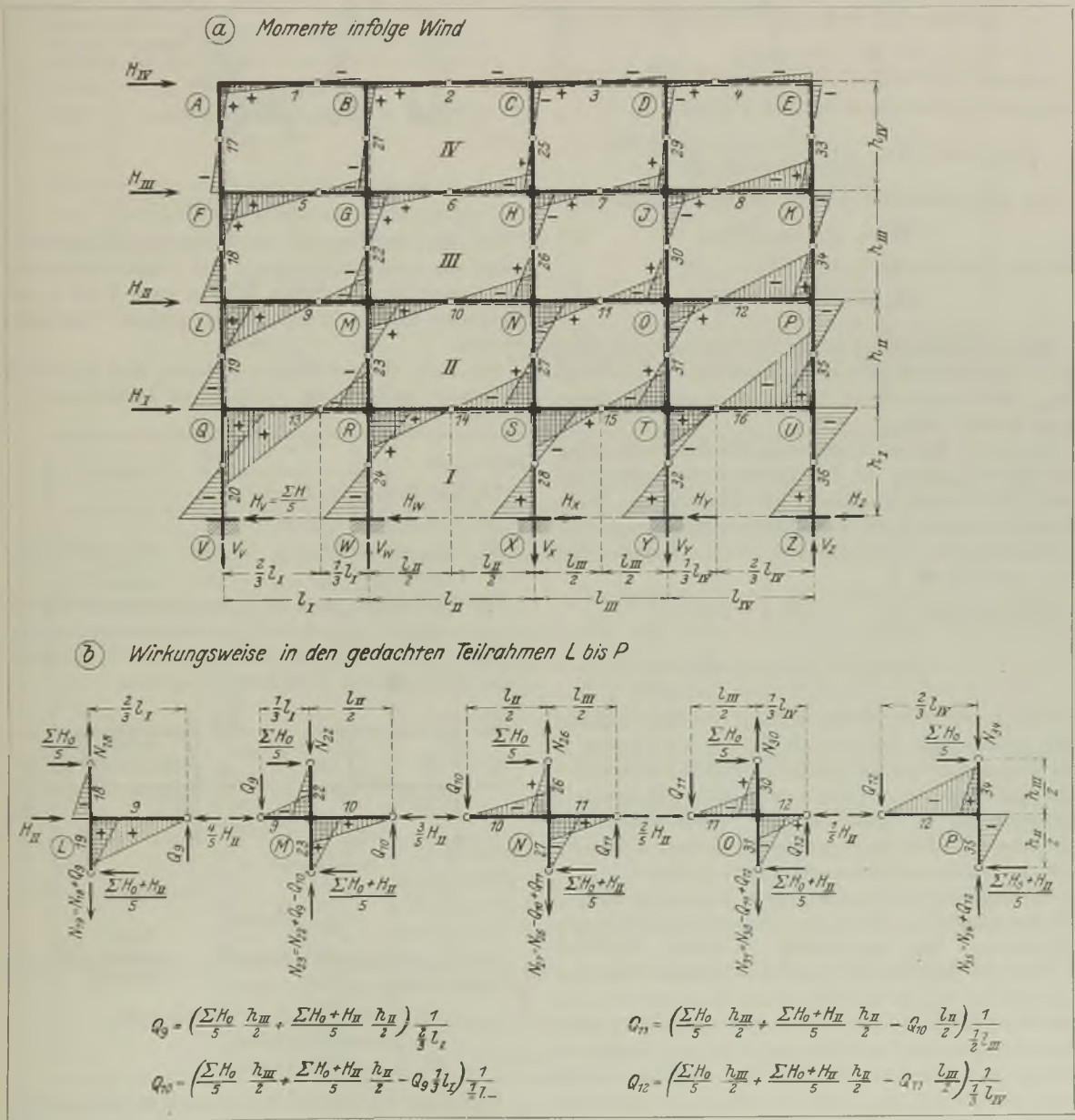


Abb. 288.

Bei einem Stockwerkrahmen mit beliebig vielen Stielsträngen und beliebig vielen Geschossen ergeben sich mit dieser Annäherungsannahme die Kopf- und Fußmomente eines Stieles im $x$ten Geschoß zu:

$$\pm M_{\text{Kopf}} = \mp M_{\text{Fuß}} = \frac{\Sigma H h}{2 n}. \qquad (42)$$

Sind die Stiele unten gelenkig gelagert, dann wird das Fußmoment Null und das Kopfmoment:

$$\pm M_{\text{Kopf}} = \frac{\Sigma H h}{n} \qquad (43)$$

in den Gleichungen (42) und (43) bedeutet:

ΣH die Summe aller oberhalb des betrachteten Stieles angreifenden wagerechten Kräfte,

h die Höhe des betrachteten Geschosses,

n die Anzahl der Stielstränge.

Bei dem Stockwerkrahmen nach Abb. 288 sind z. B. sämtliche Stielmomente im II. Geschoß

$$M_{\text{Kopf}} \text{ bzw. } M_{\text{Fuß}} = \pm \frac{(H_{IV} + H_{III} + H_{II})\, h_{II}}{2 \cdot 5}.$$

Die Riegelmomente werden an den Außenstielen:

$$\pm M_{\text{außen}} = M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}} \qquad (44)$$

an den Innenstielen:

$$\pm M_{\text{innen}} = \frac{M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}}{2}. \qquad (45)$$

Hierin bezeichnet $M_{\text{Fuß}}$ das Fußmoment des über dem betrachteten Riegel befindlichen Stieles und M_{Kopf} das Kopfmoment des unter demselben Riegel befindlichen Stieles.

Eine etwas bessere Annäherung bei der Bestimmung der Riegelmomente an den Innenstielen ergibt sich, wenn die Momentenwirkung am Stielfuß und Stielkopf im Verhältnis der Riegelübergangszahlen auf die anschließenden Riegel verteilt wird. Damit wird z. B. im Knoten M

$$\text{Riegelmoment } M_{9_M} = \pm (M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}) \frac{U_9}{U_9 + U_{10}},$$

$$\text{,, } M_{10_M} = \mp (M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}) \frac{U_{10}}{U_9 + U_{10}}.$$

Zwecks deutlicherer Darstellung des Kräftespieles sind in der Abb. 288*b* die gedachten Teilrahmen L bis P getrennt herausgezeichnet. Alle Kräftewirkungen und Momente sind dort eingetragen. Der gesamte Kräfteverlauf ist ohne weiteres daraus ersichtlich. Der Ausdruck ΣH_o bedeutet hier die Summe aller über dem betrachteten Riegel angreifenden Kräfte.

Die wagerechten Windkräfte werden im allgemeinen als Einzellasten in Höhe der Decken angreifend angenommen. Bei gleichmäßig verteilter Windlast müssen die Momente der Außenstielstränge, die dann als Durchlaufträger zu behandeln sind, gemäß Abb. 289 vervollständigt werden: es werden einfach die Momentenflächen des Durchlaufträgers infolge der gleichmäßig verteilten Last mit den Momentenflächen infolge der Einzellasten ihren Vorzeichen entsprechend zusammengelegt.

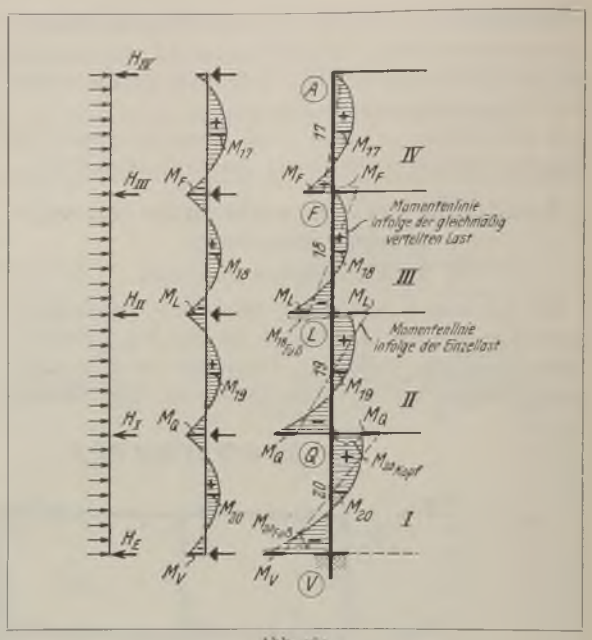


Abb. 289.

Bei Berücksichtigung des Verhältnisses der Feldweite zur Geschoßhöhe sowie der Trägheitsmomente des Riegels und der Stiele können nach Tafel 45 die Momente infolge Windwirkung genauer bestimmt werden.

Bei mehr als vierfeldigen Rahmen sind die Werte mit guter Annäherung wie folgt zu bestimmen:

$$M_m = M_c \frac{4}{m}$$

hierin ist:

M_m ein beliebiges Moment,

m die Anzahl der Felder,

M_c das entsprechende Moment des vierfeldigen Rahmens.

Die Tafel kann auch bei nicht ganz gleichen Feldweiten, Riegel- und Stielträgheitsmomenten benutzt werden; es sind dann die beiden im Teil D, 3. Zahlenbeispiel gegebenen Verfahren anwendbar.

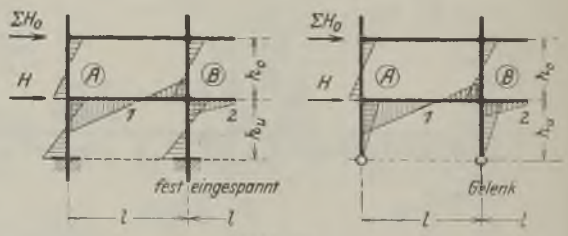


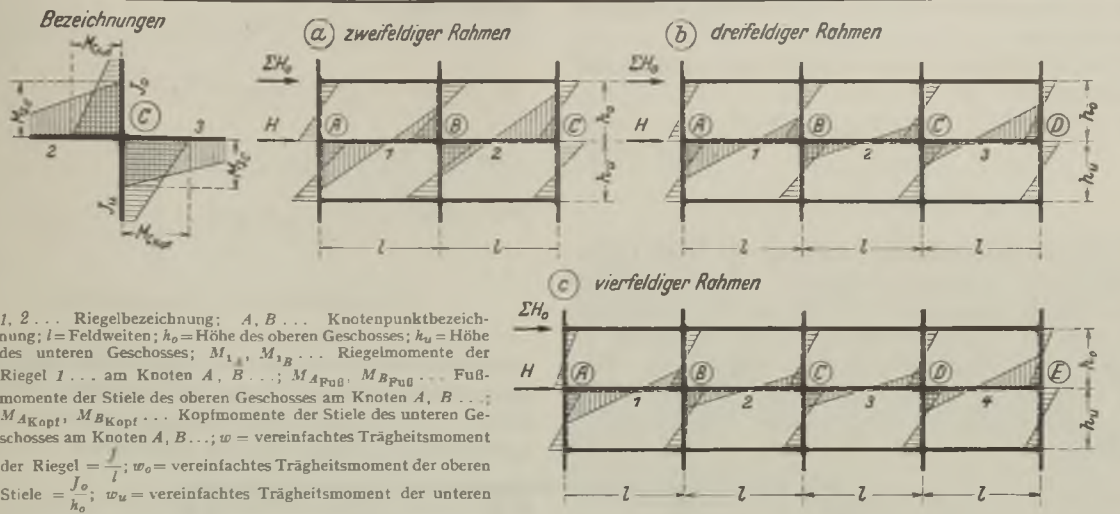
Abb. 290.

Sind die Stiele unten fest eingespannt (Abb. 290) so wird etwa:

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o + \Sigma H\, 0{,}47\, h_u \mu_u,$$
$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H\, 0{,}47\, h_u \mu_u,$$
$$M_{\text{Fuß}} = \Sigma H\, 0{,}53\, h_u \mu_u.$$

Da jedoch die Unterschiede gegenüber der vorgehenden Berechnung sehr gering sind, so darf hier ebenfalls

Tafel 45. Windmomente für Stockwerkrahmen.



1, 2 . . . Riegelbezeichnung; $A, B \ldots$ Knotenpunktbezeichnung; l = Feldweiten; h_o = Höhe des oberen Geschosses; h_u = Höhe des unteren Geschosses; M_{1_A}, M_{1_B} . . . Riegelmomente der Riegel 1 . . . am Knoten $A, B \ldots$; $M_{A_{Fuß}}$, $M_{B_{Fuß}}$ . . . Fußmomente der Stiele des oberen Geschosses am Knoten $A, B \ldots$; $M_{A_{Kopf}}$, $M_{B_{Kopf}}$ . . . Kopfmomente der Stiele des unteren Geschosses am Knoten $A, B \ldots$; w = vereinfachtes Trägheitsmoment der Riegel $= \frac{J}{l}$; w_o = vereinfachtes Trägheitsmoment der oberen Stiele $= \frac{J_o}{h_o}$; w_u = vereinfachtes Trägheitsmoment der unteren Stiele $= \frac{J_u}{h_u}$.

ΣH_o = Summe der an den darüberliegenden Geschossen angreifenden wagerechten Kräfte;
H = Die am betrachteten Geschoß angreifende wagerechte Kraft;
$\Sigma H = \Sigma H_o + H$;

$$k_o = \frac{w}{2\,w_o};$$

$$k_u = \frac{w}{2\,w_u}.$$

Riegelstützmomente

$$M_{Riegel} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o + \Sigma H \tfrac{1}{2} h_u \mu_u,$$

Stielmomente

$$M_{Fuß} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o$$

$$M_{Kopf} = \Sigma H \tfrac{1}{2} h_u \mu_u$$

Zur Benutzung der Tafel bei mehr als vier Feldern, bei verschiedenen Feldweiten und Trägheitsmomenten, sowie bei fester Einspannung oder Gelenklagerung vergleiche Erklärungen im Teil B a, 4 und Zahlenbeispiele im Teil D, 3.

Werte μ_o bzw. μ_u.

Ausführung	Momenten-Bezeichnung	k_o bzw. k_u											
		0,4	0,5	0,6	0,75	1,0	1,25	1,50	2,0	3,0	4,0	6,0	10,0 und höher
(a) Zweifeldige Rahmen	$+M_{1_A} = -M_{2_C}$	0,271	0,278	0,281	0,286	0,292	0,296	0,300	0,306	0,312	0,317	0,319	0,333
	$-M_{1_B} = +M_{2_B}$	0,229	0,222	0,219	0,214	0,208	0,204	0,200	0,194	0,188	0,183	0,181	0,167
	$-M_{A_{Fuß}} = +M_{C_{Fuß}}$, $+M_{A_{Kopf}} = -M_{C_{Kopf}}$	0,271	0,278	0,281	0,286	0,292	0,296	0,300	0,306	0,312	0,317	0,319	0,333
	$+M_{B_{Fuß}} = -M_{B_{Kopf}}$	0,458	0,444	0,438	0,428	0,416	0,408	0,400	0,388	0,376	0,366	0,362	0,334
(b) Dreifeldige Rahmen	$+M_{1_A} = -M_{3_D}$	0,196	0,200	0,204	0,208	0,214	0,219	0,222	0,227	0,233	0,237	0,241	0,250
	$-M_{1_B} = +M_{3_C}$	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167	0,167
	$+M_{2_B} = -M_{2_C}$	0,137	0,133	0,129	0,125	0,119	0,114	0,111	0,106	0,100	0,096	0,092	0,083
	$-M_{A_{Fuß}} = +M_{D_{Fuß}}$, $+M_{A_{Kopf}} = -M_{D_{Kopf}}$	0,196	0,200	0,204	0,208	0,214	0,219	0,222	0,227	0,233	0,237	0,241	0,250
	$-M_{B_{Fuß}} = +M_{C_{Fuß}}$, $+M_{B_{Kopf}} = -M_{C_{Kopf}}$	0,304	0,300	0,296	0,292	0,286	0,281	0,278	0,273	0,267	0,263	0,259	0,250
(c) Vierfeldige Rahmen	$+M_{1_A} = -M_{4_E}$	0,151	0,155	0,158	0,162	0,167	0,171	0,174	0,179	0,184	0,188	0,190	0,200
	$-M_{1_B} = +M_{4_D}$	0,128	0,128	0,128	0,128	0,128	0,128	0,128	0,127	0,127	0,127	0,126	0,125
	$+M_{2_B} = -M_{3_D}$	0,109	0,106	0,104	0,102	0,098	0,095	0,093	0,090	0,086	0,084	0,082	0,075
	$-M_{2_C} = +M_{3_C}$	0,112	0,111	0,110	0,108	0,107	0,106	0,105	0,104	0,103	0,102	0,102	0,100
	$-M_{A_{Fuß}} = +M_{E_{Fuß}}$, $+M_{A_{Kopf}} = -M_{E_{Kopf}}$	0,151	0,155	0,158	0,162	0,167	0,171	0,174	0,179	0,184	0,188	0,190	0,200
	$-M_{B_{Fuß}} = +M_{D_{Fuß}}$, $+M_{B_{Kopf}} = -M_{D_{Kopf}}$	0,237	0,234	0,232	0,230	0,226	0,223	0,221	0,217	0,213	0,210	0,208	0,200
	$+M_{C_{Fuß}} = -M_{C_{Kopf}}$	0,224	0,222	0,220	0,216	0,214	0,212	0,210	0,208	0,206	0,204	0,204	0,200

Zahlenbeispiele vgl. Teil D. 3.

überall $^1/_2\, h_u$ eingesetzt werden; um so mehr, da man es in Wirklichkeit kaum mit einer festen Einspannung zu tun hat.

Sind die Stiele unten gelenkig gelagert (Abb. 290), dann wird:

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o + \Sigma H\, h_u \mu_u,$$

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H\, h_u \mu_u,$$

$$M_{\text{Fuß}} = \text{Null}.$$

Bei einer wagerechten Belastung der Stiele (Kranseitenschub, Transmissionslasten usw.) erfolgt die Berechnung sinngemäß wie bei der Windbelastung. In Abb. 291 ist die Bestimmung der Momente infolge eines Kranseitenschubes angedeutet. Vom II. Geschoß an werden die Momente nach unten zu nicht größer, da dort weitere H-Kräfte nicht angreifen.

Die Stützkräfte eines Riegels n von der Stützweite l_n ergeben sich zu

$$\left.\begin{aligned} A_n &= \frac{-M_{n_l} + M_{n_r}}{l_n}, \\ B_n &= \frac{+M_{n_l} - M_{n_r}}{l_n}. \end{aligned}\right\} \qquad (46)$$

Ist

$$M_{n_l} = -M_{n_r},$$

dann wird

$$\left.\begin{aligned} A_n &= -\frac{2\, M_{n_l}}{l_n}, \\ B_n &= +\frac{2\, M_{n_l}}{l_n}. \end{aligned}\right\} \qquad (47)$$

Die Normalkraft N im Stiel erhält man durch Addition der Normalkraft N des darüberliegenden Stieles und der Stützkräfte der am Stielkopf links und rechts anschließenden Riegel von der Spannweite l_I und l_{II}:

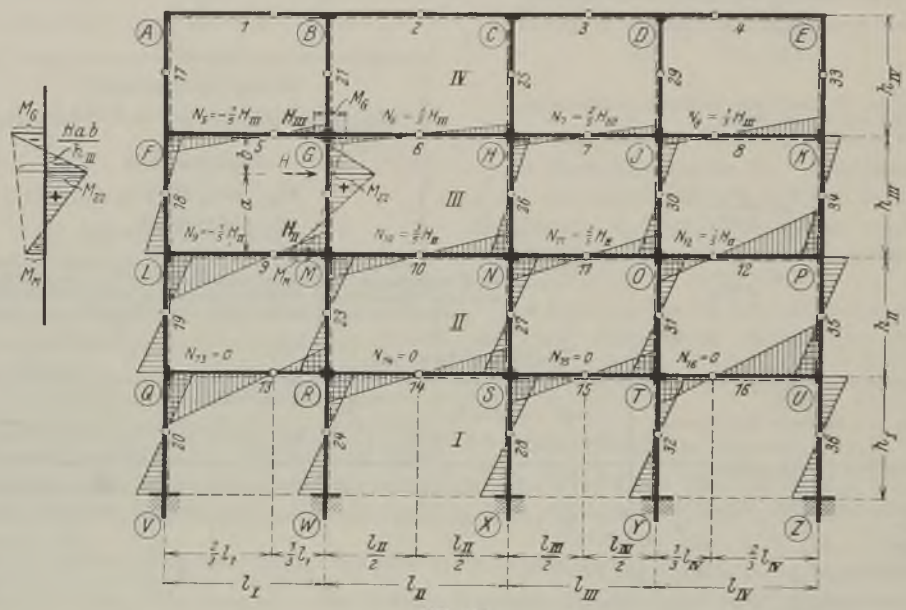


Abb. 291.

b) Bestimmung der Normalkräfte.

α) Normalkräfte der Riegel.

Die Riegel erhalten eine Normalkraft nur durch die an dem betreffenden Riegelstrang angreifende wagerechte Belastung. Aus Abb. 288*b* ist der Kräfteverlauf deutlich zu ersehen. Die Normalkräfte, die in einem Riegelstrang von Feld zu Feld geringer werden, ergeben sich für den Riegelstrang LP wie folgt:

$$N_9 = \tfrac{4}{5} H_{II}; \quad N_{10} = \tfrac{3}{5} H_{II};$$
$$N_{11} = \tfrac{2}{5} H_{II}; \quad N_{12} = \tfrac{1}{5} H_{II}.$$

Da diese Kräfte nicht von Bedeutung sind, dürfen sie im allgemeinen vernachlässigt werden.

β) Normalkräfte der Stiele.

Die Normalkräfte in den Stielen ergeben sich aus den Riegelstützmomenten sinngemäß wie bei dem Durchlaufträger nach Teil Ib, E im ersten Abschnitt.

$$\left.\begin{aligned} \pm N = N_o &= B_I + A_{II} \\ &= N_o + \frac{+M_{I_l} - M_{I_r}}{l_I} + \frac{-M_{II_l} + M_{II_r}}{l_{II}}. \end{aligned}\right\} \qquad (48)$$

Bei dem Stockwerkrahmen nach Abb. 288 werden z. B. die Normalkräfte der Stiele 19 und 23

$$N_{19} = N_{18} + A_9 = -N_{18} + \frac{-(+M_{9_L}) + (-M_{9_N})}{l_I};$$

$$N_{23} = N_{22} + B_9 + A_{10} = +N_{22} + \frac{+M_{9_L} - (-M_{9_N})}{l_I} + \frac{-(+M_{10_N}) + (-M_{10_N})}{l_{II}}.$$

Zwecks Prüfung der Werte können die Normalkräfte auch unmittelbar aus der Zahlensumme aller Stützmomente der oberhalb des Schnittes am Stielstrang anschließenden Riegel bestimmt werden:

$$\pm N = \frac{\Sigma(M_{I_l} - M_{I_r})}{l_I} + \frac{\Sigma(-M_{II_l} + M_{II_r})}{l_{II}}. \qquad (49)$$

So ist z. B. für den Stiel 23 nach Abb. 288:

$$N_{23} = \frac{+(M_{1_A} + M_{5_F} + M_{9_L}) - (-M_{1_B} - M_{5_G} - M_{9_M})}{l_I}$$

$$+ \frac{-(+M_{2_B} + M_{6_G} + M_{10_M}) + (-M_{2_C} - M_{6_H} - M_{10_N})}{l_{II}}$$

$$= \frac{M_{1_A} + M_{5_F} + M_{9_L} + M_{1_B} + M_{5_G} + M_{9_M}}{l_I}$$

$$- \frac{M_{2_B} + M_{6_G} + M_{10_M} + M_{2_C} + M_{6_H} + M_{10_N}}{l_{II}}.$$

c) Bestimmung der Auflagerkräfte.

Die lotrechten Auflagerkräfte sind durch die Normalkräfte der Stiele des untersten Geschosses bestimmt: So ist z. B. bei dem Rahmen nach Abb. 288:

Auflager V: $V_V = N_{20}$,
„ W: $V_W = N_{24}$ usw.

Die wagerechten Auflagerkräfte ergeben sich bei der angenäherten Berechnung mit gleichmäßiger Verteilung der Windbelastung auf alle n-Stielstränge

$$H_A = \frac{\Sigma H}{n}.$$

Für den Rahmen nach Abb. 288 wird also:

$$H_V = H_W = H_X = H_Y = H_Z = \frac{\Sigma H}{5}.$$

Werden die Windmomente nach Tafel 45 bestimmt, dann wird:

$$H_A = \frac{2\, M_{\text{Einspannung}}}{h_I}.$$

5. Ermittlung der lotrechten Durchbiegung von Stockwerkrahmen-Riegeln.

a) Allgemeines.

Die rechnerische und zeichnerische Ermittlung der lotrechten Durchbiegungen eines Riegels erfolgt sinngemäß zu den im ersten Abschnitt, Teil Ib, A, 4 gegebenen Anweisungen und Zahlenbeispielen bei Ermittlung der Durchbiegungen eines einfachen Trägers nach dem Mohrschen Verfahren. Es ist hier nur zu beachten, daß die als Riegelbelastung gedachte Momentenfläche $\mathfrak{F}$ durch die Knoteneinspannung und den Einfluß der anschließenden Stäbe teils positiv, teils negativ wird und dementsprechend die Werte der einzelnen Flächenstreifen, die ja bekanntlich als Einzellasten angenommen werden, ihre Wirkungsrichtung teils nach unten, teils nach oben haben.

Nachstehend soll in einem Zahlenbeispiel die zeichnerische und rechnerische Ermittlung eines Riegels mit verschiedenen Trägheitsmomenten durchgeführt werden.

b) Zahlenbeispiel.

α) Allgemeines.

Für den in der Tafel 46 Abb. *a* dargestellten Stockwerkrahmen-Riegel ist die größte Durchbiegung zeichnerisch und rechnerisch zu ermitteln. Durch den an den Riegelenden verstärkten Querschnitt sind in diesem Beispiel verschiedene Trägheitsmomente zu berücksichtigen. Die gesamte Momentenfläche (Abb. *d*) ist aus den Momentenflächen der einzelnen Belastungen, der Wind- und Einspannmomente (Abb. *b* bis *c*) zusammengestellt. Die Untersuchung ist mit einer von links gerichteten Windbelastung durchgeführt.

β) Zeichnerische Ermittlung.

Im Gegensatz zu dem zweiten Zahlenbeispiel im ersten Abschnitt, Teil Ib, A, 4, b, bei dem den verschiedenen Trägheitsmomenten durch Festlegung von verschiedenen Polweiten im Krafteck Rechnung getragen wurde, sollen hier die verschiedenen Trägheitsmomente unmittelbar bei der Bestimmung der einzelnen Flächenstreifen berücksichtigt werden. Zu diesem Zweck ist in Abb. *e* die verzerrte Momentenfläche $\mathfrak{F}'$ gebildet, d. h. die einzelnen Flächenteile sind jeweils durch das zugehörige Trägheitsmoment dividiert. In der oberen Zusammenstellung in Tafel 46 sind die Werte der einzelnen durch J dividierten Flächenteile, die mit $\mathfrak{F}'$ bezeichnet sind, errechnet. Die verzerrte Momentenfläche ist zweckmäßig so eingeteilt, daß unter der Einzellast und an den Stellen des Trägheitsmomentenwechsels sowie an dem Momentennullpunkt ein Streifenwechsel vorhanden ist. Mit den als Einzellasten anzusehenden Flächenteilen $\mathfrak{F}_1'$, $\mathfrak{F}_2'$, $\mathfrak{F}_3'$ wird ein Krafteck (Abb. *g*) und dazu ein Seileck (Abb. *f*) gezeichnet. Der Schlußstrahl (vgl. auch Teil Ib, A, 2, c) ist die Achse der Biegelinie, von der die y-Werte gemessen werden. Die wirkliche Durchbiegung an irgendeinem Punkte x ist

$$\delta_x = y_x \frac{H}{E}.$$

Die größte Durchbiegung ergibt sich unter der Last $\mathfrak{F}_6'$:

$$\delta_{\max} = y_{\max} \frac{H}{E} = 192 \frac{25}{2100} = 2{,}28 \text{ cm}.$$

$$\left(\text{cm} \frac{\text{t/cm}^2}{\text{t/cm}^2} = \text{cm}.\right)$$

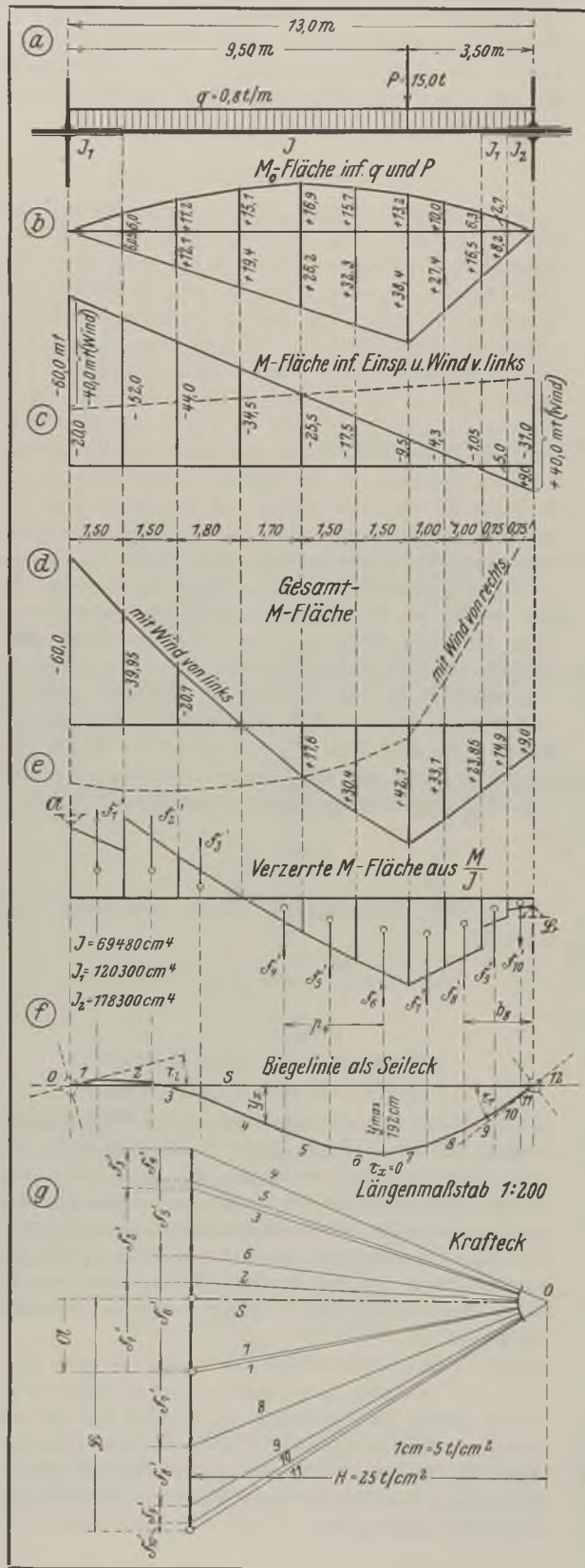
γ) Rechnerische Ermittlung.

Die rechnerische Bestimmung der größten Durchbiegung ist ebenfalls in Tafel 46 durchgeführt. Es sind dort die Flächenteile $\mathfrak{F}_1'$, $\mathfrak{F}_2'$, $\mathfrak{F}_3'$ ... der verzerrten Momentenfläche und die dazu gehörigen Momentenstützkräfte $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ berechnet. Damit ergibt sich die Durchbiegung δ_x an irgendeiner Stelle des Riegels gleich dem für die betreffende Stelle berechneten Biegemoment $\mathfrak{M}_x$ dividiert durch den Elastizitätsmodul E:

$$\delta_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{E}.$$

Die größte Durchbiegung $\delta_{\max}$ ergibt sich an der Stelle, an der die Querkraft $\mathfrak{Q}$ des mit den Flächenteilen $\mathfrak{F}_1'$, $\mathfrak{F}_2'$, $\mathfrak{F}_3'$ ... belastet gedachten Riegels das Vorzeichen wechselt. Dieser Fall tritt im Beispiel unter der Last $\mathfrak{F}_6'$ ein.

Tafel 46. Zeichnerische und rechnerische Ermittlung der größten Durchbiegung eines Stockwerkrahmen-Riegels.



Flächenteil	Inhalt der verzerrten Flächenteile $\frac{M}{J}$ $\frac{t\,cm^2}{cm^4} = \frac{t}{cm^2}$	Abstände b (vom Auflager $\mathfrak{B}$ bis zu den Einzelkräften) cm	Produkte $\mathfrak{F}'b$ $\frac{t}{cm}$
$\mathfrak{F}'_1$	$\frac{-(6000+3995)}{2\cdot 120300}\,150 = -6{,}24$	1225	−7640
$\mathfrak{F}'_2$	$\frac{-(3995+2070)}{2\cdot 69480}\,150 = -6{,}55$	1075	−7045
$\mathfrak{F}'_3$	$\frac{-2070\cdot 180}{2\cdot 69480} = -2{,}68$	940	−2520
$\mathfrak{F}'_4$	$\frac{1760\cdot 170}{2\cdot 69480} = +2{,}16$	707	+1528
$\mathfrak{F}'_5$	$\frac{1760+3040}{2\cdot 69480}\,150 = +5{,}18$	575	+2980
$\mathfrak{F}'_6$	$\frac{3040+4210}{2\cdot 69480}\,150 = +7{,}83$	425	+3315
$\mathfrak{F}'_7$	$\frac{4210+3310}{2\cdot 69480}\,100 = +5{,}42$	300	+1626
$\mathfrak{F}'_8$	$\frac{3310+2385}{2\cdot 69480}\,100 = +4{,}10$	200	+ 820
$\mathfrak{F}'_9$	$\frac{2385+1490}{2\cdot 120300}\,75 = +1{,}18$	112,5	+ 133
$\mathfrak{F}'_{10}$	$\frac{1490+900}{2\cdot 178300}\,75 = +0{,}50$	37,5	+ 19
	$\Sigma\mathfrak{F}' = +10{,}9$		$\Sigma\mathfrak{F}'b = -6784$

$$\delta_{max} = y\,\frac{H}{E} = 192\,\frac{25}{2100} = 2{,}28 \text{ cm}$$

Rechnerische Ermittlung von δ_{max}.

$$\mathfrak{A} = \frac{\Sigma\mathfrak{F}'b}{l} = -\frac{6784}{1300} = -5{,}2\ \frac{t}{cm^2}\,,$$

$$\mathfrak{B} = \Sigma\mathfrak{F}' - \mathfrak{A} = +10{,}9 - (-5{,}2) = 16{,}1\ \frac{t}{cm^2}\,.$$

Das größte Moment ergibt sich an der Stelle, an der die Querkraft das Vorzeichen wechselt; das geschieht im Beispiel unter der Last $\mathfrak{F}'_6$.

$$\mathfrak{Q}_5 = -5{,}2 + 6{,}24 + 6{,}55 + 2{,}68 - 2{,}16 - 5{,}18 = +2{,}93,$$

$$\mathfrak{Q}_6 = \mathfrak{Q}_5 - \mathfrak{F}'_6 = +2{,}93 - 7{,}83 = -4{,}90\,.$$

Die größte Durchbiegung ergibt sich unter der Last $\mathfrak{F}'_6$.

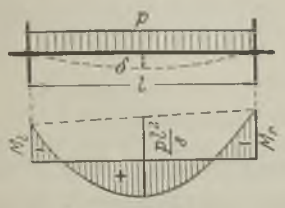
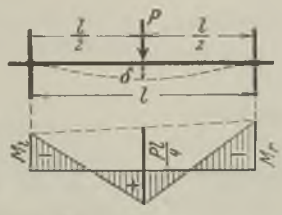
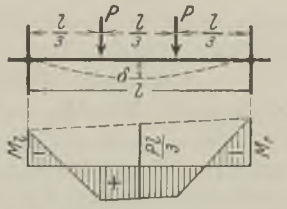
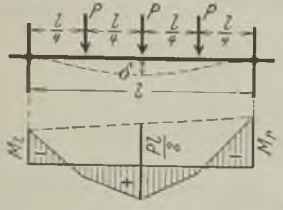
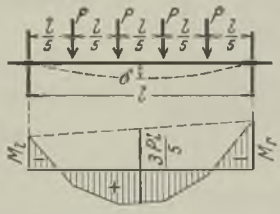
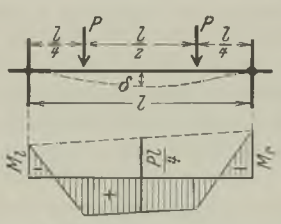
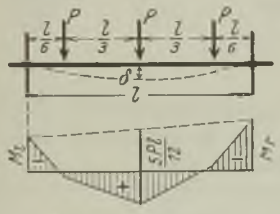
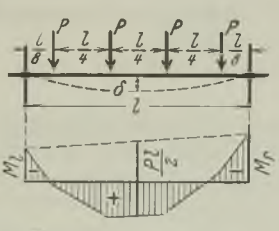
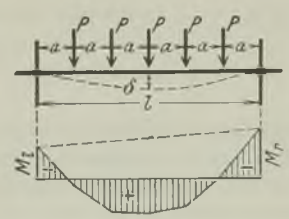
Kraft $\frac{t}{cm^2}$	Hebelarm p cm	Drehungssinn	Kraft × Hebelarm ($\mathfrak{F}'p$) $\frac{t}{cm^2}\,cm = \frac{t}{cm}$
$\mathfrak{A} = 5{,}20$	875	−	−4550
$\mathfrak{F}'_1 = 6{,}24$	800	+	+4995
$\mathfrak{F}'_2 = 6{,}55$	650	+	+4260
$\mathfrak{F}'_3 = 2{,}68$	515	+	+1380
$\mathfrak{F}'_4 = 2{,}16$	282	−	− 608
$\mathfrak{F}'_5 = 5{,}18$	150	−	− 776
			$\mathfrak{M}_{max} = \Sigma\mathfrak{F}'p = +4701$

$$\delta_{max} = \frac{\mathfrak{M}_{max}}{E} = \frac{t/cm}{t/cm^2} = \frac{4701}{2100} = 2{,}24 \text{ cm}$$

c) Sonderfälle.

In der Tafel 47 sind für verschiedene Belastungsfälle die Durchbiegungen in Riegelmitte angegeben. Die Einspannmomente infolge Windlast brauchen im Allgemeinen zur Berechnung der Riegeldurchbiegungen in Riegelmitte nicht berücksichtigt zu werden: die S-förmige Biegelinie hat meistens ihren Momentennullpunkt etwa in Riegelmitte, so daß dort die Durchbiegung infolge der Windmomente Null wird.

Tafel 47. Durchbiegungen in Riegelmitte für verschiedene Sonderfälle.

a) Gleichmäßig verteilte Belastung auf die ganze Länge  $\delta = \frac{l^2}{384EJ}[5pl^2 + 24(M_l + M_r)]$	b) Einzellast in der Mitte  $\delta = \frac{l^2}{48EJ}[Pl + 3(M_l + M_r)]$	c) 2 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{3}$  $\delta = \frac{l^2}{648EJ}[23Pl + 40{,}5(M_l + M_r)]$
d) 3 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{4}$  $\delta = \frac{l^2}{384EJ}[19Pl + 24(M_l + M_r)]$	e) 4 gleiche Einzellasten in gleichen Abständen $\frac{l}{5}$  $\delta = \frac{l^2}{1000EJ}[63Pl + 62{,}5(M_l + M_r)]$	f) 2 gleiche Einzellasten im Abstand $\frac{l}{2}$ untereinander und $\frac{l}{4}$ von den Einspannstellen  $\delta = \frac{l^2}{384EJ}[11Pl + 24(M_l + M_r)]$
g) 3 gleiche Einzellasten in Abständen $\frac{l}{3}$ untereinander und $\frac{l}{6}$ von den Einspannstellen  $\delta = \frac{l^2}{1296EJ}[53Pl + 81(M_l + M_r)]$	h) 4 gleiche Einzellasten in Abständen $\frac{l}{4}$ untereinander und $\frac{l}{8}$ von den Einspannstellen  $\delta = \frac{l^2}{3072EJ}[151Pl + 192(M_l + M_r)]$	i) $(n-1)$ gleiche Einzellasten in n gleichen Abständen a  $\delta = \frac{l^2}{480EJ}\left[6Pl\frac{n^2-1}{n} + 30(M_l + M_r)\right]$

Bb. Berechnung der Stockwerkrahmen mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben.

1. Allgemeines.

Wie aus Teil I, B, 4 ersichtlich, werden im Stahlbau nicht die regelrechten Stockwerkrahmen, sondern solche mit inneren oder äußeren Pendelstielen am wirtschaftlichsten. Die Berechnung erfolgt im allgemeinen wie bei dem vollständigen Rahmenwerk; beim Vorhandensein von inneren Pendelstielen ist hier noch ein vierter Einspanngrad einzuführen, und zwar für den Durchlaufriegel (vgl. Teil 2, d).

2. Bestimmung der Festpunktabstände und Übergangszahlen für den Durchlaufriegel mit verschiedenen Feldweiten.

Der Festpunkt links in der Öffnung wird mit i und sein Abstand vom nächsten links liegenden Auflager mit a, der Festpunkt rechts in der Öffnung wird mit i' und sein Abstand vom nächsten rechts liegenden Auflager mit a' gekennzeichnet.

Festpunkte sind Momentennullpunkte oder Biegelinienwendepunkte bei einer Momentenwirkung bzw. Drehung am linken oder rechten Auflager.

Ist ein Träger auf mehreren Stützen nur im letzten Feld belastet, oder ist über der letzten Stütze irgendein Momentenangriff vorhanden, dann müssen bei Verfolgung des Momenteneinflusses nach links in den übrigen Feldern die Geraden der Stützmomentenlinien durch die Festpunkte i gehen (Abb. 292); umgekehrt bei Verfolgung eines Momenteneinflusses nach rechts müssen die Geraden der Stützmomentenlinien durch die Festpunkte i' gehen.

Die sich bei dem Verlauf der durch die Festpunkte gehenden Momentenlinie ergebenden Stützmomente M' können mittels Verhältnisgleichung auch rechnerisch wie folgt ermittelt werden:

$$-M' : a = M : (l - a);$$

$$M' = -M \frac{a}{(l-a)}.$$

a) Durchweg gelenkige Auflagerung.

Im ersten Feld ist der Einspanngrad a vorhanden, so daß a_I = Null wird (vgl. Teil Ba, 2, b).

α) Gleiche Trägheitsmomente.

Die Clapeyronsche Gleichung lautet

$$M_A l_I + 2 M_B (l_I + l_{II}) + M_C l_{II} = -6 (\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{A}_2).$$

Da das Moment über dem Auflager A sowie die Ausdrücke $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ gleich Null sind (die Felder sind unbelastet), so folgt:

$$2 M_B (l_I + l_{II}) + M_C l_{II} = 0,$$

oder

$$2 (l_I + l_{II}) + \frac{M_C}{M_B} l_{II} = 0.$$

Es besteht das Verhältnis

$$\frac{M_C}{M_B} = \frac{-(l_{II} - a_{II})}{a_{II}},$$

demnach ist

$$2 (l_I + l_{II}) + \frac{-(l_{II} - a_{II})}{a_{II}} l_{II} = 0;$$

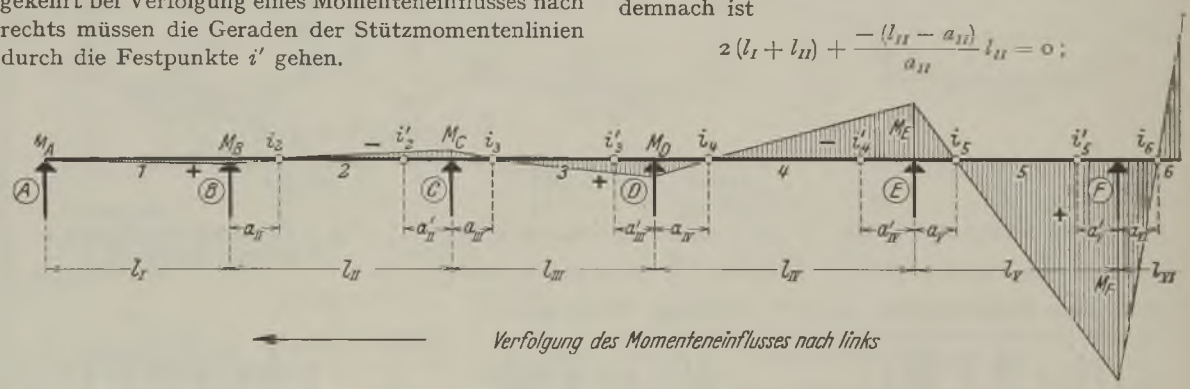


Abb. 292.

Die Festpunktabstände sollen in den folgenden Teilen a bis c mit Hilfe der im Teil Ib, E des ersten Abschnittes abgeleiteten Clapeyronschen Gleichung berechnet werden, und zwar für die Verfolgung des Momenteneinflusses nach links bei Gelenklagerung über den Innenstielen und Gelenklagerung bzw. fester oder elastischer Einspannung über den Außenstielen.

Sind die Festpunktabstände a bestimmt, so werden die Übergangszahlen $\ddot{U}$ nach Gleichung (6) wie folgt ermittelt:

$$\ddot{U} = w \frac{l - a}{2 l - 3 a},$$

hierin ist

$$w = \frac{J}{l}.$$

hieraus wird

$$a_{II} = \frac{l_{II}}{3 + 2 \frac{l_I}{l_{II}}}.$$

Zur Ermittlung von $a_{III}, a_{IV} \ldots$ führt derselbe Rechnungsgang wie vorher:

$$M_B l_{II} + 2 M_C (l_{II} + l_{III}) + M_D l_{III} = 0,$$

oder

$$\frac{M_B}{M_C} l_{II} + 2 (l_{II} + l_{III}) + \frac{M_D}{M_C} l_{III} = 0.$$

Es bestehen die Verhältnisse

$$\frac{M_B}{M_C} = \frac{a_{II}}{-(l_{II} - a_{II})} \quad \text{und} \quad \frac{M_D}{M_C} = \frac{(l_{III} - a_{III})}{-a_{III}}.$$

Demnach ist

$$\frac{a_{II}}{-(l_{II}-a_{II})}\,l_{II}+2\,(l_{II}+l_{III})+\frac{(l_{III}-a_{III})}{-a_{III}}=0:$$

hieraus wird

$$a_{III}=\frac{l_{III}}{3+\frac{l_{II}}{l_{III}}\left(2-\frac{a_{II}}{l_{II}-a_{II}}\right)};$$

entsprechend wird

$$a_{IV}=\frac{l_{IV}}{3+\frac{l_{III}}{l_{IV}}\left(2-\frac{a_{III}}{l_{III}-a_{III}}\right)}\quad\text{usw.}$$

In der Tafel 48 sind die Werte der Festpunktabstände a, Übergangszahlen $\ddot{U}$ und Momente M' bei gleichen Feldweiten zusammengestellt.

β) Verschiedene Trägheitsmomente.

Bei Berücksichtigung verschiedener Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern ist auch hier die im ersten Abschnitt, Teil Ib, E angegebene entsprechende Clapeyronsche Gleichung zu verwenden.

Diese lautet

$$M_A l_I+2\,M_B\left(l_I+l_{II}\frac{J_1}{J_2}\right)+M_C\,l_{II}\frac{J_1}{J_2}=-6\left(\mathfrak{B}_1+\mathfrak{A}_2\frac{J_1}{J_2}\right).$$

Da das Moment über dem Auflager A sowie die Ausdrücke $\mathfrak{A}$ und $\mathfrak{B}$ gleich Null sind (die Felder sind unbelastet), so folgt:

$$2\,M_B\left(l_I+l_{II}\frac{J_1}{J_2}\right)+M_C\,l_{II}\frac{J_1}{J_2}=0,$$

oder

$$2\left(l_I+l_{II}\frac{J_1}{J_2}\right)+\frac{M_C}{M_B}\,l_{II}\frac{J_1}{J_2}=0.$$

Es besteht das Verhältnis

$$\frac{M_C}{M_B}=\frac{-(l_{II}-a_{II})}{a_{II}},$$

demnach ist

$$2\left(l_I+l_{II}\frac{J_1}{J_2}\right)+\frac{-(l_{II}-a_{II})}{a_{II}}\,l_{II}\frac{J_1}{J_2}=0;$$

hieraus wird

$$a_{II}=\frac{l_{II}}{3+2\,\frac{l_I\,J_2}{l_{II}\,J_1}},$$

da $\frac{J_2}{l_{II}}=w_2$ und $\frac{l_I}{J_1}=\frac{1}{w_1}$ ist, so wird

$$a_{II}=\frac{l_{II}}{3+2\,\frac{w_2}{w_1}}.$$

Zur Ermittlung von a_{III}, a_{IV} ... führt derselbe Rechnungsgang wie vorher:

$$M_B\,l_{II}+2\,M_C\left(l_{II}+l_{III}\frac{J_2}{J_3}\right)+M_D\,l_{III}\frac{J_2}{J_3}=0,$$

oder

$$\frac{M_B}{M_C}\,l_{II}+2\left(l_{II}+l_{III}\frac{J_2}{J_3}\right)+\frac{M_D}{M_C}\,l_{III}\frac{J_2}{J_3}=0.$$

Es bestehen die Verhältnisse:

$$\frac{M_B}{M_C}=\frac{a_{II}}{-(l_{II}-a_{II})}\quad\text{und}\quad\frac{M_D}{M_C}=\frac{(l_{III}-a_{III})}{-a_{III}}.$$

Demnach ist

$$\frac{a_{II}}{-(l_{II}-a_{II})}\,l_{II}+2\left(l_{II}+l_{III}\frac{J_2}{J_3}\right)+\frac{(l_{III}-a_{III})}{-a_{III}}\,l_{III}\frac{J_2}{J_3}=0;$$

hieraus wird

$$a_{III}=\frac{l_{III}}{3+\frac{l_{II}}{l_{III}}\frac{J_3}{J_2}\left(2-\frac{a_{II}}{l_{II}-a_{II}}\right)}=\frac{l_{III}}{3+\frac{w_3}{w_1}\left(2-\frac{a_{II}}{l_{II}-a_{II}}\right)}.$$

b) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen feste Einspannung.

Im ersten Feld ist der Einspanngrad c vorhanden, so daß $a_I=\frac{1}{3}\,l_I$ wird (vgl. Teil Ba, 2 b).

α) Gleiche Trägheitsmomente.

In sinngemäßer Weise wie vorher ergeben sich:

$$a_{II}=\frac{l_{II}}{3+\frac{3}{2}\frac{l_I}{l_{II}}};$$

$$a_{III}=\frac{l_{III}}{3+\frac{l_{II}}{l_{III}}\left(2-\frac{a_{II}}{l_{II}-a_{II}}\right)}\quad\text{usw.}$$

In der Tafel 48 sind die Werte der Festpunktabstände a, Übergangszahlen $\ddot{U}$ und Momente M' bei gleichen Feldweiten zusammengestellt.

Tafel 48. Festpunktabstände und Übergangszahlen für den Durchlaufriegel mit Gelenklagerung über den Innenstielen und Gelenklagerung bzw. fester oder elastischer Einspannung über den Außenstielen bei gleichen Stützweiten und Trägheitsmomenten.

Feld	Durchweg gelenkige Auflagerung			Feste Einspannung an den Endauflagern			Elastische Einspannung an den Endauflagern (a_I angenähert)			Elastische Einspannung an den Endauflagern; (abgerundete Gebrauchswerte)		
	Festpunktabstände a bzw. a'	Übergangszahlen $\ddot{U}$	M'	Festpunktabstände a bzw. a'	Übergangszahlen $\ddot{U}$	M'	Festpunktabstände a bzw. a'	Übergangszahlen $\ddot{U}$	M'	Festpunktabstände a bzw. a'	Übergangszahlen $\ddot{U}$	M'
I	$0\,l$	$0{,}5\,w$	$0\,M$	$0{,}3333\,l$	$0{,}6667\,w$	$0{,}5\,M$	$0{,}25\,l$	$0{,}6\,w$	$0{,}3333\,M$	$0{,}25\,l$	$0{,}6\,w$	$0{,}33\,M$
II	$0{,}2\,l$	$0{,}5714\,w$	$0{,}25\,M$	$0{,}2222\,l$	$0{,}5833\,w$	$0{,}2857\,M$	$0{,}2143\,l$	$0{,}5790\,w$	$0{,}2728\,M$	$0{,}2\,l$	$0{,}57\,w$	$0{,}25\,M$
III	$0{,}2105\,l$	$0{,}5769\,w$	$0{,}2666\,M$	$0{,}2121\,l$	$0{,}5778\,w$	$0{,}2692\,M$	$0{,}2116\,l$	$0{,}5775\,w$	$0{,}2684\,M$			
IV	$0{,}2113\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2679\,M$	$0{,}2114\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2681\,M$	$0{,}2113\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2679\,M$			
V	$0{,}2113\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2679\,M$	$0{,}2113\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2679\,M$	$0{,}2113\,l$	$0{,}5773\,w$	$0{,}2679\,M$			

β) Verschiedene Trägheitsmomente.

$$a_{II} = \frac{l_{II}}{3 + \frac{3\, l_I J_2}{2\, l_{II} J_1}} = \frac{l_{II}}{3 + \frac{3\, w_2}{2\, w_1}};$$

$$a_{III} = \frac{l_{III}}{3 + \frac{l_{II}}{l_{III}} \frac{J_3}{J_2}\left(2 - \frac{a_{II}}{l_{II} - a_{II}}\right)} = \frac{l_{III}}{3 + \frac{w_3}{w_2}\left(2 - \frac{a_{II}}{l_{II} - a_{II}}\right)}$$

usw.

c) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen elastische Einspannung.

(a_I angenähert; a_{II}, a_{III} ... genau.)

Im ersten Feld ist der Einspanngrad b vorhanden, so daß angenähert $a_I = \frac{1}{4}\, l_I$ wird (vgl. Teil Ba, 2 b).

α) Gleiche Trägheitsmomente.

$$a_{II} = \frac{l_{II}}{3 + \frac{5\, l_I}{3\, l_{II}}};$$

$$a_{III} = \frac{l_{III}}{3 + \frac{l_{II}}{l_{III}}\left(2 - \frac{a_{II}}{l_{II} - a_{II}}\right)} \quad \text{usw.}$$

In der Tafel 48 sind die Werte der Festpunktabstände a, Übergangszahlen $\bar{U}$ und Momente M' bei gleichen Feldweiten zusammengestellt.

β) Verschiedene Trägheitsmomente.

$$a_{II} = \frac{l_{II}}{3 + \frac{5\, l_I J_2}{3\, l_{II} J_1}} = \frac{l_{II}}{3 + \frac{5\, w_2}{3\, w_1}};$$

$$a_{III} = \frac{l_{III}}{3 + \frac{l_{II}}{l_{III}} \frac{J_3}{J_2}\left(2 - \frac{a_{II}}{l_{II} - a_{II}}\right)} = \frac{l_{III}}{3 + \frac{w_3}{w_2}\left(2 - \frac{a_{II}}{l_{II} - a_{II}}\right)}$$

usw.

d) Über den Innenstielen Gelenklagerung und über den Außenstielen elastische Einspannung (abgerundete Gebrauchswerte).

In der letzten Hauptspalte der Tafel 48 sind für den Durchlaufträger mit elastischen Endeinspannungen abgerundete Gebrauchswerte gebildet, womit sich dann in den Mittelfeldern der Einspanngrad d ergibt.

Einspanngrad d.

Durchlaufriegel mit Gelenklagerung (Abb. 292)

$$a = \tfrac{1}{5}\, l = 0{,}2\, l,$$

$$\bar{U} = w\, \frac{l - a}{2\, l - 3\, a} = \frac{1 - 0{,}2}{2 - 3 \cdot 0{,}2} = 0{,}57\, w,$$

$$-M' : \tfrac{1}{5}\, l = M : \tfrac{4}{5}\, l,$$

$$M' = -\frac{\tfrac{1}{5}\, l\, M}{\tfrac{4}{5}\, l} = -\tfrac{1}{4}\, M = -0{,}25\, M.$$

3. Berechnung der Momente infolge lotrechter und wagerechter Belastung.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß nach den Angaben im Teil Ba; nachstehend wird nur für einige Beispiele der Rechnungsgang kurz angedeutet.

Die vereinfachten Trägheitsmomente $\frac{J}{l} = w$, sowie die Übergangszahlen $\bar{U}$ werden nach Teil Ba und Bb, 3 bestimmt.

Die Belastungsglieder $\frac{6\,\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\,\mathfrak{B}}{l}$ sind unmittelbar den Tafeln 4 und 44 zu entnehmen.

Die Berechnung der Normalkräfte ist nicht durchgeführt, da diese nach Durchsicht des Teiles Ba keinerlei Schwierigkeiten bietet.

Die Größtmomente der Riegel ergeben sich nach Teil Ba, d durch entsprechende Vereinigung der sich aus den verschiedenen Belastungsfällen ergebenden Werte.

Die Ermittlung der Größtmomente der Stiele erfolgt genau wie im Teil Ba, e angegeben.

a) Einfeldiger Stockwerkrahmen mit einem Pendelstielstrang (Abb. 293).

Stiel 10 und 11 = Einspanngrad b.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Bei gelenkiger bzw. freier Lagerung des rechten Laststabendes wird nach Gleichung (19):

$$X_{5_J} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{A}_5}{l_I}}{2 + \frac{w_5}{\Sigma \bar{U}_{5_J}}}; \quad (\Sigma \bar{U}_{5_J} = \bar{U}_{10} + \bar{U}_{11}); \quad (l_I = l_5),$$

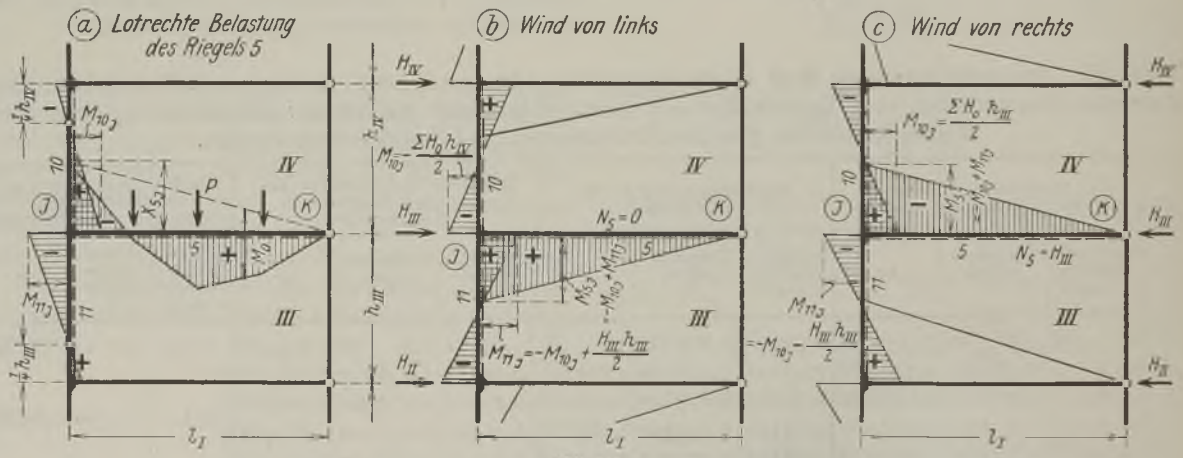


Abb. 293.

β) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (42) wird mit einem durchlaufenden Stielstrang ($n = 1$):

$$M_{10_J} = \mp \frac{\Sigma H_o h_{IV}}{2},$$

$$M_{11_J} = \pm \frac{\Sigma H h_{III}}{2},$$

$$(\Sigma H_o = H_{IV} + H_V + H_{VI} + \cdots; \quad \Sigma H = \Sigma H_o + H_{III}).$$

Riegelmoment.

Nach Gleichung (44) wird:

$$M_{5_J} = \mp M_{10_J} \pm M_{11_J}.$$

b) Zweifeldiger Stockwerkrahmen mit mittleren Pendelstielen (Abb. 294).

Riegel 5 und 6 = Einspanngrad b
Stiele 10, 11, 16 und 17 = „ b

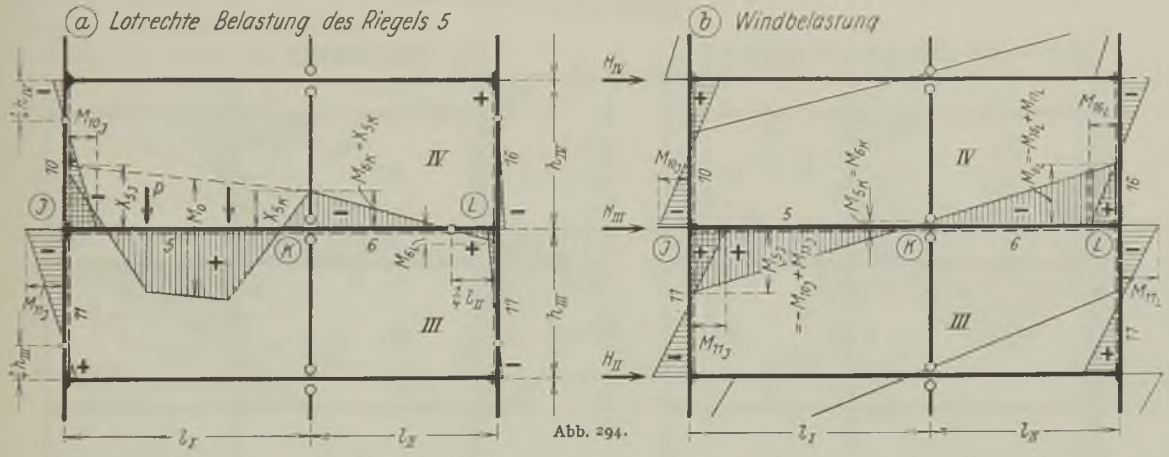


Abb. 294.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmomente des belasteten Riegels 5.

Die Bestimmung der Stützmomente X_{5_J} und X_{5_K} erfolgt nach den Gleichungen (13) und (14):

$$X_{5_J}\left(2 + \frac{w_5}{\Sigma \ddot{U}_{5_J}}\right) + X_{5_K} + \frac{6\,\mathfrak{A}_5}{l_I} = 0,$$

$$X_{5_J} + X_{5_K}\left(2 + \frac{w_5}{\Sigma \ddot{U}_{5_K}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I} = 0.$$

Die Auflösung vorstehender Gleichungen nach den beiden Unbekannten ist aus den Gleichungen (15) und (16) ersichtlich.

Stützmomente des unbelasteten Riegels 6.

$$M_{6_K} = X_{5_K}; \quad M_{6_L} = -\tfrac{1}{2} M_{6_K}.$$

β) Lotrechte Belastung des Riegels 6.

Sinngemäß der vorhergehenden Berechnung.

γ) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (42) wird mit zwei durchlaufenden Stielsträngen ($n = 2$):

$$M_{10_J} = M_{16_L} = \pm \frac{\Sigma H_o h_{IV}}{2 \cdot 2},$$

$$M_{11_J} = M_{17_L} = \pm \frac{\Sigma H h_{III}}{2 \cdot 2},$$

$$(\Sigma H_o = H_{IV} + H_V + H_{VI} + \cdots; \quad \Sigma H = \Sigma H_o + H_{III}).$$

Riegelmomente.

Nach Gleichung (44) wird

$$M_{5_J} = \mp M_{10_J} \pm M_{11_J},$$

$$M_{6_L} = + M_{10_L} \pm M_{17_L}.$$

Nunmehr ist noch das mittlere Stützmoment M_{5_K} bzw. M_{6_K} zu bestimmen. Mit den Momentwirkungen M_{5_J} und M_{6_L} an den Enden des Riegelstranges kann dieser als Träger auf drei Stützen angenommen werden (vgl. auch Abb. 296). Nach Teil Ib, E, 2 des ersten Abschnittes wird dann

$$M_{5_K} = M_{6_K} = -\frac{3}{l_I + l_{II}}(\mathfrak{B}_5 + \mathfrak{A}_6).$$

Die Werte für $\mathfrak{B}_5$ und $\mathfrak{A}_6$ aus Tafel 44 in obige Gleichung eingesetzt:

$$M_{5_K} = M_{6_K} = -\frac{3}{l_I + l_{II}}\left(\frac{M_{5_J} l_I}{6} + \frac{-M_{6_L} l_{II}}{6}\right).$$

Verschieden große Trägheitsmomente der einzelnen Riegel können wie folgt berücksichtigt werden:

$$M_{5_K} = M_{6_K} = -\frac{3}{l_I + l_{II}\frac{J_5}{J_6}}\left(\mathfrak{B}_5 + \mathfrak{A}_6 \frac{J_5}{J_6}\right).$$

Die Ermittelung des mittleren Stützmomentes (M_{5_K} bzw. M_{6_K}) kann auch wie bisher mit getrennter Untersuchung der beiden Momentenangriffe M_{5_J} und M_{6_L} erfolgen: M_{5_J} ergibt dann eine Belastungsmomentenfläche für Riegel 5, und M_{6_J} eine solche für Riegel 6 (vgl. den folgenden Teil d, Abb. 296). Die Ergebnisse stimmen bei beiden Rechnungsverfahren überein.

c) Zweifeldiger Stockwerkrahmen mit äußeren Pendelstielen (Abb. 295).

Riegel 5 und 6 = Einspanngrad a
Stiele 10 und 11 = „ b.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmoment des belasteten Riegels 5.

Bei gelenkiger Lagerung des linken Laststabendes wird das Stützmoment X_{5_K} nach Gleichung (18):

$$X_{5_K} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}}{2 + \frac{w_5}{\Sigma \ddot{U}_{5_K}}}.$$

Stützmoment des unbelasteten Riegels 6.

$$M_{6_K} = X_{5_K} \frac{U_{6_K}}{\Sigma U_{5_K}}; \quad M_{6_L} = 0.$$

β) Lotrechte Belastung des Riegels 6.

Sinngemäß der vorhergehenden Berechnung.

γ) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (42) wird mit einem durchlaufenden Stielstrang ($n = 1$):

$$M_{10_K} = \pm \frac{\Sigma H_o h_{IV}}{2},$$

$$M_{11_K} = \mp \frac{\Sigma H h_{III}}{2},$$

$(\Sigma H_o = H_{IV} + H_V + H_{VI} + \cdots; \quad \Sigma H = \Sigma H_o + H_{III})$.

ΣU_{5K} besteht im vorliegenden Beispiel nur aus U_6. Die Auflösung erfolgt nach den Gleichungen (15) und (16).

Stützmomente der unbelasteten Riegel 6 und 7.

Da es sich hier um einen regelrechten Durchlaufriegel handelt (ohne Einspannung an den Mittelstielen), so ist das Stützmoment X_{5K} bis in das übernächste Nachbarfeld zu verfolgen (vgl. auch Teil Ba, 2, c):

$$M_{6_K} = X_{5_K};$$

$$M_{6_L} = M_{7_L} = -\tfrac{1}{4} M_{6_K};$$

$$M_{7_M} = -\tfrac{1}{3} M_{7_L}.$$

β) Lotrechte Belastung der Riegel 6 und 7.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung.

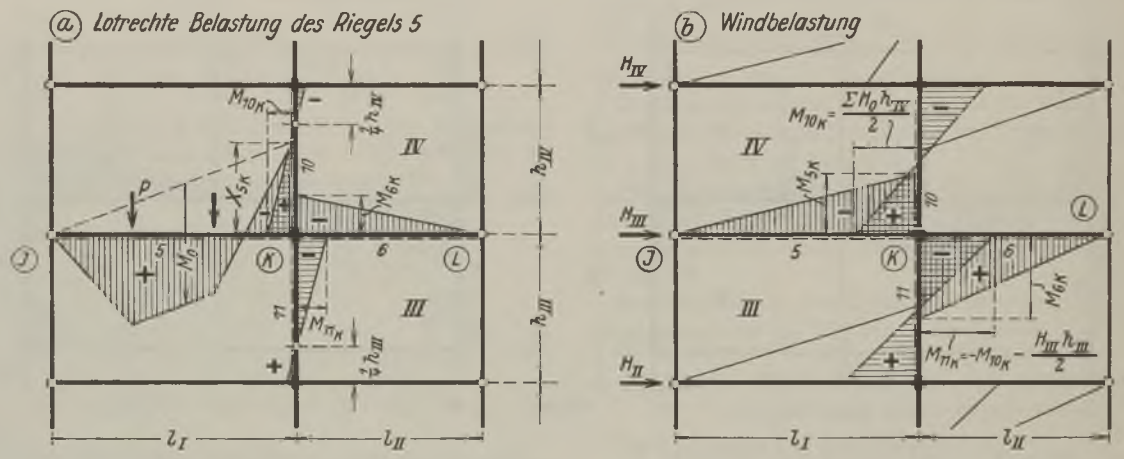


Abb. 295.

Riegelmomente.

Die Stielwindmomente M_{10_K} und M_{11_K} verteilen sich auf die Riegel im Verhältnis der Übergangszahlen:

$$M_{5_K} = \mp (M_{10_K} - M_{11_K}) \frac{U_5}{U_5 + U_6},$$

$$M_{6_K} = \mp (M_{10_K} - M_{11_K}) \frac{U_6}{U_5 + U_6}.$$

d) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit mittleren Pendelstielen (Abb. 296).

Riegel 5 und 7	= Einspanngrad	b
Riegel 6	= ,,	d
Stiele 10, 11, 16 und 17	= Einspanngrad	b

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmomente des belasteten Riegels 5.

Die Bestimmung der Stützmomente X_{5J} und X_{5K} erfolgt nach den Gleichungen (13) und (14):

$$X_{5_J}\left(2 + \frac{w_5}{\Sigma U_{5_J}}\right) + X_{5_K} + \frac{6\,\mathfrak{A}_5}{l_I} = 0,$$

$$X_{5_J} + X_{5_K}\left(2 + \frac{w_5}{\Sigma U_{5_K}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_6}{l_I} = 0.$$

γ) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (42) wird mit zwei durchlaufenden Stielsträngen ($n = 2$):

$$M_{10_J} = M_{16_M} = \pm \frac{\Sigma H_o h_{IV}}{2 \cdot 2},$$

$$M_{11_J} = M_{17_M} = \pm \frac{\Sigma H h_{III}}{2 \cdot 2},$$

$(\Sigma H_o = H_{IV} + H_V + H_{VI} + \cdots; \quad \Sigma H = \Sigma H_o + H_{III})$.

Riegelmomente.

Nach Gleichung (44) wird:

$$M_{5_J} = \mp M_{10_J} \pm M_{11_J},$$

$$M_{7_J} = \mp M_{16_M} \pm M_{17_M}.$$

Nunmehr sind noch die mittleren Stützmomente M_K und M_L zu bestimmen (Abb. 296c). Zunächst werden die einfachen Riegel betrachtet. Der Riegel 5 erhält im Punkt J den Momentenangriff M_{5J} und der Riegel 7 im Punkt M den Momentenangriff M_{7M}. Durch die Berücksichtigung der Momentenwirkung können die Endpunkte als frei gelagert angenommen

werden. Die beiden Belastungsfälle werden wieder getrennt untersucht.

Momentenwirkung M_{5_J}.

Nach Gleichung (18) wird

$$X_{5_K} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}}{2 + \frac{w_5}{\Sigma U_{5_K}}} = -\frac{M_{5_J}}{2 + \frac{w_5}{U_6}}.$$

ΣU_{5_K} besteht im vorliegenden Beispiel nur aus U_6. Der Wert $\frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}$ wird nach Tafel 44 $= M_{5_J}$.

Der Abstand a' des Festpunktes ist hier angenähert mit $\frac{1}{5}\,l_{II}$ angenommen; die genaue Ermittlung des Abstandes erfolgt nach Teil 2.

$$M'_L = -\tfrac{1}{4}\,X_{5_K};$$

$$M_{7_M} = 0.$$

Momentenwirkung M_{7_M}.

Nach Gleichung (19) wird

$$X_{7_L} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{A}_7}{l_{III}}}{2 + \frac{w_7}{\Sigma U_{7_L}}} = -\frac{M_{7_M}}{2 + \frac{w_7}{U_6}},$$

$$M'_K = -\tfrac{1}{4}\,X_{7_L};$$

$$M_{5_J} = 0.$$

Gesamtmomente:

$$M_K = X_{5_K} + M'_K;$$

$$M_L = X_{7_L} + M'_L.$$

Der Momentenverlauf der einzelnen Belastungszustände ist aus der Abb. 296*c* ersichtlich.

Die Ermittlung der unbekannten Stützmomente M_K und M_L kann auch unmittelbar mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichung erfolgen (vgl. Teil Ib, E im ersten Abschnitt):

$$2\,M_K(l_I + l_{II}) + M_L\,l_{II} = -6\,(\mathfrak{B}_5 + \mathfrak{A}_6),$$

$$M_K\,l_{II} + 2\,M_L\,(l_{II} + l_{III}) = -6\,(\mathfrak{B}_6 + \mathfrak{A}_7).$$

Die Werte $\mathfrak{A}_6$ und $\mathfrak{B}_6$ werden Null; die rechten Seiten der Gleichungen lauten dann

$$-M_{5_J}\,l_I \quad \text{bzw.} \quad -M_{7_M}\,l_{III}.$$

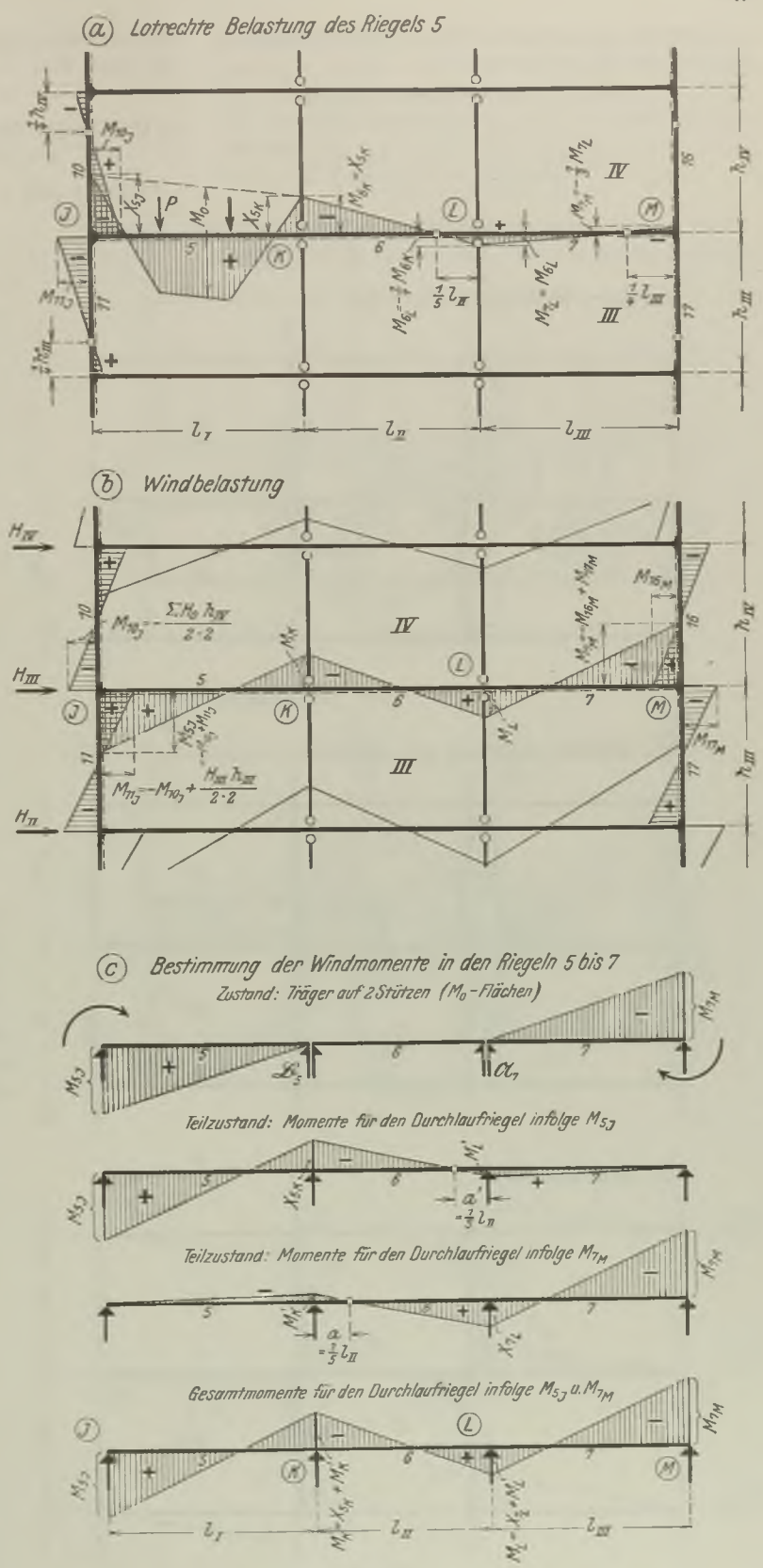


Abb. 296.

Die beiden Gleichungen nach den beiden Unbekannten M_K und M_L aufgelöst:

$$M_K = \frac{-2\,M_{5_J}\,l_I\,(l_{II}+l_{III}) + M_{7_M}\,l_{II}\,l_{III}}{4\,(l_I+l_{II})\,(l_{II}+l_{III}) - l_{II}^2}.$$

$$M_L = \frac{-2\,M_{7_M}\,l_{III}\,(l_I+l_{II}) + M_{5_J}\,l_I\,l_{II}}{4\,(l_I+l_{II})\,(l_{II}+l_{III}) - l_{II}^2}.$$

Bei Berücksichtigung verschiedener Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern erfolgt die Berechnung sinngemäß nach Teil I b, E, 1, b des ersten Abschnittes; vgl. auch Teil C b, 2, d.

e) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit äußeren Pendelstielen (Abb. 297).

Riegel 5 und 7	= Einspanngrad	a
Riegel 6	= ,,	b
Stiele 10, 11, 16 und 17	= ,,	b

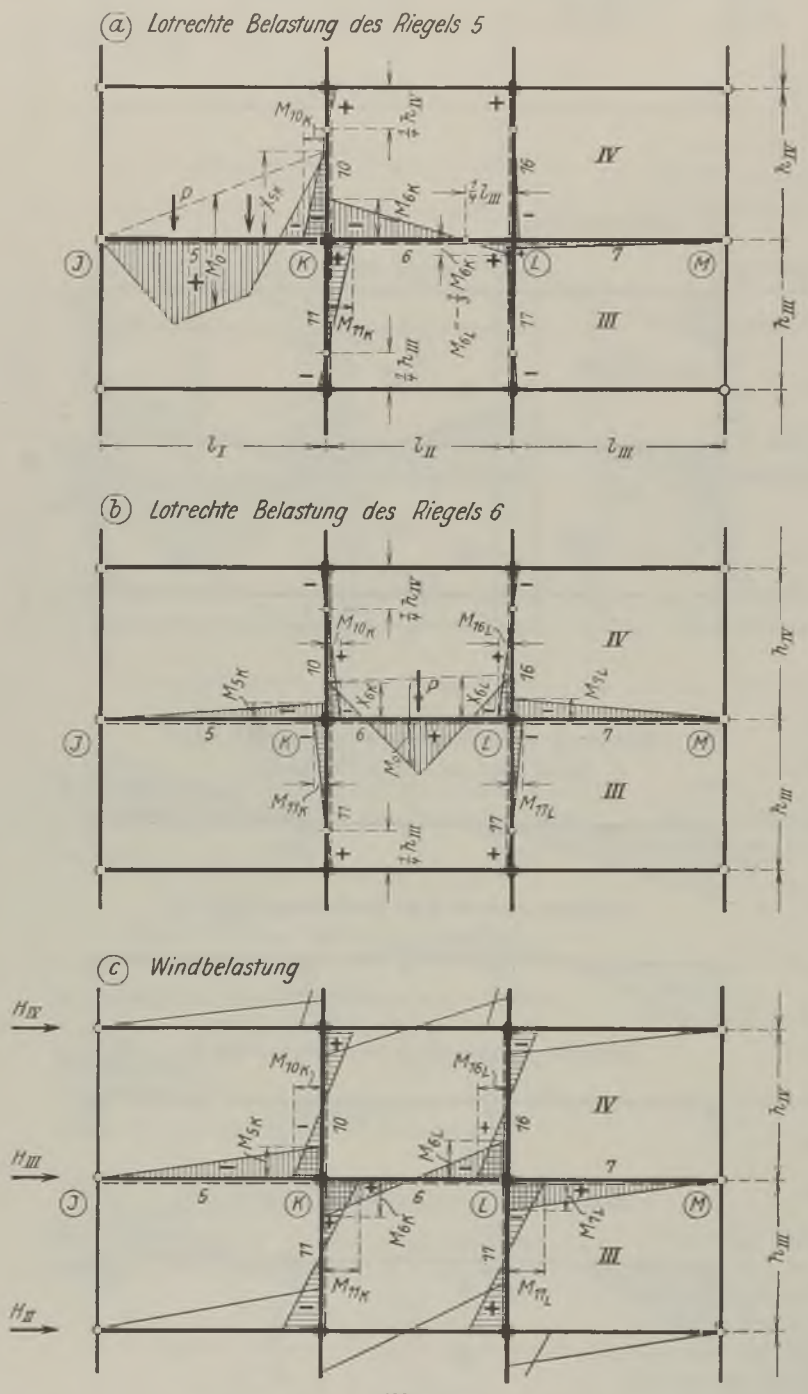


Abb. 297.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmoment des belasteten Riegels 5.

Bei gelenkiger Lagerung des linken Laststabendes ergibt sich das Stützmoment X_{5_K} nach Gleichung (18) wie folgt:

$$X_{5_K} = -\frac{\dfrac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}}{2 + \dfrac{w_5}{\Sigma U_{5_K}}}.$$

Stützmomente der unbelasteten Stäbe 6 und 7.

$$M_{6_K} = X_{5_K}\,\frac{U_{6_K}}{\Sigma U_{5_K}};$$

$$M_{6_L} = -\tfrac{1}{2}\,M_{6_K},$$

$$M_{7_L} = M_{6_L}\,\frac{U_{7_L}}{\Sigma U_{6_L}};$$

$$M_{7_M} = 0.$$

Bei elastischer Einspannung des Riegels an den Mittelknoten genügt im allgemeinen die Verfolgung des Stützmomentes X_{5_K} bis zum Nachbarfeld, im vorliegenden Beispiel also nur bis zum Riegel 6.

β) Lotrechte Belastung des Riegels 6.

Stützmomente des belasteten Riegels 6.

Die Stützmomente X_{6_K} und X_{6_L} werden nach den Gleichungen (13) und (14) bestimmt:

$$X_{6_K}\left(2 + \frac{w_6}{\Sigma U_{6_K}}\right) + X_{6_L} + \frac{6\,\mathfrak{A}_6}{l_{II}} = 0,$$

$$X_{6_K} + X_{6_L}\left(2 + \frac{w_6}{\Sigma U_{6_L}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_6}{l_{II}} = 0.$$

Die Auflösung nach den beiden Unbekannten erfolgt nach den Gleichungen (15) und (16).

Stützmomente der unbelasteten Riegel 5 und 7.

$$M_{5_K} = X_{6_K} \frac{U_{5_K}}{\Sigma U_{6_K}}; \quad M_{5_J} = 0,$$

$$M_{7_L} = X_{6_L} \frac{U_{7_L}}{\Sigma U_{6_L}}; \quad M_{7_L} = 0.$$

γ) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (42) wird mit zwei durchlaufenden Stielsträngen ($n = 2$):

$$M_{10_K} = M_{16_L} = \pm \frac{\Sigma H_o h_{IV}}{2 \cdot 2},$$

$$M_{11_K} = M_{17_L} = \pm \frac{\Sigma H h_{III}}{2 \cdot 2},$$

$$(\Sigma H_o = H_{IV} + H_V + H_{VI} + \cdots;$$
$$\Sigma H = \Sigma H_o + H_{III}).$$

Riegelmomente.

$$M_{5_K} = \pm (M_{10_K} - M_{11_K}) \frac{U_5}{U_5 + U_6},$$

$$M_{6_K} = \mp (M_{10_K} - M_{11_K}) \frac{U_6}{U_5 + U_6},$$

$$M_{6_L} = \mp (M_{16_L} - M_{17_L}) \frac{U_6}{U_6 + U_7},$$

$$M_{7_L} = \pm (M_{16_L} - M_{17_L}) \frac{U_7}{U_6 + U_7},$$

$$M_{5_J} = M_{7_M} = 0.$$

f) Dreifeldiger Stockwerkrahmen mit gelenkig angeschlossenen Mittelriegeln (Abb. 298).

Das Tragwerk besteht aus zwei einfeldigen Stockwerkrahmen, die durch die Mittelriegel gelenkig miteinander verbunden sind. Die Ermittlung der Stützmomente infolge lotrechter Belastung erfolgt nach den Gleichungen (13) und (14) in bekannter Weise. Die Windbelastung verteilt sich auf beide Rahmen gleichmäßig, so daß hier die Berechnung der Windmomente auch nichts Neues bietet.

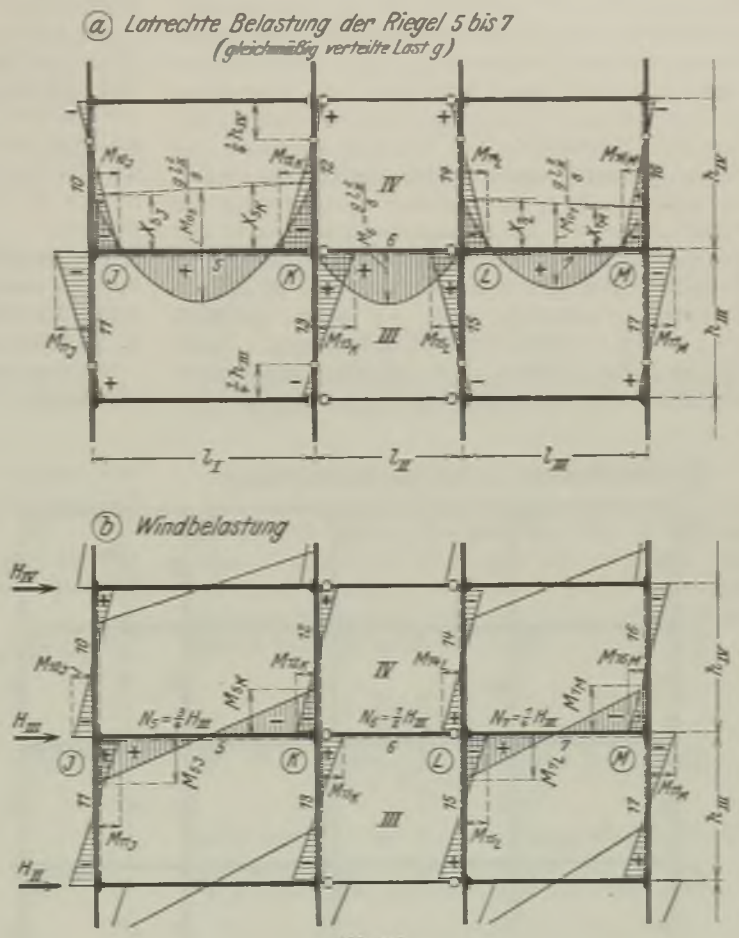


Abb. 298.

C. Berechnung der übereinandergestellten Gelenkrahmen.

Ca. Berechnung der regelrechten übereinandergestellten Gelenkrahmen.

1. Allgemeines.

Wird bei einem Stockwerkrahmen an allen Stielfüßen ein Gelenk eingeschaltet, dann entsteht das in Abb. 299*a* dargestellte Tragwerk aus übereinandergestellten durchlaufenden Gelenkrahmen. Der jeweils darunterliegende Durchlaufriegel der Gelenkrahmen dient gleichzeitig zur Aufnahme des Wagerechtschubes des über ihm liegenden Geschoßrahmens. Ein derartiges Tragwerk ist von erheblich geringerer statischer Unbestimmtheit als der regelrechte Stockwerkrahmen. Bezeichnet wieder n die Anzahl der Felder und m die Anzahl der Geschosse, so ist das Tragwerk $(2\,n - 1)\,m$fach statisch unbestimmt. Das Tragwerk nach Abb. 299*a*, bei dem vier vierfeldige Geschosse vorhanden sind, ist dann demnach $(2 \cdot 4 - 1)\,4 = 28$fach statisch unbestimmt. Durch die an allen Stielen der übereinandergestellten durchlaufenden Gelenkrahmen eingeschalteten Fußgelenke kann jedes Geschoß getrennt behandelt werden. Das Teiltragwerk eines Geschosses ist dann nur $2n - 1 = 2 \cdot 4 - 1 = 7$fach statisch unbestimmt.

Die genaue Berechnung derartiger Tragwerke erfolgt nach Band I, zweiter Abschnitt, Teil I c, C und E. Wie aber schon im Teil Ba gesagt, ist für hochgradig unbestimmte Stahlskelette eine „genaue Untersuchung" nicht erforderlich, und man kann auch hier das im Teil Ba angegebene Annäherungsverfahren sinngemäß zur Bestimmung der Unbekannten benutzen.

Bei spiegelgleich ausgebildeten und spiegelgleich belasteten Zweigelenkrahmen ergibt das Annäherungsverfahren überhaupt genaue Ergebnisse (vgl. Teil D, 3. Zahlenbeispiel).

Die Bezeichnungen sind ebenfalls dem Teil Ba zu entnehmen.

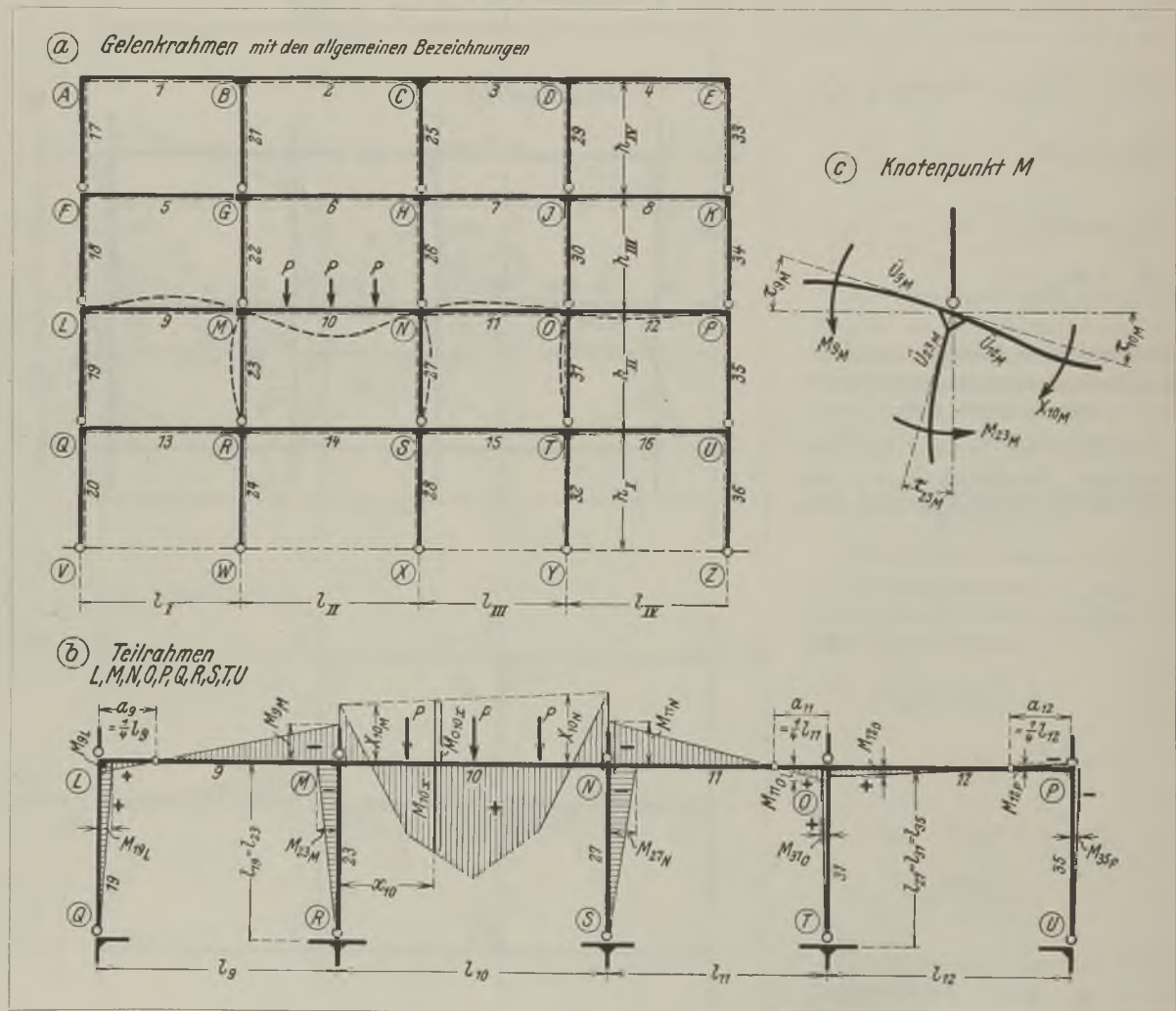


Abb. 299.

2. Berechnung infolge lotrechter Belastung.

a) Bestimmung der Stützmomente des belasteten Stabes.

Der Riegel 10 des Tragwerkes nach Abb. 299*a* ist belastet angenommen; in Abb. 299*b* ist der in Betracht kommende Teilrahmen besonders herausgezeichnet. Der Einfluß der Belastung ist hier auf den ganzen Geschoßrahmen ausgedehnt; im allgemeinen genügt auch hier die Verfolgung der Stützmomente des Laststabes nur bis in die Nachbarfelder (vgl. Abb. 278).

Nach den Gleichungen (13) und (14) ergeben sich die Stützmomente X_{10_M} und X_{10_N} des belasteten Riegels 10 wie folgt:

$$X_{10_M}\left(2 + \frac{w_{10}}{\Sigma \ddot{U}_{10_M}}\right) + X_{10_N} + \frac{6\,\mathfrak{A}_{10}}{l_{10}} = 0,$$

$$X_{10_M} + X_{10_N}\left(2 + \frac{w_{10}}{\Sigma \ddot{U}_{10_N}}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_{10}}{l_{10}} = 0;$$

hierin ist wieder

w_{10} = vereinfachtes Trägheitsmoment des Stabes 10 $= \frac{J_{10}}{l_{10}}$,

$\Sigma \ddot{U}_{10_M}$ = Summe der Übergangszahlen aller am Knoten M anschließenden unbelasteten Stäbe $= \ddot{U}_9 + \ddot{U}_{23}$,

$\Sigma \ddot{U}_{10_N}$ = Summe der Übergangszahlen aller am Knoten N anschließenden unbelasteten Stäbe $= \ddot{U}_{11} + \ddot{U}_{27}$.

$\frac{6\,\mathfrak{A}_{10}}{l_{10}}$ bzw. $\frac{6\,\mathfrak{B}_{10}}{l_{10}}$ = Belastungsglieder nach den Tafeln 4 und 44.

b) Bestimmung der Stützmomente der unbelasteten Anschlußstäbe.

Nach der Gleichung (24) wird

$$M_{9_M} = X_{10_M}\frac{\ddot{U}_{9_M}}{\Sigma \ddot{U}_{10_M}}, \quad M_{9_L} = -\tfrac{1}{2} M_{9_M},$$

$$M_{11_N} = X_{10_N}\frac{\ddot{U}_{11_N}}{\Sigma \ddot{U}_{10_N}}, \quad M_{11_O} = -\tfrac{1}{2} M_{11_N},$$

$$M_{12_O} = M_{11_O}\frac{\ddot{U}_{12_O}}{\Sigma \ddot{U}_{12_O}}, \quad M_{12_P} = -\tfrac{1}{2} M_{12_O}.$$

Damit sind sämtliche Riegelstützmomente infolge der Belastung des Riegels 10 bestimmt.

Die Kopfmomente der Stiele infolge der Belastung des Riegels 10 ergeben sich natürlich in der gleichen Weise: so z. B.

$$M_{23_M} = X_{10_M}\frac{\ddot{U}_{23_M}}{\Sigma \ddot{U}_{10_M}}, \quad M_{23_K} = 0.$$

Die Ermittlung der Stielmomente aus den einzelnen Belastungsfällen ist aber nicht erforderlich, da sie sich aus verschiedenen zusammengestellten Belastungsfällen ergeben (vgl. Teil Ba).

c) Bestimmung der Größtmomente der Riegel.

Hierfür sind die Ausführungen im Teil Ba, 2, d ohne weiteres gültig.

d) Bestimmung der Größtmomente der Stiele.

Das größte Kopfmoment der Stiele ergibt sich aus dem größten Unterschied ΔX der Stützmomente X_l des links am Stiel anschließenden Riegels und X_r des rechts am Stiel anschließenden Riegels; die größten Unterschiede ΔX ergeben sich aus der Zusammenstellung der Riegelstützmomente infolge Eigengewicht und der verschiedenen Laststellungen der Nutzlast:

$$\Delta X = X_{l_{max}} - X_{r_{min}},$$

oder

$$= X_{l_{min}} - X_{r_{max}}.$$

Das größte Kopfmoment eines Innenstieles ist dann

$$M_{Kopf} = \pm \Delta X.$$

Das größte Kopfmoment eines Außenstieles ist dann

$$M_{Kopf} = \pm X$$

(X ist das Stützmoment des am Stielkopf anschließenden Riegels). Vgl. auch Teil Ba, 2, e.

e) Bestimmung der Stiel- bzw. Gelenkdrücke.

Die lotrechten Riegelstützkräfte bzw. Stiel- oder Gelenkkräfte dürfen im allgemeinen wie bei dem einfachen Träger auf 2 Stützen bestimmt werden (vgl. Teil Ba, 2, f); sollen trotzdem die Einspannmomente berücksichtigt werden, dann sind z. B. die Stützdrücke für den Stab 10 nach Abb. 299*b*:

$$A_{10} = A_{o_{10}} + \frac{-M_{10_M} + M_{10_N}}{l_{10}},$$

$$B_{10} = B_{o_{10}} + \frac{M_{10_M} - M_{10_N}}{l_{10}};$$

hierin sind $A_{o_{10}}$ und $B_{o_{10}}$ die Auflagerdrücke für den einfachen Träger auf 2 Stützen.

Die lotrechten Gelenkdrücke sind dann:

$$V_Q = A_9, \quad V_R = B_9 + A_{10}, \quad V_S = B_{10} + A_{11} \ldots$$

Die wagerechten Gelenkdrücke werden

$$H_Q = \frac{M_{19_L}}{h_{II}}, \quad H_R = \frac{M_{28_M}}{h_{II}}, \quad H_S = \frac{M_{27_N}}{h_{II}} \ldots$$

Die Summe aller H muß Null sein; die Kräfte sind von Knoten zu Knoten von den Riegeln des darunterliegenden Gelenkrahmens aufzunehmen.

3. Berechnung infolge wagerechter Belastung.

a) Bestimmung der Momente.

Hier sind die im Teil Ba, 4 gemachten Angaben sinngemäß zu verwerten.

Angenähert darf die Windbelastung auf alle Stiele gleichmäßig verteilt angenommen werden. Das Kopfmoment der Stiele im $x$ten Geschoß wird dann

$$\pm M_{Kopf} = \frac{\Sigma H h}{n},$$

hierin bedeutet

ΣH = die Summe aller wagerechten Kräfte, die am betrachteten und den darüberliegenden Geschossen angreifen,

h = die Höhe des betrachteten Geschosses,

n = die Anzahl der Stielstränge.

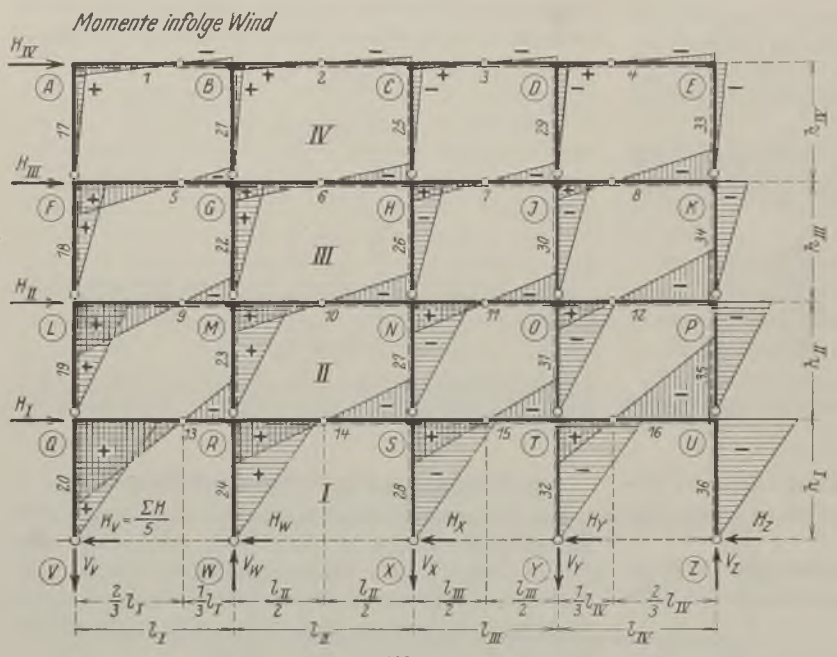


Abb. 300.

Bei dem Tragwerk nach Abb. 300 sind z. B. sämtliche Stielmomente im II. Geschoß

$$M_{\text{Kopf}} = \pm \frac{(H_{IV} + H_{III} + H_{II})\, h_{II}}{5}.$$

Die Riegelmomente werden an den Außenstielen:

$$\pm M_{\text{außen}} = M_{\text{Kopf}},$$

an den Innenstielen:

$$\pm M_{\text{innen}} = \frac{M_{\text{Kopf}}}{2}.$$

Eine etwas bessere Annäherung bei der Bestimmung der Riegelmomente an den Innenstielen wird erzielt, wenn das Kopfmoment des Stieles im Verhältnis der Riegelübergangszahlen verteilt wird. Damit wird z. B. im Knoten M:

$$\text{Riegelmoment } M_{9_M} = M_{\text{Kopf}} \frac{U_9}{U_9 + U_{10}},$$

$$\text{Riegelmoment } M_{10_M} = M_{\text{Kopf}} \frac{U_{10}}{U_9 + U_{10}}.$$

Bei Berücksichtigung des Verhältnisses der Feldweite zur Geschoßhöhe sowie der Trägheitsmomente des Riegels und der Stiele können mit Hilfe der für den Stockwerkrahmen aufgestellten Tafel 45 die Momente auch für die Gelenkrahmen genauer bestimmt werden.

$$k = \frac{w_{\text{Riegel}}}{w_{\text{Stiel}}},$$

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H\, h\, \mu,$$

$$M_{\text{Stielkopf}} = \Sigma H\, h\, \mu.$$

Bei mehr als vierfeldigen Rahmen sind die Werte wie folgt zu bestimmen:

$$M_m = \frac{4}{m} M_c,$$

hierin ist

M_m = ein beliebiges Moment,

n = die Anzahl der Felder,

M_c = das entsprechende Moment des vierfeldigen Gelenkrahmens.

Die Tafel kann auch bei nicht ganz gleichen Feldweiten, Riegel- und Stielträgheitsmomenten benutzt werden; es sind dann Mittelwerte einzusetzen oder es ist in bester Weise wie folgt zu verfahren:

Bestimmung der Windmomente am Knoten L.

$$k_L = \frac{w_9}{w_{19}};$$

$$\text{Stielmoment } M_{19_{\text{Kopf}}} = \Sigma H\, h_{II}\, \mu;$$

$$\text{Riegelmoment } M_{9_L} = -M_{19_{\text{Kopf}}}.$$

Bestimmung der Windmomente am Knoten M.

$$k_M = \left(\frac{w_9}{w_{19}} + \frac{w_{10}}{w_{23}}\right) \frac{1}{2};$$

$$\text{Stielmoment } M_{23_{\text{Kopf}}} = \Sigma H\, h_{II}\, \mu;$$

$$\text{Riegelmomente} \left| \begin{array}{l} M_{9_M} = M_{23_{\text{Kopf}}} \dfrac{w_9}{w_9 + w_{10}} \\[2ex] M_{10_M} = M_{23_{\text{Kopf}}} \dfrac{w_{10}}{w_9 + w_{10}} \end{array} \right. .$$

b) Bestimmung der Stiel- bzw. Gelenkdrücke.

Die Berechnung erfolgt nach den Angaben im vorangehenden Teil 2, e.

Cb. Berechnung der übereinandergestellten Gelenkrahmen mit zum Teil gelenkig angeschlossenen Stäben.

1. Allgemeines.

Hier gilt im wesentlichen das im Teil Bb Ausgeführte unter Beachtung der dort für einen Durchlaufriegel angegebenen Festpunktabstände und Übergangszahlen (Einspanngrad d).

2. Berechnung der Momente infolge lotrechter und wagerechter Belastung.

Die Berechnung erfolgt mit Ausnahme der Tragwerke nach Abb. 301 und 303 sinngemäß nach den Angaben im Teil Ba; nachstehend wird nur für einige Beispiele der Rechnungsgang kurz angedeutet:

a) Einfeldige Gelenkrahmen mit einem Pendelstielstrang (Abb. 301).

Das Tragwerk aus übereinanderstehenden Gelenkrahmen mit einem Pendelstielstrang ist statisch bestimmt.

b) Zweifeldige Gelenkrahmen mit mittlerem Pendelstiel (Abb. 302).

Riegel 5 und 6 = Einspanngrad b
Stiele 11 und 17 = „ a

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmomente des belasteten Riegels 5.

Die Stützmomente X_{5_J} und X_{5_K} werden angenähert nach den Gleichungen (13) und (14) bestimmt:

$$X_{5_J}\left(2+\frac{w_5}{U_{11}}\right)+X_{5_K}+\frac{6\,\mathfrak{A}_5}{l_I}=0,$$

$$X_{5_J}+X_{5_K}\left(2+\frac{w_5}{U_6}\right)+\frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}=0.$$

Die Auflösung nach den beiden Unbekannten erfolgt nach den Gleichungen (15) und (16).

Stützmomente des unbelasteten Riegels 6.

$$M_{6_K}=X_{5_K};\quad M_{6_L}=-\tfrac{1}{4}\,M_{6_K}.$$

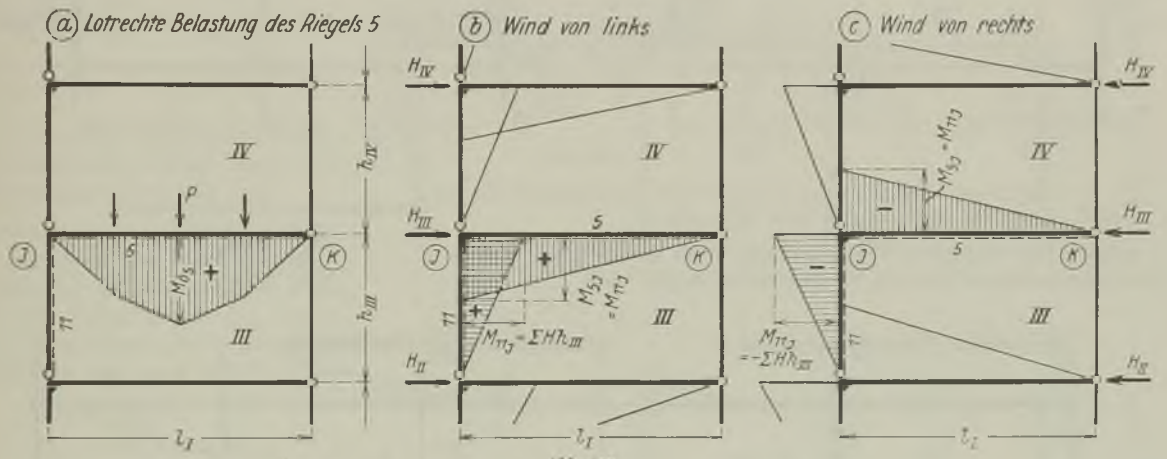


Abb. 301.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Infolge der wagerechten Beweglichkeit des Riegels (ein Pendelstiel hat die Wirkung eines beweglichen Lagers) wird bei einer lotrechten Belastung von dem Stiel 11 kein Moment übernommen, so daß die Stützmomente gleich Null werden. Die Feldmomente ergeben sich dann wie bei dem einfachen Träger auf zwei Stützen.

β) Windbelastung.

Stielmoment.

Nach Gleichung (43) wird mit einem eingespannten Stiel ($n = 1$):

$$M_{11_J}=\pm\Sigma H\,h_{III}$$

$$(\Sigma H = H_{III}+H_{IV}+H_V+\cdots).$$

Riegelmoment.

$$M_{5_J}=M_{11_J},$$

Bei der genauen Berechnung gemäß Band I, zweiter Abschnitt, Teil Ic, C und E werden bei lotrechter Belastung eines oder beider Riegel die Stützmomente X_{5_J} und X_{6_L} gleich groß. Nach dem Annäherungsverfahren ergeben sich gemäß Abb. 302a bei Belastung des Riegels 5 größere Unterschiede der beiden Stützmomente; der ungefähre Ausgleich erfolgt jedoch wieder bei Belastung auch des Riegels 6. Bei größeren Unterschieden der Spannweiten und bei größeren einseitigen Belastungen ist jedoch die Anwendung des genauen Verfahrens zu empfehlen.

β) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (43) wird mit zwei eingespannten Stielen ($n = 2$):

$$M_{11_J}=M_{17_L}=\pm\frac{\Sigma H\,h_{III}}{2}$$

$$(\Sigma H = H_{III}+H_{IV}+H_V+\cdots).$$

Riegelmomente.

$$M_{5_J} = \pm M_{11_J}; \quad M_{6_L} = \pm M_{17_L}.$$

Das mittlere Stützmoment M_{5K} bzw. M_{6K} wird nach den im Teil Bb, 3, b, γ gegebenen Gleichungen bestimmt.

c) Zweifeldige Gelenkrahmen mit äußeren Pendelstielen (Abb. 303).

Riegel 5 und 6 = Einspanngrad a,

Stützmoment des belasteten Riegels 5.

Bei gelenkiger Lagerung des linken Laststabendes ergibt sich das Stützmoment X_{5_K} nach Gleichung (18):

$$X_{5_K} = -\frac{\frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I}}{2 + \frac{w_5}{\Sigma \dot{U}_{5_K}}}$$

$$(\Sigma \dot{U}_{5_K} = \dot{U}_6).$$

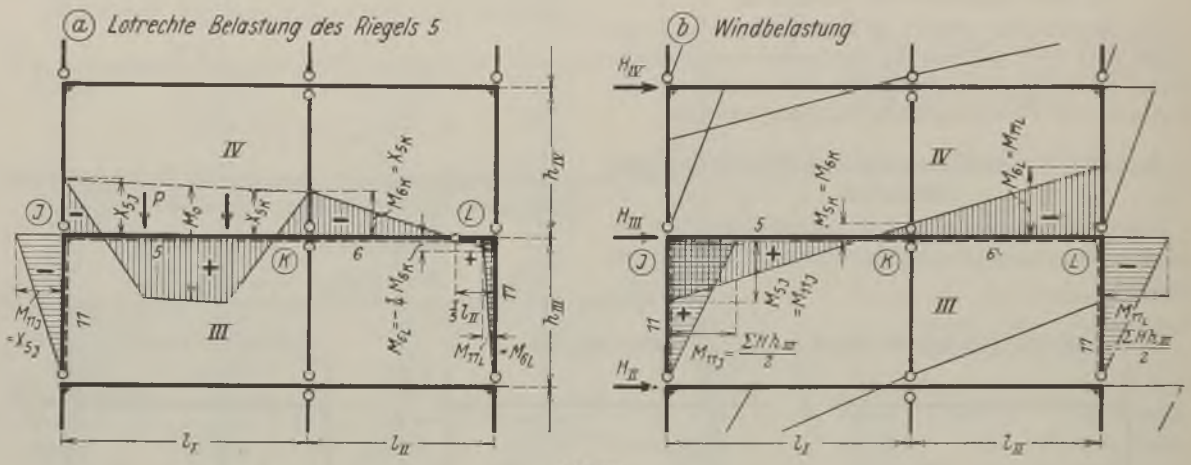


Abb. 302.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Infolge der wagerechten Beweglichkeit des Riegels (die Pendelstiele wirken wie bewegliche Auflager) wird

Stützmoment des unbelasteten Riegels 6.

$$M_{6_K} = X_{5_K};$$
$$M_{6_L} = 0.$$

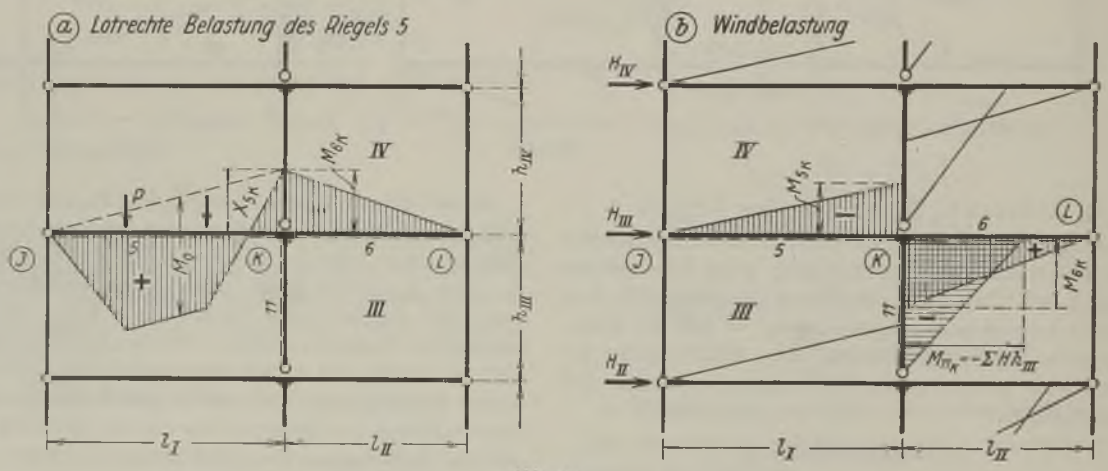


Abb. 303.

bei lotrechter Riegelbelastung von dem Stiel 11 kein Moment übernommen, so daß $\dot{U}_{11}$ = Null wird und der Riegel 5 und 6 als ein Träger auf drei Stützen wirkt. Hierfür gibt die zur Anwendung kommende Gleichung (18) genaue Ergebnisse. Die Berechnung kann auch nach Teil Ib, E des ersten Abschnittes erfolgen.

β) Windbelastung.

Stielmoment.

Nach Gleichung (43) wird mit einem eingespannten Stiel ($n = 1$):

$$M_{11_K} = \mp \Sigma H\, h_{III}$$

$$(\Sigma H = H_{III} + H_{IV} + H_V + \cdots).$$

Riegelmomente.

Das Stielmoment M_{11_K} verteilt sich auf die Riegel im Verhältnis der Übergangszahlen:

$$M_{5_K} = \pm M_{11_K} \frac{U_5}{U_5 + U_6};$$

$$M_{6_K} = \pm M_{11_K} \frac{U_6}{U_5 + U_6};$$

$$M_{5_J} = M_{6_L} = 0.$$

d) Dreifeldige Gelenkrahmen mit inneren Pendelstielen (Abb. 304).

Riegel 5 und 7 = Einspanngrad b,
„ 6 = „ d,
Stiele 11 und 17 = „ a.

α) Lotrechte Belastung des Riegels 5.

Stützmomente des belasteten Riegels 5.

Die Bestimmung der Stützmomente X_{5_J} und X_{5_K} erfolgt nach den Gleichungen (13) und (14):

$$X_{5_J}\left(2 + \frac{w_5}{U_{11}}\right) + X_{5_K} + \frac{6\,\mathfrak{A}_5}{l_I} = 0,$$

$$X_{5_J} + X_{5_K}\left(2 + \frac{w_5}{U_6}\right) + \frac{6\,\mathfrak{B}_5}{l_I} = 0.$$

Die Auflösung nach den beiden Unbekannten erfolgt nach den Gleichungen (15) und (16).

Stützmomente der unbelasteten Riegel 6 und 7.

Da die Riegel ohne Mitteleinspannung glatt durchlaufen, so ist das Stützmoment X_{5_K} bis in das übernächste Nachbarfeld zu verfolgen (vgl. auch Teil Ba, 2, c):

$$M_{6_K} = X_{5_K};$$

$$M_{6_L} = M_{7_L} = -\tfrac{1}{4} M_{6_K};$$

$$M_{7_M} = -\tfrac{1}{4} M_{7_L}.$$

Hierzu sind die im Teil b, α gegebenen Bemerkungen zu beachten; an Stelle von X_{6_L} ist hier X_{7_M} zu lesen.

β) Lotrechte Belastung der Riegel 6 und 7.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung.

Riegelmomente.

$$M_{5_J} = \pm M_{11_J}; \quad M_{7_M} = \pm M_{17_M}.$$

Die Bestimmung der mittleren Stützmomente M_K und M_L erfolgt nach den im Teil Bb, 3, d, γ gegebenen verschiedenen Verfahren oder nach der Clapeyronschen Gleichung mit Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente (vgl. Ib, E des ersten Abschnittes):

$$M_{5_J} l_I + 2\,M_K\left(l_I + l_{II}\frac{J_5}{J_6}\right) + M_L\, l_{II}\frac{J_5}{J_6} = -6\,(\mathfrak{B}_5 + \mathfrak{A}_6),$$

$$M_K\, l_{II} + 2\,M_L\left(l_{II} + l_{III}\frac{J_6}{J_7}\right) + M_{7_M}\, l_{III}\frac{J_6}{J_7} = -6\,(\mathfrak{B}_6 + \mathfrak{A}_7).$$

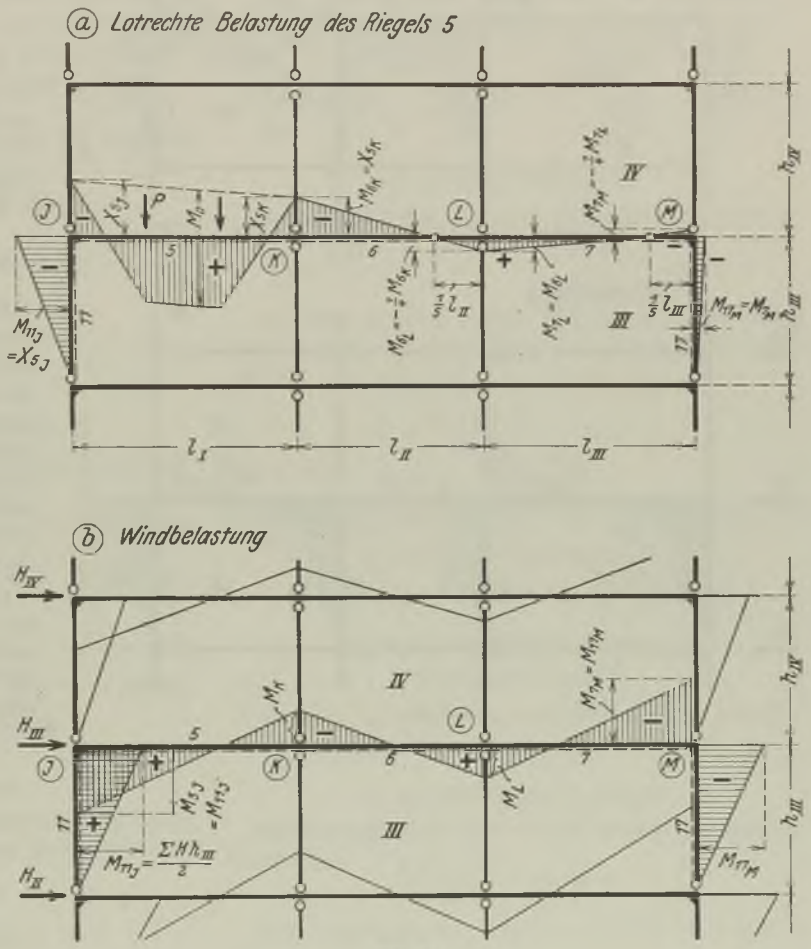


Abb. 304.

γ) Windbelastung.

Stielmomente.

Nach Gleichung (43) wird mit zwei eingespannten Stielen ($n = 2$):

$$M_{11_J} = M_{17_M} = \pm \frac{\Sigma H\, h_{III}}{2}$$

$$(\Sigma H = H_{III} + H_{IV} + H_V + \cdots).$$

Bei Einführung der Momentenangriffe M_{5_J} und M_{7_M} an den Außenstielen werden die rechten Seiten der Gleichungen gleich Null.

Bei dem Beispiel nach Teil Bb, 3, d sind die Momentenangriffe M_{5_J} und M_{7_M} Null gesetzt, dafür aber die Werte $\mathfrak{B}_5$ und $\mathfrak{A}_7$ eingeführt (vgl. Abb. 296c).

Die beiden Gleichungen nach den beiden Unbekannten M_K und M_L aufgelöst:

$$M_K = \frac{-2\,M_{5_J}\,l_I\left(l_{II} + l_{III}\frac{J_6}{J_7}\right) + M_{7_M}\,l_{II}\frac{J_5}{J_6}\,l_{III}\frac{J_6}{J_7}}{4\left(l_I + l_{II}\frac{J_5}{J_6}\right)\left(l_{II} + l_{III}\frac{J_6}{J_7}\right) - l_{II}^2\frac{J_5}{J_6}};$$

$$M_L = \frac{-2\,M_{7_M}\,l_{III}\frac{J_6}{J_7}\left(l_I + l_{II}\frac{J_5}{J_6}\right) + M_{5_J}\,l_I\,l_{II}}{4\left(l_I + l_{II}\frac{J_5}{J_6}\right)\left(l_{II} + l_{III}\frac{J_6}{J_7}\right) - l_{II}^2\frac{J_5}{J_6}}.$$

Da $\frac{l_{II}}{J_6} = \frac{1}{w_6}$ und $\frac{l_{III}}{J_7} = \frac{1}{w_7}$ ist, werden

$$M_K = \frac{-2\,M_{5_J}\,l_I\left(l_{II} + \frac{J_6}{w_7}\right) + M_{7_M}\,l_{II}\frac{J_5}{w_7}}{4\left(l_I + \frac{J_5}{w_6}\right)\left(l_{II} + \frac{J_6}{w_7}\right) - l_{II}\frac{J_5}{w_6}};$$

$$M_L = \frac{-2\,M_{7_M}\frac{J_6}{w_7}\left(l_I + \frac{J_5}{w_6}\right) + M_{5_J}\,l_I\,l_{II}}{4\left(l_I + \frac{J_5}{w_6}\right)\left(l_{II} + \frac{J_6}{w_7}\right) - l_{II}\frac{J_5}{w_6}}.$$

Mit gleichen Trägheitsmomenten erfolgt die Berechnung genau wie es im Teil Bb, 3, d gezeigt ist.

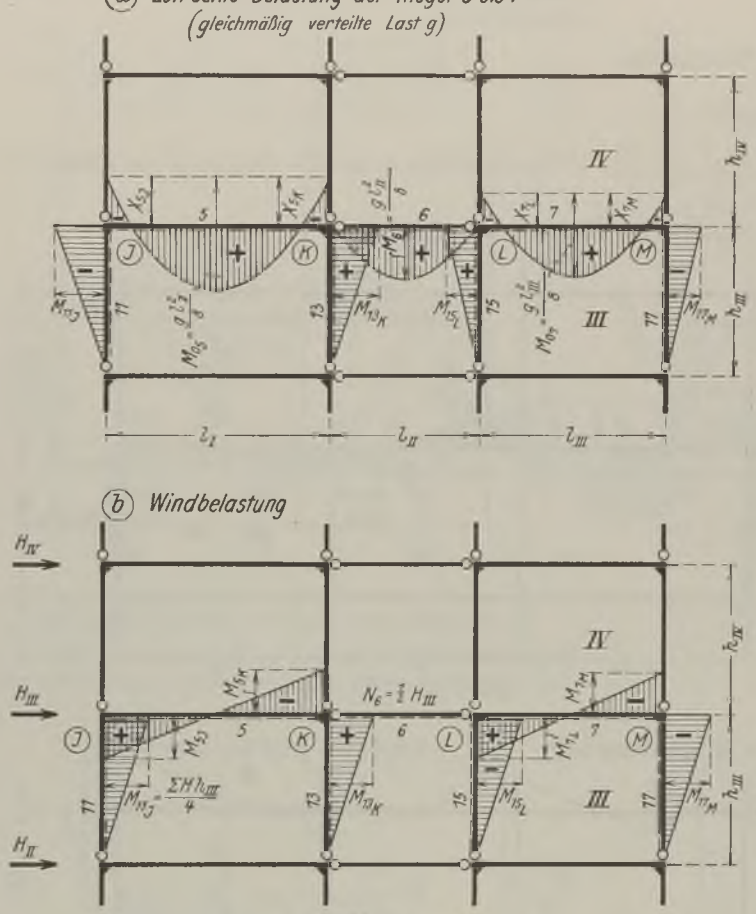


Abb. 305.

e) Dreifeldige Gelenkrahmen mit gelenkig angeschlossenem Mittelriegel

(Abb. 305).

Das Tragwerk besteht aus zwei Zweigelenkrahmen, die durch den Mittelriegel gelenkig miteinander verbunden sind. Die Ermittlung der Stützmomente infolge lotrechter Belastung erfolgt in bekannter Weise nach den Gleichungen (13) und (14) oder dem in Band I, zweiter Abschnitt, Teil Ic, Cb gegebenen Verfahren.

Die Windbelastung verteilt sich auf beide Zweigelenkrahmen gleichmäßig, so daß hier die Bestimmung der Windmomente ebenfalls nichts Neues bietet.

D. Vier Zahlenbeispiele zur Berechnung von Stahlskelettbauten.

1a. Erstes Zahlenbeispiel.

1. Allgemeines.

Der in der Tafel 49 Abb. *a* dargestellte einfeldige Stockwerkrahmen mit sechs Geschossen soll für lotrecht und wagerecht gerichtete Kräfte berechnet werden. Alle Abmessungen, Bezeichnungen und Belastungen sind in der Abbildung angegeben.

In der Tafel 49 Zusammenstellung α sind für alle Stäbe des Stockwerkrahmens die Querschnitte, die vereinfachten Trägheitsmomente w, die Einspanngrade und die Momentenübergangszahlen $\dot{U}$ eingetragen.

Da die Dachgeschoßstiele durch die geringe Dachlast einen verhältnismäßig kleinen Querschnitt haben, wird hier der Belastungsfall „a" mit gelenkiger Lagerung in den Fußpunkten C und D angenommen.

2. Stützmomente der Riegel infolge der lotrecht wirkenden Belastung.

Die Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 2, b.

a) Stützmomente des Riegels 1.

(Dachgeschoß.)

$$\Sigma \dot{U}_{1_A} = \Sigma \dot{U}_{1_B} = \dot{U}_7 = \dot{U}_{13} = 15{,}38\,;$$
$$w_1 = 28{,}09\,.$$

α) infolge Eigengewicht.

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfall e):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{15\,P_g\,l}{16} = \frac{15\cdot 3{,}2\cdot 10{,}4}{16} = 31{,}20 \text{ mt.}$$

Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma\dot{U}_l = \Sigma\dot{U}_r$ wird gemäß Gleichung (17):

$$X_{1_A} = X_{1_B} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l}}{3 + \frac{w_1}{\Sigma \dot{U}_{1_A}}} = -\frac{31{,}20}{3 + \frac{28{,}09}{15{,}38}} = -6{,}46 \text{ mt.}$$

β) infolge Nutzlast.

Die Stützmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast stehen zueinander im Verhältnis ihrer Belastungen:

$$M_g : M_p = 3{,}2 : 1{,}4\,,$$
$$M_p = \frac{M_g\,1{,}4}{3{,}2} = 0{,}438\,M_g\,,$$

somit wird

$$X_{1_A} = X_{1_B} = 0{,}438\,M_g = 0{,}438\,(-6{,}46) = -2{,}83 \text{ mt.}$$

γ) infolge Gesamtlast.

$$X_{1_A} = X_{1_B} = -6{,}46 - 2{,}83 = -9{,}29 \text{ mt.}$$

b) Stützmomente des Riegels 2.

(Fünftes Geschoß.)

$$\Sigma \dot{U}_{2_C} = \Sigma \dot{U}_{2_D} = \dot{U}_8 = 96{,}96\,.$$

(Da am Fuß der Stiele 7 und 13 ein Gelenk angenommen ist, kommt für einen Momentenübergang nur der Stiel 8 bzw. 14 in Betracht);

$$w_2 = 88{,}17\,.$$

α) infolge Eigengewicht

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfälle *e* und *h*):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{15\,P_g\,l}{16} + \frac{g\,l^2}{4}$$
$$= \frac{15\cdot 6{,}0\cdot 10{,}4}{16} + \frac{0{,}34\cdot 10{,}4^2}{4}$$
$$= 58{,}5 + 9{,}19 = 67{,}69 \text{ mt.}$$

Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma\dot{U}_l = \Sigma\dot{U}_r$ wird gemäß Gleichung (17):

$$X_{2_C} = X_{2_D} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l}}{3 + \frac{w_2}{\Sigma \dot{U}_{2_C}}} = -\frac{67{,}69}{3 + \frac{88{,}17}{96{,}96}} = -17{,}32 \text{ mt.}$$

β) infolge Nutzlast.

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfall *e*):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{15\,P_p\,l}{16} = \frac{15\cdot 7{,}8\cdot 10{,}4}{16} = 76{,}07 \text{ mt.}$$

Die Stützmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast stehen zueinander im Verhältnis ihrer Belastungsglieder:

$$M_g : M_p = 67{,}69 : 76{,}07\,,$$
$$M_p = \frac{M_g\,76{,}07}{67{,}69} = 1{,}124\,M_g\,,$$

somit wird

$$X_{2_C} = X_{2_D} = 1{,}124\,M_g = 1{,}124\,(-17{,}3) = -19{,}45 \text{ mt.}$$

γ) infolge Gesamtlast.

$$X_{2_C} = X_{2_D} = -17{,}32 - 19{,}45 = 36{,}77 \text{ mt.}$$

c) Stützmomente des Riegels 3.

(Viertes Geschoß.)

$$\Sigma \dot{U}_{3_E} = \Sigma \dot{U}_{3_F} = \dot{U}_8 + \dot{U}_9 = 96{,}96 + 96{,}96 = 193{,}92\,;$$
$$w_3 = 108{,}6\,.$$

α) infolge Eigengewicht.

Belastungsglieder wie bei dem vorher behandelten Riegel 2:

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = 67{,}69 \text{ mt.}$$

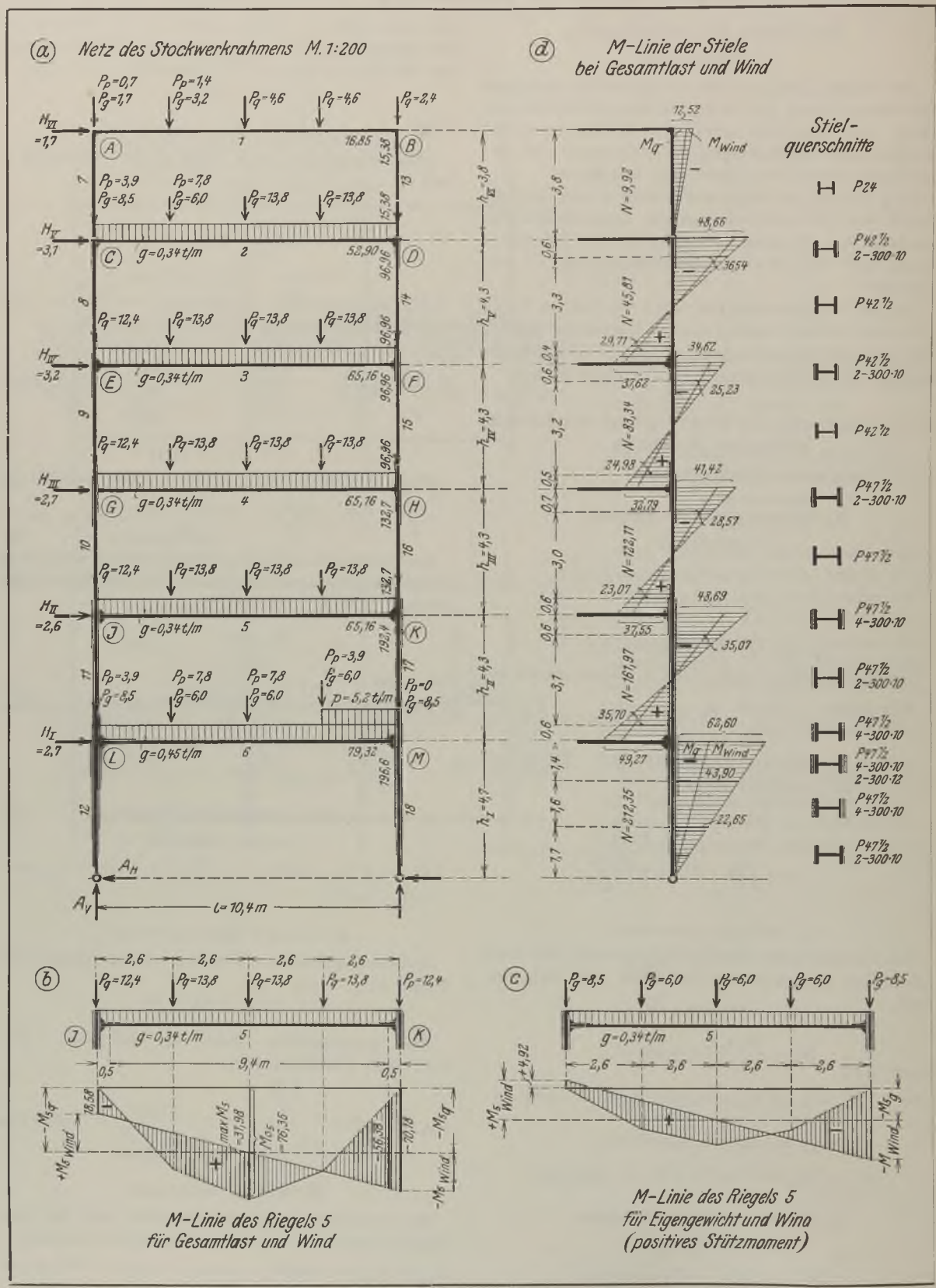
Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma\dot{U}_l = \Sigma\dot{U}_r$ wird nach Gleichung (17):

$$X_{3_E} = X_{3_F} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l}}{3 + \frac{w_3}{\Sigma \dot{U}_{3_E}}} = -\frac{67{,}69}{3 + \frac{108{,}6}{193{,}92}} = -19{,}02 \text{ mt.}$$

β) infolge Nutzlast.

Da die Belastungsglieder dieselben wie bei dem Riegel 2 sind, ist hier das Stützmoment ebenfalls

$$X_{3_E} = X_{3_F} = 1{,}124\,M_g = 1{,}124\,(-19{,}02) = -21{,}38 \text{ mt.}$$


(a) Netz des Stockwerkrahmens M. 1:200
(d) M-Linie der Stiele bei Gesamtlast und Wind
Stiel-querschnitte
P24
P42½ 2-300·10
P42½
P42½ 2-300·10
P42½
P47½ 2-300·10
P47½
P47½ 4-300·10
P47½ 2-300·10
P47½ 4-300·10
P47½ 4-300·10 2-300·12
P47½ 4-300·10
P47½ 2-300·10
l = 10,4 m
(b) M-Linie des Riegels 5 für Gesamtlast und Wind
(c) M-Linie des Riegels 5 für Eigengewicht und Wind (positives Stützmoment)

einfeldigen Stockwerkrahmens.

Zusammenstellung α: Größen w und $\ddot{U}$.

Stabbezeichnung		Stablänge m	Querschnitt	Vorhandenes Trägheitsmoment J cm⁴	Vereinfachtes Trägheitsmoment $w = \frac{J}{l}$	Einspanngrad (gemäß Teil Ba, 2, b, δ)	Momentenübergangszahl $\ddot{U}$
Riegel	1	10,4	I 40	29210	28,09	b	0,6 · 28,09 = 16.85
	2	10,4	2 I 45	91700	88,17	b	0,6 · 88,17 = 52,90
	3 bis 5	10,4	2 I $47^1/_2$	112960	108,6	b	0,6 · 108,6 = 65,16
	6	10,4	2 I 50	137480	132,2	b	0,6 · 132,2 = 79,32
Stiele	7 u. 13	3,8	I P 24	11690	30,76	a	0,5 · 30,76 = 15,38
	8 u. 14	4,3	I P $42^1/_2$	69480	161,6	b	0,6 · 161,6 = 96,96
	9 u. 15	4,3	I P $42^1/_2$	69480	161,6	b	0,6 · 161,6 = 96,96
	10 u. 16	4,3	I P $47^1/_2$	95120	221,2	b	0,6 · 221,2 = 132,7
	11 u. 17	4,3	I P $47^1/_2$ mit Verstärkungen	137900	320,7	b	0,6 · 320,7 = 192,4
	12 u. 18	4,7		184800	393,2	a	0,5 · 393,2 = 196,6

Zusammenstellung β: Querschnittsermittelung der Riegel und Stiele[1]).

Stabbezeichnung		Größtmomente: Knotenmomente mt −	Knotenmomente mt +	Feldmomente mt	Größte Normalkräfte N t	Vorhanden: Querschnitte	W cm³	F cm²	i_{min} cm	s_k cm	$\lambda = \frac{s_k}{i_{min}}$	ω	$\sigma = \frac{M}{W}$ b.w. $\frac{M}{W} + \frac{N\omega}{F}$ t/cm²
Riegel	1	12,52	—	+14,63	0,85	1 I 40	1460	·	·	·	·	·	1,00
	2	41,93	—	+34,99	1,55	2 I 45	4080	·	·	·	·	·	1,03
	3	54,16	—	+31,36	1,60	2 I $47^1/_2$	4760	·	·	·	·	·	1,14
	4	61,46	0,62	+30,40	1,35	2 I $47^1/_2$	4760	·	·	·	·	·	1,29
	5 Feld	·	·	−56,38	1,30	2 I $47^1/_2$	4760	·	·	·	·	·	1,24
	5 Enden	70,18	4,92	+31,98		2 I $47^1/_2$ u. 2—200 · 10	6466	·	·	·	·	·	1,03
	6 Feld	·	·	−69,30	1,35	2 I 50	5500	·	·	·	·	·	1,26
	6 Enden	101,45	30,75	+39,55		2 I 50 u. 2—200 · 10	7288	·	·	·	·	·	1,39
Stiele	7	12,52	·	·	9,92	1 I P 24	974	111	6,11	380	62	1,29	1,40
	8 Feld	·	·	−36,54	45,81	1 I P $42^1/_2$	3270	212	7,43	430	58	1,24	1,34
	8 Kopf	48,66	·	·		1 I P $42^1/_2$ u. 2—300 · 10	4400	272	·	·	·	·	1,31
	8 Fuß	·	37,62	·				·	·	·	·	·	1,06
	9 Feld	·	·	−25,23	83,34	1 I P $42^1/_2$	3270	212	7,43	430	58	1,24	1,26
	9 Kopf	34,62	·	·		1 I P $42^1/_2$ u. 2—300 · 10	4400	272	·	·	·	·	1,17
	9 Fuß	·	32,79	·		greift Stiel 10 über	4010	235	·	·	·	·	1,26
	10 Feld	·	·	−28,57	122,11	1 I P $47^1/_2$	4010	235	7,32	430	59	1,25	1,36
	10 Kopf	41,42	·	·		1 I P $47^1/_2$ u. 2—300 · 10	5263	295	·	·	·	·	1,30
	10 Fuß	·	37,55	·					·	·	·	·	1,23
	11 Feld	·	·	+35,70	161,97	1 I P $47^1/_2$ u. 2—300 · 10	5263	295	7,62	430	57	1,23	1,35
	11 Kopf	48,69	·	·		1 I P $47^1/_2$ u. 4—300 · 10	6550	355	·	·	·	·	1,30
	11 Fuß	·	49,27	·					·	·	·	·	1,31
	12 Feld	·	·	+43,90	212,35	1 I P $47^1/_2$ u. 4—300 · 10	6550	355	7,81	470	60	1,26	1,42
	12 Kopf	62,60	·	·		1 I P $47^1/_2$; 4—300 · 10; 2—300 · 12	8130	427	·	·	·	·	1,39
	12 Fuß	·	22,65	·		1 I P $47^1/_2$; 2—300 · 12	5263	295	·	·	·	·	1,33

[1]) Bei den Riegeln bleiben die geringen Normalkräfte unberücksichtigt. Die Werte für W und J gelten ohne Nietlochabzug; bei Querschnitten mit Verstärkungsgurtplatten müssen daher die gezogenen Gurtplatten soweit verlängert werden, bis das geringer werdende Moment die Nietlochschwächung im gezogenen Flansch zuläßt (vgl. III, B 5).

γ) infolge Gesamtlast.

$$X_{3_E} = X_{3_F} = -19{,}02 - 21{,}38 = -40{,}40 \text{ mt.}$$

d) Stützmomente der Riegel 4 und 5.

(Zweites und drittes Geschoß.)

Die Berechnung erfolgt in der gleichen Weise wie bei Riegel 3; die Werte ergeben sich wie folgt:

α) infolge Eigengewicht.

$$X_{4_G} = X_{4_H} = -19{,}48 \text{ mt,}$$
$$X_{5_J} = X_{5_K} = -20{,}88 \text{ mt.}$$

β) infolge Nutzlast.

$$X_{4_G} = X_{4_H} = -21{,}88 \text{ mt,}$$
$$X_{5_J} = X_{5_K} = -23{,}50 \text{ mt.}$$

γ) infolge Gesamtlast.

$$X_{4_G} = X_{4_H} = -19{,}48 - 21{,}88 = -41{,}36 \text{ mt,}$$
$$X_{5_J} = X_{5_K} = -20{,}88 - 23{,}50 = -44{,}38 \text{ mt.}$$

e) Stützmomente des Riegels 6.

(Erstes Geschoß.)

$$\Sigma \dot{U}_{6_L} = \Sigma \dot{U}_{6_M} = \dot{U}_{11} + \dot{U}_{12} = 192{,}4 + 196{,}6 = 389{,}0\,;$$
$$w_6 = 132{,}2\,.$$

α) infolge Eigengewicht.

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfälle e und h):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{15\,P_g\,l}{16} + \frac{g\,l^2}{4}$$
$$= \frac{15 \cdot 6{,}0 \cdot 10{,}4}{16} + \frac{0{,}45 \cdot 10{,}4^2}{4}$$
$$= 58{,}5 + 12{,}16 = 70{,}66 \text{ mt.}$$

Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma \dot{U}_l = \Sigma \dot{U}_r$ wird gemäß Gleichung (17):

$$X_{6_L} = X_{6_M} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l}}{3 + \frac{w_6}{\Sigma \dot{U}_{6_L}}} = -\frac{70{,}66}{3 + \frac{132{,}2}{389}} = -21{,}15 \text{ mt.}$$

β) infolge Nutzlast.

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfälle a, b, k bzw. m):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{3\,P_{p_2}\,l}{8} + \frac{P_{p_1}\,a_1\,b_1}{l}\left(1 + \frac{b_1}{l}\right) + \frac{P_{p_3}\,a_3\,b_3}{l}\left(1 + \frac{b_3}{l}\right)$$
$$+ \frac{p\,c^2}{4\,l^2}\,(2\,l^2 - c^2)$$
$$= \frac{3 \cdot 7{,}8 \cdot 10{,}4}{8} + \frac{7{,}8 \cdot 2{,}6 \cdot 7{,}8}{10{,}4}\left(1 + \frac{7{,}8}{10{,}4}\right)$$
$$+ \frac{3{,}9 \cdot 7{,}8 \cdot 2{,}6}{10{,}4}\left(1 + \frac{2{,}6}{10{,}4}\right) + \frac{5{,}2 \cdot 2{,}6^2}{4 \cdot 10{,}4^2}\,(2 \cdot 10{,}4^2 - 2{,}6^2)$$
$$= 30{,}43 + 26{,}62 + 9{,}55 + 17{,}10 = 83{,}70 \text{ mt.}$$

$$\frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{3\,P_{p_2}\,l}{8} + \frac{P_{p_1}\,a_1\,b_1}{l}\left(1 + \frac{a_1}{l}\right) + \frac{P_{p_3}\,a_3\,b_3}{l}\left(1 + \frac{a_3}{l}\right)$$
$$+ \frac{p}{4\,l^2}\,(l^2 - c^2)^2$$
$$= \frac{3 \cdot 7{,}8 \cdot 10{,}4}{8} + \frac{7{,}8 \cdot 2{,}6 \cdot 7{,}8}{10{,}4}\left(1 + \frac{2{,}6}{10{,}4}\right)$$
$$+ \frac{3{,}9 \cdot 7{,}8 \cdot 2{,}6}{10{,}4}\left(1 + \frac{7{,}8}{10{,}4}\right) + \frac{5{,}2}{4 \cdot 10{,}4^2}\,(10{,}4^2 - 7{,}8^2)^2$$
$$= 30{,}43 + 19{,}04 + 13{,}31 + 27{,}2 = 89{,}98 \text{ mt.}$$

Die Bestimmung der Stützmomente X_{6_L} und X_{6_M} erfolgt nach den Gleichungen (13) und (14):

$$X_{6_L}\left(2 + \frac{w_6}{\Sigma \dot{U}_{6_L}}\right) + X_{6_M} + \frac{6\mathfrak{A}}{l} = 0\,,$$
$$X_{6_L} + X_{6_M}\left(2 + \frac{w_6}{\Sigma \dot{U}_{6_M}}\right) + \frac{6\mathfrak{B}}{l} = 0\,;$$

die Werte in die Gleichungen eingesetzt:

$$X_{6_L}\left(2 + \frac{132{,}2}{389{,}0}\right) + X_{6_M} + 83{,}70 = 0\,,$$
$$X_{6_L} + X_{6_M}\left(2 + \frac{132{,}2}{389{,}0}\right) + 89{,}98 = 0\,.$$

Die Gleichungen vereinfacht:

$$X_{6_L}\,2{,}34 + X_{6_M} + 83{,}70 = 0\,,$$
$$X_{6_L} + X_{6_M}\,2{,}34 + 89{,}98 = 0\,.$$

Die Gleichungen nach den beiden Unbekannten X_{6_L} und X_{6_M} aufgelöst ergibt:

$$X_{6_L} = \frac{89{,}98 - 83{,}70 \cdot 2{,}34}{2{,}34 \cdot 2{,}34 - 1} = 23{,}70 \text{ mt,}$$
$$X_{6_M} = \frac{83{,}70 - 89{,}98 \cdot 2{,}34}{2{,}34 \cdot 2{,}34 - 1} = 28{,}40 \text{ mt.}$$

β) infolge Gesamtlast.

$$X_{6_L} = -21{,}15 - 23{,}70 = -44{,}85 \text{ mt,}$$
$$X_{6_M} = -21{,}15 - 28{,}40 = -49{,}55 \text{ mt.}$$

3. Kopf- und Fußmomente der Stiele infolge der lotrecht wirkenden Gesamtlast.

Die Berechnung erfolgt nach Teil 2e; die größten Momente ergeben sich bei Vollbelastung der Geschosse.

Nach der vorhergehenden Berechnung sind die Stützmomente in den Randknoten:

$X_{1_A} = -\ 9{,}29$ mt, $X_{2_C} = -36{,}77$ mt, $X_{3_E} = -40{,}40$ mt, $X_{4_G} = -41{,}36$ mt, $X_{5_J} = -44{,}38$ mt, $X_{6_L} = -49{,}55$ mt.

Die Übergangszahlen ergeben sich nach der Zusammenstellung α:

$\dot{U}_7 = 15{,}38$, $\dot{U}_8 = 96{,}96$, $\dot{U}_9 = 96{,}96$, $\dot{U}_{10} = 132{,}7$, $\dot{U}_{11} = 192{,}4$, $\dot{U}_{12} = 196{,}6$.

α) Stiel 7.

Kopfmoment:

$$M_{7_{\text{Kopf}}} = X_{1_A} \qquad = -9{,}29 \text{ mt,}$$

Fußmoment:

$$M_{7_{\text{Fuß}}} \text{ (Gelenk angenommen)} = \ 0 \text{ mt.}$$

β) Stiel 8.

Kopfmoment nach Gleichung (28):

$$M_{8_{\text{Kopf}}} = X_{2_C} + \frac{1}{3} X_{3_E} \frac{U_8}{U_8 + U_9}$$

$$= -36{,}77 + \frac{1}{3}(-40{,}40)\frac{96{,}96}{96{,}96 + 96{,}96}$$

$$= -36{,}77 - \frac{1}{3}\,20{,}20 = -43{,}50 \text{ mt};$$

Fußmoment nach Gleichung (29):

$$M_{8_{\text{Fuß}}} = -\frac{1}{3} X_{2_C} - X_{3_E} \frac{U_8}{U_8 + U_9}$$

$$= -\frac{1}{3}(-36{,}77) - (-40{,}40)\frac{96{,}96}{96{,}96 + 96{,}96}$$

$$= +12{,}26 + 20{,}20 = +32{,}46 \text{ mt}.$$

γ) Stiel 9.

Kopfmoment nach Gleichung (30):

$$M_{9_{\text{Kopf}}} = X_{3_E} \frac{U_9}{U_9 + U_8} + \frac{1}{3} X_{4_G} \frac{U_9}{U_9 + U_{10}}$$

$$= -40{,}40 \frac{96{,}96}{96{,}96 + 96{,}96}$$

$$+ \frac{1}{3}(-41{,}36)\frac{96{,}96}{96{,}96 + 132{,}7}$$

$$= -20{,}20 - \frac{1}{3}\,17{,}46 = -26{,}02 \text{ mt};$$

Fußmoment nach Gleichung (31):

$$M_{9_{\text{Fuß}}} = -\frac{1}{3} X_{3_E} \frac{U_9}{U_9 + U_8} - X_{4_G} \frac{U_9}{U_9 + U_{10}}$$

$$= -\frac{1}{3}(-40{,}40)\frac{96{,}96}{96{,}96 + 96{,}96}$$

$$-(-41{,}36)\frac{96{,}96}{96{,}96 + 132{,}7}$$

$$= +\frac{1}{3}\,20{,}20 + 17{,}46 = +24{,}19 \text{ mt}.$$

δ) Stiele 10 und 11.

Die Berechnung der Kopf- und Fußmomente erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 9:

$$M_{10_{\text{Kopf}}} = -29{,}92 \text{ mt}, \quad M_{10_{\text{Fuß}}} = +26{,}05 \text{ mt};$$

$$M_{11_{\text{Kopf}}} = -34{,}39 \text{ mt}, \quad M_{11_{\text{Fuß}}} = +34{,}97 \text{ mt}.$$

ε) Stiel 12.

Kopfmoment nach Gleichung (32):

$$M_{12_{\text{Kopf}}} = X_{6_L} \frac{U_{12}}{U_{12} + U_{11}}$$

$$= -49{,}55 \frac{196{,}6}{196{,}6 + 192{,}4} = -25{,}00 \text{ mt};$$

Fußmoment:

$$M_{12\ \text{Fuß}}(\text{Gelenk}) = 0 \text{ mt}.$$

4. Stiel- und Riegelmomente infolge der wagerecht wirkenden Windlast.

a) Kopf- und Fußmomente der Stiele infolge Windlast.

Die Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 4. Für die Stiele 7 und 12 bzw. 13 und 18, bei denen am Fuß eine gelenkige Lagerung angenommen ist, werden die Kopfmomente nach Gleichung (43):

$$\pm M_{\text{Kopf}} = \frac{\Sigma H h}{n} = \frac{\Sigma H h}{2}.$$

Für die Stäbe 8 bis 11 bzw. 14 bis 17, die am Kopf und am Fuß fest angeschlossen sind, werden die Kopf- und Fußmomente nach Gleichung 42:

$$\pm M_{\text{Kopf}} = \mp M_{\text{Fuß}} = \frac{\Sigma H h}{2n} = \frac{\Sigma H h}{4}.$$

Die Werte für ΣH ergeben sich wie folgt:

Stiel 7: $\Sigma H_A = H_{VI} = 1{,}7$ t
„ 8: $\Sigma H_C = H_{VI} + H_V = 1{,}7 + 3{,}1 = 4{,}8$ „
„ 9: $\Sigma H_E = \Sigma H_C + H_{IV} = 4{,}8 + 3{,}2 = 8{,}0$ „
„ 10: $\Sigma H_G = \Sigma H_E + H_{III} = 8{,}0 + 2{,}7 = 10{,}7$ „
„ 11: $\Sigma H_J + \Sigma H_G + H_{II} = 10{,}7 + 2{,}6 = 13{,}3$
„ 12: $\Sigma H_L = \Sigma H_J + H_I = 13{,}3 + 2{,}7 = 16{,}0$

α) Stiel 7.

$$\pm M_{7_{\text{Kopf}}} = \frac{\Sigma H_A h_{VI}}{2} = \frac{1{,}7 \cdot 3{,}8}{2} = 3{,}23 \text{ mt}.$$

$$M_{7_{\text{Fuß}}} = 0.$$

β) Stiel 8.

$$\pm M_{8_{\text{Kopf}}} = \mp M_{8_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_C h_V}{4} = \frac{4{,}8 \cdot 4{,}3}{4} = 5{,}16 \text{ mt}.$$

γ) Stiel 9.

$$\pm M_{9_{\text{Kopf}}} = \mp M_{9_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_E h_{IV}}{4} = \frac{8{,}0 \cdot 4{,}3}{4} = 8{,}60 \text{ mt}.$$

δ) Stiel 10.

$$\pm M_{10_{\text{Kopf}}} = \mp M_{10_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_G h_{III}}{4} = \frac{10{,}7 \cdot 4{,}3}{4} = 11{,}50 \text{ mt}.$$

ε) Stiel 11.

$$\pm M_{11_{\text{Kopf}}} = \mp M_{11_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_J h_{II}}{4} = \frac{13{,}3 \cdot 4{,}3}{4} = 14{,}30 \text{ mt}.$$

ζ) Stiel 12.

$$\pm M_{12_{\text{Kopf}}} = \frac{\Sigma H_L h_I}{2} = \frac{16{,}0 \cdot 4{,}7}{2} = 37{,}60 \text{ mt}.$$

$$M_{12_{\text{Fuß}}} = 0.$$

b) Riegelstützmomente infolge Windbelastung.

Nach Gleichung (44) ist

$$\pm M = M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}.$$

α) Riegel 1.

$$\pm M_{1_A} = M_{7_{\text{Kopf}}} = 3{,}23 \text{ mt}.$$

β) Riegel 2.

$$\pm M_{2_C} = M_{7_{\text{Fuß}}} - M_{8_{\text{Kopf}}} = 0 - 5{,}16 = 5{,}16 \text{ mt}.$$

γ) Riegel 3.

$$\pm M_{3_E} = M_{8_{\text{Fuß}}} - M_{9_{\text{Kopf}}} = -\ 5{,}16 - (+\ 8{,}60) = 13{,}76 \text{ mt.}$$

δ) Riegel 4.

$$\pm M_{4_G} = M_{9_{\text{Fuß}}} - M_{10_{\text{Kopf}}} = -\ 8{,}60 - (+11{,}50) = 20{,}10 \text{ mt.}$$

ε) Riegel 5.

$$\pm M_{5_J} = M_{10_{\text{Fuß}}} - M_{11_{\text{Kopf}}} = -11{,}50 - (+14{,}30) = 25{,}80 \text{ mt.}$$

ζ) Riegel 6.

$$\pm M_{6_L} = M_{11_{\text{Fuß}}} - M_{12_{\text{Kopf}}} = -14{,}30 - (+37{,}60) = 51{,}90 \text{ mt.}$$

5. Riegel- und Stielmomente infolge Gesamt- und Windlast.

a) Größte Gesamtmomente der Riegel.

Hier müssen zur richtigen Ausführung der Knotenpunkte auch die größten positiven Eckmomente berechnet werden.

$$_{\max}M = X_{\text{Eigengewicht}} + M_{\text{Wind}},$$
$$_{\min}M = X_{\text{Gesamtlast}} - M_{\text{Wind}}.$$

α) Riegel 1.

$$_{\max}M_{1_A} = -\ 6{,}46 + 3{,}23 = -\ 3{,}23 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{1_A} = -\ 9{,}29 - 3{,}23 = -\ 12{,}52 \text{ „.}$$

β) Riegel 2.

$$_{\max}M_{2_C} = -17{,}32 + 5{,}16 = -\ 12{,}16 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{2_C} = -36{,}77 - 5{,}16 = -\ 41{,}93 \text{ „.}$$

γ) Riegel 3.

$$_{\max}M_{3_E} = -19{,}02 + 13{,}76 = -\ 5{,}26 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{3_E} = -40{,}40 - 13{,}76 = -\ 54{,}16 \text{ „.}$$

δ) Riegel 4.

$$_{\max}M_{4_G} = -19{,}48 + 20{,}10 = +\ 0{,}62 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{4_G} = -41{,}36 - 20{,}10 = -\ 61{,}41 \text{ „.}$$

ε) Riegel 5.

$$_{\max}M_{5_J} = -20{,}88 + 25{,}80 = +\ 4{,}92 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{5_J} = -44{,}38 - 25{,}80 = -\ 70{,}18 \text{ „.}$$

ζ) Riegel 6.

$$_{\max}M_{6_L} = -21{,}15 + 51{,}90 = +\ 30{,}75 \text{ mt,}$$
$$_{\min}M_{6_L} = -49{,}55 - 51{,}90 = -101{,}45 \text{ „.}$$

b) Größte Gesamtmomente der Stiele.

$$M_q + M_{\text{Wind}}.$$

α) Stiel 7.

$$M_{7_{\text{Kopf}}} = -\ 9{,}29 - 3{,}23 = -12{,}52 \text{ mt,}$$
$$M_{7_{\text{Fuß}}} = 0.$$

β) Stiel 8.

$$M_{8_{\text{Kopf}}} = -43{,}50 - 5{,}16 = -48{,}66 \text{ mt,}$$
$$M_{8_{\text{Fuß}}} = +32{,}46 + 5{,}16 = +37{,}62 \text{ „.}$$

γ) Stiel 9.

$$M_{9_{\text{Kopf}}} = -26{,}02 - 8{,}60 = -34{,}62 \text{ mt,}$$
$$M_{9_{\text{Fuß}}} = +24{,}19 + 8{,}60 = +32{,}79 \text{ „.}$$

δ) Stiel 10.

$$M_{10_{\text{Kopf}}} = -29{,}92 - 11{,}50 = -41{,}42 \text{ mt,}$$
$$M_{10_{\text{Fuß}}} = +26{,}05 + 11{,}50 = +37{,}55 \text{ „.}$$

ε) Stiel 11.

$$M_{11_{\text{Kopf}}} = -34{,}39 - 14{,}30 = -48{,}69 \text{ mt,}$$
$$M_{11_{\text{Fuß}}} = +34{,}97 + 14{,}30 = +49{,}27 \text{ „.}$$

ζ) Stiel 12.

$$M_{12_{\text{Kopf}}} = -25{,}00 - 37{,}60 = -62{,}60 \text{ mt,}$$
$$M_{12_{\text{Fuß}}} = 0.$$

6. Normalkräfte der Riegel und Stiele.

a) Normalkräfte infolge der lotrecht wirkenden Gesamtlast.

Die Auflagerkräfte der einzelnen Riegel ergeben sich einschließlich der über den Auflagern angreifenden Lasten.

Auflagerkräfte:

Riegel 1:

$$A_1 = 2{,}4 + 4{,}6 + \tfrac{1}{2}\,4{,}6 \ldots\ldots\ldots = 9{,}3 \text{ t;}$$

Riegel 2 bis 5:

$$A_2 = A_3 = A_4 = A_5 = 12{,}4 + 13{,}8 + \tfrac{1}{2}\,13{,}8 + 0{,}34 \cdot 5{,}2 \ldots = 34{,}9 \text{ t;}$$

Riegel 6:

$$A_{6_L} = 12{,}4 + \tfrac{1}{2}\,13{,}8 + 0{,}45 \cdot 5{,}2 + (13{,}8 \cdot 7{,}8 + 9{,}9 \cdot 2{,}6 + 5{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 1{,}3)\,\frac{1}{10{,}4} \ldots\ldots = 36{,}14 \text{ t;}$$

$$A_{6_M} = 8{,}5 + \tfrac{1}{2}\,13{,}8 + 0{,}45 \cdot 5{,}2 + (13{,}8 \cdot 2{,}6 + 9{,}9 \cdot 7{,}8 + 5{,}2 \cdot 2{,}6 \cdot 9{,}1)\,\frac{1}{10{,}4} \ldots\ldots = 40{,}4 \text{ t.}$$

α) Riegel.

$$N_1 \text{ bis } N_6 \ldots\ldots\ldots = 0 \text{ t}$$

β) Stiele.

$$N_7 = A_1 \ldots\ldots\ldots = 9{,}3 \text{ t}$$
$$N_8 = N_7 + A_2 = 9{,}3 + 34{,}9 \ldots\ldots = 44{,}2 \text{ „}$$
$$N_9 = N_8 + A_3 = 44{,}2 + 34{,}9 \ldots\ldots = 79{,}1 \text{ „}$$
$$N_{10} = N_9 + A_4 = 79{,}1 + 34{,}9 \ldots\ldots = 114{,}0 \text{ „}$$
$$N_{11} = N_{10} + A_5 = 114{,}0 + 34{,}9 \ldots\ldots = 148{,}9 \text{ „}$$
$$N_{12} = N_{11} + A_6 = 148{,}9 + 40{,}4 \ldots\ldots = 189{,}3 \text{ „}$$

b) Normalkräfte infolge Windlast.

α) Riegel.

$$N_1 = \tfrac{1}{2}\,H_6 = \tfrac{1}{2}\,1{,}70 \ldots\ldots\ldots = 0{,}85 \text{ t}$$
$$N_2 = \tfrac{1}{2}\,H_5 = \tfrac{1}{2}\,3{,}1 \ldots\ldots\ldots = 1{,}55 \text{ „}$$
$$N_3 = \tfrac{1}{2}\,H_4 = \tfrac{1}{2}\,3{,}2 \ldots\ldots\ldots = 1{,}60 \text{ „}$$

$N_4 = \frac{1}{2} H_3 = \frac{1}{2}\, 2{,}7 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 1{,}35$ t
$N_5 = \frac{1}{2} H_2 = \frac{1}{2}\, 2{,}6 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 1{,}30$ „
$N_6 = \frac{1}{2} H_1 = \frac{1}{2}\, 2{,}7 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 1{,}35$ „

β) Stiele.

Die Berechnung erfolgt nach den Gleichungen (47) u. (48).

$$\pm N_7 = \frac{2\, M_{1_A}}{l} = \frac{2 \cdot 3{,}23}{10{,}4} \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 0{,}62 \text{ t},$$

$$\pm N_8 = N_7 + \frac{2\, M_{2_C}}{l} = 0{,}62 + \frac{2 \cdot 5{,}16}{10{,}4} = 1{,}61 \text{ t},$$

$$\pm N_9 = N_8 + \frac{2\, M_{3_E}}{l} = 1{,}61 + \frac{2 \cdot 13{,}76}{10{,}4} = 4{,}24 \text{ t},$$

$$\pm N_{10} = N_9 + \frac{2\, M_{4_G}}{l} = 4{,}24 + \frac{2 \cdot 20{,}10}{10{,}4} = 8{,}11 \text{ t},$$

$$\pm N_{11} = N_{10} + \frac{2\, M_{5_J}}{l} = 8{,}11 + \frac{2 \cdot 25{,}80}{10{,}4} = 13{,}07 \text{ t},$$

$$\pm N_{12} = N_{11} + \frac{2\, M_{6_L}}{l} = 13{,}07 + \frac{2 \cdot 51{,}90}{10{,}4} = 23{,}05 \text{ t},$$

Zwecks Prüfung folgt die Ausrechnung von N_{12} nach Gleichung (49).

$$\pm N_{12} = 2\,(M_{1_A} + M_{2_C} + M_{3_E} + M_{4_G} + M_{5_J} + M_{6_L})\,\frac{1}{l}$$
$$= 2\,(3{,}23 + 5{,}16 + 13{,}67 + 20{,}10 + 25{,}80$$
$$+ 51{,}90)\,\frac{1}{10{,}4} \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 23{,}05 \text{ t}.$$

die Prüfung ergibt für N_{12} übereinstimmende Werte.

c) Normalkräfte infolge Gesamt- und Windlast.

α) Riegel.

Die Riegel erhalten nur durch die Windwirkung eine Normalkraft:

$N_1 = 0{,}85$ t, $N_2 = 1{,}55$ t, $N_3 = 1{,}60$ t,
$N_4 = 1{,}35$ t, $N_5 = 1{,}30$ t, $N_6 = 1{,}35$ t.

β) Stiele.

$N_7 = 9{,}3 + 0{,}62 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 9{,}92$ t
$N_8 = 44{,}2 + 1{,}61 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 45{,}81$ „
$N_9 = 79{,}1 + 4{,}24 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 83{,}34$ „
$N_{10} = 114{,}0 + 8{,}11 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 122{,}11$ „
$N_{11} = 148{,}9 + 13{,}07 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 161{,}97$ „
$N_{12} = 189{,}3 + 23{,}05 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = 212{,}35$ „

7. Größte Feldmomente der Riegel und Stiele.

Die Berechnung erfolgt nach den Angaben im Teil I b, D des ersten Abschnittes und Teil II, Ba, 2, d, β des vorliegenden Abschnittes.

a) Größte Feldmomente der Riegel.

Die größten Feldmomente ergeben sich bei Volllast und liegen dort, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt. Bei den Riegeln 1 bis 5 befindet sich diese Stelle in Riegelmitte, hier ist der Einfluß des Windmomentes noch nicht so groß, daß sich der gefährliche Querschnitt aus der Trägermitte verschiebt (vgl. Abb. *b*). Da das Windmoment in Riegelmitte gleich Null ist, darf es bei den Riegeln 1 bis 5 außer acht gelassen werden.

Bei spiegelgleicher Belastung in Trägermitte wird nach dem 3. und 5. Belastungsfall im Teil I b, A, 6 des ersten Abschnittes

für die Einzellasten
$$M_{o_{n_m}} = \frac{P\,l}{2}$$

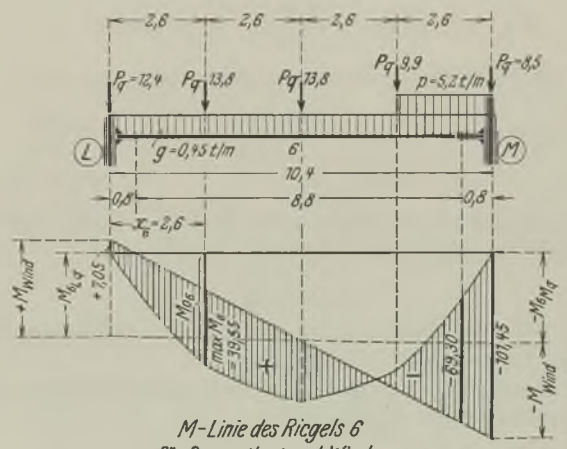
für die gleichmäßig verteilte Last
$$M_{o_{n_m}} = \frac{g\,l^2}{8},$$

hierin ist $M_{o_{n_m}}$ das Moment in Riegelmitte bei der Annahme einer statisch bestimmten Lagerung.

Nach Gleichung (25) wird dann das größte Feldmoment ($M_{n_l} = M_{n_r}$):

$$_{\max}M_{n_m} = M_{o_{n_m}} + M_n = \frac{P_q\,l}{2} + \frac{g\,l^2}{8} + M_n.$$

Bei dem Riegel 6 liegt dagegen der gefährliche Querschnitt im Abstande $x = 2{,}6$ m vom Knoten L. Auch ohne die nicht spiegelgleiche Belastung hätte



M-Linie des Riegels 6 für Gesamtlast und Wind

Abb. 306.

hier das größte Windmoment die Verschiebung des gefährlichen Querschnittes zur Folge gehabt (vgl. Abb. 306).

α) Riegel 1.

$$_{\max}M_1 = M_{o_1} + M_{1_A\,(\text{ohne Wind})} = \frac{4{,}6 \cdot 10{,}4}{2} + (-9{,}29)$$
$$= 23{,}92 - 9{,}29 \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; = +14{,}63 \text{ mt}.$$

β) Riegel 2.

$$_{\max}M_2 = M_o + M_{2_C\,(\text{ohne Wind})}$$
$$= \frac{13{,}8 \cdot 10{,}4}{2} + \frac{0{,}34 \cdot 10{,}4^2}{8} + (-36{,}77)$$
$$= 76{,}36 + (-36{,}77) \; . \; . \; . \; . \; = +39{,}59 \text{ mt}.$$

γ) Riegel 3 und 4.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung des Feldmomentes von Riegel 2:

$_{\max}M_3 = +35{,}96$ mt; $_{\max}M_4 = +35{,}00$ mt.

δ) Riegel 5.

$$_{\max}M_5 = M_{o_5} + M_{5_J\,(\text{ohne Wind})}$$

$$= \frac{13{,}8 \cdot 10{,}4}{2} + \frac{0{,}34 \cdot 10{,}4^2}{8} + (-44{,}38)$$

$$76{,}36 - 44{,}38 \;\ldots\ldots\ldots\; = +31{,}98 \text{ mt.}$$

Da die Riegelenden verstärkt werden müssen, ist noch das größte Moment für den unverstärkten Querschnitt im Abstand 0,5 m von Stielmitte zu berechnen (vgl. Abb. *b*).

Die Stützmomente infolge Gesamt- und Windlast nach Teil 2d, γ und 4b, ε:

$$M_{5_J} = -44{,}38 + 25{,}80 \;\ldots\ldots\; = -18{,}58 \text{ mt bzw.}$$

$$M_{5_K} = -44{,}38 - 25{,}80 \;\ldots\ldots\; = -70{,}18 \text{ mt.}$$

Nach Gleichung (25) wird:

$$M_{5_x} = M_{o_{5_x}} + M_{5_J}\frac{l-x}{l} + M_{5_M}\frac{x}{l};$$

$$A_{o_5} = 13{,}8 + \frac{13{,}8}{2} + 0{,}34\,\frac{10{,}4}{2} = 22{,}47 \text{ t;}$$

$$M_{o_{5_x}} = 22{,}47 \cdot 0{,}5 - \frac{0{,}34 \cdot 0{,}5^2}{2} = 11{,}19 \text{ mt.}$$

Die Werte in die Gleichung eingesetzt:

$$M_{5_x} = 11{,}19 + (-18{,}58)\,\frac{10{,}4 - 9{,}9}{10{,}4} + (-70{,}18)\,\frac{9{,}9}{10{,}4}$$

$$= 11{,}19 - 0{,}895 - 66{,}67 \;\ldots\ldots\; = -56{,}38 \text{ mt.}$$

Gemäß Abb. *b* können auch die Feldmomente ohne weiteres zeichnerisch bestimmt werden.

ε) Riegel 6.

Für den Riegel 6 ergibt sich das max Feldmoment bei Gesamt- und Windlast.

Nach Teil 2e, β und 4b, ε sind hierfür die Stützmomente (vgl. Abb. 306):

$$_{\max}M_{6_L} = -44{,}85 + 51{,}90 = +7{,}05 \text{ mt,}$$

$$_{\min}M_{6_M} = -49{,}55 - 51{,}90 = -101{,}45 \text{ mt.}$$

Auflagerdrücke nach Teil 6a:

$$A_{6_L} = 36{,}14 \text{ t;} \quad A_{6_M} = 40{,}4 \text{ t.}$$

Unter der ersten Einzellast im Abstand $x_6 = 2{,}6$ m von Knoten L wechselt die Querkraft ihr Vorzeichen:

$$Q = A_{6_L} - P_1 - P_2 - g\,2{,}6 - \frac{M_{6_L}}{l} + \frac{M_{6_M}}{l} = 0;$$

die Werte eingesetzt:

$$Q = 36{,}14 - 12{,}4 - 13{,}8 - 0{,}45 \cdot 2{,}6 - \frac{7{,}05}{10{,}4} + \frac{(-101{,}45)}{10{,}4}$$

$$= -1{,}66 \text{ t;}$$

kurz vor der Last $P_2 = 13{,}8$ t wird

$$Q = -1{,}66 + 13{,}8 = +12{,}14 \text{ t;}$$

das max Feldmoment wird an dem gefährlichen Querschnitt nach Gleichung (25):

$$_{\max}M_6 = M_{o_6} + M_{6_L}\frac{l - x_6}{l} + M_{6_M}\frac{x_6}{l};$$

hierin ist M_{o_6} das Moment des Riegels 6 bei der Annahme einer statisch bestimmten Lagerung:

$$M_{o_6} = (36{,}14 - 12{,}4)\,2{,}6 - 0{,}45 \cdot \frac{2{,}6^2}{2} = 59{,}65 \text{ mt.}$$

Die Werte in die Gleichung zur Berechnung des größten Feldmomentes eingesetzt ergibt:

$$_{\max}M_6 = 59{,}65 + 7{,}05\,\frac{10{,}4 - 2{,}6}{10{,}4} + (-101{,}45)\,\frac{2{,}6}{10{,}4}$$

$$= +39{,}55 \text{ mt.}$$

Da die Riegelenden verstärkt werden müssen, ist noch das größte Moment für den unverstärkten Querschnitt im Abstand $x_6 = 9{,}6$ m vom Knoten L zu berechnen (vgl. Abb. 306).

$$M_{o_{6_x}} = (40{,}4 - 8{,}5)\,0{,}8 - (5{,}2 + 0{,}45)\,\frac{0{,}8^2}{2} = +23{,}70 \text{ mt;}$$

$$M_{6_x} = M_{o_{6_x}} + M_{6_L}\frac{l - x_6}{l} + M_{6_M}\frac{x_6}{l}$$

$$= 23{,}70 + 7{,}05\,\frac{10{,}4 - 9{,}6}{10{,}4} + (-101{,}45)\,\frac{9{,}6}{10{,}4}$$

$$= -69{,}3 \text{ mt.}$$

Die Feldmomente können gemäß Abb. 306 auch ohne weiteres zeichnerisch bestimmt werden.

b) Größte Feldmomente der Stiele.

Da bei den Stielen 8 bis 12 die Stielenden am Kopf und Fuß verstärkt werden, sind noch die größten Momente für die unverstärkten Querschnitte in den in Abb. *d* vom Kopf bzw. Fuß angegebenen Abständen zu bestimmen. Die entsprechenden Kopf- und Fußmomente sind in der Abbildung eingetragen.

α) Stiel 8.

Im Abstand $x = 0{,}6$ vom Stielkopf wird das Feldmoment nach Teil Ba, 2, e:

$$M_{8_{\text{Feld}}} = M_{8_{\text{Kopf}}}\frac{h_V - x}{h_V} + M_{8_{\text{Fuß}}}\frac{x}{h_V}$$

$$= -48{,}66\,\frac{4{,}3 - 0{,}6}{4{,}3} + 37{,}80\,\frac{0{,}6}{4{,}3} = -36{,}54 \text{ mt;}$$

im Abstand $x = 3{,}9$ m vom Stielkopf wird:

$$M_{8_{\text{Feld}}} = M_{8_{\text{Kopf}}}\frac{h_V - x}{h_V} + M_{8_{\text{Fuß}}}\frac{x}{h_V}$$

$$= -48{,}66\,\frac{4{,}3 - 3{,}9}{4{,}3} + 37{,}80\,\frac{3{,}9}{4{,}3} = +29{,}71 \text{ mt.}$$

β) Stiele 9 bis 12.

Die Berechnung der Feldmomente der Stiele 9 bis 12 erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung der Feldmomente des Stieles 8. In der Abb. *d* sind die Größen der Momente an den Endpunkten der glatten (unverstärkten) Querschnitte eingetragen.

8. Querschnittsermittlung.

Alle Größtwerte der Momente und Normalkräfte sind in Tafel 49, Zusammenstellung β, angegeben. Mit diesen sind die Querschnitte in der Zusammenstellung ermittelt. Zu beachten ist, daß bei Beginn

der Verstärkung mit dem vollen Querschnitt, also ohne Nietabzug gerechnet ist. Es sind daher die auf der Zugseite befindlichen Gurtplatten so weit zu verlängern, bis das geringer werdende Moment den durch den Nietabzug am gezogenen Flansch geschwächten Querschnitt zuläßt (vgl. Teil III, B, 6. Zahlenbeispiel).

9. Durchbiegung des Riegels 5.

Die größte Durchbiegung ergibt sich in Riegelmitte; nach Tafel 47 Belastungsfall *a* und *d* wird:

$$\delta_{\max} = \frac{l^2}{384 EJ}\left[5 g l^2 + 24\left(M_{J_0} + M_{K_0}\right)\right]$$
$$+ \frac{l^2}{384 EJ}\left[19 P_q l + 24\left(M_{J_q} + M_{K_q}\right)\right]$$
$$= \frac{l^2}{384 EJ}\left[5 g l^2 + 19 P l + 24\left(M_{J_\Sigma} + M_{K_\Sigma}\right)\right]$$
$$= \frac{1040^2}{384 \cdot 2100 \cdot 2 \cdot 56480}\left[5 \cdot 0{,}0034 \cdot 1040^2\right.$$
$$\left. + 19 \cdot 13{,}8 \cdot 1040 + 24(-4438 - 4438)\right] = 0{,}92 \text{ cm}.$$

Die Durchbiegung ist in Wirklichkeit geringer, da nur mit dem kleinsten Trägheitsmoment gerechnet worden ist, d. h. die Verstärkungen an den Ecken sind nicht berücksichtigt worden.

10. Bemerkung.

Im Teil III, B, 8. Zahlenbeispiel, ist die Berechnung und Ausführung des Knotenpunktes *J* durchgeführt.

2a. Zweites Zahlenbeispiel.

1. Allgemeines.

Der in der Tafel 50, Abb. *a*, dargestellte dreifeldige Stockwerkrahmen mit vier Geschossen soll für eine lotrechte ständige und veränderliche gleichmäßig verteilte Belastung berechnet werden. In allen Geschossen beträgt die Belastung g infolge Eigengewicht $= 1{,}5$ t/m und infolge Nutzlast $p = 1{,}2$ t/m; die Gesamtlast $q = g + p = 1{,}5 + 1{,}2 = 2{,}7$ t/m.

In der Tafel 50, Zusammenstellung *α*, sind für alle Stäbe des Stockwerkrahmens, Riegel und Stiele, die Querschnitte, die vereinfachten Trägheitsmomente w, die Einspanngrade und die Momentenübergangszahlen $\dot{U}$ eingetragen.

In der Abb. *a* sind die Stab- und Knotenbezeichnungen sowie an den betreffenden Knoten die Übergangszahlen $\dot{U}$ eingeschrieben.

2. Stützmomente der Riegel infolge Eigengewicht.

Die Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 2.

Belastungsglieder (nach Tafel 4, Belastungsfall *h*) für die Außenfelder *I* und *III*:

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_I} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_I} = \frac{g l_I^2}{4} = \frac{1{,}5 \cdot 6{,}0^2}{4} = 13{,}50 \text{ mt},$$

für das Mittelfeld *II*:

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_{II}} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_{II}} = \frac{g l_{II}^2}{4} = \frac{1{,}5 \cdot 7{,}0^2}{4} = 18{,}375 \text{ mt}.$$

a) Riegelstützmomente des vierten Geschosses infolge Eigengewicht.

α) Feld *I* (Riegel 1) belastet.

1) Riegel 1.

$$\Sigma \dot{U}_{1_A} = \dot{U}_{12} = 6{,}03,$$
$$\Sigma \dot{U}_{1_B} = \dot{U}_2 + \dot{U}_{17} = 16{,}81 + 8{,}50 = 25{,}31;$$
$$w_1 = 32{,}68;$$
$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_1} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_1} = 13{,}50.$$

Zur Bestimmung der Stützmomente X_{1_A} und X_{1_B} stehen die Gleichungen (13) und (14) zur Verfügung:

$$X_{1_A}\left(2 + \frac{w_1}{\Sigma \dot{U}_{1_A}}\right) + X_{1_B} + \frac{6\mathfrak{A}}{l_1} = 0,$$
$$X_{1_A} + X_{1_B}\left(2 + \frac{w_1}{\Sigma \dot{U}_{1_B}}\right) + \frac{6\mathfrak{B}}{l_1} = 0;$$

Die Werte in die Gleichungen eingesetzt:

$$X_{1_A}\left(2 + \frac{32{,}68}{6{,}03}\right) + X_{1_B} + 13{,}50 = 0,$$
$$X_{1_A} + X_{1_B}\left(2 + \frac{32{,}68}{25{,}31}\right) + 13{,}50 = 0;$$

Die Gleichungen vereinfacht:

$$X_{1_A} 7{,}42 + X_{1_B} + 13{,}50 = 0,$$
$$X_{1_A} + X_{1_B} 3{,}29 + 13{,}50 = 0;$$

daraus: (vgl. die Gleichungen 15 und 16)

$$X_{1_A} = \frac{13{,}50 - 13{,}50 \cdot 3{,}29}{7{,}42 \cdot 3{,}29 - 1} = -1{,}32 \text{ mt},$$
$$X_{1_B} = \frac{13{,}50 - 13{,}50 \cdot 7{,}42}{7{,}42 \cdot 3{,}29 - 1} = -3{,}70 \text{ ,,}.$$

2) Riegel 2.

$$M_{2_B} = X_{1_B} \frac{\dot{U}_2}{\Sigma \dot{U}_{1_B}} = -3{,}70 \frac{16{,}81}{25{,}31} = -2{,}46 \text{ mt},$$
$$M_{2_C} = -\tfrac{1}{3} M_{2_B} = +\tfrac{1}{3}\, 2{,}46 = +0{,}82 \text{ ,,}.$$

3) Riegel 3.

$$\Sigma \dot{U}_{2_C} = \dot{U}_3 + \dot{U}_{21} = 19{,}61 + 8{,}50 = 28{,}11.$$
$$M_{3_C} = M_{2_C} \frac{\dot{U}_3}{\Sigma \dot{U}_{2_C}} = +0{,}82 \frac{19{,}61}{28{,}11} = +0{,}57 \text{ mt},$$
$$M_{3_D} = -\tfrac{1}{3} M_{3_C} = -\tfrac{1}{3}\, 0{,}57 = -0{,}19 \text{ ,,}.$$

β) Feld *II* (Riegel 2) belastet.

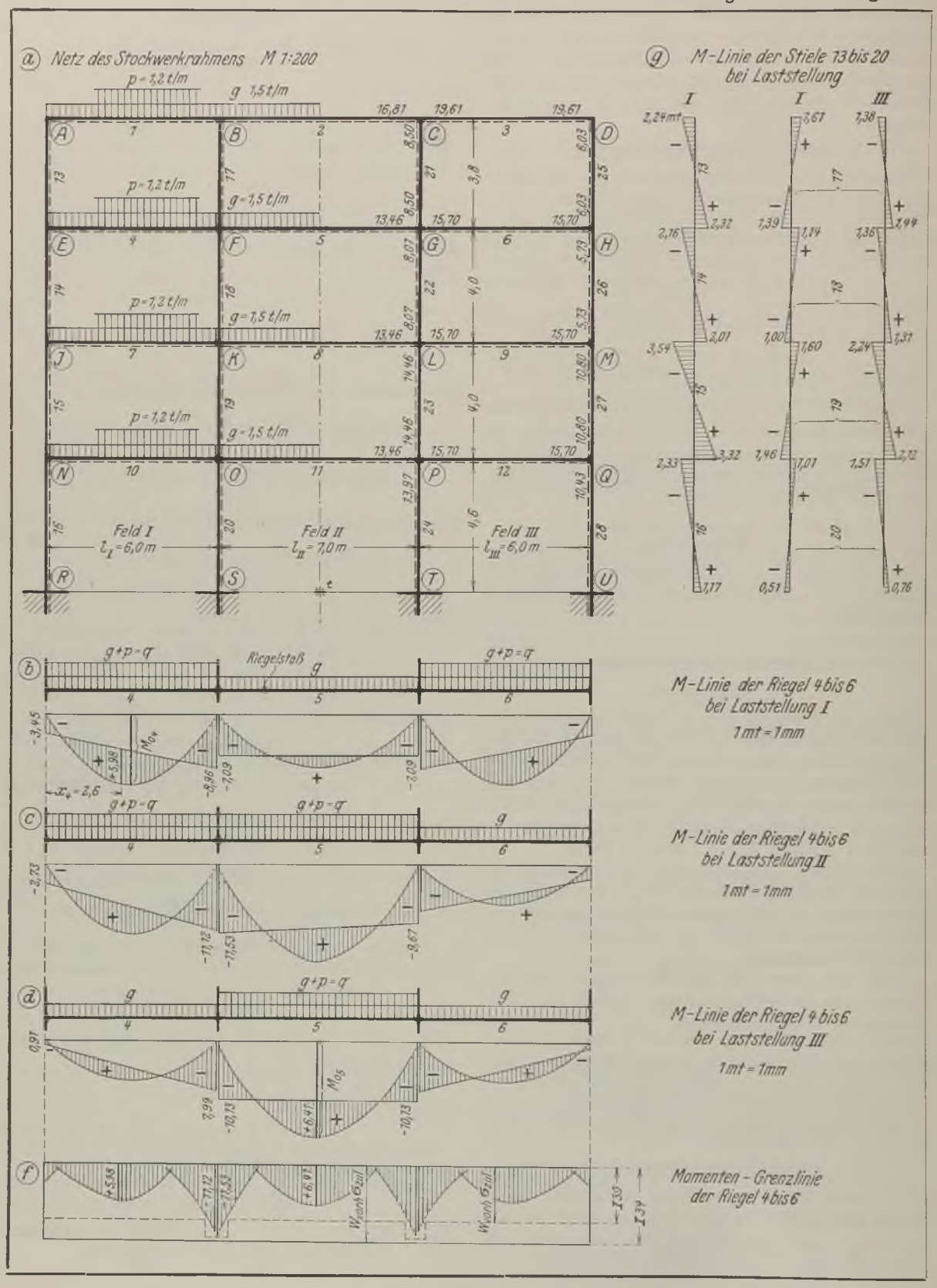
1) Riegel 2.

$$\Sigma \dot{U}_{2_B} = \Sigma \dot{U}_{2_C} = \dot{U}_1 + \dot{U}_{17} = 19{,}61 + 8{,}50 = 28{,}11:$$
$$w_2 = 28{,}01;$$
$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_2} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_2} = 18{,}375.$$

Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma \dot{U}_l = \Sigma \dot{U}_r$ wird gemäß Gleichung (17):

$$X_{2_B} = X_{2_C} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l_2}}{3 + \frac{w_2}{\Sigma \dot{U}_2}} = -\frac{18{,}375}{3 + \frac{28{,}01}{28{,}11}} = -4{,}60 \text{ mt}.$$

Tafel 50. Berechnung eines



dreifeldigen Stockwerkrahmens.

Zusammenstellung α: Größen w und $\ddot{U}$.

Stabbezeichnung		Stablänge m	Querschnitt	Vorhandenes Trägheitsmoment J cm⁴	Vereinfachtes Trägheitsmoment $w = \frac{J}{l}$	Einspanngrad (gemäß Teil Ba, 2, b, δ)	Momentenübergangszahl $\ddot{U}$
Riegel	1 u. 3	6,0	I 36	19610	32,68	b	0,6 · 32,68 = 19,61
	2	7,0	I 36	19610	28,01	b	0,6 · 28,01 = 16,81
	4, 6, 7, 9, 10 u. 12	6,0	I 34	15700	26,17	b	0,6 · 26,17 = 15,70
	5, 8 u. 11	7,0	I 34	15700	22,43	b	0,6 · 22,43 = 13,46
Außenstiele	13 u. 25	3,8	2 [20	3820	10,05	b	0,6 · 10,05 = 6,03
	14 u. 26	4,0	2 [20	3820	9,55	b	0,6 · 9,55 = 5,73
	15 u. 27	4,0	2 [24	7200	18,00	b	0,6 · 18,00 = 10,80
	16 u. 28	4,6	2 [24	7200	15,65	c	$\frac{2}{3}$ · 15,65 = 10,43
Innenstiele	17 u. 21	3,8	2 [22	5380	14,16	b	0,6 · 14,16 = 8,50
	18 u. 22	4,0	2 [22	5380	13,45	b	0,6 · 13,45 = 8,07
	19 u. 23	4,0	2 [26	9640	24,10	b	0,6 · 24,10 = 14,46
	20 u. 24	4,6	2 [26	9640	20,96	c	$\frac{2}{3}$ · 20,96 = 13,97

Zusammenstellung β: Stütz- und Feldmomente der Riegel in mt.

Bezeichnung: Geschoß	Stab	Stützmoment	Stützmomente; Einfluß von g: im Feld I	im Feld II	im Feld III	im Feld I bis III	Stützmomente; Einfluß von p ($M_p = M_g \cdot \mu = M_g \cdot 0{,}8$): im Feld I	im Feld II	im Feld III	Grenzwerte der Stützmomente; (in Fettdruck) Einfluß von $g+p=q$ gemäß Laststellung: I	II	III	Größte Feldmomente
Viertes	1 u. 3	$X_{1_A} = M_{1_A}$	−1,32	+1,07	−0,19	−0,44	−1,06	+0,86	−0,15	**−1,65**	− 0,64	+ 0,42	+7,19
		$X_{1_B} = M_{1_B}$	−3,70	−3,21	+0,57	−6,34	−2,96	−2,57	+0,46	−8,84	**−11,87**	− 8,91	
	2	$X_{2_B} = M_{2_B}$	−2,46	−4,60	+0,82	−6,24	−1,97	−3,68	+0,66	−7,55	**−11,89**	− 9,92	+6,62
		$X_{2_C} = M_{2_C}$	+0,82	−4,60	−2,46	−6,24	+0,66	−3,68	−1,97	−7,55	− 9,26	− 9,92	
Drittes	4 u. 6	$X_{4_E} = M_{4_E}$	−2,28	+0,81	−0,09	−1,56	−1,82	+0,65	−0,07	**−3,45**	− 2,73	− 0,91	+5,98
		$X_{4_F} = M_{4_F}$	−3,91	−2,42	+0,28	−6,05	−3,13	−1,94	+0,22	−8,96	**−11,12**	− 7,99	
	5	$X_{5_F} = M_{5_F}$	−1,75	−4,98	+0,58	−6,15	−1,40	−3,98	+0,46	−7,09	**−11,53**	−10,13	+6,41
		$X_{5_G} = M_{5_G}$	+0,58	−4,98	−1,75	−6,15	+0,46	−3,98	−1,40	−7,09	− 9,67	−10,13	
Zweites	7 u. 9	$X_{7_J} = M_{7_J}$	−2,65	+0,70	−0,07	−2,02	−2,12	+0,56	−0,06	**−4,20**	− 3,58	− 1,46	+5,71
		$X_{7_K} = M_{7_K}$	−3,95	−2,10	+0,20	−5,85	−3,16	−1,68	+0,16	−8,85	**−10,69**	− 7,53	
	8	$X_{8_K} = M_{8_K}$	−1,48	−5,12	+0,49	−6,11	−1,18	−4,10	+0,39	−6,90	**−11,39**	−10,21	+6,32
		$X_{8_L} = M_{8_L}$	+0,49	−5,12	−1,48	−6,11	+0,39	−4,10	−1,18	−6,90	− 9,82	−10,21	
Erstes	10 u. 12	$X_{10_N} = M_{10_N}$	−2,93	+0,62	−0,05	−2,36	−2,34	+0,50	−0,04	**−4,74**	− 4,20	− 1,86	+5,44
		$X_{10_O} = M_{10_O}$	−4,02	−1,86	+0,15	−5,73	−3,22	−1,49	+0,12	−8,83	**−10,44**	− 7,22	
	11	$X_{11_O} = M_{11_O}$	−1,29	−5,23	+0,43	−6,09	−1,03	−4,18	+0,34	−6,78	**−11,30**	−10,27	+6,27
		$X_{11_P} = M_{11_P}$	+0,43	−5,23	−1,29	−6,09	+0,34	−4,18	−1,03	−6,78	− 9,93	−10,27	

2) Riegel 1 und 3.

$$M_{1_B} = M_{3_C} = X_{2_B} \frac{\dot{U}_1}{\Sigma \dot{U}_2} = -4{,}60 \frac{19{,}61}{28{,}12} = -3{,}21 \text{ mt},$$

$$M_{1_A} = M_{3_D} = -\tfrac{1}{3} M_{1_B} = +\tfrac{1}{3}\, 3{,}21 \qquad = +1{,}07 \;,,\; .$$

γ) Feld *III* (Riegel 3) belastet.

Da der Stockwerkrahmen spiegelgleich ist, werden bei belastetem Feld *III* die Stützmomente durch Vertauschung der spiegelbildlich gelegenen Stützmomente des belasteten Feld *I* gefunden.

1) Riegel 3.

$$X_{3_C} = X_{1_B\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -3{,}70 \text{ mt},$$

$$X_{3_D} = X_{1_A\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -1{,}32 \;,,\; .$$

2) Riegel 2.

$$M_{2_B} = M_{2_C\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = +0{,}82 \text{ mt},$$

$$M_{2_C} = M_{2_B\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -2{,}46 \;,,\; .$$

3) Riegel 1.

$$M_{1_A} = M_{3_D\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -0{,}19 \text{ mt},$$

$$M_{1_B} = M_{3_C\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = +0{,}57 \;,,\; .$$

b) Riegelstütsmomente des dritten Geschosses infolge Eigengewicht.

α) Feld *I* (Riegel 4) belastet.

1) Riegel 4.

$$\Sigma \dot{U}_{4_E} = \dot{U}_{13} + \dot{U}_{14} = 6{,}03 + 5{,}73 = 11{,}76\,,$$

$$\Sigma \dot{U}_{4_F} = \dot{U}_{17} + \dot{U}_5 + \dot{U}_{18} = 8{,}50 + 13{,}46 + 8{,}07 = 30{,}03\,;$$

$$w_4 = 26{,}17\,;$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_4} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_4} = 13{,}50\,.$$

Zur Bestimmung der Stützmomente X_{4_E} und X_{4_F} stehen die Gleichungen (13) und (14) zur Verfügung:

$$X_{4_E}\left(2 + \frac{w_4}{\Sigma \dot{U}_{4_E}}\right) + X_{4_F} + \frac{6\mathfrak{A}}{l_4} = 0\,,$$

$$X_{4_E} + X_{4_F}\left(2 + \frac{w_4}{\Sigma \dot{U}_{4_F}}\right) + \frac{6\mathfrak{B}}{l_4} = 0\,;$$

die Werte in die Gleichungen eingesetzt:

$$X_{4_E}\left(2 + \frac{26{,}17}{11{,}76}\right) + X_{4_F} + 13{,}50 = 0\,,$$

$$X_{4_E} + X_{4_F}\left(2 + \frac{26{,}17}{30{,}03}\right) + 13{,}50 = 0\,;$$

daraus:

$$\boldsymbol{X_{4_E} = -2{,}28 \text{ mt}},$$

$$\boldsymbol{X_{4_F} = -3{,}91 \;,,\; .}$$

2) Riegel 5.

$$M_{5_F} = X_{4_F} \frac{\dot{U}_5}{\Sigma \dot{U}_{4_F}} = -3{,}91 \frac{13{,}46}{30{,}03} = -1{,}75 \text{ mt},$$

$$M_{5_G} = -\tfrac{1}{3} M_{5_F} \quad = +\tfrac{1}{3}\, 1{,}75 \qquad = +0{,}58 \;,,\; .$$

3) Riegel 6.

$$\Sigma \dot{U}_{5_G} = \dot{U}_{21} + \dot{U}_6 + \dot{U}_{22} = 8{,}50 + 15{,}70 + 8{,}07 = 32{,}27.$$

$$M_{6_G} = M_{5_G} \frac{\dot{U}_6}{\Sigma \dot{U}_{5_G}} = +0{,}58 \frac{15{,}70}{32{,}27} = +0{,}28 \text{ mt},$$

$$M_{6_H} = -\tfrac{1}{3} M_{6_G} \quad = -\tfrac{1}{3}\, 0{,}28 \qquad = -0{,}09 \;,,\; .$$

β) Feld *II* (Riegel 5) belastet.

1) Riegel 5.

$$\Sigma \dot{U}_{5_F} = \Sigma \dot{U}_{5_G} = \dot{U}_{17} + \dot{U}_4 + \dot{U}_{18} = 8{,}50 + 15{,}70 + 8{,}07$$
$$= 32{,}27\,;$$

$$w_5 = 22{,}43\,;$$

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l_5} = \frac{6\mathfrak{B}}{l_5} = 18{,}375\,.$$

Bei spiegelgleicher Belastung und $\Sigma \dot{U}_l = \Sigma \dot{U}_r$ wird gemäß Gleichung (17):

$$\boldsymbol{X_{5_F} = X_{5_G}} = -\frac{\dfrac{6\mathfrak{A}}{l_5}}{3 + \dfrac{w_5}{\Sigma \dot{U}_5}} = -\frac{18{,}375}{3 + \dfrac{22{,}43}{32{,}27}} = \boldsymbol{-4{,}98 \text{ mt}}.$$

2) Riegel 4 und 6.

$$M_{4_F} = M_{6_G} = X_{5_F} \frac{\dot{U}_4}{\Sigma \dot{U}_5} = -4{,}98 \frac{15{,}70}{32{,}27} = -2{,}42 \text{ mt},$$

$$M_{4_E} = M_{6_H} = -\tfrac{1}{3} M_{4_F} \quad = +\tfrac{1}{3}\, 2{,}42 \qquad = +0{,}81 \;,,\; .$$

γ) Feld *III* (Riegel 6) belastet.

Da der Stockwerkrahmen spiegelgleich ist, werden bei belastetem Feld *III* die Stützmomente durch Vertauschung der spiegelbildlich gelegenen Stützmomente des belasteten Feldes *I* gefunden.

1) Riegel 6.

$$X_{6_G} = X_{4_F\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -3{,}91 \text{ mt},$$

$$X_{6_H} = X_{4_E\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -2{,}28 \;,,\; .$$

2) Riegel 5.

$$M_{5_F} = M_{5_G\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = +0{,}58 \text{ mt},$$

$$M_{5_G} = M_{5_F\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -1{,}75 \;,,\; .$$

3) Riegel 4.

$$M_{4_E} = M_{6_H\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = -0{,}09 \text{ mt},$$

$$M_{4_F} = M_{6_G\,(\text{Feld } I \text{ belastet})} = +0{,}28 \;,,\; .$$

c) Riegelstützmomente des zweiten und ersten Geschosses infolge Eigengewicht.

Die Berechnung der Stützmomente der Riegel des zweiten und ersten Geschosses erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung der Riegelstützmomente des dritten Geschosses. In der Tafel 50, Zusammenstellung β, sind sämtliche Stützmomente infolge Eigengewicht angegeben.

3. Stützmomente der Riegel infolge Nutzlast.

Da die Belastung infolge Nutzlast überall im gleichen Verhältnis zur Belastung infolge Eigengewicht steht, werden die durch die Nutzlast hervorgerufenen Stützmomente in einfacher Weise mittels Verhältnisrechnung ermittelt:

$$M_g : M_p = 1{,}5 : 1{,}2\,,$$

$$\boldsymbol{M_p} = \frac{M_g\, 1{,}2}{1{,}5} = 0{,}8\, \boldsymbol{M_g}\,.$$

Die Ausrechnung der Stützmomente infolge Nutzlast ist in der Tafel 50, Zusammenstellung β, ge-

schehen, indem die einzelnen Stützmomente infolge Eigengewicht mit 0,8 vervielfacht sind.

4. Größtwerte der Stützmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast.

In der Tafel 50 sind für die einzelnen Laststellungen die Stützmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast zusammengestellt und zu den Gesamtwerten vereinigt. Die durch Fettdruck hervorgehobenen Werte kennzeichnen die größten Stützmomente.

5. Größte Feldmomente der Riegel.

Die Berechnung erfolgt nach den Angaben im Teil Ba, 2, d, β.

a) Größte Riegelfeldmomente des vierten Geschosses.

α) Riegel 1 und 3.

In den Randfeldern 1 und 3 ergibt sich das größte Feldmoment bei Laststellung *I* gemäß Abb. *b* in Tafel 50: Die Randfelder sind voll belastet ($g + p = q$) und das Mittelfeld ist entlastet (nur g).

Nach der Zusammenstellung β sind für diesen Belastungsfall die Stützmomente

$$M_{1_A} = -1{,}65 \text{ mt},$$

$$M_{1_B} = -8{,}84 \text{ ,, .}$$

Auflagerdrücke:

$$A_{1_A} = q\,\frac{l_1}{2} = 2{,}7\,\frac{6{,}0}{2} = 8{,}10 \text{ t}.$$

Das größte Feldmoment liegt im Abstand x_1 vom Knoten A, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt:

$$Q_{x_1} = A_{1_A} - q\,x_1 - \frac{M_{1_A}}{l_1} + \frac{M_{1_B}}{l_1} = 0\,;$$

die Werte eingesetzt:

$$Q_{x_1} = 8{,}10 - 2{,}7\,x_1 - \left(\frac{-1{,}65}{6{,}0}\right) + \left(\frac{-8{,}84}{6{,}0}\right) = 0\,;$$

daraus:

$$x_1 = \left(8{,}10 + \frac{1{,}65}{6{,}00} - \frac{8{,}84}{6{,}00}\right)\frac{1}{2{,}7} = 2{,}56 \text{ m};$$

${}_{\max}M_1$ liegt somit 2,56 m vom Knoten A entfernt:

$${}_{\max}M_1 = M_{o_1} + M_{1_A}\,\frac{l_1 - x_1}{l_1} + M_{1_B}\,\frac{x_1}{l_1}\,;$$

hierin ist M_{o_1} das Moment des Riegels 1 bei der Annahme einer statisch bestimmten Lagerung ($M_{1_A} = M_{1_B} = 0$):

$$M_{o_1} = \frac{q\,x_1}{2}\,(l_1 - x_1)\,;$$

die Werte in die Gleichung zur Berechnung des größten Feldmomentes eingesetzt, ergibt

$${}_{\max}\boldsymbol{M_1} = \frac{2{,}7 \cdot 2{,}56}{2}\,(6{,}0 - 2{,}56) + (-1{,}65)\,\frac{6{,}0 - 2{,}56}{6{,}0}$$

$$+ (-8{,}84)\,\frac{2{,}56}{6{,}0} = \mathbf{+7{,}19 \text{ mt}}.$$

β) Riegel 2.

Im Mittelfeld ergibt sich das größte Feldmoment bei Laststellung *III* gemäß Abb. *d* in Tafel 50: Das Mittelfeld ist vollbelastet ($g + p = q$), und die Randfelder sind entlastet (nur g).

Nach der Zusammenstellung β sind für diesen Belastungsfall die Stützmomente

$$M_{2_B} = M_{2_C} = -9{,}92 \text{ mt}.$$

Da beide Stützmomente gleich sind und spiegelgleiche Belastung vorhanden ist, liegt das größte Feldmoment ohne weiteres in Riegelmitte:

$${}_{\max}M_2 = M_{o_2} + M_{2_B}\,;$$

hierin ist M_{o_2} das Moment des Riegels 2 bei der Annahme einer statisch bestimmten Lagerung ($M_{2_B} = M_{2_C} = 0$):

$$M_{o_2} = \frac{q\,l_2^2}{8} = \frac{2{,}7 \cdot 7{,}0^2}{8} = 16{,}54 \text{ mt};$$

die Werte in die Gleichung zur Berechnung des größten Feldmomentes eingesetzt:

$${}_{\max}\boldsymbol{M_2} = 16{,}54 + (-9{,}92) = \mathbf{+6{,}62 \text{ mt}}.$$

b) Größte Riegelfeldmomente des dritten Geschosses.

α) Riegel 4 und 6.

Laststellung *I* maßgebend.

Nach der Zusammenstellung β sind hierfür die Stützmomente

$$M_{4_E} = -3{,}45 \text{ mt},$$

$$M_{4_F} = -8{,}96 \text{ ,, .}$$

Das größte Feldmoment liegt im Abstand x_4 vom Knoten E, wo die Querkraft ihr Vorzeichen wechselt:

$$Q_{x_4} = A_{4_E} - q\,x_4 - \frac{M_{4_E}}{l_1} + \frac{M_{4_F}}{l_1} = 0;$$

die Werte eingesetzt:

$$Q_{x_4} = 2{,}7\,\frac{6{,}0}{2} - 2{,}7\,x_4 - \left(\frac{-3{,}45}{6{,}0}\right) + \left(\frac{-8{,}96}{6{,}0}\right) = 0;$$

daraus:

$$x_4 = \left(2{,}7\,\frac{6{,}0}{2} + \frac{3{,}45}{6{,}0} - \frac{8{,}96}{6{,}0}\right)\frac{1}{2{,}7} = 2{,}66 \text{ m};$$

${}_{\max}M_4$ liegt somit 2,66 m vom Knoten E entfernt:

$${}_{\max}\boldsymbol{M_4} = M_{o_4} + M_{4_E}\,\frac{l_1 - x_4}{l_1} + M_{4_F}\,\frac{x_4}{l_1}\,;$$

$$= \frac{2{,}7 \cdot 2{,}66}{2}\,(6{,}0 - 2{,}66) + (-3{,}45)\,\frac{6{,}0 - 2{,}66}{6{,}0}$$

$$+ (-9{,}24)\,\frac{2{,}66}{6{,}0} = \mathbf{+5{,}98 \text{ mt}}.$$

β) Riegel 5.

Laststellung *III* maßgebend.

Nach der Zusammenstellung β sind hierfür die Stützmomente

$$M_{5_F} = M_{5_G} = -10{,}13 \text{ mt}.$$

Da beide Stützmomente gleich sind und spiegelgleiche Belastung vorliegt, ergibt sich das größte Feld-

moment ohne weiteres in Riegelmitte (vgl. Abb. *d*):

$$_{\max}M_5 = M_{o_5} - M_{5_F} = \frac{2{,}7 \cdot 7{,}0^2}{8} - 10{,}13 = 6{,}41 \text{ mt.}$$

c) Größte Riegelfeldmomente des zweiten und ersten Geschosses.

Die Berechnung der größten Feldmomente der Riegel des zweiten und ersten Geschosses erfolgt sinngemäß der vorhergehenden Berechnung der Riegelfeldmomente des vierten und dritten Geschosses. In der Zusammenstellung *β* sind sämtliche Größt-Feldmomente eingetragen.

Auch zeichnerisch können die Feldmomente ermittelt werden:

Man zeichnet für jedes Feld die Momentenfläche M_o des einfachen Riegels auf zwei Stützen, trägt die Stützmomente auf und verbindet die Endpunkte durch Geraden; es entsteht dann gemäß Abb. *b*, *c* und *d* die wirkliche Momentenfläche für die Riegel als Stockwerkrahmen-Stäbe.

6. Kopf- und Fußmomente der Stiele.

Die Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 2, e.

a) Momentengrößtwerte der Randstiele.

Die größten Momente in den Randstielen ergeben sich bei Laststellung *I* am Kopf und Fuß des betreffenden Stieles.

Nach der Zusammenstellung *β* sind für diesen Belastungsfall die Stützmomente in den Randknoten:

$$X_{1_A} = -1{,}65 \text{ mt}, \quad X_{4_E} = -3{,}45 \text{ mt},$$
$$X_{7_J} = -4{,}20 \text{ „}, \quad X_{10_N} = -4{,}74 \text{ „}.$$

Die Übergangszahlen ergeben sich nach der Zusammenstellung *α*:

$$\ddot{U}_{13} = 6{,}03, \quad \ddot{U}_{14} = 5{,}73, \quad \ddot{U}_{15} = 10{,}80, \quad \ddot{U}_{16} = 10{,}43.$$

α) Stiel 13.

Kopfmoment nach Gleichung (28):

$$M_{13_{\text{Kopf}}} = X_{1_A} + \frac{1}{3} X_{4_E} \frac{\ddot{U}_{13}}{\ddot{U}_{13} + \ddot{U}_{14}}$$
$$= -1{,}65 + \frac{1}{3}(-3{,}45)\frac{6{,}03}{6{,}03 + 5{,}73}$$
$$= -1{,}65 - \tfrac{1}{3}\,1{,}77 \quad \ldots\ldots\ldots = -2{,}24 \text{ mt.}$$

Fußmoment nach Gleichung (29):

$$M_{13_{\text{Fuß}}} = -\frac{1}{3} X_{1_A} - X_{4_E} \frac{\ddot{U}_{13}}{\ddot{U}_{13} + \ddot{U}_{14}}$$
$$= -\frac{1}{3}(-1{,}65) - (-3{,}45)\frac{6{,}03}{6{,}03 + 5{,}73}$$
$$= +0{,}55 + 1{,}77 \quad \ldots\ldots\ldots = +2{,}32 \text{ mt.}$$

β) Stiel 14.

Kopfmoment nach Gleichung (30):

$$M_{14_{\text{Kopf}}} = X_{4_E} \frac{\ddot{U}_{14}}{\ddot{U}_{14} + \ddot{U}_{13}} + \frac{1}{3} X_{7_J} \frac{\ddot{U}_{14}}{\ddot{U}_{14} + \ddot{U}_{15}}$$
$$= -3{,}45 \frac{5{,}73}{5{,}73 + 6{,}03} + \frac{1}{3}(-4{,}20)\frac{5{,}73}{5{,}73 + 10{,}80}$$
$$= -1{,}68 - \tfrac{1}{3}\,1{,}45 \quad \ldots\ldots\ldots = -2{,}16 \text{ mt.}$$

Fußmoment nach Gleichung (31):

$$M_{14_{\text{Fuß}}} = -\frac{1}{3} X_{4_E} \frac{\ddot{U}_{14}}{\ddot{U}_{14} + \ddot{U}_{13}} - X_{7_J} \frac{\ddot{U}_{14}}{\ddot{U}_{14} + \ddot{U}_{15}}$$
$$= -\frac{1}{3}(-3{,}45)\frac{5{,}73}{5{,}73 + 6{,}03} - (-4{,}20)\frac{5{,}73}{5{,}73 + 10{,}80}$$
$$= +\tfrac{1}{3}\,1{,}68 + 1{,}45 \quad \ldots\ldots\ldots = +2{,}01 \text{ mt.}$$

γ) Stiel 15.

Die Berechnung des Kopf- und Fußmomentes erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 14.

$$M_{15_{\text{Kopf}}} = -3{,}54 \text{ mt}; \quad M_{15_{\text{Fuß}}} = +3{,}32 \text{ mt.}$$

δ) Stiel 16.

Kopfmoment nach Gleichung (33):

$$M_{16_{\text{Kopf}}} = X_{10_N} \frac{\ddot{U}_{16}}{\ddot{U}_{16} + \ddot{U}_{15}}$$
$$= -4{,}74 \frac{10{,}43}{10{,}43 + 10{,}80} \quad \ldots\ldots = -2{,}33 \text{ mt.}$$

Fußmoment nach Gleichung (34):

$$M_{16_{\text{Fuß}}} = -\tfrac{1}{2} M_{16_{\text{Kopf}}} = -\tfrac{1}{2}(-2{,}33) \quad \ldots = +1{,}17 \text{ mt.}$$

b) Momentengrößtwerte der Innenstiele.

Da der Unterschied ΔX der Stützmomente z. T. bei Laststellung *I* und z. T. bei Laststellung *III* größer ist, so müssen beide Belastungsfälle untersucht werden.

b 1) Untersuchung für Laststellung *I*.

Nach der Zusammenstellung *β* ergeben sich für diesen Belastungsfall die Unterschiede ΔX der Stützmomente an einem Knoten wie folgt:

$$\boldsymbol{\Delta X = X_l - X_r};$$
$$\Delta X_B = X_{1_B} - X_{2_B} = -8{,}84 - (-7{,}55) = -1{,}29 \text{ mt},$$
$$\Delta X_F = X_{4_F} - X_{5_F} = -8{,}96 - (-7{,}09) = -1{,}87 \text{ „},$$
$$\Delta X_K = X_{7_K} - X_{8_K} = -8{,}85 - (-6{,}90) = -1{,}95 \text{ „},$$
$$\Delta X_O = X_{10_O} - X_{11_O} = -8{,}83 - (-6{,}78) = -2{,}05 \text{ „}.$$

Die Übergangszahlen ergeben sich nach der Zusammenstellung *α*:

$$\ddot{U}_{17} = 8{,}50, \quad \ddot{U}_{18} = 8{,}07, \quad \ddot{U}_{19} = 14{,}46, \quad \ddot{U}_{20} = 13{,}97.$$

α) Stiel 17.

Kopfmoment nach Gleichung (35):

$$M_{17_{\text{Kopf}}} = -\Delta X_B - \frac{1}{3} \Delta X_F \frac{\ddot{U}_{17}}{\ddot{U}_{17} + \ddot{U}_{18}}$$
$$= -(-1{,}29) - \frac{1}{3}(-1{,}87)\frac{8{,}50}{8{,}50 + 8{,}07}$$
$$= +1{,}29 + \tfrac{1}{3}\,0{,}96 \quad \ldots\ldots\ldots = +1{,}61 \text{ mt.}$$

Fußmoment nach Gleichung (36):

$$M_{17_{\text{Fuß}}} = \frac{1}{3} \Delta X_B + \Delta X_F \frac{\ddot{U}_{17}}{\ddot{U}_{17} + \ddot{U}_{18}}$$
$$= \frac{1}{3}(-1{,}29) - (-1{,}87)\frac{8{,}50}{8{,}50 + 8{,}07}$$
$$= -0{,}43 - 0{,}96 \quad \ldots\ldots\ldots = -1{,}39 \text{ mt.}$$

β) Stiel 18.

Kopfmoment nach Gleichung (37):

$$M_{18_{Kopf}} = -\Delta X_F \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{17}} - \frac{1}{3}\Delta X_K \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{19}}$$
$$= -(-1{,}87)\frac{8{,}07}{8{,}07+8{,}50} - \frac{1}{3}(-1{,}95)\frac{8{,}07}{8{,}07+14{,}46}$$
$$= +0{,}91 + \tfrac{1}{3}\,0{,}70 \;\ldots\ldots\ldots = +1{,}14 \text{ mt.}$$

Fußmoment nach Gleichung (38):

$$M_{18_{Fuß}} = \frac{1}{3}\Delta X_F \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{17}} + \Delta X_K \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{19}}$$
$$= \frac{1}{3}(-1{,}87)\frac{8{,}07}{8{,}07+8{,}50} + (-1{,}95)\frac{8{,}07}{8{,}07+14{,}46}$$
$$= \tfrac{1}{3}(-0{,}91) - 0{,}70 \;\ldots\ldots\ldots = -1{,}00 \text{ mt.}$$

γ) Stiel 19.

Die Berechnung des Kopf- und Fußmomentes erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 18.

$$M_{19_{Kopf}} = +1{,}60 \text{ mt}, \quad M_{19_{Fuß}} = -1{,}46 \text{ mt.}$$

δ) Stiel 20.

Kopfmoment nach Gleichung (39):

$$M_{20_{Kopf}} = -\Delta X_O \frac{U_{20}}{U_{20}+U_{19}}$$
$$= -(-2{,}05)\frac{13{,}97}{13{,}97+14{,}46} \;\ldots = +1{,}01 \text{ mt,}$$

Fußmoment nach Gleichung (40):

$$M_{20_{Fuß}} = -\tfrac{1}{2}M_{20_{Kopf}} = -\tfrac{1}{2}\,1{,}01 \;\ldots\ldots = -0{,}51 \text{ mt.}$$

b2) Untersuchung für Laststellung *III*.

Nach der Zusammenstellung β ergeben sich für diesen Belastungsfall die Unterschiede ΔX der Stützmomente an einem Knoten wie folgt:

$$\boldsymbol{\Delta X = X_l - X_r};$$
$$\Delta X_B = X_{1_B} - X_{2_B} = -8{,}91 - (-9{,}92) = +1{,}01 \text{ mt,}$$
$$\Delta X_F = X_{4_F} - X_{5_F} = -7{,}99 - (-10{,}13) = +2{,}14 \;,,\;,$$
$$\Delta X_K = X_{7_K} - X_{8_K} = -7{,}53 - (-10{,}21) = +2{,}68 \;,,\;,$$
$$\Delta X_O = X_{10_O} - X_{11_O} = -7{,}22 - (-10{,}27) = +3{,}05 \;,,\;.$$

α) Stiel 17.

Kopfmoment nach Gleichung (35):

$$M_{17_{Kopf}} = -\Delta X_B - \frac{1}{3}\Delta X_F \frac{U_{17}}{U_{17}+U_{18}}$$
$$= -1{,}01 - \frac{1}{3}\,2{,}14\,\frac{8{,}50}{8{,}50+8{,}07}$$
$$= -1{,}01 - \tfrac{1}{3}\,1{,}1 \;\ldots\ldots\ldots = -1{,}38 \text{ mt,}$$

Fußmoment nach Gleichung (36):

$$M_{17_{Fuß}} = \frac{1}{3}\Delta X_B + \Delta X_F \frac{U_{17}}{U_{17}+U_{18}}$$
$$= \frac{1}{3}\,1{,}01 + 2{,}14\,\frac{8{,}50}{8{,}50+8{,}07}$$
$$= 0{,}34 + 1{,}1 \;\ldots\ldots\ldots\ldots = +1{,}44 \text{ mt.}$$

β) Stiel 18.

Kopfmoment nach Gleichung (37):

$$M_{18_{Kopf}} = -\Delta X_F \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{17}} - \frac{1}{3}\Delta X_K \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{19}}$$
$$= -2{,}14\,\frac{8{,}07}{8{,}07+8{,}50} - \frac{1}{3}\,2{,}68\,\frac{8{,}07}{8{,}07+14{,}46}$$
$$= -1{,}04 - \tfrac{1}{3}\,0{,}96 \;\ldots\ldots\ldots = -1{,}36 \text{ mt,}$$

Fußmoment nach Gleichung (38):

$$M_{18_{Fuß}} = \frac{1}{3}\Delta X_F \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{17}} + \Delta X_K \frac{U_{18}}{U_{18}+U_{19}}$$
$$= \frac{1}{3}\,2{,}14\,\frac{8{,}07}{8{,}07+8{,}50} + 2{,}68\,\frac{8{,}07}{8{,}07+14{,}46}$$
$$= \tfrac{1}{3}\,1{,}04 + 0{,}96 \;\ldots\ldots\ldots\ldots = +1{,}31 \text{ mt.}$$

γ) Stiel 19.

Die Berechnung des Kopf- und Fußmomentes erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 18.

$$M_{19_{Kopf}} = -2{,}24 \text{ mt}, \quad M_{19_{Fuß}} = +2{,}12 \text{ mt.}$$

δ) Stiel 20.

Kopfmoment nach Gleichung (39):

$$M_{20_{Kopf}} = -\Delta X_O \frac{U_{20}}{U_{20}+U_{19}}$$
$$= -3{,}05\,\frac{13{,}97}{13{,}97+14{,}46} \;\ldots\ldots = -1{,}51 \text{ mt,}$$

Fußmoment nach Gleichung (40):

$$M_{20_{Fuß}} = -\tfrac{1}{2}M_{20_{Kopf}} = -\tfrac{1}{2}(-1{,}51) \;\ldots = +0{,}76 \text{ mt.}$$

7. Normalkräfte der Stiele.

Die Auflagerkräfte, die durch die Riegel übertragen werden, sind wie folgt:

$$A_{\text{Feld } I} = q\,\frac{l_I}{2} = 2{,}7\,\frac{6{,}0}{2} = 8{,}1 \text{ t;}$$

$$A_{\text{Feld } II} = q\,\frac{l_{II}}{2} = 2{,}7\,\frac{7{,}0}{2} = 9{,}45 \text{ t.}$$

a) Normalkräfte der Außenstiele.

Zu den Auflagerdrücken der Riegel kommt das Stieleigengewicht und die Wandlast mit 0,5 t für 1,0 lfdm hinzu.

α) Stiel 13.

$$N_{13} = A_1 + P_{13_g} = 8{,}1 + 0{,}5 \cdot 3{,}8 \;\ldots\ldots\ldots 10{,}0 \text{ t.}$$

β) Stiel 14.

$$N_{14} = N_{13} + A_4 + P_{14_g} = 10{,}0 + 8{,}1 + 0{,}5 \cdot 4{,}0 = 20{,}1 \text{ t.}$$

γ) Stiel 15 und 16.

Die Berechnung der Normalkräfte für die Stiele 15 und 16 erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 14.

$$N_{15} = 30{,}2 \text{ t}; \quad N_{16} = 40{,}6 \text{ t.}$$

b) Normalkräfte der Innenstiele.

Zu den Auflagerdrücken der Riegel kommt das Stieleigengewicht mit 0,2 t für 1,0 lfdm hinzu.

Tafel 51. Querschnittsermittlung der Riegel und Stiele.

Stabbezeichnung		Größtmomente M mt	Größtnormalkräfte N t	Vorhanden: Querschnitte	Abstand der [-Träger cm	F cm²	W cm³	i_{min} cm	s_k cm	$\lambda = \frac{s_k}{i_{min}}$	ω	$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N\omega}{F}$ t/cm²
Riegel	1 bis 3	11,89	—	I 36	—	—	1090	—	—	—	—	1,09
	4 bis 12	11,53	—	I 34	—	—	923	—	—	—	—	1,25
Außenstiele	13 u. 25	2,32	10,0	][20	16,0	64,4	382	7,70	380	50	1,17	0,79
	14 u. 26	2,16	20,1						400	52	1,19	0,94
	15 u. 27	3,54	30,2	][24	16,0	84,6	600	9,22	400	43	1,12	0,99
	16 u. 28	2,33	40,6						460	50	1,17	0,95
Innenstiele	17 u. 21	1,61	18,31	][22	16,0	74,8	490	8,48	380	45	1,14	0,61
	18 u. 22	1,36	36,66						400	47	1,15	0,84
	19 u. 23	2,24	55,01	][26	16,0	96,6	742	9,99	400	40	1,10	0,93
	20 u. 24	1,51	73,48						460	46	1,14	1,07

α) Stiel 17.

$$N_{17} = A_1 + A_2 + P_{17_g} = 8{,}1 + 9{,}45 + 0{,}2 \cdot 3{,}8 = 18{,}31 \text{ t.}$$

β) Stiel 18.

$$N_{18} = N_{17} + A_4 + A_5 + P_{18}$$
$$= 18{,}31 + 8{,}10 + 9{,}45 + 0{,}2 \cdot 4{,}0 = 36{,}66 \text{ t.}$$

γ) Stiel 19 und 20.

Die Berechnung der Normalkräfte für die Stiele 19 und 20 erfolgt sinngemäß zu der vorhergehenden Berechnung des Stieles 18.

$$N_{19} = 55{,}01 \text{ t}; \quad N_{20} = 73{,}48 \text{ t.}$$

8. Querschnittsermittlung.

Alle Größtwerte der Momente und Normalkräfte sind in Tafel 51 angegeben; mit diesen Werten sind die Querschnitte in der Tafel ermittelt.

Hier ist zu bemerken, daß die nach den größten Stützmomenten ermittelten Querschnitte der Riegel in den Feldern durch die bedeutend geringeren Feldmomente bei weitem nicht ausgenutzt sind. Gemäß Abb. *f* in Tafel 50, die eine Darstellung der Momentengrenzwerte gibt, ist es bei geringfügigen Verstärkungen nach den Innenstielen zu möglich, einen weit geringeren Träger zu wählen (vgl. Teil 10).

Die Riegel der drei Felder werden zweckmäßig in zwei Teilen hergestellt; der Stoß liegt im mittleren Feld, und zwar etwa 1,4 m vom Innenstiel entfernt. An dieser Stelle ist das Moment ganz gering, so daß die Stoßdeckung günstig wird.

9. Durchbiegung des Riegels 5.

Die größte Durchbiegung ergibt sich in Riegelmitte; nach Tafel 47 Belastungsfall *a* wird:

$$\delta_{max} = \frac{l^2}{384\,EJ}\,[5\,q\,l^2 + 24\,(M_F + M_G)]$$
$$= \frac{700^2}{384 \cdot 2100 \cdot 15700}\,[5 \cdot 0{,}027 \cdot 700^2$$
$$+ 24\,(-1013 - 1013)] = 0{,}68 \text{ cm.}$$

Bei verschiedenen Trägheitsmomenten erfolgt die Bestimmung der Riegeldurchbiegung (rechnerisch wie zeichnerisch) nach Teil Ba, 5.

10. Bemerkungen.

Im Teil III, B, 6. Zahlenbeispiel, ist die Ausführung des Knotenpunktes *F* dargestellt, und zwar mit einem über den Auflagern verstärkten Querschnitt. Im Teil III, B, 7. Zahlenbeispiel, ist die Ausführung des Knotenpunktes *E* dargestellt.

3a. Drittes Zahlenbeispiel.

1. Allgemeines.

In diesem Beispiel soll das in Abb. 307 dargestellte Tragwerk einschließlich Windbelastung behandelt werden. Da der unterste Raum als Saal dienen soll und daher keine Innenstiele erhalten darf, sind dort Zweigelenkrahmen vorgesehen worden; in den oberen Geschossen sind dreifeldige Stockwerkrahmen angenommen.

Durch die große Steifigkeit des Zweigelenkrahmens können die Stiele des darüber liegenden Geschosses als fest eingespannt angenommen werden. Um unnötige Wiederholungen zu vermeiden, ist das Beispiel so gewählt worden, daß die oberen Geschosse in Form des dreifeldigen Stockwerkrahmens genau denen des im vorigen Beispiel behandelten Stockwerkrahmens entsprechen; da die Stiele dort ebenfalls unten eingespannt sind, so können als Belastung des Zweigelenkrahmens nicht nur die lotrechten Belastungen, sondern auch die Einspannmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast des vorigen Beispieles hier eingesetzt werden.

Alle Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abb. 307 hervor.

Für die oberen Geschosse sind die Größen w und U aus der Zusammenstellung α in der Tafel 50 ersichtlich.

Für den Zweigelenkrahmen im untersten Geschoß wird der Riegel 29 aus einem Nietträger von 1200 mm Bauhöhe mit $J = 1\,900\,000\ \text{cm}^4$ und die Stiele 30 und 31 aus je zwei Nietträgern von 800 mm Bauhöhe mit $J = 1\,200\,000\ \text{cm}^4$ gewählt.

2. Untersuchung des oberen dreifeldigen Tragwerkteiles infolge der lotrecht wirkenden Belastung (Eigengewicht und Nutzlast).

Der obere Tragwerkteil in Form eines dreifeldigen Stockwerkrahmens ist für die Belastung infolge Eigengewicht und Nutzlast im vorangehenden zweiten Beispiel untersucht.

3. Untersuchung des oberen dreifeldigen Tragwerkteiles infolge der Windbelastung.

Die Berechnung erfolgt nach drei verschiedenen Verfahren. Die Knotenlasten infolge der Windlast sind in der Abb. 307 eingetragen.

a) Berechnung der Windmomente nach dem im Teil II, Ba, 4 gegebenen angenäherten Verfahren.

α) Kopf- und Fußmomente der Stiele infolge Windlast.

Die Kopf- und Fußmomente der Stiele werden nach Gleichung (42) bestimmt:

$$\pm M_{\text{Kopf}} = \mp M_{\text{Fuß}} = \frac{\Sigma H h}{2n} = \frac{\Sigma H h}{8}.$$

Die Werte für ΣH ergeben sich wie folgt:

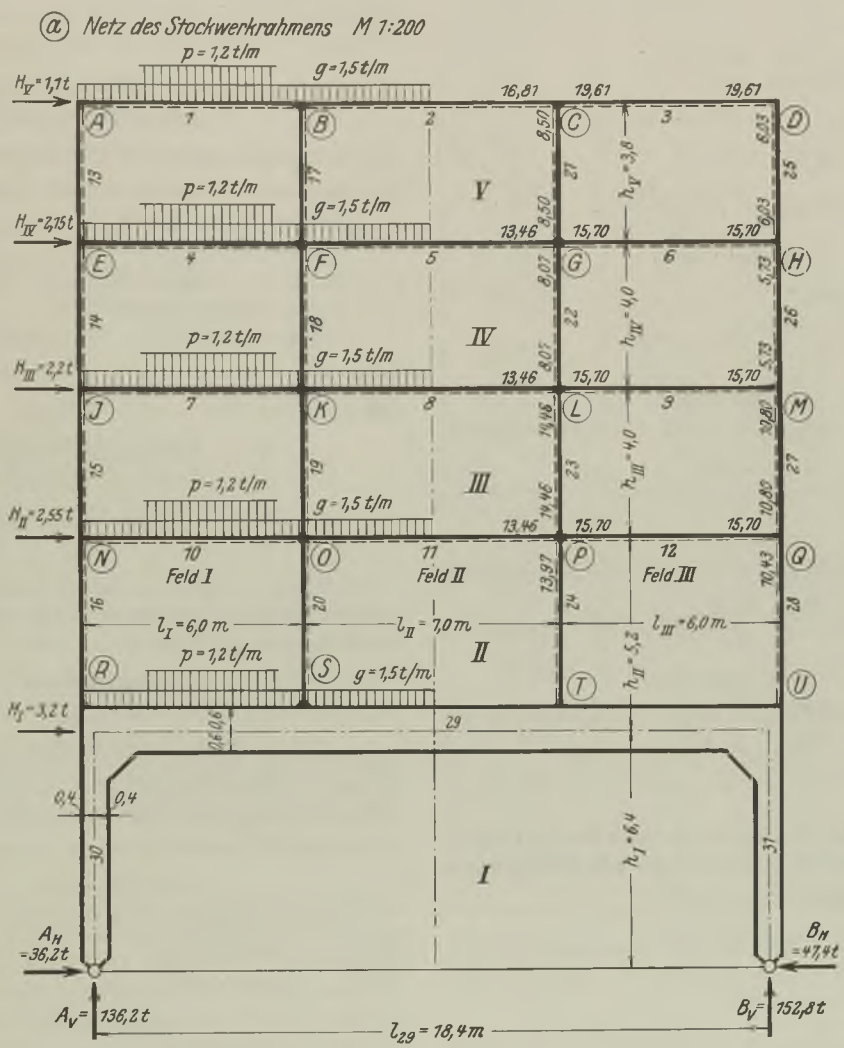


Abb. 307.

Stiel 13 u. 17: $\Sigma H_A = H_V \ldots\ldots\ldots\ldots = 1{,}10$ t

,, 14 u. 18: $\Sigma H_E = H_V + H_{IV} = 1{,}10 + 2{,}15 = 3{,}25$,,

,, 15 u. 19: $\Sigma H_J = \Sigma H_E + H_{III} = 3{,}25 + 2{,}20 = 5{,}45$,,

,, 16 u. 20: $\Sigma H_N = \Sigma H_J + H_{II} = 5{,}45 + 2{,}55 = 8{,}00$,,

1) Stiele 13 und 17.

$$\pm M_{13_{\text{Kopf}}} = \mp M_{13_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_A h_V}{8} = \frac{1{,}10 \cdot 3{,}8}{8} = 0{,}52 \text{ mt.}$$

2) Stiele 14 und 18.

$$\pm M_{14_{\text{Kopf}}} = \mp M_{14_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_E h_{IV}}{8} = \frac{3{,}25 \cdot 4{,}0}{8} = 1{,}63 \text{ mt.}$$

3) Stiele 15 und 19.

$$\pm M_{15_{\text{Kopf}}} = \mp M_{15_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_J h_{III}}{8} = \frac{5{,}45 \cdot 4{,}0}{8} = 2{,}73 \text{ mt.}$$

4) Stiele 16 und 20.

$$\pm M_{16_{\text{Kopf}}} = \mp M_{16_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H_N h_{II}}{8} = \frac{8{,}00 \cdot 5{,}2}{8} = 5{,}20 \text{ mt.}$$

β) Riegelstützmomente infolge Windlast.

Die Riegelstützmomente werden nach den Gleichungen (44) und (45) bestimmt;

an den Außenstielen wird

$$\pm M_{\text{außen}} = M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}};$$

an den Innenstielen wird

$$\pm M_{\text{innen}} = \frac{M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}}{2}.$$

1) Riegel 1 und 2.

$$\pm M_{1_A} = 0 - M_{13_{\text{Kopf}}} \ldots\ldots\ldots\ldots = 0{,}52 \text{ mt,}$$

$$\pm M_{1_B} = \pm M_{2_B} = \frac{0 - M_{17_{\text{Kopf}}}}{2} = \frac{0{,}52}{2} \ldots = 0{,}26 \text{ ,,.}$$

2) Riegel 4 und 5.

$$\pm M_{4_A} = M_{13_{\text{Fuß}}} - M_{14_{\text{Kopf}}} = -0{,}52 - (+1{,}63) = 2{,}15 \text{mt,}$$

$$\pm M_{4_F} = \pm M_{5_F} = \frac{M_{17_{\text{Fuß}}} - M_{18_{\text{Kopf}}}}{2} = \frac{2{,}15}{2} = 1{,}08 \text{ ,,.}$$

3) Riegel 7 und 8.

$$\pm M_{7_J} = M_{14_{\text{Fuß}}} - M_{15_{\text{Kopf}}} = -1{,}63 - (+2{,}73) = 4{,}36 \text{ mt,}$$

$$\pm M_{7_K} = \pm M_{8_K} = \frac{M_{18_{\text{Fuß}}} - M_{19_{\text{Kopf}}}}{2} = \frac{4{,}36}{2} = 2{,}18 \text{ ,,.}$$

4) Riegel 10 und 11.

$$\pm M_{10_N} = M_{15_{\text{Fuß}}} - M_{16_{\text{Kopf}}} = -2{,}73 - (+5{,}20) = 7{,}93 \text{ mt,}$$

$$\pm M_{10_O} = \pm M_{11_O} = \frac{M_{19_{\text{Fuß}}} - M_{20_{\text{Kopf}}}}{2} = \frac{7{,}93}{2} = 3{,}97 \text{ ,,.}$$

b) Berechnung der Windmomente nach dem in Tafel 45 gegebenen Verfahren mit Annahme von Mittelwerten.

Als mittlere Feldweite wird

$$l = \frac{l_I + l_{II}}{2} = \frac{6{,}0 + 7{,}0}{2} = 6{,}5 \text{ m}$$

eingesetzt (vgl. Abb. 307).

α) Momente an den Knotenpunkten A und B infolge Windlast.

J = Trägheitsmoment der Riegel 1 bis 3 = 19610 cm⁴,

J_u = mittleres Trägheitsmoment der unteren Stiele 13 und 17

$= (3820 + 5380)\,\frac{1}{2} \ldots\ldots\ldots = 4600 \text{ cm}^4;$

$$\Sigma H_o = 0, \quad \Sigma H = H_V = 1{,}10 \text{ t};$$

$$k_o = 0;$$

$$k_u = \frac{w}{2\,w_u} = \frac{J}{J_u}\,\frac{\frac{1}{2}h_u}{l} = \frac{19610}{4600}\,\frac{\frac{1}{2}3{,}8}{6{,}5} = 1{,}25.$$

Die Werte μ_u für $k_u = 1{,}25$ ergeben sich für die verschiedenen Momente aus der Tafel 45.

1) Riegelstützmomente.

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u = 1{,}10\,\tfrac{1}{2}\,3{,}8\,\mu_u = 2{,}09\,\mu_u,$$

$\pm M_{1_A} = 2{,}09 \cdot 0{,}219 \ldots\ldots\ldots\ldots = 0{,}46$ mt

$\pm M_{1_B} = 2{,}09 \cdot 0{,}167 \ldots\ldots\ldots\ldots = 0{,}35$,,

$\pm M_{2_B} = 2{,}09 \cdot 0{,}114 \ldots\ldots\ldots\ldots = 0{,}24$,,

2) Stielkopfmomente.

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u = 1{,}10\,\tfrac{1}{2}\,3{,}8\,\mu_u = 2{,}09\,\mu_u,$$

$\pm M_{13_{\text{Kopf}}} = 2{,}09 \cdot 0{,}219 \ldots\ldots\ldots = 0{,}46$ mt

$\pm M_{17_{\text{Kopf}}} = 2{,}09 \cdot 0{,}281 \ldots\ldots\ldots = 0{,}59$,,

β) Momente an den Knotenpunkten E und F infolge Windlast.

J = Trägheitsmoment der Riegel 4 bis 6 = 15700 cm⁴,

J_o = mittleres Trägheitsmoment der oberen Stiele 13 und 17

$= (3820 + 5380)\,\frac{1}{2} \ldots\ldots\ldots = 4600 \text{ cm}^4,$

J_u = mittleres Trägheitsmoment der unteren Stiele 14 und 18

$= (3820 + 5380)\,\frac{1}{2} \ldots\ldots\ldots = 4600 \text{ cm}^4;$

$\Sigma H_o = H_V \ldots\ldots\ldots\ldots = 1{,}10$ t,

$\Sigma H = \Sigma H_o + H_{IV} = 1{,}10 + 2{,}15 \ldots = 3{,}25$,,;

$$k_o = \frac{w}{2\,w_o} = \frac{J}{J_o}\,\frac{\frac{1}{2}h_o}{l} = \frac{15700}{4600}\,\frac{\frac{1}{2}3{,}8}{6{,}5} = 1{,}0,$$

$$k_u = \frac{w}{2\,w_u} = \frac{J}{J_u}\,\frac{\frac{1}{2}h_u}{l} = \frac{15700}{4600}\,\frac{\frac{1}{2}4{,}0}{6{,}5} = 1{,}05.$$

Die Werte μ_o bzw. μ_u für k_o bzw. k_u (beide abgerundet auf 1,0) ergeben sich für die verschiedenen Momente aus der Tafel 45.

1) Riegelstützmomente.

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H_o\,\tfrac{1}{2}\,h_o\,\mu_o + \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u$$
$$= 1{,}10\,\tfrac{1}{2}\,3{,}8\,\mu_o + 3{,}25\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_u = 2{,}09\,\mu_o + 6{,}5\,\mu_u,$$

$\pm M_{4_E} = (2{,}09 + 6{,}5)\,0{,}214 \ldots\ldots\ldots = 1{,}84$ mt

$\pm M_{4_F} = (2{,}09 + 6{,}5)\,0{,}167 \ldots\ldots\ldots = 1{,}44$,,

$\pm M_{5_F} = (2{,}09 + 6{,}5)\,0{,}119 \ldots\ldots\ldots = 1{,}02$,,

2) Stielfußmomente.

$$M_{\text{Fuß}} = \Sigma H_o\,\tfrac{1}{2}\,h_o\,\mu_o = 1{,}10\,\tfrac{1}{2}\,3{,}8\,\mu_o = 2{,}09\,\mu_o,$$

$\pm M_{13_{\text{Fuß}}} = 2{,}09 \cdot 0{,}214 \ldots\ldots\ldots = 0{,}45$ mt

$\pm M_{17_{\text{Fuß}}} = 2{,}09 \cdot 0{,}286 \ldots\ldots\ldots = 0{,}60$,,

3) Stielkopfmomente.

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u = 3{,}25\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_u = 6{,}5\,\mu_u,$$

$\pm M_{14_{\text{Kopf}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}214 \ldots\ldots\ldots = 1{,}39$ mt

$\pm M_{18_{\text{Kopf}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}286 \ldots\ldots\ldots = 1{,}86$,,

γ) Momente an den Knotenpunkten J und K infolge Windlast.

J = Trägheitsmoment der Riegel 7 bis 9 = 15700 cm⁴,

J_o = mittleres Trägheitsmoment der oberen Stiele 14 und 18

$= (3820 + 5380)\,\frac{1}{2} \ldots\ldots\ldots = 4600 \text{ cm}^4,$

J_u = mittleres Trägheitsmoment der unteren Stiele 15 und 19
$= (7200 + 9640)\,\frac{1}{2}$ . . . . . $= 8420\ \text{cm}^4$;

$\Sigma H_o = H_V + H_{IV} = 1{,}10 + 2{,}15$ . . . . $= 3{,}25$ t

$\Sigma H = \Sigma H_o + H_{III} = 3{,}25 + 2{,}20$ . . . $= 5{,}45$ „

$$k_o = \frac{w}{2\,w_o} = \frac{J}{J_o}\,\frac{\frac{1}{2}\,h_o}{l} = \frac{15700}{4600}\,\frac{\frac{1}{2}\,4{,}0}{6{,}5} = 1{,}05,$$

$$k_u = \frac{w}{2\,w_u} = \frac{J}{J_u}\,\frac{\frac{1}{2}\,h_u}{l} = \frac{15700}{8420}\,\frac{\frac{1}{2}\,4{,}0}{6{,}5} = 0{,}57$$

Die Werte μ_o für k_o (abgerundet auf 1,0) und μ_u für k_u (abgerundet auf 0,6) ergeben sich für die verschiedenen Momente aus der Tafel 45.

1) Riegelstützmomente.

$$M_{\text{Riegel}} = \Sigma H_o\,\tfrac{1}{2}\,h_o\,\mu_o + \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u$$
$$= 3{,}25\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_o + 5{,}45\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_u = 6{,}5\,\mu_o + 10{,}9\,\mu_u$$

$\pm M_{7_J} = 6{,}5 \cdot 0{,}214 + 10{,}9 \cdot 0{,}204$ . . . . $= 3{,}61$ mt

$\pm M_{7_K} = 6{,}5 \cdot 0{,}167 + 10{,}9 \cdot 0{,}167$ . . . . $= 2{,}90$ „

$\pm M_{8_K} = 6{,}5 \cdot 0{,}119 + 10{,}9 \cdot 0{,}129$ . . . . $= 2{,}18$ „

2) Stielfußmomente.

$$M_{\text{Fuß}} = \Sigma H_o\,\tfrac{1}{2}\,h_o\,\mu_o = 3{,}25\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_o = 6{,}5\,\mu_o$$

$\pm M_{14_{\text{Fuß}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}214$ . . . . . $= 1{,}39$ mt

$\pm M_{18_{\text{Fuß}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}286$ . . . . . $= 1{,}86$ „

3) Stielkopfmomente.

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H\,\tfrac{1}{2}\,h_u\,\mu_u = 5{,}45\,\tfrac{1}{2}\,4{,}0\,\mu_u = 10{,}9\,\mu_u$$

$\pm M_{15_{\text{Kopf}}} = 10{,}9 \cdot 0{,}204$ . . . . . $= 2{,}22$ mt

$\pm M_{19_{\text{Kopf}}} = 10{,}9 \cdot 0{,}296$ . . . . . $= 3{,}22$ „

δ) Momente an den Knotenpunkten N und O infolge Windlast.

Die Berechnung erfolgt sinngemäß wie vor. In der Tafel 52 sind sämtliche Windmomente eingetragen.

c) Berechnung der Windmomente nach dem in Tafel 45 gegebenen Verfahren mit Berücksichtigung der verschiedenen Feldweiten und Trägheitsmomente.

Dieses Verfahren ergibt die besten Annäherungswerte.

Für die Randknoten wird zunächst das Stielfußmoment $M_{\text{Fuß}}$ und das Stielkopfmoment M_{Kopf} wie in der Tafel 45 angegeben berechnet. Das Riegeleckmoment ist dann einfach $M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}$.

Für die Innenknoten werden die Werte k_o und k_u aus den Mittelwerten der links und rechts vom betrachteten Knoten anschließenden Felder berechnet. Damit ergibt sich zunächst das Stielfußmoment $M_{\text{Fuß}}$ und das Stielkopfmoment M_{Kopf}. Die Momente der anschließenden Riegel ergeben sich dann einfach aus dem Wert $M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}$, indem dieser Wert auf die Riegel im Verhältnis ihrer Übergangszahlen verteilt wird.

Es sollen nur die Momente der Knotenpunkte J und K ermittelt werden. Die Momente für die anderen Knoten können ohne weiteres in sinngemäßer Weise bestimmt werden. In der Tafel 52 sind sämtliche Windmomente zusammengestellt.

Tafel 52. Windmomente in mt für den oberen dreifeldigen Tragwerkteil.

	Momenten-Bezeichnung	Windmomente mit Hilfe des angenäherten Verfahrens nach Teil II, Ba, 4	Windmomente mit Hilfe des Verfahrens nach Tafel 45 mit Annahme von Mittelwerten	Windmomente mit Hilfe des Verfahrens nach Tafel 45 mit Berücksichtigung der verschiedenen Feldweiten und Trägheitsmomente
Riegel	M_{1_A}	0,52	0,46	0,46
	M_{1_B}	0,26	0,35	0,35
	M_{2_B}	0,26	0,24	0,25
	M_{4_E}	2,15	1,84	1,89
	M_{4_F}	1,08	1,44	1,33
	M_{5_F}	1,08	1,02	1,14
	M_{7_J}	4,36	3,61	3,69
	M_{7_K}	2,18	2,90	2,76
	M_{8_K}	2,18	2,18	2,37
	M_{10_N}	7,93	6,55	6,72
	M_{10_O}	3,97	5,28	5,08
	M_{11_O}	3,97	4,02	4,36
Außenstiele	$M_{13_{\text{Kopf}}}$	0,52	0,46	0,46
	$M_{13_{\text{Fuß}}}$	0,52	0,45	0,46
	$M_{14_{\text{Kopf}}}$	1,63	1,39	1,43
	$M_{14_{\text{Fuß}}}$	1,63	1,39	1,42
	$M_{15_{\text{Kopf}}}$	2,73	2,22	2,27
	$M_{15_{\text{Fuß}}}$	2,73	2,22	2,27
	$M_{16_{\text{Kopf}}}$	5,20	4,33	4,45
	$M_{16_{\text{Fuß}}}$	5,20	4,33	4,45
Innenstiele	$M_{17_{\text{Kopf}}}$	0,52	0,59	0,60
	$M_{17_{\text{Fuß}}}$	0,52	0,60	0,61
	$M_{18_{\text{Kopf}}}$	1,63	1,86	1,86
	$M_{18_{\text{Fuß}}}$	1,63	1,86	1,86
	$M_{19_{\text{Kopf}}}$	2,73	3,22	3,27
	$M_{19_{\text{Fuß}}}$	2,73	3,22	3,27
	$M_{20_{\text{Kopf}}}$	5,20	6,07	6,17
	$M_{20_{\text{Fuß}}}$	5,20	6,07	6,17

α) Momente an dem Knoten J infolge Windlast.

w_7 nach Tafel 50 . . . . . $= 26{,}17$

w_{14} „ „ 50 . . . . . $= 9{,}55$

w_{15} „ „ 50 . . . . . $= 18{,}00$

$\Sigma H_o = H_V + H_{IV} = 1{,}10 + 2{,}15$ . . . . . $= 3{,}25$ t

$\Sigma H = \Sigma H_o + H_{III} = 3{,}25 + 2{,}20$ . . . . . $= 5{,}45$ t

$$k_o = \frac{w_7}{2\,w_{14}} = \frac{26{,}17}{2 \cdot 9{,}55} = 1{,}37,$$

$$k_u = \frac{w_7}{2\,w_{15}} = \frac{26{,}17}{2 \cdot 18{,}0} = 0{,}73.$$

Die Werte μ_o für k_o (abgerundet auf 1,25) und μ_u für k_u (abgerundet auf 0,75) ergeben sich aus der Tafel 45.

1) Stielfußmoment.

$$M_{\text{Fuß}} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o = 3{,}25 \tfrac{1}{2} 4{,}0 \mu_o = 6{,}5 \mu_o$$

$$\pm M_{14_{\text{Fuß}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}219 = 1{,}42 \text{ mt.}$$

2) Stielkopfmoment.

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H \tfrac{1}{2} h_u \mu_u = 5{,}45 \tfrac{1}{2} 4{,}0 \mu_u = 10{,}9 \mu_u$$

$$\pm M_{15_{\text{Kopf}}} = 10{,}9 \cdot 0{,}208 = 2{,}27 \text{ mt}$$

3) Riegelmoment.

$$\pm M_{\text{Riegel}} = M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}$$

$$\pm M_{7_J} = M_{14_{\text{Fuß}}} - M_{15_{\text{Kopf}}} = -1{,}42 - (+2{,}27) = 3{,}69 \text{ mt}$$

β) Momente an dem Knoten K infolge Windlast.

$$\left.\begin{array}{ll} w_7 = 26{,}17, & w_8 = 22{,}43 \\ w_{18} = 13{,}45, & w_{19} = 24{,}10 \end{array}\right\} \text{nach Tafel 50}$$

$$\Sigma H_o = 3{,}25 \text{ t}; \quad \Sigma H = 5{,}45 \text{ t};$$

$$k_o = \frac{\frac{w_7 + w_8}{2}}{2 w_{18}} = \frac{26{,}17 + 22{,}43}{4 \cdot 13{,}45} = 0{,}9$$

$$k_u = \frac{\frac{w_7 + w_8}{2}}{2\, w_{19}} = \frac{26{,}17 + 22{,}43}{4 \cdot 24{,}10} = 0{,}5.$$

Die Werte μ_o für k_o (abgerundet auf 1,0) und μ_u für k_u (0,5) ergeben sich aus der Tafel 45.

1) Stielfußmoment.

$$M_{\text{Fuß}} = \Sigma H_o \tfrac{1}{2} h_o \mu_o = 3{,}25 \tfrac{1}{2} 4{,}0 \mu_o = 6{,}5 \mu_o$$

$$\pm M_{18_{\text{Fuß}}} = 6{,}5 \cdot 0{,}286 = 1{,}86 \text{ mt}$$

2) Stielkopfmoment.

$$M_{\text{Kopf}} = \Sigma H \tfrac{1}{2} h_u \mu_u = 5{,}45 \tfrac{1}{2} 4{,}0 \mu_u = 10{,}9 \mu_u$$

$$\pm M_{19_{\text{Kopf}}} = 10{,}9 \cdot 0{,}3 = 3{,}27 \text{ mt}$$

3) Riegelmomente.

Das Stielfuß- und das Stielkopfmoment werden auf die beiden Riegelstäbe 7 und 8 im Verhältnis ihrer w-Werte verteilt.

$$\pm M_{7_K} = (M_{18_{\text{Fuß}}} - M_{19_{\text{Kopf}}}) \frac{w_7}{w_7 + w_8}$$

$$= [-1{,}86 - (+3{,}27)] \frac{26{,}17}{26{,}17 + 22{,}43} = 2{,}76 \text{ mt};$$

$$\pm M_{8_K} = (M_{18_{\text{Fuß}}} - M_{19_{\text{Kopf}}}) \frac{w_8}{w_7 + w_8}$$

$$= [-1{,}86 - (+3{,}27)] \frac{22{,}43}{26{,}17 + 22{,}43} = 2{,}37 \text{ mt},$$

d) Berechnung der Normalkräfte infolge der Windlast.

Zur Bestimmung der Normalkräfte werden die im Teil b ermittelten Windmomente benutzt.

1) Riegel.

Die Riegel erhalten durch die Windbelastung nur geringe Normalkräfte, so daß sie vernachlässigt werden können (vgl. Teil B a, 4, a).

2) Stiele.

Die Berechnung erfolgt nach Gleichung (48); da die Stützmomente in einem Felde stets entgegengesetzte Vorzeichen aufweisen, so können sie gemäß der Gleichung einfach ohne Berücksichtigung des Vorzeichens wie folgt addiert werden:

$$\pm N = N_o + \frac{+M_{I_l} - M_{I_r}}{l_I} + \frac{-M_{II_l} + M_{II_r}}{l_{II}}$$

$$= N_o + \frac{+M_{I_l} - (-M_{I_r})}{l_I} + \frac{-(+M_{II_l}) + (-M_{II_r})}{l_{II}}$$

$$= N_o + \frac{M_{I_l} + M_{I_r}}{l_I} - \frac{M_{II_l} + M_{II_r}}{l_{II}}.$$

Außenstiele:

$$\pm N_{13} = N_o + \frac{M_{1_A} + M_{1_B}}{l_I} = 0 + \frac{0{,}46 + 0{,}35}{6{,}0} = 0{,}14 \text{ t}$$

$$\pm N_{14} = N_{13} + \frac{M_{4_E} + M_{4_F}}{l_I} = 0{,}14 + \frac{1{,}84 + 1{,}44}{6{,}0} = 0{,}69 \text{ ,,}$$

$$\pm N_{15} = N_{14} + \frac{M_{7_J} + M_{7_K}}{l_I} = 0{,}69 + \frac{3{,}61 + 2{,}90}{6{,}0} = 1{,}77 \text{ ,,}$$

$$\pm N_{16} = N_{15} + \frac{M_{10_N} + M_{10_O}}{l_I} = 1{,}77 + \frac{6{,}55 + 5{,}28}{6{,}0} = 3{,}74 \text{ ,,}$$

Innenstiele:

$$\pm N_{17} = N_o + \frac{M_{1_A} + M_{1_B}}{l_I} - \frac{M_{2_B} + M_{2_C}}{l_{II}}$$

$$= 0 + \frac{0{,}46 + 0{,}35}{6{,}0} - \frac{0{,}24 + 0{,}24}{7{,}0} = 0{,}07 \text{ t}$$

$$\pm N_{18} = 0{,}07 + \frac{1{,}84 + 1{,}44}{6{,}0} - \frac{1{,}02 + 1{,}02}{7{,}0} = 0{,}33 \text{ ,,}$$

$$\pm N_{19} = 0{,}33 + \frac{3{,}61 + 2{,}90}{6{,}0} - \frac{2{,}18 + 2{,}18}{7{,}0} = 0{,}79 \text{ ,,}$$

$$\pm N_{20} = 0{,}79 + \frac{6{,}55 + 5{,}28}{6{,}0} - \frac{4{,}02 + 4{,}02}{7{,}0} = 1{,}61 \text{ ,,}$$

Die Normalkräfte können auch unmittelbar aus der Zahlensumme aller Stützmomente der oberhalb des betrachteten Stieles anschließenden Riegel berechnet werden, so wird z. B. (vgl. Gleichung 49):

$$\pm N_{16} = (M_{1_A} + M_{1_B} + M_{4_E} + M_{4_F} + M_{7_J} + M_{7_K} + M_{10_N} + M_{10_O}) \frac{1}{l_I}$$

$$= (0{,}46 + 0{,}35 + 1{,}84 + 1{,}44 + 3{,}61 + 2{,}90 + 6{,}55 + 5{,}28) \frac{1}{6{,}0} \quad \ldots\ldots = 3{,}74 \text{ t},$$

$$\pm N_{20} = N_{16} - (M_{2_B} + M_{5_F} + M_{8_K} + M_{11_O}) \frac{2}{l_{II}}$$

$$= 3{,}74 - (0{,}24 + 1{,}02 + 2{,}18 + 4{,}02) \frac{2}{7{,}0}$$

$$= 3{,}74 - 2{,}13 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 1{,}61 \text{ t}.$$

4. Untersuchung des Zweigelenkrahmens infolge der lotrecht wirkenden Belastung

(Eigengewicht und Nutzlast).

Da der Zweigelenkrahmen spiegelgleich ist und spiegelgleiche Belastung vorliegt (Abb. 308), kann er

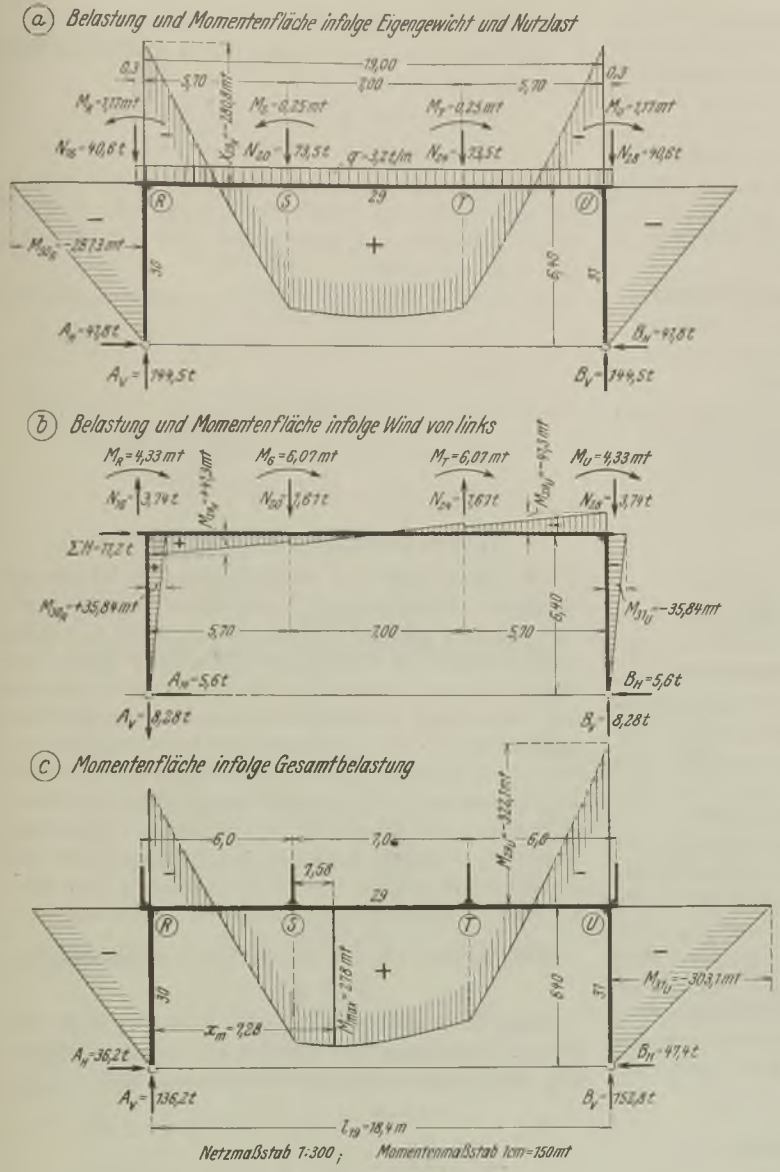


Abb. 308.

nach dem im Teil Ba, 2 gegebenen Verfahren (Stockwerkrahmen) untersucht werden (vgl. Teil C und Betrachtungen zum vorliegenden Beispiel).

a) Belastungen für Vollast.

(Laststellung I und III gemäß Tafel 50.)

Gleichmäßig verteilte Last:

Decke und Nutzlast $1{,}2 + 1{,}5 = 2{,}7$ t/m
Eigengewicht des Riegels $= 0{,}5$ „
Gesamtlast $q = 3{,}2$ t/m.

Einzellasten durch die Stiele:

$N_{16} = N_{28} = 40{,}6\,\text{t}; \quad N_{20} = N_{24} = 73{,}48 = \backsim 73{,}5\,\text{t}.$

Einspannmomente der Stiele:
(nach Tafel 50, Abb. *g*)

$M_{R_{\text{linksdrehend}}} = M_{U_{\text{rechtsdrehend}}} = 1{,}17\,\text{mt};$

$M_{S_{\text{linksdrehend}}} = M_{T_{\text{rechtsdrehend}}} = +0{,}76 - 0{,}51 = 0{,}25\,\text{mt}.$

b) Werte w, $\ddot{U}$, $\frac{6\mathfrak{A}}{l}$ und $\frac{6\mathfrak{B}}{l}$.

α) Vereinfachte Trägheitsmomente w.

$$w_{29} = \frac{J_{29}}{l_{29}} = \frac{1\,900\,000}{1840} = 1033;$$

$$w_{30} = w_{31} = \frac{J_{30}}{l_{30}} = \frac{1\,200\,000}{640} = 1875.$$

β) Übergangszahlen $\ddot{U}$.

$$\ddot{U}_{30} = \ddot{U}_{31} = 0{,}5 \cdot 1875 = 937{,}5$$

(Einspanngrad *a*).

γ) Belastungsglieder.

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} \text{ und } \frac{6\mathfrak{B}}{l}.$$

Belastungsglieder (nach Tafel 4: Belastungsfälle *h* und *c*; nach Tafel 44: Belastungsfälle *d* und *i*, beide mit entgegengesetzter Momentwirkung):

$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{3{,}2 \cdot 18{,}4^2}{4}$$
$$+ 3 \cdot 73{,}5 \cdot 5{,}7\left(1 - \frac{5{,}7}{18{,}4}\right)$$
$$- 3 \cdot 0{,}25\,\frac{7{,}0}{18{,}4}$$
$$- 3\left(1{,}17 + 40{,}6 \cdot 0{,}30 + 3{,}2\,\frac{0{,}3^2}{2}\right)$$
$$= 270{,}85 + 867{,}23 - 0{,}28 - 40{,}47$$
$$= 1097{,}33 = \backsim 1097\,\text{mt}.$$

c) Bestimmung der Riegelstützmomente.

Nach Gleichung (17) wird

$$X_{29_R} = X_{29_U} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}}{l}}{3 + \frac{w_{29}}{\Sigma \ddot{U}_{29}}};$$

Hier ist $\Sigma \ddot{U}_{29} = \ddot{U}_{30_R} = 937{,}5$; $\ddot{U}_{16_R} = 10{,}43$ wird wegen ihrer Geringfügigkeit vernachlässigt.

Die entsprechenden Werte in obige Gleichung eingesetzt ergibt:

$$X_{29_R} = X_{29_U} = -\frac{1097}{3 + \frac{1033}{937{,}5}} = -267{,}3\,\text{mt}.$$

Zu dem Stützmoment kommt noch das folgende Kragmoment infolge M_R, N_{16} und q hinzu:

$$M_{\text{Kragmoment}} = -1{,}17 - 40{,}6 \cdot 0{,}3 - 3{,}2\,\frac{0{,}3^2}{2}$$
$$= -13{,}49\,\text{mt},$$

$$M_{29_R} = X_{29_R} + M_{\text{Kragmoment}}$$
$$= -267{,}3 - 13{,}49 = -280{,}79 = \backsim -280{,}8\,\text{mt}.$$

d) Bestimmung der Stielmomente.

$$M_{30_R} = M_{31_U} = M_{29_R} - M_{\text{Kragmoment}}$$
$$= -280{,}8 - (-13{,}49) = -267{,}3\,\text{mt};$$

$$M_{30_{\text{Fuß}}} = M_{31_{\text{Fuß}}} = 0.$$

e) Bestimmung der Auflagerkräfte.

$$A_V = B_V = \frac{3{,}2 \cdot 10{,}0}{2} + 73{,}5 + 40{,}6 = 144{,}5\ \mathrm{t};$$

$$A_H = B_H = \frac{M_{30_R}}{h_I} = \frac{267{,}3}{6{,}4} = 41{,}8\ \mathrm{t}.$$

Da die Momentwirkungen spiegelgleich zur Tragwerkmitte sind, haben sie keinen Einfluß auf die lotrechten Auflagerdrücke.

5. Untersuchung des Zweigelenkrahmens infolge Windlast.

a) Belastungen (nach Teil 3).

H_R wagerecht am Eckpunkt angreifend:

$$H_R = \Sigma H = 1{,}10 + 2{,}15 + 2{,}20 + 2{,}55 + 3{,}20 = 11{,}20\ \mathrm{t}.$$

Einzellasten durch die Stiele:

$$N_{16} = -3{,}74\ \mathrm{t}; \qquad N_{28} = +3{,}74\ \mathrm{t};$$
$$N_{20} = +1{,}61\ \mathrm{t}; \qquad N_{24} = -1{,}61\ \mathrm{t}.$$

Einspannmomente der Stiele:

$$M_{R_{\text{rechts drehend}}} = M_{U_{\text{rechts drehend}}} = 4{,}33\ \mathrm{mt};$$
$$M_{S_{\text{rechts drehend}}} = M_{T_{\text{rechts drehend}}} = 6{,}07\ \mathrm{mt}.$$

b) Ermittlung der Auflager- Unbekannten.

Da bei der Winduntersuchung des Zweigelenkrahmens die Belastung nicht spiegelgleich ist, kommt das in Band I, zweiter Abschnitt, Teil Ic, C gegebene Verfahren, bei dem als Unbekannte die wagerechte Gelenkkraft B_H eingeführt wird, zur Anwendung.

Die Berechnung vereinfacht sich aber dadurch, daß bei allen angreifenden Momenten und Lotrechtlasten $\mathfrak{F}$ = Null wird (vgl. Tafel 44: Belastungsfall *c* für M_S und M_T; Belastungsfall *e* für N_{20} und N_{24}; Belastungsfall *h* für M_R, M_U, N_{16} und N_{28}). Es bleibt somit zur Bestimmung von X nur die wagerechte Kraft H_R übrig; da diese sich jedoch auf beide Auflagergelenke gleichmäßig verteilt, so können nunmehr unmittelbar sämtliche Auflagerkräfte und damit alle anderen Werte bestimmt werden.

c) Bestimmung der Auflagerkräfte.

$$A_V = B_V = [11{,}2 \cdot 6{,}4 + 3{,}74 \cdot 19{,}0 - 1{,}61 \cdot 7{,}0 + 2\,(4{,}33 + 6{,}07)]\,\frac{1}{18{,}40} \quad \ldots\ldots\ldots = 8{,}28\ \mathrm{t},$$

$$A_H = B_H = 11{,}2\,\tfrac{1}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 5{,}60\ ,,$$

d) Bestimmung der Momente.

$$M_{30_R} = -M_{31_U} = 5{,}6 \cdot 6{,}4 \quad \ldots\ldots\ldots = 35{,}84\ \mathrm{mt},$$

$$M_{29_R} = -M_{29_U} = M_{30_R} + M_{\text{Kragmoment}}$$
$$= 35{,}84 + 4{,}33 + 3{,}74 \cdot 0{,}3 \quad \ldots\ldots = 41{,}3\ \mathrm{mt}.$$

6. Untersuchung des Zweigelenkrahmens infolge Gesamtbelastung.

a) Auflagerkräfte.

$$A_V = 144{,}5 - 8{,}28 = 136{,}2\ \mathrm{t}$$
$$A_H = 41{,}8 - 5{,}6 = 36{,}2\ ,,$$
$$B_V = 144{,}5 + 8{,}28 = 152{,}8\ ,,$$
$$B_H = 41{,}8 + 5{,}6 = 47{,}4\ ,,$$

b) Momente.

Bei Windwirkung von links ergibt sich das größte Eckmoment bei U:

$$M_{31_U} = -267{,}3 - 35{,}84 = -303{,}1\ \mathrm{mt},$$
$$M_{29_U} = -280{,}8 - 41{,}3 = -322{,}1\ ,,\ .$$

Das größte Feldmoment tritt an der Stelle auf, an der die Querkraft gleich Null wird; der Abstand dieses gefährdeten Querschnittes vom Punkt R ergibt sich wie folgt:

$$136{,}2 - 40{,}6 - 73{,}5 - 3{,}2 \cdot 0{,}3 + 3{,}74 - 1{,}61 - x_m 3{,}2 = 0,$$

$$x_m = (136{,}2 - 40{,}6 - 73{,}5 - 0{,}96 + 3{,}74 - 1{,}61)\,\frac{1}{3{,}2}$$
$$= 7{,}28\ \mathrm{m},$$

$$M_{\max} = 136{,}2 \cdot 7{,}28 - 36{,}2 \cdot 6{,}4 - (40{,}6 - 3{,}74)\,7{,}58$$
$$- (73{,}5 + 1{,}61)\,1{,}58 - 3{,}2\,\frac{7{,}58^2}{2} - 1{,}17$$
$$- 0{,}25 + 4{,}33 + 6{,}07 = 278\ \mathrm{mt}.$$

7. Betrachtungen zu dem Beispiel.

Der Berechnung der Stockwerkrahmen ist das sogenannte „Drehwinkel-Verfahren" zugrunde gelegt worden, während bei der Behandlung der Rahmentragwerke im Band I zur Bestimmung der Unbekannten das Kraft-Verfahren gewählt worden ist. Bei einem Zweigelenkrahmen, der spiegelgleich ausgebildet ist und spiegelgleiche Belastung hat, ergibt die Gleichung (17) ein genaues Ergebnis, so daß die Ergebnisse beider Verfahren übereinstimmen müssen. So sollen nachstehend für den in diesem Beispiel behandelten Zweigelenkrahmen die Auflagerkräfte und Eckmomente infolge lotrechter Belastung nach dem im Band I gegebenen Verfahren ermittelt werden.

Werte für den Zustand $X = 0$ (Abb. 309*a*).

$$\mathfrak{F}_{o_{30}} = \mathfrak{F}_{o_{31}} = 0.$$

Nach Tafel 4: Belastungsfälle *h* und *c*; nach Tafel 44: Belastungsfälle *d* und *i*, die beiden letzteren mit entgegengesetzter Momentwirkung, wird

$$\mathfrak{F}_{o_{29}} = \frac{3{,}2 \cdot 18{,}40^3}{12} + 73{,}5 \cdot 5{,}70\,(18{,}4 - 5{,}70)$$
$$- 0{,}25 \cdot 7{,}0 - (1{,}17 + 40{,}6 \cdot 0{,}30)\,18{,}40$$
$$= 1661{,}21 + 5320{,}67 - 1{,}75 - 245{,}64$$
$$= 6734{,}5\ \mathrm{tm}^2.$$

$$y_{o_{29}} = h_I = 6{,}40\ \mathrm{m}.$$

Werte für den Zustand $X = -1$ t (Abb. 309b).

$$A_{a_V} = B_{a_V} = 0; \quad A_{a_H} = 1{,}0\ \mathrm{t}$$
$$M_{a_R} = M_{a_U} = 1{,}0 \cdot 6{,}40 = 6{,}40\ \mathrm{mt}.$$

$$\mathfrak{F}_{a_{30}} = \mathfrak{F}_{a_{31}} = \frac{6{,}40 \cdot 6{,}40}{2} = 20{,}48\ \mathrm{tm}^2;$$

$$\mathfrak{F}_{a_{29}} = 6{,}40 \cdot 18{,}40 = 117{,}76\ \mathrm{tm}^2;$$
$$y_{a_{30}} = y_{a_{31}} = \tfrac{2}{3}\,h_I = \tfrac{2}{3}\,6{,}40 = 4{,}27\ \mathrm{m};$$
$$y_{a_{29}} = h_I = 4{,}60\ \mathrm{m}.$$

Ermittlung der Unbekannten X.

$$X = \frac{\dfrac{\mathfrak{F}_{o_{29}}\, y_{o_{29}}}{J_{29}}}{2\,\dfrac{\mathfrak{F}_{a_{30}}\, y_{a_{30}}}{J_{30}} + \dfrac{\mathfrak{F}_{a_{29}}\, y_{a_{29}}}{J_{29}}};$$

Die ermittelten Werte in die obige Gleichung eingesetzt ergibt:

$$X = \frac{\dfrac{6734{,}49 \cdot 6{,}40}{1\,900\,000}}{2\,\dfrac{20{,}48 \cdot 4{,}27}{1\,200\,000} + \dfrac{117{,}76 \cdot 6{,}40}{1\,900\,000}}$$

$$= \frac{0{,}02268}{0{,}000543} = 41{,}773 = \infty\, 41{,}8 \text{ t}$$

Wirkliche Werte.

Auflagerkräfte:

$A_V = B_V$ wie vorher;

$A_H = B_H = 41{,}8$ t

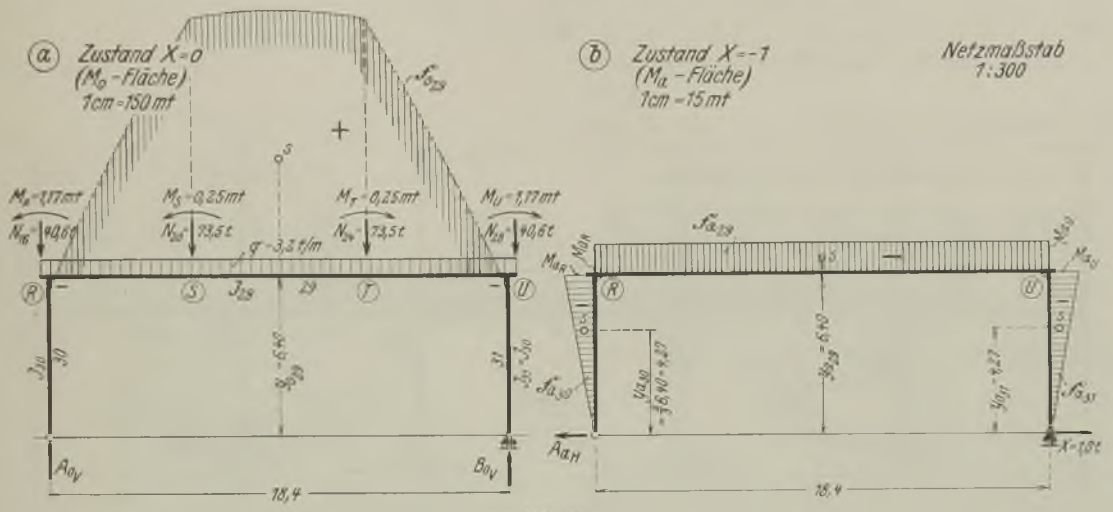


Abb. 309.

Stielmomente:

$$M_{30_R} = M_{31_U} = A_H\, h_I = -41{,}8 \cdot 6{,}4 = -267{,}3 \text{ mt};$$

$$M_{30_{\text{Fuß}}} = M_{31_{\text{Fuß}}} = 0.$$

Riegel-Stützmomente:

$$M_{29_R} = M_{29_U} = A_H\, h_I + M_{\text{Kragmoment}}$$

$$= -41{,}8 \cdot 6{,}4 + (-13{,}49)$$

$$= -267{,}3 - 13{,}49 = -280{,}8 \text{ mt}$$

Die Ergebnisse beider Verfahren sind somit gleich.

4a. Viertes Zahlenbeispiel.

1. Allgemeines.

Von dem in der Tafel 53, Abb. *a*, dargestellten fünffeldigen Stockwerkrahmen mit inneren Pendelstielen sollen die Stützmomente der Riegel des II. Geschosses und die Momente der Durchlaufstiele 22 und 23 ermittelt werden. Die Untersuchung der anderen Stäbe erfolgt sinngemäß. Die inneren Pendelstiele erhalten keine Biegemomente. Die Belastung aus Eigengewicht und Nutzlast ist in Abb. *b* der Tafel 53 angegeben; die Windkräfte sind in Abb. 310 eingetragen.

In der Tafel 53, Zusammenstellung α, sind für die in Betracht kommenden Stäbe die vereinfachten Trägheitsmomente w, die Einspanngrade und die Momentenübergangszahlen $\dot{U}$ eingetragen. Für die Außenstiele und die Riegel in den Endfeldern wird der Einspanngrad „*b*" und für die Riegel der mittleren Felder gemäß Teil Bb, 2, c (Durchlaufriegel mit Gelenklagerung) der Einspanngrad „*d*" angenommen.

2. Stützmomente der Riegel infolge der lotrecht wirkenden Belastung.

Die Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 2.

Die Unbekannten X_{n_l} und X_{n_r} werden mit Hilfe der Gleichungen (15) und (16) errechnet.

$$X_{n_l} = \frac{\dfrac{6\mathfrak{B}_n}{l_n} - \dfrac{6\mathfrak{A}_n}{l_n}\left(2 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_r}}\right)}{\left(2 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}\right)\left(2 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_r}}\right) - 1};$$

$$X_{n_r} = \frac{\dfrac{6\mathfrak{A}_n}{l_n} - \dfrac{6\mathfrak{B}_n}{l_n}\left(2 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}\right)}{\left(3 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_l}}\right)\left(2 + \dfrac{w_n}{\Sigma \dot{U}_{n_r}}\right) - 1}.$$

a) Feld *I* (Riegel 11) belastet.

α) Eigengewicht.

1) Riegel 11.

$$\Sigma \dot{U}_{11_N} = \dot{U}_{22} + \dot{U}_{23} = 8{,}50 + 14{,}46 = 22{,}96;$$

$$\Sigma \dot{U}_{11_O} = \dot{U}_{12} = 11{,}91; \quad w_{11} = 24{,}53.$$

Belastungsglieder (nach Tafel 4: Belastungsfälle *d* und *h*):

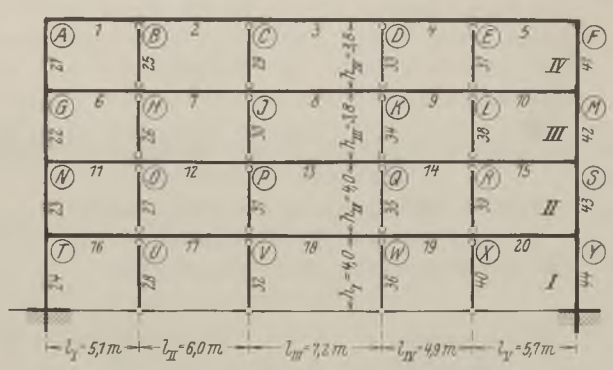
$$\frac{6\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\mathfrak{B}}{l} = \frac{2 \cdot 3{,}05 \cdot 5{,}1}{3} + \frac{0{,}9 \cdot 5{,}1^2}{4} = 16{,}23 \text{ mt};$$

$$X_{11_N} = \frac{16{,}23 - 16{,}23\left(2 + \dfrac{24{,}53}{11{,}91}\right)}{\left(2 + \dfrac{24{,}53}{22{,}96}\right)\left(2 + \dfrac{24{,}53}{11{,}91}\right) - 1} = -4{,}33 \text{ mt};$$

$$X_{11_O} = \frac{16{,}23 - 16{,}23\left(2 + \dfrac{24{,}53}{22{,}96}\right)}{\left(2 + \dfrac{24{,}53}{22{,}96}\right)\left(2 + \dfrac{24{,}53}{11{,}91}\right) - 1} = -2{,}92 \text{ mt}.$$

Tafel 53. Berechnung eines fünffeldigen Stockwerkrahmens mit inneren Pendelstielen.

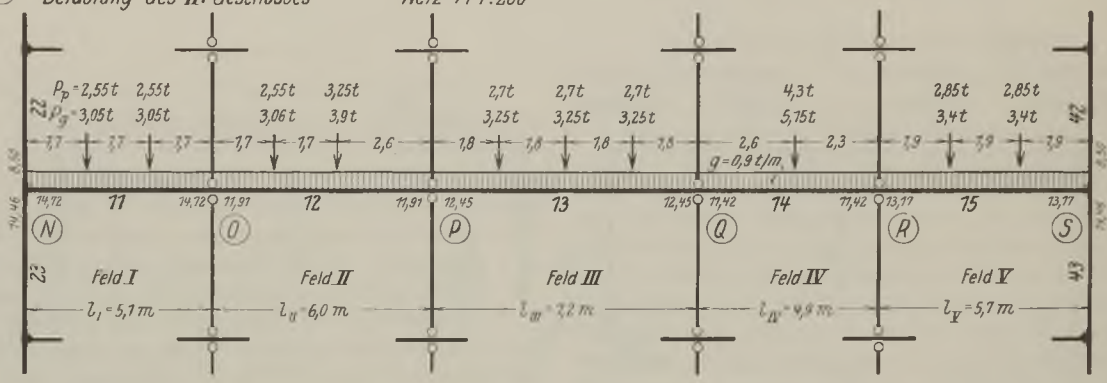
ⓐ *Netz des Stockwerkrahmens M 1:400*



Zusammenstellung α: Größen $\bar{U}$ und w.

Stab	l m	J cm⁴	$w = \frac{J}{l}$	Einspanngrad	$\bar{U}$
11	5,1	12 510	24,53	b	0,6 · 24,53 = 14,72
12	6,0	12 510	20,85	d	0,57 · 20,85 = 11,91
13	7,2	15 700	21,81	d	0,57 · 21,81 = 12,45
14	4,9	9 800	20,00	d	0,57 · 20,00 = 11,42
15	5,7	12 510	21,95	b	0,6 · 21,95 = 13,17
22 u. 42	3,8	5 380	14,16	b	0,6 · 14,16 = 8,50
23 u. 43	4,0	9 640	24,10	b	0,6 · 24,10 = 14,46

ⓑ *Belastung des II. Geschosses* *Netz M 1:200*



Zusammenstellung β: Stützmomente der Riegel in mt des II. Geschosses.

Bezeichnung		Einfluß von g im Feld						Einfluß von p im Feld					Einfluß von $g + p$		Einfluß von Wind	Größte Stützmomente infolge $g + p$ + Wind	
Stab	Stützmomente	I	II	III	IV	V	I bis V	I	II	III	IV	V	max	min	±	+	−
11	$X_{11_N} = M_N$	−4,33	+1,78	−0,58	·	·	−3,13	−2,31	+0,97	−0,32	·	·	−2,16	−5,76	13,45	11,29	19,21
11 u. 12	$X_O = M_O$	−2,92	−5,33	+1,75	−0,20	·	−6,70	−1,56	−2,90	+0,95	−0,10	·	−5,75	−11,26	3,37	−	14,63
12 u. 13	$X_P = M_P$	+0,73	−4,48	−7,00	+0,78	−0,23	−10,20	+0,39	−2,34	−3,80	−0,41	−0,13	−9,40	−16,47	1,05	−	17,48
13 u. 14	$X_Q = M_Q$	−0,18	+1,12	−6,82	−3,12	+0,93	−8,07	−0,10	+0,59	−3,70	−1,64	+0,50	−6,98	−13,51	1,07	−	14,58
14 u. 15	$X_R = M_R$	·	−0,28	+1,70	−3,38	−3,73	−5,69	·	−0,15	+0,93	−1,82	−2,00	−4,76	−9,66	3,48	−	13,14
15	$X_{15_S} = M_S$	·	·	−0,57	+1,13	−5,57	−5,01	·	·	−0,31	+0,61	−2,99	−4,40	−8,31	13,45	9,05	21,76

2) Stützmomente der unbelasteten Riegel.

Einspanngrad „d“;

$$a = 0{,}2\,l = \tfrac{1}{5}\,l\,;$$

$$-M' : \tfrac{1}{5}\,l = M : \tfrac{4}{5}\,l\,;$$

$$M' = -\frac{\frac{1}{5}\,l\,M}{\frac{4}{5}\,l} = -\tfrac{1}{4}\,M = -0{,}25\,M\,.$$

$$M_P = -0{,}25\,X_{11_O} = -0{,}25\,(-2{,}92) = +0{,}72\ \text{mt}\,;$$

$$M_Q = -0{,}25\,M_P = -0{,}25\,(+0{,}73) = -0{,}18\ \text{mt}\,.$$

β) Nutzlast.

1) Riegel 11.

Die Stützmomente infolge Eigengewicht und Nutzlast stehen im Verhältnis ihrer Belastungsglieder, da die Belastung spiegelgleich ist.

Belastungsglieder (nach Tafel 4: Belastungsfall d):

$$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{2 \cdot 2{,}55 \cdot 5{,}1}{3} = 8{,}67\ \text{mt}\,.$$

$$X_{11_N} = -\frac{4{,}33 \cdot 8{,}67}{16{,}23} = -2{,}31\ \text{mt}\,;$$

$$X_{11_O} = -\frac{2{,}92 \cdot 8{,}67}{16{,}23} = -1{,}56\ \text{mt}\,.$$

2) Stützmomente der unbelasteten Riegel.

$$M_P = -0{,}25\,X_{11_O} = -0{,}25\,(-1{,}56) = +0{,}39\ \text{mt}\,;$$

$$M_Q = -0{,}25\,M_P = -0{,}25\,(+0{,}39) = -0{,}10\ \text{mt}\,.$$

b) Feld *II* (Riegel 12) belastet.

α) Eigengewicht.

1) Riegel 12.

$$\Sigma \ddot{U}_{12_Q} = \ddot{U}_{11} = 14{,}72\,,$$
$$\Sigma \ddot{U}_{12_P} = \ddot{U}_{13} = 12{,}45\,,$$
$$w = 20{,}85\,.$$

Belastungsglieder (nach Tafel 4: Belastungsfälle *b* und *h*):

$$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{3{,}06 \cdot 1{,}7 \cdot 4{,}3}{6{,}0}\left(1 + \frac{4{,}3}{6{,}0}\right) + \frac{3{,}9 \cdot 3{,}4 \cdot 2{,}6}{6{,}0}\left(1 + \frac{2{,}6}{6{,}0}\right) + \frac{0{,}9 \cdot 6{,}0^2}{4} = 22{,}73 \text{ mt};$$

$$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{3{,}06 \cdot 1{,}7 \cdot 4{,}3}{6{,}0}\left(1 + \frac{1{,}7}{6{,}0}\right) + \frac{3{,}9 \cdot 3{,}4 \cdot 2{,}6}{6{,}0}\left(1 + \frac{3{,}4}{6{,}0}\right) + \frac{0{,}9 \cdot 6{,}0^2}{4} = 21{,}86 \text{ mt}.$$

$$X_{12_Q} = \frac{21{,}86 - 22{,}73\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right)}{\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right) - 1} = -5{,}33 \text{ mt};$$

$$X_{12_P} = \frac{22{,}73 - 21{,}86\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)}{\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right) - 1} = -4{,}48 \text{ mt}.$$

2) Stützmomente der unbelasteten Riegel.

M_N: Einspanngrad „b"

$$M' = -\tfrac{1}{8}\,M = \infty - 0{,}33\,M\,;$$

M_Q und M_R: Einspanngrad „d"

$$M' = -0{,}25\,M$$

$$M_N = -0{,}33\,X_{12_Q} = -0{,}33\,(-5{,}33) = +1{,}78 \text{ mt};$$
$$M_Q = -0{,}25\,X_{12_P} = -0{,}25\,(-4{,}48) = +1{,}12 \text{ mt};$$
$$M_R = -0{,}25\,M_Q = -0{,}25\,(+1{,}12) = -0{,}28 \text{ mt}.$$

β) Nutzlast.

1) Riegel 12.

In diesem Fall ist die ungleichartige Belastung nicht spiegelgleich, die Stützmomente können daher nicht nach dem Verhältnis der Belastungsglieder aus Eigengewicht und Nutzlast ermittelt werden, sondern sie sind wieder nach den Gleichungen (15) und (16) zu errechnen.

Belastungsglieder (nach Tafel 4: Belastungsfälle *b* und *h*):

$$\frac{6\,\mathfrak{A}}{l} = \frac{2{,}55 \cdot 1{,}7 \cdot 4{,}3}{6{,}0}\left(1 + \frac{4{,}3}{6{,}0}\right) + \frac{3{,}25 \cdot 3{,}4 \cdot 2{,}6}{6{,}0}\left(1 + \frac{2{,}6}{6{,}0}\right) = 12{,}21 \text{ mt};$$

$$\frac{6\,\mathfrak{B}}{l} = \frac{2{,}55 \cdot 1{,}7 \cdot 4{,}3}{6{,}0}\left(1 + \frac{1{,}7}{6{,}0}\right) + \frac{3{,}25 \cdot 3{,}4 \cdot 2{,}6}{6{,}0}\left(1 + \frac{3{,}4}{6{,}0}\right) = 11{,}48 \text{ mt};$$

$$X_{12_Q} = \frac{11{,}48 - 12{,}21\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right)}{\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right) - 1} = -2{,}90 \text{ mt};$$

$$X_{12_P} = \frac{12{,}21 - 11{,}48\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)}{\left(2 + \frac{20{,}85}{14{,}72}\right)\left(2 + \frac{20{,}85}{12{,}45}\right) - 1} = -2{,}34 \text{ mt}.$$

2) Stützmomente der unbelasteten Riegel.

$$M_N = -0{,}33\,X_{12_Q} = -0{,}33\,(-2{,}90) = +0{,}97 \text{ mt};$$
$$M_Q = -0{,}25\,X_{12_P} = -0{,}25\,(-2{,}34) = +0{,}59 \text{ mt};$$
$$M_R = -0{,}25\,M_Q = -0{,}25\,(+0{,}59) = -0{,}15 \text{ mt}.$$

c) Feld *III* (Riegel 13), Feld *IV* (Riegel 14) und Feld *V* (Riegel 15) belastet.

Die Berechnung der Stützmomente der Riegel 13, 14 und 15 erfolgt sinngemäß der Berechnung der Stützmomente der Riegel 11 und 12 infolge Eigengewicht und Nutzlast.

In Abb. 310*b* ist der Momentenverlauf infolge Eigengewichtwirkung im Mittelfeld gezeichnet.

In der Tafel 53, Zusammenstellung *β*, sind sämtliche Riegelstützmomente des II. Geschosses angegeben.

3. Kopf- und Fußmomente der Stiele infolge der lotrecht wirkenden Belastung.

Die allgemeine Berechnung erfolgt nach Teil Ba, 2,e. Zahlenmäßige Durchrechnungen sind in allen vorhergehenden Zahlenbeispielen gegeben, so daß sich eine Wiederholung hier erübrigt.

4. Stiel- und Riegelmomente infolge der Windbelastung.

(Abb. 310*c* bis *e*.)

a) Stielmomente.

Die Berechnung der Kopf- und Fußmomente der Stiele erfolgt nach Teil Ba, 4, Gleichung (42) mit zwei durchlaufenden Stielsträngen ($n = 2$):

$$\pm M_{22_{\text{Kopf}}} = \mp M_{22_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H\,h_{III}}{2\,n} = \frac{(1{,}7 + 3{,}4)\,3{,}8}{4} = 4{,}85 \text{ mt};$$

$$\pm M_{23_{\text{Kopf}}} = \mp M_{23_{\text{Fuß}}} = \frac{\Sigma H\,h_{II}}{2\,n} = \frac{(1{,}7 + 3{,}4 + 3{,}5)\,4{,}0}{4} = 8{,}60 \text{ mt}.$$

b) Riegelmomente.

Nach Gleichung (44) wird:

$$\pm M_{\text{außen}} = M_{\text{Fuß}} - M_{\text{Kopf}}\,,$$
$$\pm M_{11_N} = M_{22_{\text{Fuß}}} - M_{23_{\text{Kopf}}} = -4{,}85 - (+8{,}60) = -13{,}45 \text{ mt}.$$

Bei Wind von links ist:

$$M_{11_N} = +13{,}45 \text{ mt}\,,$$
$$M_{15_S} = -13{,}45 \text{ mt}\,.$$

Nunmehr sind noch die mittleren Stützmomente gemäß Teil Bb, 4, d, *γ* zu berechnen. Durch die Berücksichtigung der Momentwirkungen M_{11_N} und M_{15_S} können die Endpunkte als frei gelagert angenommen werden. Die beiden Belastungsfälle werden getrennt untersucht.

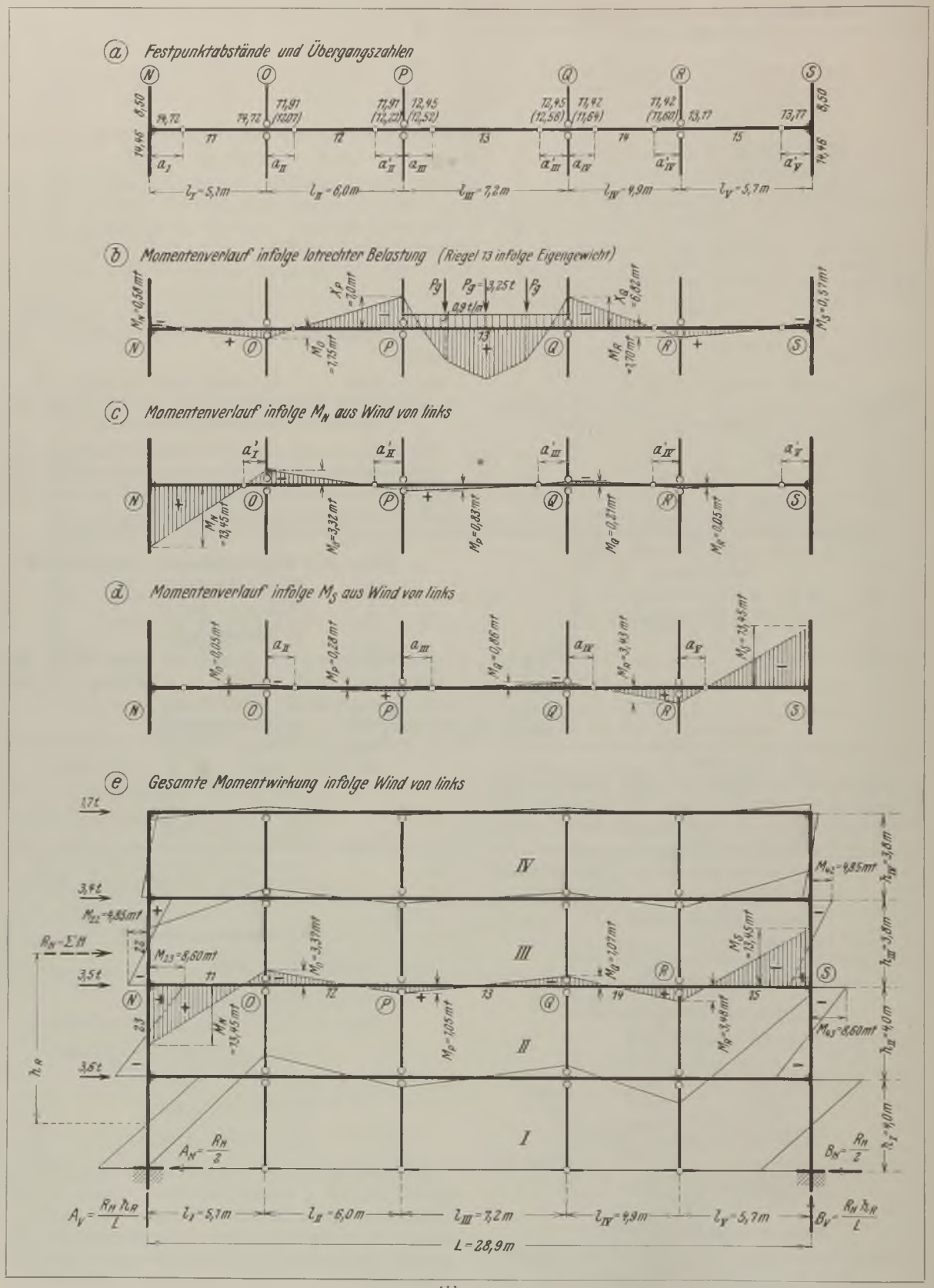

a Festpunktabstände und Übergangszahlen
b Momentenverlauf infolge lotrechter Belastung (Riegel 13 infolge Eigengewicht)
c Momentenverlauf infolge M_N aus Wind von links
d Momentenverlauf infolge M_S aus Wind von links
e Gesamte Momentwirkung infolge Wind von links
$l_I = 5,1m$
$l_{II} = 6,0m$
$l_{III} = 7,2m$
$l_{IV} = 9,9m$
$l_V = 5,7m$
$L = 28,9m$
$A_N = \frac{R_N}{2}$
$B_N = \frac{R_N}{2}$
$A_V = \frac{R_N h_R}{L}$
$B_V = \frac{R_N h_R}{L}$

Abb. 310.

α) Momentwirkung M_{11_N}.

Nach Gleichung (18) wird

$$X_{11_0} = -\frac{\frac{6\mathfrak{B}_{11}}{l_I}}{2+\frac{w_{11}}{\Sigma U_{11_0}}} = -\frac{M_{11_N}}{2+\frac{w_{11}}{U_{12}}}$$

$$= -\frac{13{,}45}{2+\frac{24{,}53}{11{,}91}} = -3{,}32 \text{ mt};$$

Einen ebenfalls genügend genauen Annäherungswert würde auch die direkte Ermittlung von M_O nach Einspanngrad „d" ergeben, d. h.

$$M_O = -0{,}25\, M = -\tfrac{1}{4}\, 13{,}45 = -3{,}36 \text{ mt}.$$

$$M_P = -0{,}25\, X_{11_0} = -\tfrac{1}{4}(-3{,}32) = +0{,}83 \text{ mt},$$

$$M_Q = -0{,}25\, M_P = -\tfrac{1}{4}\, 0{,}83 = -0{,}21 \text{ „}$$

$$M_R = -0{,}25\, M_Q = -\tfrac{1}{4}(-0{,}208) = +0{,}05 \text{ „}$$

β) Momentwirkung M_{15_S}.

$$X_{15_R} = -\frac{\frac{6\mathfrak{A}_{15}}{l_V}}{2+\frac{w_{15}}{\Sigma U_{15_S}}} = -\frac{M_{15_S}}{2+\frac{w_{15}}{U_{14}}}$$

$$= -\frac{-13{,}45}{2+\frac{21{,}95}{11{,}42}} = +3{,}43 \text{ mt};$$

$$M_Q = -0{,}25\, X_{15_R} = -\tfrac{1}{4}\, 3{,}43 = -0{,}86 \text{ mt},$$

$$M_P = -0{,}25\, M_Q = -\tfrac{1}{4}(-0{,}86) = +0{,}22 \text{ „}$$

$$M_O = -0{,}25\, M_P = -\tfrac{1}{4}\, 0{,}22 = -0{,}05 \text{ „}$$

γ) Zusammenstellung der Riegel-Stützmomente infolge Wind.

Bezeichnung	Stützmomente infolge Wind		
	infolge Momentwirkung		Gesamtwirkung
	M_{11_N}	M_{15_S}	
M_N	+13,45	—	+13,45
M_O	— 3,32	— 0,05	— 3,37
M_P	+ 0,83	+ 0,22	+ 1,05
M_Q	— 0,21	— 0,86	— 1,07
M_R	+ 0,05	+ 3,43	+ 3,48
M_S	—	—13,45	—13,45

5. Betrachtungen zu dem Beispiel.

Bei dem vorstehenden angenäherten Verfahren sind die Festpunktabstände wie folgt geschätzt:

im Endfeld: Einspanngrad „b",

$$a = a' = 0{,}25\, l,$$

in den Mittelfeldern: Einspanngrad „d",

$$a = a' = 0{,}20\, l.$$

Um einen Vergleich über den Genauigkeitsgrad des Annäherungsverfahrens zu haben, sind gemäß Teil Bb, 2, c mit Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente die genauen Werte der Festpunktabstände a und a' errechnet; ausgenommen sind die Abstände in den Endfeldern, bei denen der Einspanngrad „b" angenommen wird.

Bei der Momentenverfolgung nach links ergeben sich die Werte, wie folgt:

$$a_I = \frac{1}{4} l_I = \frac{5{,}1}{4} = 1{,}28 \text{ m};$$

$$a_{II} = \frac{l_{II}}{3+\frac{5}{3}\frac{w_{12}}{w_{11}}} = \frac{6{,}0}{3+\frac{5}{3}\frac{20{,}85}{24{,}53}} = 1{,}36 \text{ m};$$

$$a_{III} = \frac{l_{III}}{3+\frac{w_{13}}{w_{12}}\left(2-\frac{a_{II}}{l_{II}-a_{II}}\right)}$$

$$= \frac{7{,}2}{3+\frac{21{,}81}{20{,}85}\left(2-\frac{1{,}36}{6{,}0-1{,}36}\right)} = 1{,}50 \text{ m};$$

usw.

Bei der Momentenverfolgung nach rechts ergeben sich die Werte, wie folgt:

$$a'_V = \frac{1}{4} l_V = \frac{5{,}7}{4} = 1{,}43 \text{ m};$$

$$a'_{IV} = \frac{l_{IV}}{3+\frac{5}{3}\frac{w_{14}}{w_{15}}} = \frac{4{,}9}{3+\frac{5}{3}\frac{20{,}00}{21{,}95}} = 1{,}08 \text{ m};$$

$$a'_{III} = \frac{l_{III}}{3+\frac{w_{13}}{w_{14}}\left(2-\frac{a'_{IV}}{l'_{IV}-a'_{IV}}\right)}$$

$$= \frac{7{,}2}{3+\frac{21{,}81}{20{,}00}\left(2-\frac{1{,}08}{4{,}9-1{,}08}\right)} = 1{,}48 \text{ m}.$$

Nun findet die Ermittlung der Übergangszahlen U statt.

Für die Endriegel 11 und 15 werden sie nach dem Einspanngrad „b" bestimmt.

$$U_{11} = 0{,}6\, w_{11} = 0{,}6 \cdot 24{,}53 = 14{,}72;$$

$$U_{15} = 0{,}6\, w_{15} = 0{,}6 \cdot 21{,}95 = 13{,}17.$$

Für die Innenriegel 12, 13 und 14 werden mit den oben ermittelten Festpunktabständen die Übergangszahlen nach Gleichung 6 ermittelt und zwar ergeben sich jetzt für jeden Riegel zwei Übergangszahlen, eine linke und eine rechte, dem linken und dem rechten Festpunktabstand entsprechend.

$$U = w\,\frac{l-a}{2l-3a};$$

$$U_{12_P} = w_{12}\,\frac{l_{II}-a_{II}}{2\,l_{II}-3\,a_{II}} = 20{,}85\,\frac{6{,}0-1{,}36}{2\cdot 6{,}0-3\cdot 1{,}36} = 12{,}22;$$

$$U_{12_O} = w_{12}\,\frac{l_{II}-a'_{II}}{2\,l_{II}-3\,a'_{II}} = 20{,}85\,\frac{6{,}0-1{,}29}{2\cdot 6{,}0-3\cdot 1{,}29} = 12{,}07.$$

Die U-Werte der Riegel 13 und 14 ergeben sich sinngemäß.

Die Riegelstützmomente infolge lotrechter und Windbelastung werden genau wie bei dem im Teil 2 durchgeführten angenäherten Verfahren ermittelt, nur ist hier auf eine sinnentsprechende Verwendung der linken und rechten Übergangszahlen zu achten.

In Tafel 54 sind die angenäherten und die genauen Festpunktabstände, die Übergangzahlen U und gleichzeitig die damit errechneten Riegelstützmomente für lotrechte und Windbelastung nebeneinander gestellt.

Für die Windbelastung sind außerdem noch die nachstehend mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichung unter Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente (vgl. Teil Ib, E im ersten Abschnitt) ermittelten Riegelstützmomente zu finden:

$$M_N l_I + 2 M_O \left(l_I + l_{II} \frac{J_{11}}{J_{12}}\right) + M_P l_{II} \frac{J_{11}}{J_{12}} = -6 (\mathfrak{B}_O + \mathfrak{A}_O);$$

$$M_O l_{II} + 2 M_P \left(l_{II} + l_{III} \frac{J_{12}}{J_{13}}\right) + M_Q l_{III} \frac{J_{12}}{J_{13}} = -6 (\mathfrak{B}_P + \mathfrak{A}_P);$$

$$M_P l_{III} + 2 M_Q \left(l_{III} + l_{IV} \frac{J_{13}}{J_{14}}\right) + M_R l_{IV} \frac{J_{13}}{J_{14}} = -6 (\mathfrak{B}_Q + \mathfrak{A}_Q);$$

$$M_Q l_{IV} + 2 M_R \left(l_{IV} + l_V \frac{J_{14}}{J_{15}}\right) + M_S l_V \frac{J_{14}}{J_{15}} = -6 (\mathfrak{B}_R + \mathfrak{A}_R).$$

Die rechten Seiten der Gleichungen werden durchweg Null, da die vorhandene Belastung bereits durch die eingesetzten Windmomente M_N und M_S in der Rechnung zur Geltung kommt.

Die Werte in die Gleichungen eingesetzt:

$$13{,}45 \cdot 5{,}1 + 2 M_O \left(5{,}1 + 6{,}0 \frac{12\,510}{12\,510}\right) + M_P 6{,}0 \frac{12\,510}{12\,510} = 0;$$

$$M_O 6{,}0 + 2 M_P \left(6{,}0 + 7{,}2 \frac{12\,510}{15\,700}\right) + M_Q 7{,}2 \frac{12\,510}{15\,700} = 0;$$

$$M_P 7{,}2 + 2 M_Q \left(7{,}2 + 4{,}9 \frac{15\,700}{9800}\right) + M_R 4{,}9 \frac{15\,700}{9800} = 0;$$

$$M_Q 4{,}9 + 2 M_R \left(4{,}9 + 5{,}7 \frac{9800}{12\,510}\right) - 13{,}45 \cdot 5{,}7 \frac{9800}{12\,510} = 0.$$

Daraus erhält man die unbekannten Stützmomente:

$$M_O = -3{,}40 \text{ mt};$$
$$M_P = 1{,}16 \text{ mt};$$
$$M_Q = -1{,}20 \text{ mt};$$
$$M_R = 3{,}52 \text{ mt}.$$

Aus den Gegenüberstellungen in Tafel 54 ist ersichtlich, daß die Unterschiede der aus angenäherten und genauen Berechnungen erhaltenen Ergebnisse sehr gering sind, so daß die Annäherungsverfahren ohne weiteres anwendbar sind.

Die Windberechnung mit den genauen Festpunktabständen und die Windberechnung nach Clapeyron müssen selbstverständlich dasselbe Ergebnis erbringen, da ja die genauen Festpunktabstände im Teil Bb, 2 c mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichung ermittelt worden sind.

Tafel 54. Vergleichsergebnisse der verschiedenen Berechnungsverfahren.

Riegel	Festpunktabstände a bzw. a'			Übergangszahlen U		Stützmomente					
	Bezeichnung	Werte				Bezeichnung	infolge lotrechter Belastung		infolge Wind		
		angenähert	genau (nur in den Endfeldern angenähert)	angenähert	genau (nur in den Endfeldern angenähert)		angenähert	genau, (nur in den Endfeldern angenähert)	mit angenäherten Festpunkten	mit genauen Festpunkten	genau nach Clapeyron
						M_N	− 5,76	− 5,93	+13,45	+13,45	+13,45
11	a_I	1,28	∾1,28	14,72	∾14,72						
						M_O	−11,26	−10,94	− 3,37	− 3,40	− 3,40
12	a'_{II}	1,20	1,29	11,91	12,07						
	a_{II}		1,36		12,22						
						M_P	−16,47	−16,52	+ 1,05	+ 1,16	+ 1,16
13	a'_{III}	1,44	1,48	12,45	12,52						
	a_{III}		1,50		12,56						
						M_Q	−13,51	−13,50	− 1,07	− 1,20	− 1,20
14	a'_{IV}	0,98	1,08	11,42	11,64						
	a_{IV}		1,07		11,60						
						M_R	− 9,66	− 9,45	+ 3,48	+ 3,52	+ 3,52
15	a'_V	1,43	∾1,43	13,17	∾13,17						
						M_S	− 8,31	− 8,35	−13,45	−13,45	−13,45

III. Ausführung der Stahlskelettbauten.

A. Allgemeines.

1. Berechnung und Ausführung der Stielfüße.

Die Berechnung und Ausführung der Stielfüße erfolgt nach den ausführlichen Angaben im Band III, zweiter Abschnitt, Teil II. Dort sind etwa 50 verschiedene Ausführungen mit Flächen-, Trägerrost- und Gelenklagerung, sowie mit fester Einspannung vorgeführt. Die vorhandenen Auflagerdrücke sind von 30 bis zu 960 t gesteigert. Stielfüße mit beschränkter Bauhöhe sind mit 6 verschiedenen Ausführungen vertreten.

Bei eingespannten Füßen sind auch die im ersten Abschnitt, Teil Ib, B des vorliegenden Bandes gemachten Angaben vom Nutzen.

Weitere Stielfußausführungen sind aus dem Teil C dieses Abschnittes zu ersehen.

2. Berechnung und Ausführung der Stielstöße.

Die Berechnung und Ausführung der Stielstöße erfolgt nach Band III, zweiter Abschnitt, Teil II, A, 4.

Bei Stielstößen, die außer der Normalkraft noch ein Biegemoment zu übertragen haben, sind die im ersten Abschnitt, Teil II, A, 7 des vorliegenden Bandes gegebenen Angaben sinngemäß zu verwerten.

3. Berechnung und Ausführung der Bindeplatten und Vergitterungen.

Bestehen die Stiele aus einem zusammengesetzten Querschnitt, dann müssen die Einzelstäbe durch Bindeplatten oder Schrägen verbunden werden. Die Berechnung und Ausführung der Bindeplatten und Vergitterungen erfolgt nach Band III, zweiter Abschnitt, Teil II, A, 5 und 6.

Treten bei mehrgliedrigen Stielen Biegemomente auf, so wird zweckmäßig die Materialachse $x-x$ der Stiele senkrecht zur Drehrichtung des Momentes gelegt. Wird der Stiel jedoch auch winkelrecht zur freien Materialachse durch ein Moment beansprucht (Abb. 311), dann müssen die Schrägen der auftretenden Querkraft entsprechend ausgebildet werden. In diesem Falle handelt es sich gewissermaßen um eine Fachwerkstütze, deren Berechnung und Ausführung nach Band III erfolgen.

4. Berechnung und Ausführung der einfachen Riegel- und Trägeranschlüsse.

Die Berechnung und Ausführung der einfachen Trägeranschlüsse sind im ersten Abschnitt, Teil II, A, 3 bis 6 (Walzträger) und Teil II, B, 4 (Nietträger) be-

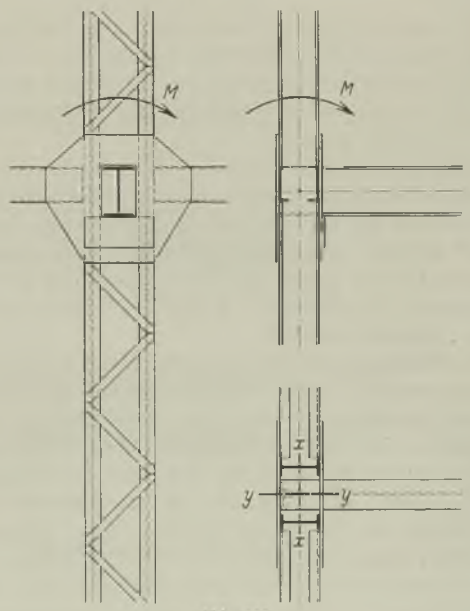


Abb. 311.

handelt. Eine weitere größere Anzahl von Ausführungen ist im Band II, 1. Teil und Band III, zweiter Abschnitt, Teil II zu finden.

5. Berechnung und Ausführung der biegefesten Riegelanschlüsse.

Im nachfolgenden Teil B sind neun Zahlenbeispiele für die Berechnung und Ausführung von biegefesten Riegelanschlüssen (Rahmenecken) gegeben. In den

Betrachtungen zu den Beispielen sind noch weitere Ausführungsarten besprochen.

In Abb. 312 sind für die beiden Hauptausführungsarten die statischen Wirkungen in einer schematischen Übersichtsform klargestellt; alle Rechnungswerte sind aus der Abbildung ersichtlich; der Einfachheit halber ist als Riegel ein Freiträger gezeichnet, da es sich hierbei nur um die Aufnahme der Stützmomente handelt.

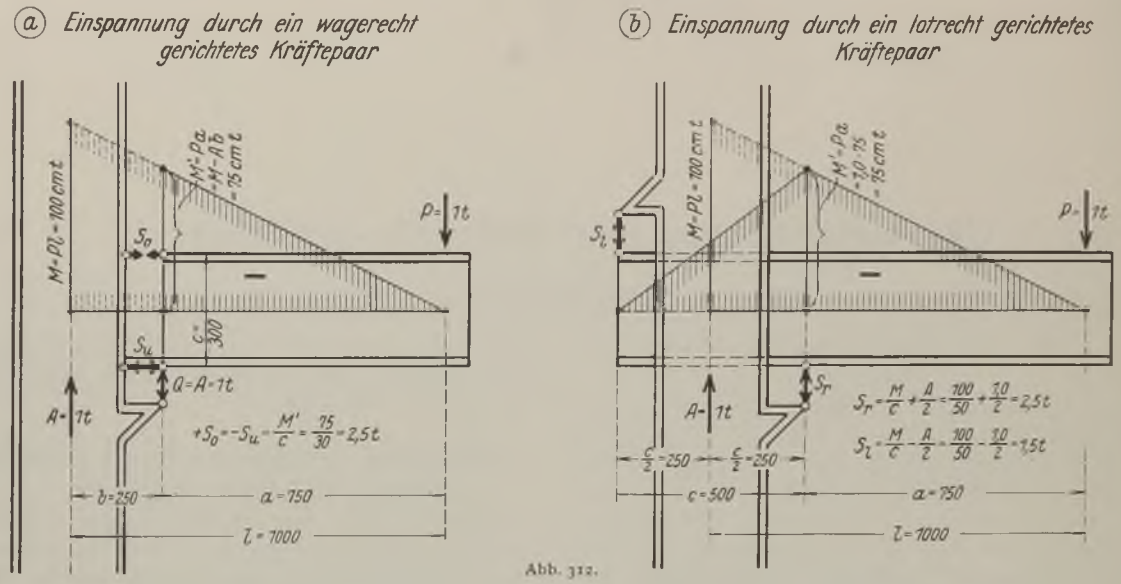


Abb. 312.

Die bei der Einspannung nach Abb. 312*a* bzw. 312*b* entstehenden Auflagerkräfte sind dargestellt durch die gemeinsame Wirkung der lotrecht gerichteten „Einzelkraft" Q und des wagerecht gerichteten „Kräftepaares" S bzw. durch die Vereinigung der lotrecht gerichteten „Einzelkraft" A und des lotrecht gerichteten „Kräftepaares" S.

Ein Kräftepaar ist ein aus zwei gleich großen und gleichlaufenden, aber entgegengesetzt gerichteten Kräften gebildete Kraftgruppe. Das Produkt eines der beiden gleichgroßen Kräfte S mal dem Abstand c der beiden Kräfte heißt das „Moment des Einspannkräftepaares", es ist gleich dem Einspannmoment des Riegels in bezug auf die Stoß- bzw. Einspannstelle des Riegels.

Natürlich können die Auflagerdrücke auch ohne weiteres mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma V = 0$, $\Sigma H = 0$, und $\Sigma M = 0$ ermittelt werden (vgl. ersten Abschnitt, Teil Ib, A und B).

Eine weitere Anzahl von biegefesten Riegelanschlüssen ist aus dem nachstehenden Teil C „Gesamtausführungen von Stahlskelettbauten" zu ersehen.

Außerdem sind in einem Umfange von 17 Seiten ausführliche Darstellungen und Berechnungen von Rahmenecken (Walz-, Niet- und gemischte Ausführungen) im Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, Da und Fa enthalten.

6. Berechnung und Ausführung biegefester Riegel- und Trägerstöße.

Bei über mehrere Felder durchlaufenden Riegeln sind Stöße kaum zu vermeiden. Die Regellängen der I- und IP-Träger sind mit 4 bis einschließlich 14 m festgesetzt. Es ist wohl möglich, Träger bis 30 m und mehr zu walzen, aber infolge der bei langen Stücken sich ergebenden Überpreise, Transport- und Aufstellungsschwierigkeiten werden zweckmäßig höchstens 14 bis 16 m lange Träger genommen und dementsprechend Stöße angeordnet.

Die Stöße werden zweckmäßig an der Stelle des geringsten Momentes festgelegt, im allgemeinen etwa $^1/_{10}$ bis $^2/_{10}$ der Feldweite vom Innenstiel entfernt.

Die Berechnung und Ausführung der biegefesten Trägerstöße erfolgt für Walzträger nach Teil II, A, 7 und für Nietträger nach Teil II, B, 7; hier soll nur

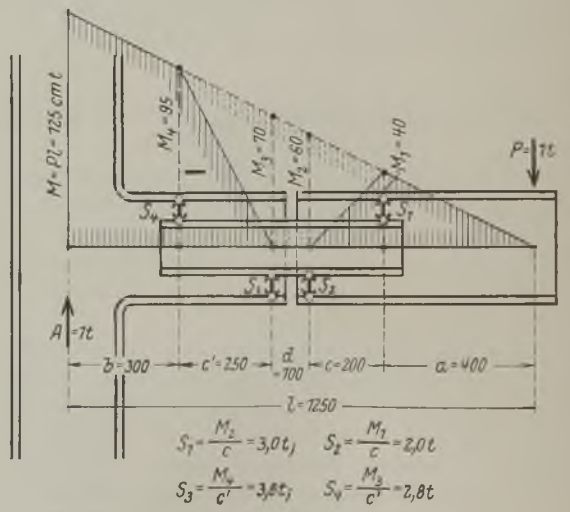


Abb. 313.

noch eine andere zweckmäßige Stoßausführung der Regelausführung gegenübergestellt werden.

In Abb. 313 ist die statische Wirkung der Klemmstoßausführung in einer schematischen Übersichts-

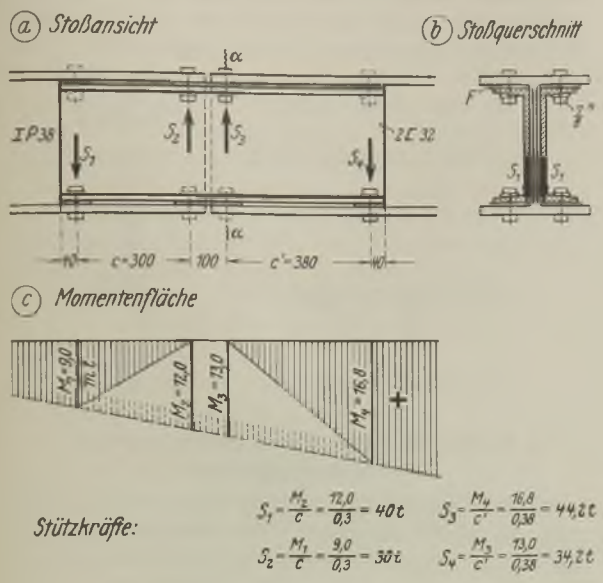


Abb. 314.

form gegeben. Alle Rechnungswerte sind in der Abbildung eingetragen.

Die Abb. 314 zeigt den Klemmstoß eines Riegels I P 38 für den angegebenen Momentenverlauf. Der Stoßquerschnitt besteht aus zwei gewissermaßen zwischen den Riegelflanschen eingeklemmten [32-Stücken. Das richtige Einpassen wird durch die erforderlichen Druckstücke erleichtert. Die Stützkräfte die sich aus dem Verlauf der Momentenfläche ergeben, sind nach den in der Abbildung beigesetzten Gleichungen zu bestimmen. Die Kräfte wirken auf den oberen bzw. unteren Flansch drückend ein. Es wird angenommen, daß die Druckkräfte nur in der Breite der [-Stege wirken, so daß die Druckkräfte unmittelbar am Anfang der Trägerflanschausrundung zur Wirkung kommen. Größere Biegemomente der Flansche sind daher nicht zu befürchten. Bei I-Trägern mit geneigtem Flansch sind entsprechende Keilfutter anzuordnen.

In Abb. 315 sind der „Regelstoß" und der „Klemmstoß" eines I 38 veranschaulicht. Der Träger ist in beiden Fällen voll gedeckt. Die Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten sind bei dem Klemmstoß wesentlich geringer als bei dem Regelstoß; während bei dem Regelstoß 48 Niete von 23 mm Durchmesser zu schlagen sind, brauchen bei dem Klemmstoß nur 8 Schrauben $^1/_2$" eingezogen werden.

7. Berechnung und Ausführung der teilweise eingespannten Riegel- und Trägeranschlüsse.

Die Berechnung und Ausführung der teilweise eingespannten Trägeranschlüsse erfolgt nach Teil II, A, 8 des ersten Abschnittes.

In Abb. 316 sind noch die teilweise eingespannten Trägeranschlüsse eines Riegels und eines Deckenträgers an einem einfachen I P-Stiel dargestellt. Die Ausführung der Zugkopfplatten besteht aus vier einzelnen Platten, die durch vier Bolzen verbunden sind. Der gefährliche Querschnitt der Platten liegt in den Schnitten $\alpha-\alpha$ bzw. $\beta-\beta$. So wird z. B. für die Platte des Riegels I 40:

$$M = \frac{S_1}{2}\left(\frac{l_1}{2} - \frac{w_1}{2}\right) - \frac{S_2}{2} a_1;$$

(das Moment infolge $\frac{S_2}{2}$ wirkt dem Moment infolge S_1 entgegen);

$$N = +\frac{S_2}{2};$$

$$\sigma_{a_1} = +\frac{M}{W_{n_a}} + \frac{N}{F_n};$$

$$\sigma_{i_1} = -\frac{M}{W_{n_i}} + \frac{N}{F_n}.$$

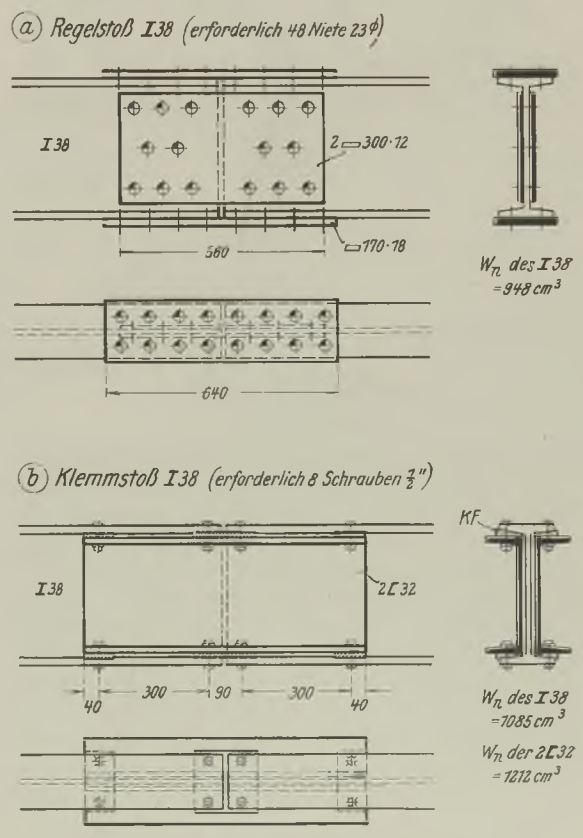


Abb. 315.

Gestattet die vorhandene Länge eines teilweise eingespannten Trägers, ihn über mehrere Felder durchzuführen, so ist, zwecks Ersparung der Stöße, die künstliche Schwächung des Durchlaufträgers über den

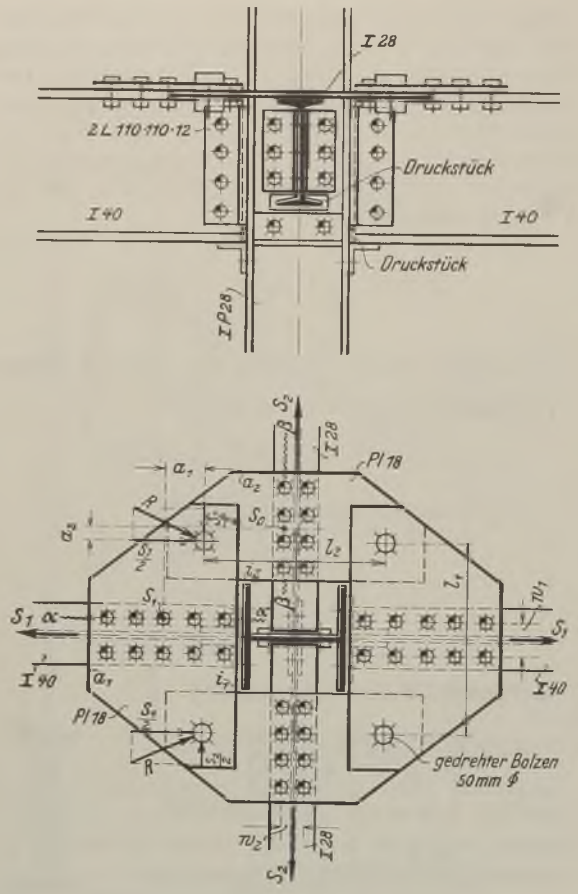


Abb. 316.

Auflagern zu erwägen. Zur Prüfung der Wirkung müßten Versuche angestellt werden. Die Schwächung der Träger kann durch Heraustrennen eines Stegteiles oder durch Bohren von einer Anzahl Löchern gemäß Abb. 317 erfolgen (vgl. auch hierzu die Ausführungen am Ende des Teiles I, A, 4, c).

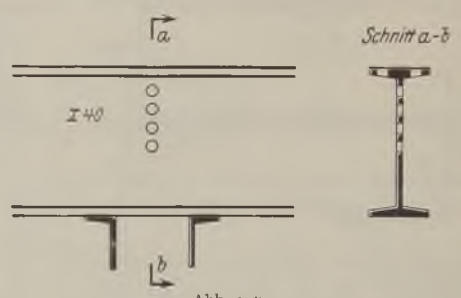


Abb. 317.

8. Berechnung und Ausführung der Gelenkstöße.

Die Berechnung und Ausführung der Gelenkstöße sind im ersten Abschnitt, Teil II, A, 8 behandelt. Vgl. auch Band I, zweiter Abschnitt, Teil II, C und Band II, 1, erster Abschnitt, Teil II, A, 7 und B, 6.

9. Berechnung und Ausführung von Fachwerken.

Die Ausführung von Fachwerken erfolgt nach den Bänden I und III.

B. Neun Zahlenbeispiele zur Berechnung und Ausführung von Stockwerkrahmen-Knotenpunkten.

Zwecks Rechnungsvereinfachung wird in den folgenden Zahlenbeispielen bei dem Nachweis der Niet- bzw. Schraubenbeanspruchungen unmittelbar der Loch- bzw. der Schaftquerschnitt und bei den auf Zug beanspruchten Schrauben unmittelbar der Kernquerschnitt in die Gleichungen zur Berechnung der Scher-, Lochleibungs- und Zugspannungen eingesetzt.

Nachstehend sollen die im allgemeinen angewendeten Bezeichnungen und die häufiger vorkommenden Nietlochquerschnitte sowie die Schraubenschaft- und Kernquerschnitte zusammengestellt werden.

Allgemeine Bezeichnungen.

P = Anschlußkraft;
n = Anzahl der Niete bzw. Schrauben;
d_1 = Nietlochdurchmesser;
f = Nietlochquerschnitt;
d = Schraubenschaftdurchmesser;
f_s = Schaftquerschnitt der Schrauben;
f_k = Kernquerschnitt der Schrauben;
τ_{zul} = zulässige Scherspannung,
für Niete:
1,0, 1,167 bzw. 1,333 t/cm²,
wenn σ_{zul} des betreffenden Bauteiles = 1,2, 1,4 bzw. 1,6 t/cm² ist;
für Schrauben:
0,8, 0,933 bzw. 1,066 t/cm²,
wenn σ_{zul} des betreffenden Bauteiles = 1,2, 1,4 bzw. 1,6 t/cm² ist;
$\sigma_{l_{zul}}$ = zulässige Lochleibung,
für Niete:
2,0, 2,334 bzw. 2,666 t/cm²,
wenn σ_{zul} des betreffenden Bauteiles = 1,2, 1,4 bzw. 1,6 t/cm² ist;
für Schrauben:
1,6, 1,866 bzw. 2,132 t/cm²,
wenn σ_{zul} des betreffenden Bauteiles = 1,2, 1,4 bzw. 1,6 t/cm² ist.
t = die in der einen der beiden Kraftrichtungen beanspruchte geringste Plattendicke bzw. geringste Summe der Plattendicken.

Berechnungswerte für Niete.

Nietlochdurchmesser d_1 in mm	11	14	17	20	23	26
Nietlochquerschnitt f in cm²	0,95	1,54	2,27	3,14	4,15	5,31

Berechnungswerte für Schrauben.

Schraubennenndurchmesser in Zoll	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Lochdurchmesser d_2 in mm	11	14	17	20	23	26
Schaftdurchmesser d in mm	9,53	12,7	15,9	19,1	22,2	25,4
Schaftquerschnitt f_s in cm²	0,71	1,27	1,98	2,85	3,88	5,07
Kernquerschnitt f_k in cm²	0,44	0,78	1,31	1,96	2,72	3,57

Die vorhandene Scherbeanspruchung.

Für einschnittige Niete: $\tau_{vorh} = \frac{P}{nf}$,

für zweischnittige Niete: $\tau_{vorh} = \frac{P}{2nf}$;

für einschnittige Schrauben: $\tau_{vorh} = \frac{P}{nf_s}$,

für zweischnittige Schrauben: $\tau_{vorh} = \frac{P}{2nf_s}$.

Der vorhandene Lochleibungsdruck.

Für Niete: $\sigma_{l_{vorh}} = \frac{P}{ntd_1}$;

für Schrauben: $\sigma_{l_{vorh}} = \frac{P}{ntd}$.

Die vorhandene Zugbeanspruchung.

Für Niete: Niete sollen im allgemeinen nicht auf Zug (Abreißen) beansprucht werden;

für Schrauben: $\sigma_{z_{vorh}} = \frac{P}{nf_k}$.

Die vorhandene Hauptspannung.

Für Schrauben, die auf Scheren und Zug beansprucht werden, setzen sich beide Spannungen zur großen Hauptspannung wie folgt zusammen:

$$\sigma_{max} = 0{,}35\,\sigma_{z_{vorh}} + 0{,}65\sqrt{\sigma^2_{z_{vorh}} + 4\,(\alpha_0\,\tau_{vorh})^2};$$

hierin ist

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{z_{zul}}}{1{,}3\,\tau_{zul}} = \frac{0{,}8}{1{,}3\cdot 0{,}8} \text{ bzw. } \frac{0{,}933}{1{,}3\cdot 0{,}933} \text{ bzw. } \frac{1{,}066}{1{,}3\cdot 1{,}066} = 0{,}77 \text{ t/cm}^2.$$

Vergleiche auch Teil Ib, A, 3, c des ersten Abschnittes.

1. Erstes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Der in Abb. 318 dargestellte Riegelanschluß wird nachstehend auf seine Festigkeit untersucht. Sämtliche Abmessungen und Bezeichnungen sind aus der Abbildung ersichtlich. σ_{zul} = 1,4 t/cm².

Der Riegel ist für Eigengewicht und Nutzlast als einfacher Träger auf zwei Stützen gerechnet. Für Windlast soll jedoch der Anschluß biegefest sein.

Das Windeckmoment beträgt ±0,46 mt und die Auflagerkraft A = 4,2 t. Bei der Wirkung des positiven Windmomentes wird zwar der Auflagerdruck etwas geringer; es sollen jedoch hier aus praktischen Gründen die Auflagerkräfte bei beiden Belastungsfällen gleich groß angenommen werden.

b) Die Aufnahme des Windmomentes und der Auflagerkraft.

Der Anschluß des Riegels an den Stiel hat das Windeckmoment und die Auflagerkraft zu übertragen. Da er hierdurch außer auf Abscheren auch auf Abreißen beansprucht ist, muß die Verbindung

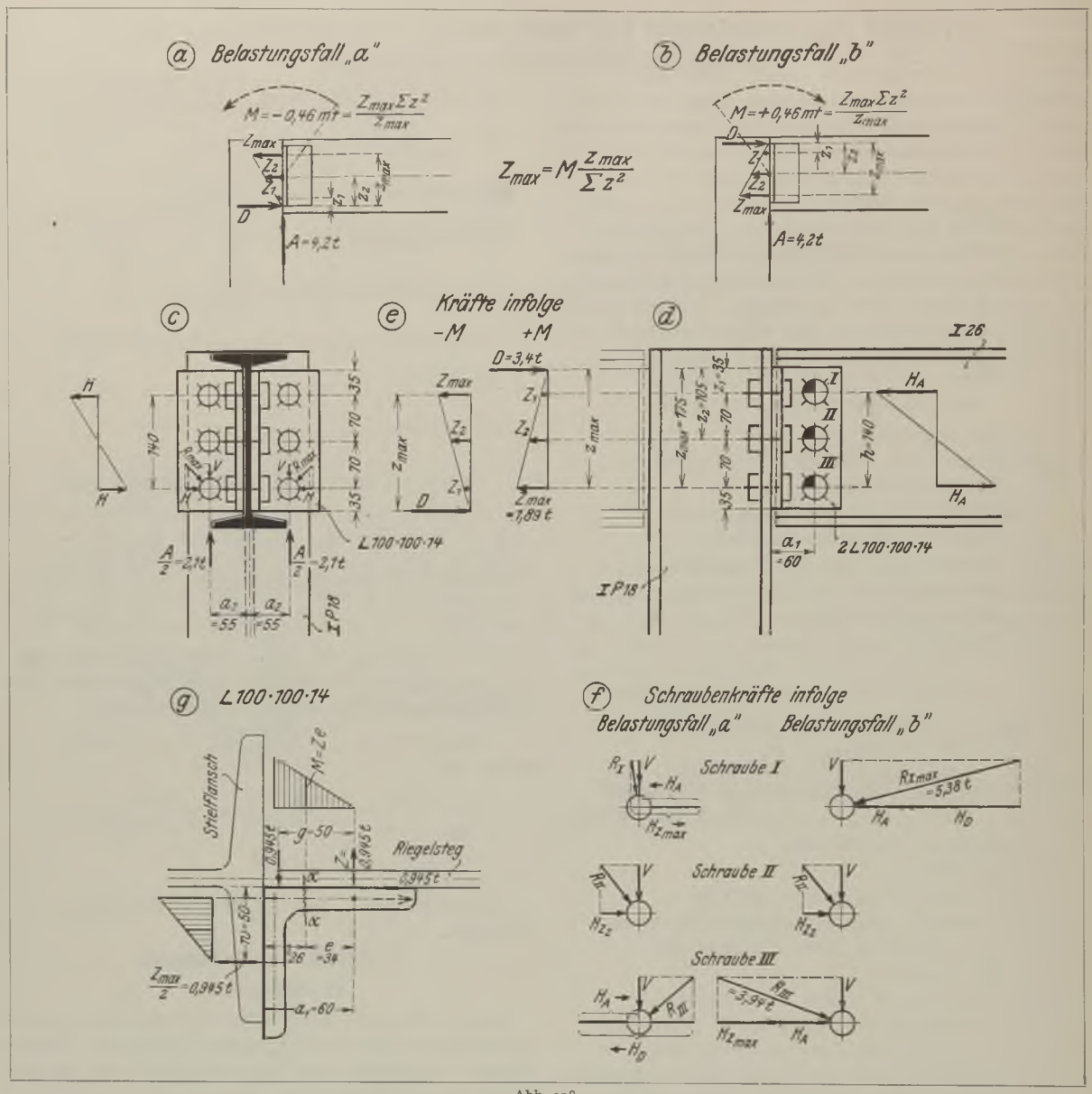


Abb. 318.

durch Schrauben erfolgen. Bei Wirkung des negativen Momentes kann die untere Kante, und bei Wirkung des positiven Momentes die obere Kante der Anschlußwinkel als Druckauflager und somit als Drehpunkt zur Berechnung der Schraubenkräfte angenommen werden.

Auf Zug werden die Schrauben um so mehr beansprucht, je weiter sie vom Druckauflager bzw. vom Drehpunkt entfernt sitzen. Die wagerecht gerichteten Schraubenzugkräfte infolge des Eckmomentes verhalten sich wie ihre Abstände von dem Druckauflagerpunkt, d. h. trägt man die einzelnen Kräfte Z zeichnerisch von einer Senkrechten in ihrer Höhenlage maßstäblich ab, so liegen die Endpunkte dieser Strecken auf einer Geraden (Abb. *e*):

$$Z_{max} = M \frac{z_{max}}{\Sigma z^2}.$$

c) Die Verbindung des Riegels mit dem Stiel durch zwei Stegwinkel 100 · 100 · 14.

α) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 6 einschnittige $^3/_4''$ Schrauben. Durch das negative Windeckmoment erleiden die beiden obersten und durch das positive Windeckmoment die beiden untersten Schrauben die größte Zugkraft:

$$Z_{max} = M \frac{z_{max}}{\Sigma z^2} = 46{,}0 \frac{17{,}5}{3{,}5^2 + 10{,}5^2 + 17{,}5^2} = 1{,}89 \text{ t}.$$

Für die anderen weniger beanspruchten Schraubenpaare werden die Zugkräfte wie folgt (vgl. Abb. *d*):

$$Z_2 = \frac{Z_{max}\, z_2}{z_{max}} = \frac{1{,}89 \cdot 10{,}5}{17{,}5} = 1{,}13 \text{ t};$$

$$Z_1 = \frac{Z_{max}\, z_1}{z_{max}} = \frac{1{,}89 \cdot 3{,}5}{17{,}5} = 0{,}38 \text{ t}.$$

Die größte Druckkraft an der oberen bzw. unteren Kante der Stegwinkel:

$$D = \Sigma Z = 1{,}89 + 1{,}13 + 0{,}38 = 3{,}4 \text{ t}.$$

Die größte Schraubenzugbeanspruchung wird im Kernquerschnitt

$$\sigma_{z_k} = \frac{Z_{max}}{2 f_k} = \frac{1{,}89}{2 \cdot 1{,}96} = 0{,}48 \text{ t/cm}^2$$

und im Schaftquerschnitt (für die Hauptspannung maßgebend):

$$\sigma_{z_s} = \frac{Z_{max}}{2 f_s} = \frac{1{,}89}{2 \cdot 2{,}85} = 0{,}33 \text{ t/cm}^2.$$

Die größte Scher- bzw. Lochleibungskraft ergibt sich durch die Auflagerkraft $A = 4{,}2$ t und das dadurch hervorgerufene Moment

$$M_A = \frac{A_2}{2} a_2 = \frac{4{,}2}{2} 5{,}5 = 11{,}55 \text{ cmt}.$$

Jede Schraube überträgt eine senkrechte Kraft

$$V = \frac{A}{n} = \frac{4{,}2}{6} = 0{,}7 \text{ t},$$

die durch das Moment M_A beanspruchten äußeren Schrauben erhalten außerdem eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H = \frac{M_A}{h} = \frac{11{,}55}{14{,}0} = 0{,}83 \text{ t};$$

die größte Schraubenscher- bzw. -Lochleibungskraft wird somit:

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{0{,}7^2 + 0{,}83^2} = 1{,}09 \text{ t}.$$

Größte Scherbeanspruchung:

$$\tau = \frac{R_{max}}{f_s} = \frac{1{,}09}{2{,}85} = 0{,}38 \text{ t/cm}^2.$$

Größter Lochleibungsdruck:

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d} = \frac{1{,}09}{1{,}4 \cdot 1{,}91} = 0{,}41 \text{ t/cm}^2.$$

Die aus der Zug- und Scherbeanspruchung entstehende Hauptspannung

$$\sigma_{max} = 0{,}35\, \sigma_{z_s} + 0{,}65 \sqrt{\sigma_{z_s}^2 + 4 (\alpha_0 \tau)^2}$$
$$= 0{,}35 \cdot 0{,}33 + 0{,}65 \sqrt{0{,}33^2 + 4 (0{,}77 \cdot 0{,}38)^2}$$
$$= 0{,}55 \text{ t/cm}^2.$$

β) Anschluß am Riegelsteg.

Der aus drei eingepaßten doppelschnittigen $^7/_8$''-Schrauben mit 23 mm Schaftdurchmesser bestehende Anschluß an dem Riegelsteg hat die Auflagerkraft $A = 4{,}2$ t und das durch die Kraft A hervorgerufene Moment $M_A = A\, a_1 = 4{,}2 \cdot 6{,}0 = 25{,}2$ cmt aufzunehmen.

Jede Schraube erhält die senkrechte Kraft

$$V = \frac{A}{n} = \frac{4{,}2}{3} = 1{,}4 \text{ t},$$

die durch das Moment M_A beanspruchten äußeren Schrauben übertragen außerdem eine wagerechte Kraft

$$H_A = \frac{M_A}{h} = \frac{25{,}2}{14{,}0} = 1{,}8 \text{ t}.$$

Dann haben die Schrauben auch noch die Gegenkräfte der durch das Windmoment hervorgerufenen wagerecht gerichteten Zugkräfte Z_{max}, Z_2, Z_1 und die an der oberen bzw. unteren Winkelkante auftretende Druckkraft $D = \Sigma Z$ aufzunehmen. Die Gegenkräfte haben jeweils die in gleicher Höhe liegenden Schrauben auszuhalten. Bei der Übertragung der Druckkraft D wird angenommen, daß sie von der in ihrer nächsten Nähe liegenden Schraube übertragen wird; das durch den außermittigen Angriff vorhandene geringe Moment kann vernachlässigt werden, die kleine entgegengesetzt wirkende Kraft Z_1 bleibt dafür unbeachtet. In Abb. *f* sind für alle Schrauben die einzelnen Kraftwirkungen in Größe und Richtung aufgetragen. Es ist daraus zu ersehen, daß die oberste Schraube *I* bei einem positiven Windmoment (Belastungsfall *b*) die größte Schraubenkraft auszuhalten hat.

$$R_{I_{max}} = \sqrt{V^2 + (H_A + H_D)^2} = \sqrt{1{,}4^2 + (1{,}8 + 3{,}4)^2} = 5{,}38 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{2 f} = \frac{5{,}38}{2 \cdot 4{,}15} = 0{,}65 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t\, d_1} = \frac{5{,}38}{0{,}94 \cdot 2{,}3} = 2{,}49 \text{ t/cm}^2.$$

Für eingepaßte Schrauben wie für Niete ist zwar $\sigma_{l_{zul}}$ nur 2,334 t/cm², aber die geringe Überschreitung ist bei σ_l durch die vorgenommene genaue Berechnung als zulässig zu erachten. Von dem Deutschen Stahlbauverband ist durch eine Eingabe an den Preußischen Minister für Volkswohlfahrt die Erhöhung des zulässigen Lochleibungsdruckes sogar auf das 2,5-fache der zulässigen normalen Spannung für Zug und Biegung beantragt worden; demnach würde $\sigma_{l_{zul}} = 3{,}50$ t/cm² sein.

γ) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Die Winkel haben die durch das Windmoment auftretenden Zugkräfte konsolartig vom Riegelsteg nach den im Stielflansch sitzenden Schrauben zu übertragen; sie müssen daher biegefest ausgebildet werden. Nimmt man die Zugkräfte der im Stielflansch sitzenden Schrauben als Belastung an, so finden die Winkel ihr Druckauflager an den äußersten Kanten des Riegelsteges und ihr anderes Auflager an den im Riegelsteg sitzenden Schrauben. Die letzteren erhalten dadurch außer einer Scher- auch eine Zugkraft (vgl. Abb. *g*). Da die am Winkel angreifenden Zugkräfte verschieden groß sind, soll der Winkelteil, an dem die größte *Z*-Kraft angreift, als abgetrenntes Stück behandelt werden.

Eine Schraube überträgt nach Vorstehendem $\frac{1}{2} \cdot Z_{max} = \frac{1}{2} \cdot 1{,}89 = 0{,}945$ t. Die nutzbare Länge des zur Übertragung der Kraft in Betracht kommenden Winkelteiles ist $3{,}5 + \frac{7{,}0}{2} = 7{,}0$ cm; die Winkelstärke beträgt 1,4 cm. Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitte $\alpha - \alpha$ am Anfang der Schenkelausrundung. Hier wirkt das Biegemoment

$$M = Z e = \frac{Z_{max}}{2} \frac{\overline{ab}}{g} e = 0{,}945 \frac{5{,}0}{5{,}0} 3{,}4 = 3{,}21 \text{ cmt}$$

und die Normalkraft

$$N = \frac{Z_{max}}{2} = 0{,}945 \text{ t};$$

das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{7{,}0 \cdot 1{,}4^2}{6} = 2{,}29 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Fläche

$$F = 7{,}0 \cdot 1{,}4 = 9{,}8 \text{ cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung des gefährlichen Querschnittes wird somit

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{3{,}21}{2{,}29} + \frac{0{,}945}{9{,}8} = 1{,}50 \text{ t/cm}^2$$

Diese ungünstigste errechnete Beanspruchung kann noch als zulässig angesehen werden, da sie ja in Wirklichkeit dadurch günstiger wird, daß die anderen Winkelteile geringere Z-Kräfte übertragen und somit bei Betrachtung der gesamten Winkellänge ein gewisser Spannungsausgleich zustande kommt.

Nimmt man z. B. an, daß sich die drei Z-Kräfte gleichmäßig über die ganze Winkellänge verteilen, dann wird

$$M = \frac{\Sigma Z}{2} e = \frac{(1{,}89 + 1{,}13 + 0{,}38)}{2} 3{,}4 = 5{,}78 \text{ cmt};$$

$$N = \frac{\Sigma Z}{2} = \frac{(1{,}89 + 1{,}13 + 0{,}38)}{2} = 1{,}7 \text{ t};$$

$$W = \frac{21{,}0 \cdot 1{,}4^2}{6} = 6{,}87 \text{ cm}^3;$$

$$F = 21{,}0 \cdot 1{,}4 = 29{,}4 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{5{,}78}{6{,}87} + \frac{1{,}70}{29{,}4} = 0{,}94 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die wagerecht gerichtete Druckkraft $D = \Sigma Z$ werden die Winkel nicht außermittig und daher auch nicht auf Biegung beansprucht; es darf nämlich angenommen werden, daß diese Kraft von den unmittelbar an dem Riegelsteg liegenden Winkelkanten auf den Trägerflansch übertragen wird (vgl. Abb. 139*a*). Nimmt man z. B. als Druckauflager nur 1,5 cm Höhe und 1,5 cm Breite für jeden Winkel an, dann wird die Pressung zwischen den Winkelkanten und dem Stielflansch

$$\sigma = \frac{D}{2} \frac{1}{1{,}5 \cdot 1{,}5} = \frac{3{,}4}{2} \frac{1}{2{,}25} = 0{,}76 \text{ t/cm}^2.$$

Aus der Abb. 318*g* ist zu ersehen, daß auch die im Riegelsteg sitzenden Schrauben durch die Z-Kräfte auf Abreißen beansprucht werden. Die Zugkräfte werden jedoch in Wirklichkeit nach den Betrachtungen im Teil II, A, 4, d des ersten Abschnittes nicht in dem Maße auftreten, wie sie sich theoretisch ergeben, denn durch die Anpassungsfähigkeit des Stahles und durch das Gleiten der Schrauben am Trägersteg sowie durch die Reibung zwischen Winkel- und Trägersteg werden die Spannungsverhältnisse bedeutend verbessert. Rechnet man aber trotzdem die Schrauben mit der größten Z-Kraft, dann ist zu beachten, daß bei gleichzeitiger Wirkung der größten Z-Kraft nicht die Scherkraft $R_{I_{max}}$, sondern R_{III} infolge des Belastungsfalles „*b*" die ungünstigste ist. Nach Abb. *g* ist die größte Z-Kraft

$$Z = \frac{Z_{max}}{2} \frac{w}{g} = \frac{1{,}89}{2} \frac{5{,}0}{5{,}0} = 0{,}945 \text{ t},$$

also ebenso groß wie die ungünstigste Zugkraft bei den im Stielflansch sitzenden Schrauben. Die vorhandene Beanspruchung und die Hauptspannung bleiben auch bei Berücksichtigung der Z-Kraft unter der zulässigen Grenze:

$$\sigma_{z_s} = \frac{Z}{f} = \frac{0{,}945}{4{,}15} = 0{,}23 \text{ t/cm}^2;$$

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + (H_A + H_{s_{max}})^2} = \sqrt{1{,}4^2 + (1{,}8 + 1{,}89)^2}$$
$$= 3{,}94 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{2f} = \frac{3{,}94}{2 \cdot 4{,}15} = 0{,}48 \text{ t/cm}^2.$$

Die Hauptspannung (vgl. vorstehenden Teil γ):

$$\sigma_{max} = 0{,}35 \cdot 0{,}23 + 0{,}65 \sqrt{0{,}23^2 + 4(0{,}77 \cdot 0{,}48)^2}$$
$$= 0{,}59 \text{ t/cm}^2.$$

2. Zweites Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Nachstehend wird der in Abb. 319 dargestellte Riegelanschluß auf seine Festigkeit untersucht. Der Riegel ist auch wie bei dem vorhergehenden Beispiel für Eigengewicht und Nutzlast als einfacher Träger auf zwei Stützen berechnet; der Anschluß muß daher nur zur Übertragung des Windmomentes biegesteif sein. Das Windmoment beträgt $\mp 1{,}6$ mt; die größte Auflagerkraft $A = 8{,}2$ t. Sämtliche Abmessungen, Bezeichnungen usw. sind aus der Abbildung zu ersehen. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

b) Die Aufnahme des Windmomentes und der Auflagerkraft.

Der Anschluß des Riegels an den Stiel hat außer der größten Auflagerkraft A das Windeckmoment zu übertragen. Die Schrauben werden daher nicht nur auf Abscheren, sondern auch auf Abreißen beansprucht. Bei Wirkung des negativen Momentes wird die Mitte des am unteren Riegelflansch liegenden Winkelschenkels, und bei Wirkung des positiven Momentes die Mitte des am oberen Riegelflansch sitzenden Winkelschenkels als Druckauflager und somit als Drehpunkt zur Berechnung der Schraubenzugkräfte angenommen:

$$Z_{max} = M \frac{z_{max}}{\Sigma z^2} = 160 \frac{32{,}2}{7{,}7^2 + 13{,}7^2 + 19{,}7^2 + 32{,}2^2} = 3{,}08 \text{ t};$$

die anderen Z-Kräfte ergeben sich wie folgt:

$$Z_3 = \frac{Z_{max}\, z_3}{z_{max}} = \frac{3{,}08 \cdot 19{,}7}{32{,}2} = 1{,}89\ \text{t};$$

$$Z_2 = \frac{Z_{max}\, z_2}{z_{max}} = \frac{3{,}08 \cdot 13{,}7}{32{,}2} = 1{,}31\ \text{t};$$

$$Z_1 = \frac{Z_{max}\, z_1}{z_{max}} = \frac{3{,}08 \cdot 7{,}7}{32{,}2} = 0{,}73\ \text{t}.$$

den Stiel zu übertragen. Während die Druckkraft D ohne Momentenwirkung unmittelbar von den am Riegelflansch liegenden Winkelkanten auf den Stielflansch übertragen wird, muß die Zugkraft Z_{max} durch die vom Riegelflansch abstehenden Winkelschenkel mittels Schrauben in den Stielflansch geleitet werden.

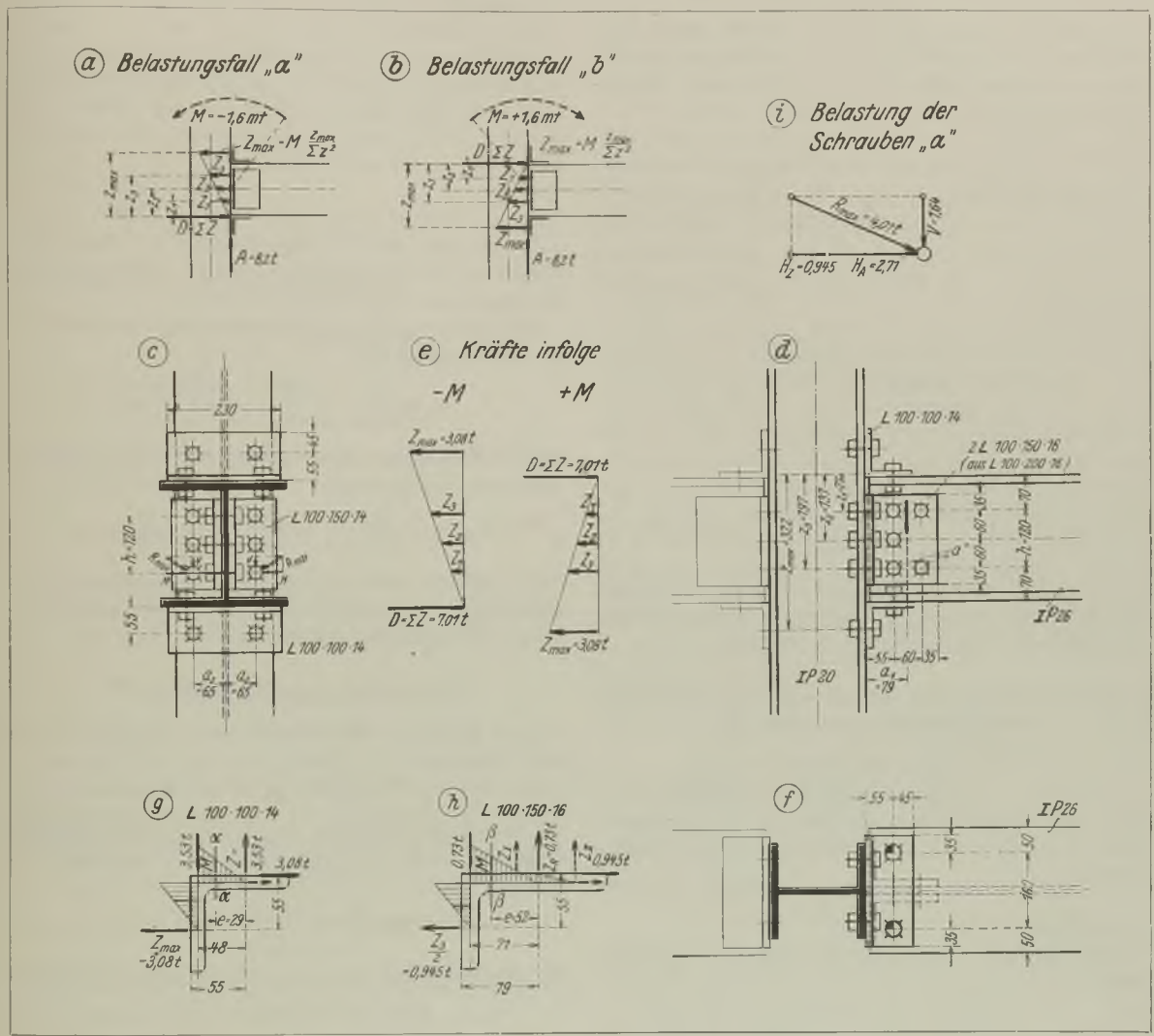


Abb. 319.

Die größte Druckkraft

$$D = \Sigma Z = 3{,}08 + 1{,}89 + 1{,}31 + 0{,}73 = 7{,}01\ \text{t}.$$

c) Die Verbindung des Riegels mit dem Stiel durch die am oberen und unteren Flansch sitzenden Winkel 100 · 100 · 14.

α) Anschluß am Stielflansch.

Die am oberen und unteren Flansch des Riegels sitzenden Winkel 100 · 100 · 14 haben die Zugkraft $Z = 3{,}08$ t bzw. die Druckkraft $D = 7{,}01$ t in bzw. auf

Vorhanden sind 2 einschnittige $^3/_4$''-Schrauben

$$\sigma_{z_k} = \frac{Z_{max}}{2 f_k} = \frac{3{,}08}{2 \cdot 1{,}96} = 0{,}78\ \text{t/cm}^2.$$

β) Anschluß am Riegelflansch.

Die größte Anschlußkraft auf Abscheren ist hier $D = 7{,}01$ t. Vorhanden sind 2 einschnittige $^7/_8$''-Schrauben;

$$\tau = \frac{D}{2 f_s} = \frac{7{,}01}{2 \cdot 3{,}88} = 0{,}91\ \text{t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{D}{2 t d} = \frac{7{,}01}{2 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}22} = 1{,}13\ \text{t/cm}^2.$$

Gemäß Abb. *g* erhalten die Schrauben, wenn die Kraft Z_{max} wirkt, eine Zugkraft von etwa

$$Z = Z_{max} \frac{5,5}{\infty 4,8} = 3,53 \text{ t};$$

$$\sigma_{z_k} = \frac{Z_{max}}{2 f_k} = \frac{3,53}{2 \cdot 2,72} = 0,65 \text{ t/cm}^2.$$

Da bei Wirkung von Z_{max} die vorhin mit D ermittelte Scherspannung τ über die Hälfte geringer wird, so ist ohne weiteres ersichtlich, daß die Hauptspannung σ_{max} in zulässigen Grenzen bleibt.

γ) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Infolge der kragarmartigen Übertragung der Z_{max}-Kraft wird der Winkelquerschnitt auf Biegung und Zug beansprucht. Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitte α—α am Anfang der Schenkelausrundung (vgl. Abb. *g*).

$$M = Ze = 3,53 \cdot 2,9 = 10,2 \text{ cmt};$$

$$N = Z_{max} = 3,08 \text{ t};$$

$$W = \frac{23,0 \cdot 1,4^2}{6} = 7,52 \text{ cm}^3;$$

$$F = 23,0 \cdot 1,4 = 32,2 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{10,2}{7,52} + \frac{3,08}{32,2} = 1,46 \text{ t/cm}^2.$$

Nach den Ausführungen im Teil c, γ des ersten Zahlenbeispieles kann die errechnete Beanspruchung von 1,46 t/cm² noch zugelassen werden.

d) Die Verbindung des Riegels mit dem Stiel durch zwei Stegwinkel 100 · 150 · 16.

α) Anschluß am Riegelsteg.

Der aus 5 doppelschnittigen eingepaßten $^3/_4$''-Schrauben bestehende Anschluß hat die Auflagerkraft $A = 8,2$ t und das dadurch hervorgerufene Moment

$$M_A = A\, a_1 = 8,2 \cdot 7,9 = 64,78 \text{ cmt}$$

aufzunehmen.

Jede Schraube überträgt eine senkrecht wirkende Kraft

$$V = \frac{A}{n} = \frac{8,2}{5} = 1,64 \text{ t}$$

und die durch das Moment M_A beanspruchten äußeren Schrauben eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H_A = \frac{M_A}{2h} = \frac{64,78}{2 \cdot 12,0} = 2,71 \text{ t}.$$

Außerdem haben die Schrauben auch noch die Gegenkräfte der durch das Windmoment hervorgerufenen wagerecht gerichteten Zugkräfte Z_1, Z_2 und Z_3 aufzunehmen. Für jede der am meisten beanspruchten äußersten Schrauben wird dann im ungünstigsten Belastungsfall die wagerecht gerichtete Zusatzkraft

$$H_Z = \frac{Z_3}{2} = \frac{1,89}{2} = 0,945 \text{ t}.$$

Somit wird die größte Schraubenkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + (H_A + H_Z)^2} = \sqrt{1,64^2 + (2,71 + 0,945)^2} = 4,01 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{2f} = \frac{4,01}{2 \cdot 3,14} = 0,64 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d_1} = \frac{4,01}{1,1 \cdot 2,0} = 1,83 \text{ t/cm}^2.$$

Gemäß den Ausführungen im Teil e, γ des ersten Zahlenbeispiels erhalten die am Steg sitzenden Schrauben auch eine Zugbeanspruchung (vgl. Abb. 319*h*), die aber nach den dort angestellten Betrachtungen unter der zulässigen Grenze bleibt.

β) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 6 einschnittige $^3/_4$''-Schrauben. Durch das Windmoment erhalten die äußeren Schraubenpaare die Zugkraft $Z_3 = 1,89$ t.

Die größte Zugbeanspruchung einer Schraube wird im Kernquerschnitt

$$\sigma_{z_k} = \frac{Z_3}{2 f_k} = \frac{1,89}{2 \cdot 1,96} = 0,48 \text{ t/cm}^2$$

und im Schaftquerschnitt (für Berechnung der Hauptspannung maßgebend)

$$\sigma_{z_s} = \frac{Z_2}{2 f_s} = \frac{1,89}{2 \cdot 2,85} = 0,33 \text{ t/cm}^2.$$

Die größte Scher- bzw. Lochleibungskraft ergibt sich durch die Auflagerkraft $A = 8,2$ t und das dadurch hervorgerufene Moment

$$M_A = \frac{A}{2} a_2 = \frac{8,2}{2} \cdot 6,5 = 26,65 \text{ cmt}.$$

Jede Schraube erhält eine lotrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{A}{n} = \frac{8,2}{6} = 1,37 \text{ t},$$

die durch das Moment M_A beanspruchten äußeren Schrauben erhalten außerdem eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H = \frac{M_A}{h} = \frac{26,65}{12,0} = 2,22 \text{ t};$$

die größte Scher- bzw. Lochleibungskraft wird somit

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{1,37^2 + 2,22^2} = 2,61 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{f_s} = \frac{2,61}{2,85} = 0,92 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t\, d} = \frac{2,61}{1,6 \cdot 1,91} = 0,86 \text{ t/cm}^2.$$

Die Hauptspannung wird

$$\sigma_{max} = 0,35\, \sigma_{z_s} + 0,65 \sqrt{\sigma_{z_s}^2 + 4 (\alpha_0 \tau)^2}$$
$$= 0,35 \cdot 0,33 + 0,65 \sqrt{0,33^2 + 4 (0,77 \cdot 0,92)^2}$$
$$= 1,05 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Die Winkel werden infolge der außermittig angreifenden Zugkräfte Z_1, Z_2, Z_3 auf Biegung und Zug

gemäß Abb. *h* beansprucht. Da die Z-Kräfte verschieden groß sind, soll der Winkelteil, an dem die größte Z-Kraft angreift, im Beispiel ist es die Kraft $Z_3 \cdot \frac{1}{2} = 1{,}89 \cdot \frac{1}{2} = 0{,}945$ t, als abgetrenntes Stück behandelt werden. Die entsprechende Länge des Winkelteiles ist $3{,}5 + \frac{6{,}0}{2} = 6{,}5$ cm; die Winkeldicke beträgt 1,6 cm. Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt $\beta-\beta$ am Anfang der Schenkelausrundung. Hier wirkt das Biegemoment

$$M = Z_R e = \frac{Z_3}{2} \frac{5{,}5}{\sim 7{,}1} e = \frac{1{,}89}{2} \frac{5{,}5}{\sim 7{,}1} 5{,}2$$
$$= 0{,}73 \cdot 5{,}2 = 3{,}80 \text{ cmt}$$

und die Normalkraft

$$N = \frac{Z_3}{2} = \frac{1{,}89}{2} = 0{,}945 \text{ t};$$

das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{6{,}5 \cdot 1{,}6^2}{6} = 2{,}77 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Fläche

$$F = 6{,}5 \cdot 1{,}6 = 10{,}4 \text{ cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung des gefährdeten Querschnittes wird somit

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{3{,}80}{2{,}77} + \frac{0{,}945}{10{,}4} = 1{,}46 \text{ t/cm}^2.$$

Nach den Ausführungen im Teil c, γ des ersten Zahlenbeispieles kann die errechnete Beanspruchung von 1,46 t/cm² noch zugelassen werden.

3. Drittes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Der in Abb. 320 dargestellte Knotenpunkt eines Stockwerkrahmens soll nachstehend auf seine Festigkeit untersucht werden. Die Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor.

$$\sigma_{zul} = 1{,}4 \text{ t/cm}^2.$$

α) Belastungsfall „*a*" infolge Gesamt- und Windlast.

(Größtes negatives Stoßmoment und größte Querkraft.)

$$M = -12{,}9 \text{ mt}; \quad Q = +21{,}0 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „*b*" infolge Eigengewicht und Windlast.

(Größtes positives Stoßmoment und kleinste Querkraft.)

$$M = +3{,}5 \text{ mt}; \quad Q = -3{,}2 \text{ t}.$$

b) Die Aufnahme der Stoßmomente und Querkräfte.

α) Belastungsfall „*a*".

Das Stoßmoment wird bei dem Belastungsfall „*a*" durch ein wagerecht gerichtetes Kräftepaar ersetzt gedacht, das im Abstande $c = 500$ mm am oberen und unteren Riegelflansch zur Wirkung kommt (vgl. Abb. *a*):

$$S_o = S_u = \frac{M}{c} = \frac{12{,}9}{0{,}5} = 25{,}8 \text{ t}.$$

Zur Übertragung der Kraft S_o ist am oberen Riegelflansch ein kup I P 60 angenietet, das die Zugkraft durch Schrauben in den Stielflansch bringt.

Zur Übertragung der Kraft S_u, die drückend auf den Flansch wirkt, sind einfach zwischen der unteren Riegelflanschkante und der Stielflanschkante Druckstücke eingepaßt.

Die Querkraft Q wird durch unmittelbare Auflagerung des Riegels auf eine Plattenkante übertragen; der Stegwinkelanschluß ist infolge der geringen verfügbaren Höhe zur Aufnahme der Auflager- bzw. Querkraft nicht geeignet.

β) Belastungsfall „*b*".

Bei dem Belastungsfall „*b*" ist das Stoßmoment positiv, so daß am Anschluß der untere Riegelflansch gezogen und der obere gedrückt wird. Da aber das positive Stoßmoment bedeutend geringer als das vorher besprochene negative Moment ist, so kann in diesem Fall von der Anordnung einer besonderen Zugübertragung, so wie es bei dem negativen Moment am oberen Flansch durch ein kup I P 60 geschehen ist, Abstand genommen werden. Es genügt in diesem Fall die Stegwinkelverbindung zur Übertragung der Momentenzugkräfte, indem zur Berechnung der Zugkräfte Oberkante Riegelflansch als Druckauflager bzw. Drehpunkt angenommen wird (vgl. Abb. *b*).

Die Stegwinkelverbindung hat somit folgende Zugkräfte zu übertragen:

$$Z_{max} = M \frac{z_{max}}{\Sigma z^2} = 350{,}0 \frac{41{,}0}{19{,}0^2 + 30{,}0^2 + 41{,}0^2} = 4{,}88 \text{ t};$$
$$Z_2 = \frac{Z_{max} z_2}{z_{max}} = \frac{4{,}88 \cdot 30{,}0}{41{,}0} = 3{,}57 \text{ t};$$
$$Z_1 = \frac{Z_{max} z_1}{z_{max}} = \frac{4{,}88 \cdot 19{,}0}{41{,}0} = 2{,}26 \text{ t}.$$

Die Druckkraft

$$D = \Sigma Z = 4{,}88 + 3{,}57 + 2{,}26 = 10{,}71 \text{ t}$$

muß, da der obere Riegelflansch kein Berührungsauflager hat, durch das kup I P 60 in den Riegelflansch gebracht werden. Da die Kraft $D = 10{,}71$ t geringer ist als die Kraft $S_o = 25{,}8$ t, so ist hierfür der Anschluß des I P 60 an den Riegelflansch natürlich ohne weiteres ausreichend.

Die Stegwinkel sollen außerdem noch die geringe negative Querkraft $Q = -3{,}2$ t allein aufnehmen; obwohl zweifellos auch das kup I P 60 und die Winkelverbindung am unteren Riegelflansch dabei mitwirken.

c) Die Plattenkantenauflagerung zur Übertragung der positiven Querkraft Q.

α) Unmittelbare Kraftübertragung.

Nach Vorstehendem beträgt die größte positive Querkraft 21,0 t. Der Träger lagert sich unmittel-

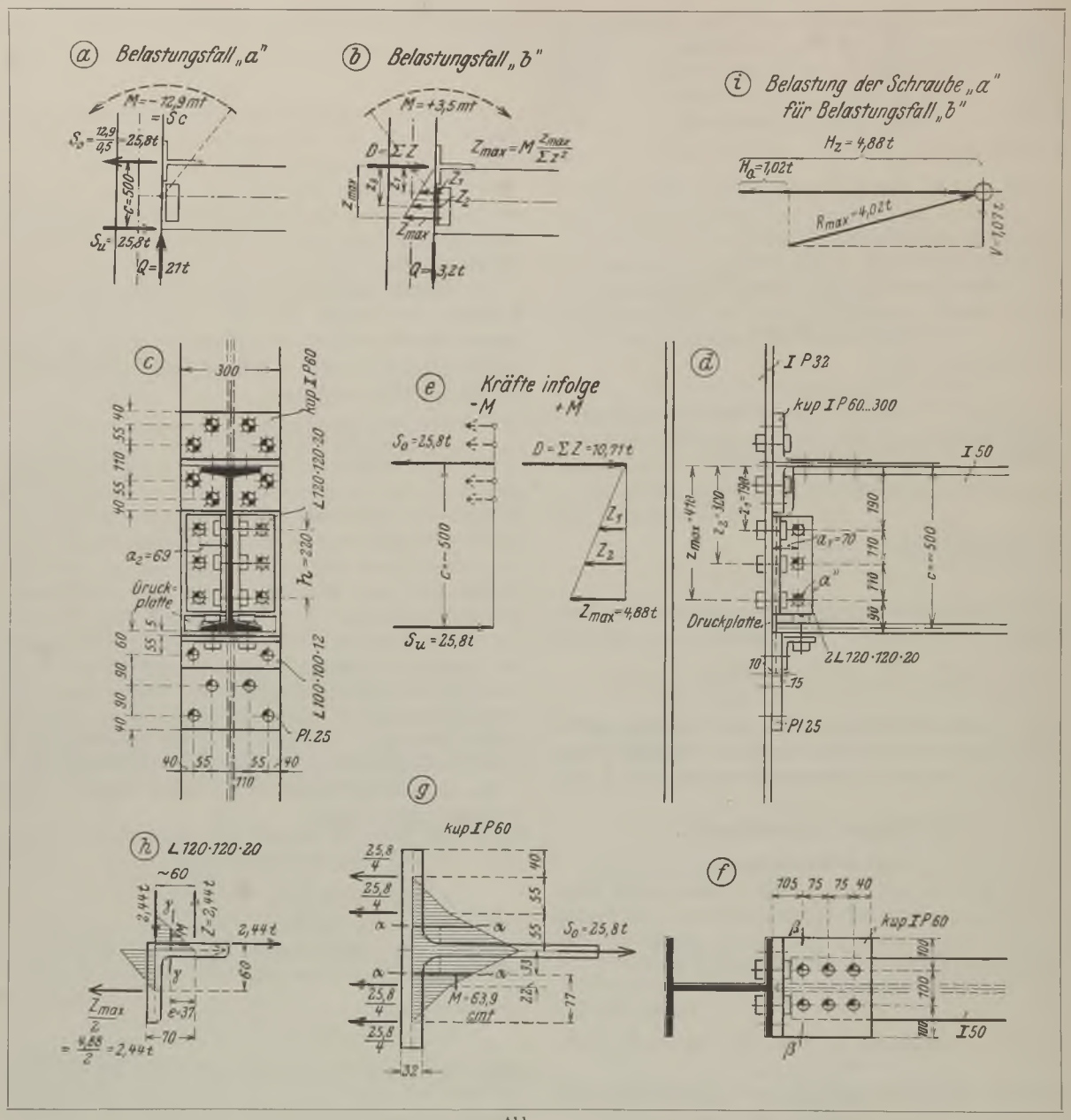


Abb. 320.

bar auf die Plattenkante, der angesetzte Winkel dient nur zum Halten des Trägers und ist mit etwa 5 mm Zwischenraum angeordnet. Die Platte ist 25 mm dick. Als Auflagerlänge l werden jedoch nur 15 mm angenommen, da die äußere Riegelkante etwa 10 mm vom Stielflansch zurücksteht. Die Flanschbreite b des Riegels I 50 beträgt 185 mm. Die Pressung zwischen Riegelflansch und Plattenkante ist demnach

$$\sigma = \frac{Q}{b\,l} = \frac{21{,}0}{18{,}5 \cdot 1{,}5} = 0{,}76 \text{ t/cm}^2.$$

Der Riegelflansch wird durch die Pressung auf Biegung beansprucht (vgl. Teil II, A, 3, b im ersten Abschnitt). Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Stelle, an der die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt. Das Maß y von dort bis zur Außenkante des Flansches beträgt 65,5 mm.

$$M = \frac{Q\,y^2}{b\,2} = \frac{21{,}0 \cdot 6{,}55^2}{18{,}5 \cdot 2} = 24{,}35 \text{ cmt.}$$

Da angenommen werden kann, daß sich das Moment auf eine Länge von $3\,y$ überträgt, so ist das vorhandene Widerstandsmoment des Trägerflansches

$$W = \frac{3\,y\,\delta^2}{6} = \frac{3 \cdot 6{,}55 \cdot 2{,}97^2}{6} = 28{,}9 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{24{,}35}{28{,}9} = 0{,}84 \text{ t/cm}^2.$$

β) Anschluß der Platte am Stielflansch.

Zum Anschluß der Platte sind 6 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser vorhanden.

$$\tau = \frac{Q}{n f} = \frac{21,0}{6 \cdot 4,15} = 0,84 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{Q}{n t d_l} = \frac{21,0}{6 \cdot 2,2 \cdot 2,3} = 0,69 \text{ t/cm}^2.$$

d) Die Verbindung des Riegels mit dem Stiel durch das kup I P 60.

α) Anschluß am Riegelflansch.

Vorhanden sind 6 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{S_o}{n f} = \frac{25,8}{6 \cdot 4,15} = 1,04 \text{ t/cm}^2.$$

β) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 8 einschnittige 1″-Schrauben;

$$\sigma_{z_k} = \frac{S_o}{n f_k} = \frac{25,8}{8 \cdot 3,57} = 0,91 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des Trägerquerschnittes.

1) Biegebeanspruchung im Schnitt $\alpha - \alpha$.

Der Flansch des kup I P 60 wird durch die Übertragung der Kraft S_o auf Biegung beansprucht (Abb. *g*). Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitte $\alpha - \alpha$ am Beginn der Flanschausrundung.

$$M = \frac{25,8}{4} (7,7 + 2,2) = 63,9 \text{ cmt};$$

das vorhandene Widerstandsmoment ist an dieser Stelle

$$W = \frac{30,0 \cdot 3,2^2}{6} = 51,2 \text{ cm}^3;$$

die vorhandene Biegebeanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{63,9}{51,2} = 1,25 \text{ t/cm}^2.$$

2) Zugbeanspruchung im Schnitte $\beta - \beta$.

Die im Schnitt $\beta - \beta$ (Abb. *f*) vorhandene nutzbare Querschnittsfläche

$$F_n = (30,0 - 2 \cdot 2,3) 1,7 = 43,18 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{S_o}{F_n} = \frac{25,8}{43,18} = 0,60 \text{ t/cm}^2.$$

e) Die Verbindung des Riegels mit dem Stiel durch zwei Stegwinkel 120 · 120 · 20.

α) Anschluß am Stielflansch.

Der aus 6 einschnittigen $^7/_8$″-Schrauben bestehende Anschluß hat die im Teil b, β ermittelten Zugkräfte Z_{max}, Z_2 und Z_1 und die negative Querkraft Q aufzunehmen.

Die beiden untersten Schrauben haben die Zugkraft $Z_{max} = 4,88$ t auszuhalten.

Die größte Zugbeanspruchung einer Schraube

$$\sigma_{z_k} = \frac{Z_{max}}{2 f_k} = \frac{4,88}{2 \cdot 2,72} = 0,90 \text{ t/cm}^2.$$

Die größte Scher- bzw. Lochleibungskraft ergibt sich durch die negative Querkraft $Q = 3,2$ t und das dadurch hervorgerufene Moment

$$M_Q = \frac{Q_{min}}{2} a_2 = \frac{3,2}{2} 6,9 = 11,05 \text{ cmt}.$$

Jede Schraube erhält eine lotrecht nach oben gerichtete Kraft

$$V = \frac{Q}{n} = \frac{3,2}{6} = 0,54 \text{ t},$$

die durch das Moment M_Q beanspruchten äußeren Schrauben erhalten außerdem eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H = \frac{M_Q}{h} = \frac{11,05}{22,0} = 0,50 \text{ t};$$

die größte Scherkraft wird somit

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{0,54^2 + 0,50^2} = 0,74 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{f_s} = \frac{0,74}{3,88} = 0,19 \text{ t/cm}^2.$$

Die Hauptspannung σ_{max} wird wie in den vorhergehenden Zahlenbeispielen ermittelt; im vorliegenden Beispiel bleibt sie mit der im Schaftquerschnitt herrschenden Zugbeanspruchung unter der zulässigen Grenze.

β) Anschluß am Riegelsteg.

Vorhanden sind 3 doppelschnittige $^7/_8$″-Schrauben; diese haben die negative Querkraft $Q = 3,2$ t und das dadurch verursachte Moment

$$M_Q = Q a_1 = 3,2 \cdot 7,0 = 22,4 \text{ cmt}$$

zu übertragen.

Jede Schraube überträgt eine lotrecht nach oben gerichtete Kraft

$$V = \frac{Q}{n} = \frac{3,2}{3} = 1,07 \text{ t}$$

und die durch das Moment beanspruchten äußeren Schrauben eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H_Q = \frac{M_Q}{h} = \frac{22,4}{22,0} = 1,02 \text{ t}.$$

Außerdem hat die Verbindung auch noch die Gegenkräfte der am Stielflansch zur Übertragung kommenden Z-Kräfte aufzunehmen. Die größte wagerecht gerichtete Kraft erhält die unterste Schraube

$$H_Z = Z_{max} = 4,88 \text{ t};$$

die Kraft H_Z wirkt in entgegengesetzter Richtung von H_Q, so daß die größte Schraubenkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + (H_Z - H_Q)^2} = \sqrt{1,07^2 + (4,88 - 1,02)^2} = 4,02 \text{ t};$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{2 f_s} = \frac{4,02}{2 \cdot 3,88} = 0,52 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d} = \frac{4,02}{1,8 \cdot 2,22} = 1,01 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Durch die außermittig angreifenden Kräfte Z_{max}, Z_2 und Z_1 werden die Winkel gemäß Abb. *h* auf Biegung und Zug beansprucht. Da die Z-Kräfte verschieden groß sind, wird der untere Winkelteil, an dem die größte Z-Kraft angreift, als abgetrenntes Stück behandelt. Die nutzbare Höhe des Winkelteiles

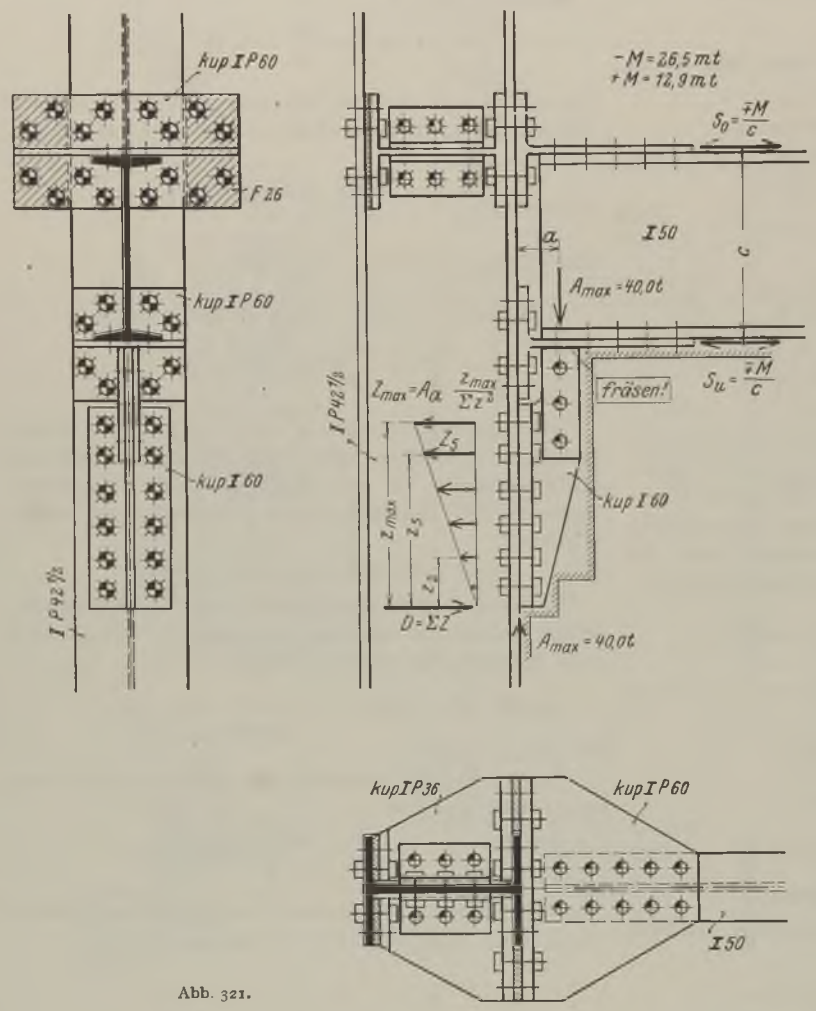


Abb. 321.

ist etwa $4{,}0 + \frac{11{,}0}{2} = 9{,}5$ cm; die Winkeldicke beträgt 2,0 cm. Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt γ—γ bei Beginn der Schenkelausrundung; hier wirkt das Biegemoment

$$M = Z\,e = \frac{Z_{max}}{2}\,\frac{6{,}0}{\sim 6{,}0}\,e = \frac{4{,}88}{2}\,e = 2{,}44 \cdot 3{,}7 = 9{,}03 \text{ cmt}$$

und die Normalkraft

$$N = \frac{Z_{max}}{2} = \frac{4{,}88}{2} = 2{,}44 \text{ t};$$

das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{9{,}5 \cdot 2{,}0^2}{6} = 6{,}33 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Fläche

$$F = 9{,}5 \cdot 2{,}0 = 19{,}0 \text{ cm}^2.$$

Die größte Beanspruchung des gefährlichen Querschnittes wird somit

$$_{max}\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{9{,}03}{6{,}33} + \frac{2{,}44}{19{,}0} = 1{,}56 \text{ t/cm}^2.$$

Die Beanspruchung kann bei dieser ungünstigen Berechnungsweise noch als zulässig betrachtet werden (vgl. hierzu die Ausführungen im Teil c, γ des ersten Zahlenbeispiels).

f) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Werden die negativen und positiven Momente größer als bei dem durchgerechneten Beispiel, dann kann die Ausführung des Knotenpunktes gemäß Abb. 321 erfolgen. Das obere kup I P 60 ist verlängert worden und dadurch ein Teil der Zugkraft S_o in den Stielsteg gebracht. Da bei einem größeren positiven Moment auch am unteren Flansch eine größere Zugkraft S_u wirkt, so mußte auch hier ein kup I P angeordnet werden. Die positive Auflagerkraft ist daher durch ein schmales Konsol in den Stiel übertragen worden (Berechnung des Konsols nach Teil II, A, 5, b des ersten Abschnittes). Ist eine größere negative Auflagerkraft vorhanden, so muß dementsprechend auch am oberen Riegelflansch eine ähnliche Auflagerung geschaffen werden. Die Berechnung dieses Knotenpunktes erfolgt sinngemäß dem vorher durchgeführten Zahlenbeispiel.

4. Viertes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Nachstehend wird der in Abb. 322 dargestellte Knotenpunkt untersucht; im Gegensatz zu den vorangehenden Beispielen sind hier Schrauben und Niete auf Zug nicht beansprucht. Alle Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

α) Belastungsfall „a" infolge Gesamtlast und Wind von rechts.

(Größtes negatives Stoßmoment und größte Querkraft.)

$$M = -26{,}5 \text{ mt}; \quad Q = +40{,}0 \text{ t}.$$

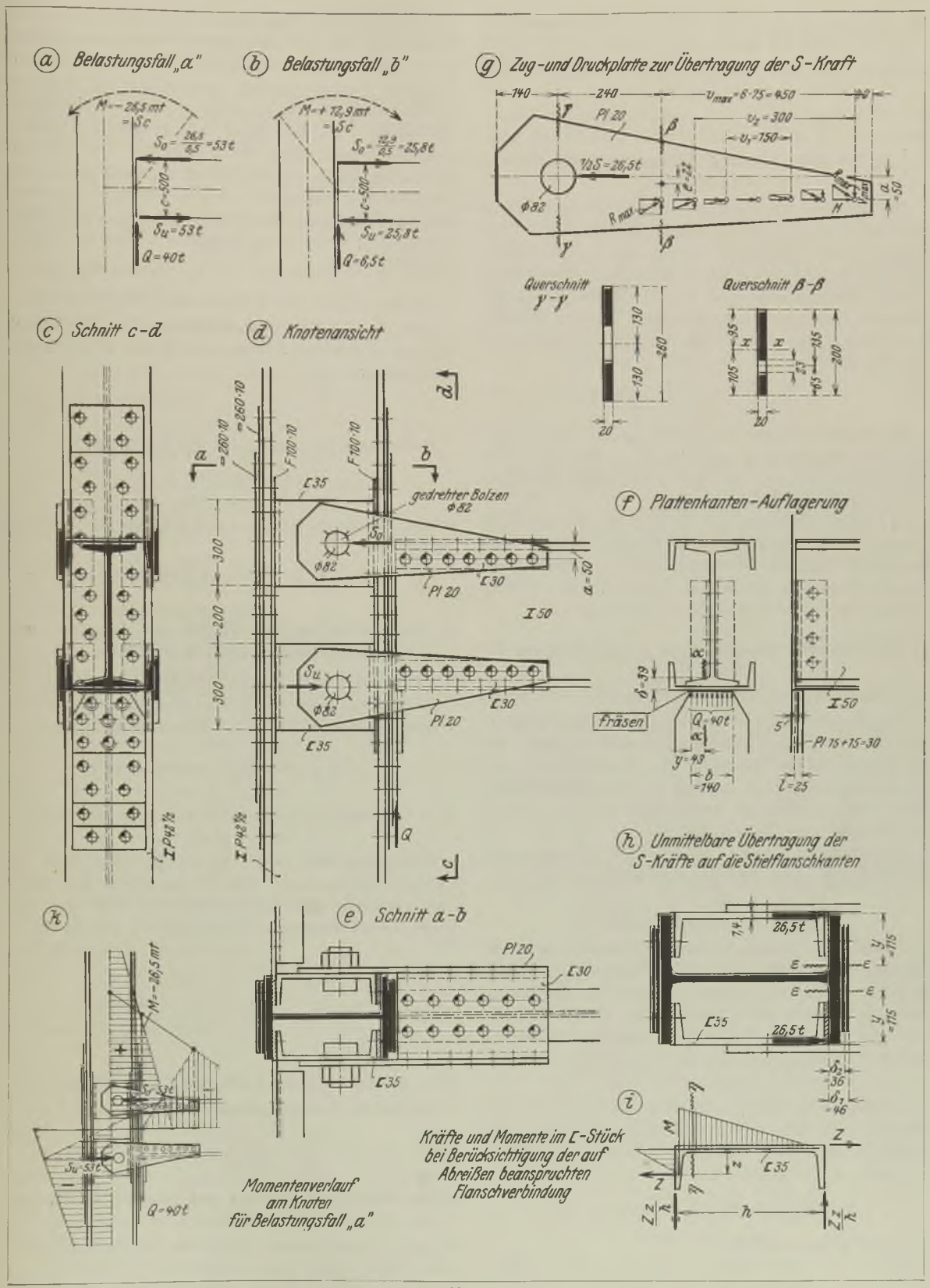

a Belastungsfall „a"
b Belastungsfall „b"
g Zug-und Druckplatte zur Übertragung der S-Kraft
Querschnitt γ-γ
Querschnitt β-β
c Schnitt c-d
d Knotenansicht
gedrehter Bolzen Φ82
f Plattenkanten-Auflagerung
Fräsen
h Unmittelbare Übertragung der S-Kräfte auf die Stielflanschkanten
k
e Schnitt a-b
i
Momentenverlauf am Knoten für Belastungsfall „a"
Kräfte und Momente im C-Stück bei Berücksichtigung der auf Abreißen beanspruchten Flanschverbindung

Abb. 322.

β) Belastungsfall „b" infolge Eigengewicht und Wind von links.

(Größtes positives Stoßmoment und kleinste Querkraft.)

$$M = +12{,}9 \text{ mt}; \quad Q = +6{,}5 \text{ t}.$$

b) Die Aufnahme der Stoßmomente und der Querkräfte.

Da bei dem vorliegenden Beispiel die Aufnahme des negativen und positiven Stoßmomentes mit spiegelgleicher Ausführung erfolgt, ist nur die Untersuchung infolge des größten Momentes erforderlich.

Das Stoßmoment wird durch ein wagerecht gerichtetes Kräftepaar ersetzt gedacht, das im Abstand $c = 500$ mm am oberen und unteren Riegelflansch zur Wirkung kommt (vgl. Abb. *a* und *b*):

$$S_o = S_u = \frac{M}{c} = \frac{26{,}5}{0{,}5} = 53{,}0 \text{ t}.$$

Die Kräfte werden durch die an den oberen und unteren Riegelflansch angenieteten [-Stücke in die Übertragungsplatten und von dort durch gelenkigen Anschluß in den Stiel gebracht.

In Übereinstimmung mit der statisch einwandfreien Lösung des Momentanschlusses kommt auch der Auflagerdruck bzw. die Querkraft durch die unmittelbare Riegelauflagerung auf eine am Stielflansch angenietete Platte mit Gelenkwirkung zur Übertragung.

c) Die Plattenkantenauflagerung zur Übertragung der Kraft Q.

α) Unmittelbare Kraftübertragung (Abb. 322*f*).

Zur unmittelbaren Übertragung der Querkraft $Q = 40{,}0$ t sind zwei zusammengenietete Platten von je 15 mm Stärke gewählt; die Gesamtplatte von 30 mm Stärke ist oben gefräst. Da die äußere Riegelkante etwa 5 mm vom Stielflansch absteht, beträgt die Auflagerlänge jedoch nur $30 - 5 = 25$ mm. Die Auflagerbreite b beträgt 140 mm. Die Pressung zwischen Riegelflansch und Plattenkante:

$$\sigma = \frac{Q}{b\,l} = \frac{40{,}0}{14{,}0 \cdot 2{,}5} = 1{,}15 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die Pressung wird der Riegelflansch auf Biegung beansprucht. Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Stelle, an der die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt. Das Maß y von dort bis zur Außenkante der Druckfläche beträgt 43 mm.

$$M = \frac{Q}{b}\,\frac{y^2}{2} = \frac{40{,}0}{14{,}0}\,\frac{4{,}3^2}{2} = 26{,}4 \text{ cmt}.$$

Angenommen wird, daß das Biegemoment im Schnitte α—α auf eine Flanschlänge von $3\,y$ gleichmäßig verteilt wirkt; das vorhandene Widerstandsmoment des Riegelflansches ist dann

$$W = \frac{3\,y\,\delta^2}{6} = \frac{3 \cdot 4{,}3 \cdot 3{,}9^2}{6} = 32{,}7 \text{ cm}^3$$

und die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{26{,}4}{32{,}7} = 0{,}81 \text{ t/cm}^2$$

Wenn auch die Beanspruchung bei den gemachten Annahmen die zulässige Grenze nicht überschreitet, so ist doch zu beachten, daß in Wirklichkeit die vorhandene Beanspruchung unmittelbar am Auflager größer wird, als die errechnete mittlere Biegebeanspruchung. Es ist daher bei größeren Auflagerdrücken ratsam, einen entsprechenden Teil der Auflagerkraft durch am Riegelsteg angenietete und am Riegelflansch eingepaßte L- oder ⊥-Stücke unmittelbar zu übertragen (Ausführung in Abb. *f* gestrichelt angedeutet; Berechnung nach Teil 9, Neuntes Zahlenbeispiel).

β) Anschluß der Platte am Stielflansch.

Zum Anschluß der Gesamtplatte an den Stielflansch sind 10 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser vorhanden:

$$\sigma = \frac{Q}{n\,f} = \frac{40{,}0}{10 \cdot 4{,}15} = 0{,}97 \text{ t/cm}^2.$$

Die äußere Teilplatte, die die Teilkraft

$$Q' = Q\,\frac{l'}{l} = 40{,}0\,\frac{1{,}5}{2{,}5} = 24{,}0 \text{ t}$$

erhält, ist mittels 8 Nieten mit der inneren Teilplatte verbunden:

$$\sigma = \frac{Q'}{n\,f} = \frac{24{,}0}{8 \cdot 4{,}15} = 0{,}73 \text{ t/cm}^2.$$

d) Die Verbindung des Riegels mit den Zug- und Druckplatten durch [30-Stücke.

α) Anschluß der [30-Stücke am Riegelflansch.

Vorhanden sind an jedem Riegelflansch 12 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser:

$$\tau = \frac{S}{n\,f} = \frac{53{,}0}{12 \cdot 4{,}15} = 1{,}07 \text{ t/cm}^2.$$

β) Anschluß der [30-Stücke an der Zug- bzw. Druckplatte.

Vorhanden sind $7 \cdot 2 = 14$ einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser. Der Nietanschluß hat außer der wagerecht gerichteten Kraft S noch das Moment $S\,a$ aufzunehmen (Abb. *g*).

$$H = \frac{S}{n} = \frac{53{,}0}{14} = 3{,}79 \text{ t};$$

$$V_{max} = S\,a\,\frac{v_{max}}{\Sigma v^2} = 53{,}0 \cdot 5{,}0\,\frac{45{,}0}{2\,(15{,}0^2 + 30{,}0^2 + 45{,}0^2)}$$
$$= 1{,}89 \text{ t}.$$

$$R_{max} = \sqrt{H^2 + V^2_{max}} = \sqrt{3{,}79^2 + 1{,}89^2} = 4{,}24 \text{ t};$$

Die größte Scherkraft wird somit:

$$\tau = \frac{R_{max}}{f} = \frac{4{,}24}{4{,}15} = 1{,}02 \text{ t/cm}^2.$$

e) Die Verbindung der Zug- und Druckplatte mit dem Stiel.

Nach Vorstehendem hat eine Verbindungsplatte eine Zug- bzw. Druckkraft von $^1/_2\,S = {}^1/_2\,53{,}0 = 26{,}5$ t zu übertragen. Die Platte ist gelenkig an

ein [35-Stück angeschlossen, das die Kraft durch unmittelbare Drucküberträgung auf die Innenkante des Stielflansches bringt (Abb. *h*).

α) Gelenkanschluß der Platten am [35-Stück.

Vorhanden zwei gedrehte Bolzen von 82 mm Durchmesser (in jeder Platte einer):

$$\sigma_l = \frac{S}{2\,t\,d} = \frac{53{,}0}{2 \cdot 1{,}4 \cdot 8{,}2} = 2{,}31 \text{ t/cm}^2.$$

β) Untersuchung des Plattenquerschnittes (Abb. *g*).

Der Querschnitt ist in den Schnitten $\beta-\beta$ und $\gamma-\gamma$ zu untersuchen.

1) Untersuchung des Querschnittes $\beta-\beta$.

$$N = \pm \tfrac{1}{2} S = \tfrac{1}{2}\, 53{,}0 = \pm 26{,}5 \text{ t},$$

$$M = \mp N e = 26{,}5 \cdot 2{,}2 = \mp 58{,}3 \text{ cmt}.$$

Vorhanden:

$$F = 20{,}0 \cdot 2{,}0 = 40{,}0 \text{ cm}^2,$$

$$F_n = (20{,}0 - 2{,}3)\, 2{,}0 = 35{,}4 \text{ cm}^2;$$

$$W_o = W_u = 133 \text{ cm}^3;$$

$$W_{o_n} = 110 \text{ cm}^3, \quad W_{u_n} = 100 \text{ cm}^3;$$

$$i_y = 0{,}57 \text{ cm}; \quad s_K = 24{,}0 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{s_K}{i_y} = \frac{24{,}0}{0{,}57} = 42; \quad \omega = 1{,}11.$$

Größte Zugbeanspruchung:

$$\sigma_o = \frac{N}{F_n} + \frac{M}{W_{o_n}} = \frac{26{,}5}{35{,}4} + \frac{58{,}3}{110{,}0} = 1{,}28 \text{ t/cm}^2.$$

Größte Druckbeanspruchung:

$$\sigma_o = \frac{N\omega}{F} + \frac{M}{W_u} = \frac{26{,}5 \cdot 1{,}11}{40{,}0} + \frac{58{,}3}{133} = 1{,}17 \text{ t/cm}^2.$$

2) Untersuchung des Querschnittes $\gamma-\gamma$.

$$N = 26{,}5 \text{ t}; \quad M = 0;$$

$$F_n = (26{,}0 - 8{,}2)\, 2{,}0 = 35{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma = \frac{N}{F_n} = \frac{26{,}5}{35{,}6} = 0{,}75 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des [35-Stückes.

Die größte Druckkraft $N = 26{,}5$ t.

Vorhandener Querschnitt:

$$F = 30 \cdot 1{,}4 = 42{,}0 \text{ cm}^2;$$

$$i_y = 0{,}40; \quad s_K = 20{,}0 \text{ cm}; \quad \lambda = 50; \quad \omega = 1{,}17,$$

$$\sigma = \frac{N\omega}{F} = \frac{26{,}5 \cdot 1{,}17}{42{,}0} = 0{,}74 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen dem [35-Flansch und der Flanschinnenkante des Stieles (Abb. *h*).

Als Druckfläche wird in der Breite nur die Stegstärke des 300 mm langen [35-Stückes angenommen, da der [-Flansch eine größere Kraft infolge der geringen Biegesteifigkeit nicht übernehmen kann. Die Pressung beträgt somit:

$$\sigma = \frac{26{,}5}{1{,}4 \cdot 30{,}0} = 0{,}63 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die Pressung wird der Stielflansch auf Biegung beansprucht. Der gefährliche Querschnitt befindet sich im Schnitte $\varepsilon-\varepsilon$:

$$M = N y = 26{,}5 \cdot 11{,}5 = 304{,}8 \text{ cmt}.$$

Bei der Bestimmung des Widerstandsmomentes wird der Flansch nach jeder Seite des [-Stückes mit einer Länge von 3 *y* herangezogen ($30{,}0 + 2 \cdot 3 \cdot 11{,}5 = 99$ cm). Da die Momentwirkung mit größer werdendem Abstand entsprechend geringer wird, so sind auch die Flanschverstärkungslaschen entsprechend abgesetzt. An der Druckstelle ist $\delta_1 = 4{,}6$, und an den Enden der angenommenen Wirkungslänge ist δ_2 nur 3,6 cm. Das mittlere Widerstandsmoment

$$W_m = \frac{99\left(\frac{4{,}6 + 3{,}6}{2}\right)^2}{6} = 278 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{M}{W_m} = \frac{304{,}8}{278} = 1{,}1 \text{ t/cm}^2.$$

Die Verbindung des [-Stückes mit dem Stielflansch auch auf eine Zugübertragung auszunutzen, hat wenig Bedeutung, da das [-Stück nicht biegesteif genug ist. Der gefährliche Querschnitt liegt gemäß Abb. *i* im Schnitte $\eta-\eta$. Die größte aufnehmbare Zugkraft ist etwa:

$$Z = \frac{\sigma_{zul}}{\frac{z}{W} + \frac{1}{F}}.$$

Im vorliegenden Beispiel ist:

$$W = \frac{30{,}0 \cdot 1{,}4^2}{6} = 9{,}8 \text{ cm}^3;$$

$$F = 30{,}0 \cdot 1{,}4 = 42{,}0 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma_{zul} = 1{,}4 \text{ t/cm}^2; \quad z = 6{,}5 \text{ cm};$$

damit wird:

$$Z = \frac{1{,}4}{\frac{6{,}5}{9{,}8} + \frac{1}{42{,}0}} = 2{,}03 \text{ t},$$

also gegenüber der vorhandenen zur Übertragung kommenden Kraft von 26,5 t ziemlich belanglos.

f) Betrachtungen zum Beispiel.

Bei Vorhandensein von einem einfachen I P-Stiel ist die im Beispiel gewählte Ausführungsart statisch und konstruktiv völlig einwandfrei und befriedigend und den Ausführungen nach Abb. 320 und 321 vorzuziehen.

Ist mit positiven Eckmomenten nicht zu rechnen, dann kann auch die Ausführung nach Abb. 323 erfolgen. Anstatt der unteren Übertragungsplatte sind hier einfache Druckstücke zwischen dem unteren Riegelflansch und dem Stielflansch eingepaßt und angeschweißt.

5. Fünftes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Im folgenden soll bei Vorhandensein von einfachen I P-Stielen noch die in Abb. 324 dargestellte Ausfüh-

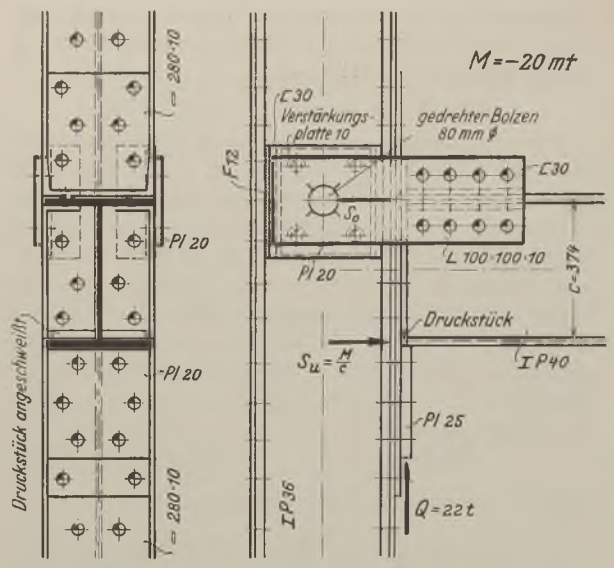


Abb. 323.

rung behandelt werden. Die Abmessungen und Bezeichnungen sind dort eingetragen. Es soll nur der Belastungsfall infolge $M = -26{,}0$ mt und $A = 16{,}0$ t betrachtet werden. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

b) Die Aufnahme des Stützmomentes und der Auflagerkraft.

Der Rahmenknoten besteht aus zwei biegesteifen Eckplatten, die mit je zwei Bolzen im Riegel und im Stiel eingespannt sind.

Die Bolzenkräfte ergeben sich wie folgt (vgl. Abb. 324*d*):

$$S_r = \frac{M_2}{c} = \frac{21{,}2}{0{,}45} = 47{,}1 \text{ t};$$

$$S_l = \frac{M_1}{c} = \frac{14{,}0}{0{,}45} = 31{,}1 \text{ t};$$

$$H_o = H_u = \frac{M}{c'} = \frac{26{,}0}{0{,}6} = 43{,}3 \text{ t};$$

$$V_o = V_u = \frac{A}{2} = \frac{16{,}0}{2} = 8{,}0 \text{ t};$$

$$R_o = R_u = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{43{,}3^2 + 8{,}0^2} = 44{,}0 \text{ t}.$$

Die durch das Stützmoment und die Auflagerkraft erzeugten Kräfte werden durch im Riegel und Stiel eingenietete [-Stücke von den Riegel- bzw. Stielflanschen in die Eckplatten übertragen.

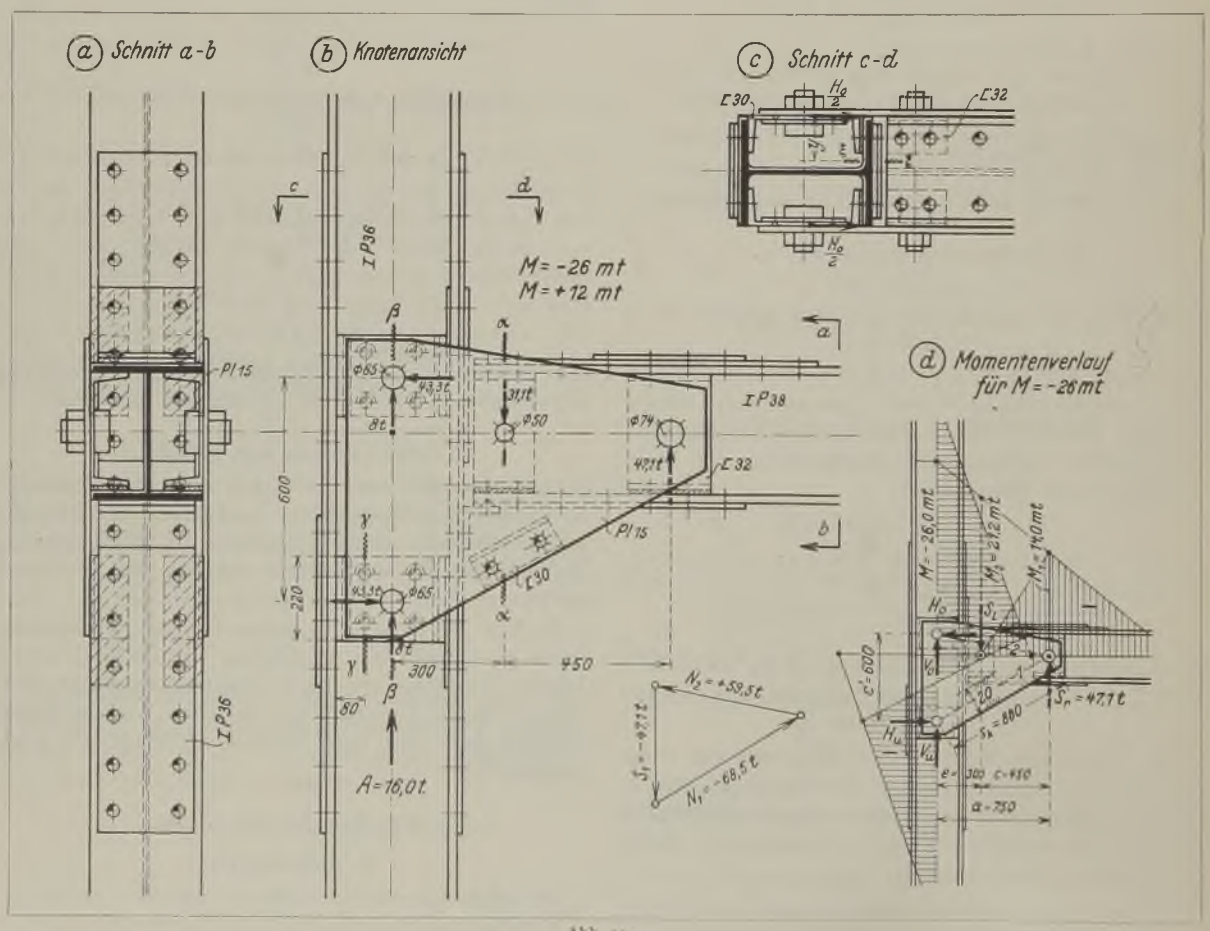


Abb. 324.

c) Die Verbindung des Riegels durch steife Eckplatten mit dem Stiel.

α) Bolzenanschlüsse.

1) Bolzen S_r am Riegel.

Vorhanden zwei gedrehte Bolzen (eingepaßte Schrauben) von 74 mm Durchmesser:

$$\sigma_l = \frac{S_r}{2\,t\,d} = \frac{47{,}1}{2 \cdot 1{,}4 \cdot 7{,}4} = 2{,}28 \text{ t/cm}^2,$$

(t = Stegstärke des [32 = 14 mm).

2) Bolzen S_l am Riegel.

Vorhanden zwei gedrehte Bolzen von 50 mm Durchmesser:

$$\sigma_l = \frac{S_l}{2\,t\,d} = \frac{31{,}1}{2 \cdot 1{,}4 \cdot 5{,}0} = 2{,}22 \text{ t/cm}^2.$$

Die Bolzen können zwecks bequemerer Aufstellung vor dem Anlegen der Platten eingezogen und durch einen Holzklotz zwischen Schraubenkopf und Riegelsteg festgekeilt werden.

3) Bolzen R_o uno R_u am Stiel.

Vorhanden sind je zwei gedrehte Bolzen von 65 mm Durchmesser:

$$\sigma_l = \frac{R}{2\,t\,d} = \frac{44{,}0}{2 \cdot 1{,}5 \cdot 6{,}5} = 2{,}26 \text{ t/cm}^2$$

(t = Plattenstärke = 15 mm).

Das [30-Stück ist durch eine Platte von 8 mm Dicke verstärkt, so daß hier $t = 10 + 8 = 18$ mm wird.)

β) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Infolge des auftretenden Biegemomentes sind die Querschnitte α—α und β—β zu untersuchen. Nach Abb. *b* und *d* ist:

$$M_\alpha = S_r c = 47{,}1 \cdot 0{,}45 = 21{,}2 \text{ mt};$$

$$M_\beta = M = S_r a - S_l e = 47{,}1 \cdot 0{,}75 - 31{,}1 \cdot 0{,}30 = 26{,}0 \text{ mt}.$$

Die vorhandenen Widerstandsmomente für zwei Platten von 15 mm Dicke sind:

$$W_{n_\alpha} = 1750 \text{ cm}^3; \quad W_n = 2320 \text{ cm}^3:$$

Die vorhandenen Biegebeanspruchungen sind:

$$\sigma_{b_\alpha} = \frac{M_\alpha}{W_{n_\alpha}} = \frac{2120}{1750} = 1{,}21 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_{b_\beta} = \frac{M_\beta}{W_{n_\beta}} = \frac{2600}{2320} = 1{,}12 \text{ t/cm}^2.$$

Nunmehr ist noch die Knicksicherheit der Platten zu untersuchen. Zur Bestimmung der Druckkraft, der Knicklänge und des Druckquerschnittes wird die Annahme gemacht, daß der Bolzen S_r mit dem Bolzen R_o und R_u durch Stäbe verbunden ist. Durch Zerlegung der Kraft S_r nach den beiden gedachten Stabrichtungen ergibt sich die Druckkraft; als Knicklänge ist die Länge des gedachten Stabes und als Querschnitt ein Plattenstreifen von 200 mm anzunehmen (vgl. Abb. *d*).

Vorhanden somit 2 ▭ 200 · 15 mit

$$F = 2 \cdot 20{,}0 \cdot 1{,}5 = 60{,}0 \text{ cm}^2;$$

$$J_y = 2\,\frac{20{,}0 \cdot 1{,}5^3}{12} = 113 \text{ cm}^3;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{113}{60}} = 1{,}37 \text{ cm};$$

$$\lambda = \frac{s_K}{i_y} = \frac{88}{1{,}37} = 64; \quad \omega = 1{,}31;$$

$$\sigma_d = \frac{S\omega}{F} = \frac{68{,}5 \cdot 1{,}31}{60{,}0} = 1{,}5 \text{ t/cm}^2.$$

Da die Druckbeanspruchung mit der Knicklänge $s_K = 88$ cm zu hoch wird, sind die Platten durch ein [-Stück 30 verbunden; die Knicklänge wird dadurch etwa auf die Hälfte verringert, so daß

$$\lambda = \frac{64}{2} = 32, \quad \omega = 1{,}07$$

und

$$\sigma_d = \frac{86{,}5 \cdot 1{,}07}{60{,}0} = 1{,}22 \text{ t/cm}^2$$

wird.

Als Knickaussteifung können auch die Außenseiten der Platten mit Winkel besäumt werden.

γ) Untersuchung der zwischen den Riegel- und Stielflanschen eingepaßten [-Stücke.

Die Untersuchung der zwischen den Riegelflanschen eingepaßten [30-Stücke erfolgt wie bei den im vorangehenden Beispiel behandelten [-Stücken; ebenso die Berechnung der Biegebeanspruchung der Riegel- und Stielflansche infolge der an den äußeren Flanschenden angreifenden Kräfte S_r, S_l, H_o und H_u.

Die am Stiel sitzenden [30-Stücke haben außer der Normalbelastung durch die Kräfte H_o bzw. H_u noch ein Biegemoment infolge der Kräfte V_o bzw. V_u auszuhalten.

In [-Stückmitte (Schnitt β—β) ist:

$$N = 43{,}3 \text{ t};$$

$$M = \frac{8{,}0 \cdot 30{,}0}{4} = 60{,}0 \text{ cmt}.$$

Für die 220 mm langen und mit 8 mm starken Platten verstärkten [30-Stücke ist:

$$F_\beta = 2 \cdot 22{,}0 \cdot 1{,}8 = 79{,}2 \text{ cm}^2;$$

$$W_{\beta_n} = 2 \cdot 141{,}5 = 283 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_\beta = \frac{43{,}3}{79{,}2} + \frac{60{,}0}{283} = 0{,}76 \text{ t/cm}^2.$$

Im Schnitte γ—γ (Abb. *b*) ist

$$N = 43{,}3 \text{ t};$$

$$M = \frac{8{,}0 \cdot 8}{2} = 32{,}0 \text{ cmt}.$$

In diesem Schnitte hört die Wirkung der Verstärkungsplatte auf, so daß

$$F_\gamma = 2 \cdot 22{,}0 \cdot 1{,}0 = 44{,}0 \text{ cm}^2;$$

$$W_{\gamma_n} = 2 \cdot 60 = 120{,}0 \text{ cm}^3.$$

$$\sigma_\gamma = \frac{43{,}3}{44{,}0} + \frac{32{,}0}{120} = 1{,}25 \text{ t/cm}^2.$$

Für den Anschluß der [-Stücke an die Riegelflansche sind $2 \cdot 4 = 8$ Niete von 23 mm Durchmesser mit reichlichem Querschnitt vorhanden.

e) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Die in diesem und dem vorhergehendem Zahlenbeispiel gewählten Ausführungsarten sind statisch und konstruktiv völlig einwandfrei. Im Gegensatze hierzu ist bei einer Ausführung nach Abb. 325 größte Vorsicht geboten. Falsch wäre es, die in den Schwerpunkten s_1 bzw. s_2 wirkenden Momente einfach durch ein lotrecht bzw. wagerecht gerichtetes Kräftepaar zu ersetzen (Kräfte in der Abb. 325 gestrichelt angedeutet). Bei dieser Annahme würde die abgebildete Ausführung wohl ausreichen:

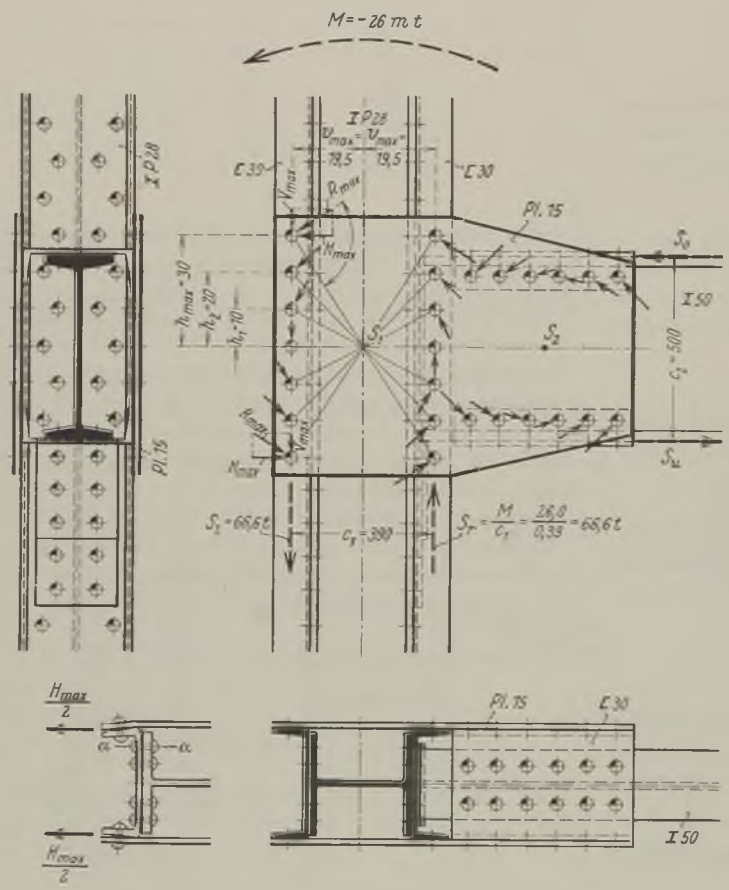


Abb. 325.

Nietkraft im Stiel:

$$N = \frac{S_1}{n} = \frac{S_2}{n} = \frac{66,7}{14} = 4,76 \text{ t},$$

$$\tau = \frac{N}{f} = \frac{4,76}{4,15} = 1,15 \text{ t/cm}^2.$$

Nach dem richtigen Verfahren, das im Teil II, A, 7, c des ersten Abschnittes behandelt ist, werden jedoch die Nietkräfte nicht alle gleich, sondern die Nietbelastungen werden um so größer, je weiter sie von dem Schwerpunkt s der Nietgruppe entfernt sitzen. Die größte Kraft erhält somit das am weitesten vom Schwerpunkt entfernt sitzende Niet.

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{J_p},$$

$$V_{max} = M \frac{v_{max}}{J_p} + \frac{Q}{n},$$

$$R_{max} = \sqrt{H_{max}^2 + V_{max}^2},$$

für den Anschluß am Stiel ist:

$$M = 2600 \text{ cmt},$$

$$h_{max} = 30 \text{ cm},$$

$$v_{max} = 19,5 \text{ cm},$$

$$J_p = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$$

$$= 4(30^2 + 20^2 + 10^2) + 14 \cdot 19,5^2$$

$$= 10920.$$

Q = Null, da die Auflagerkraft durch die Riegelstegwinkel unmittelbar in den Stiel geleitet wird.

Die Werte in die obigen Gleichungen eingesetzt:

$$H_{max} = 2600 \frac{30}{10920} = 7,15 \text{ t},$$

$$V_{max} = 2600 \frac{19,5}{10920} = 4,64 \text{ t},$$

$$R_{max} = \sqrt{7,15^2 + 4,64^2} = 8,5 \text{ t}.$$

Vorhanden sind 2 Niete von 23 mm Durchmesser (2 Eckplatten).

$$\tau = \frac{R_{max}}{2f} = \frac{8,5}{2 \cdot 4,15} = 1,03 \text{ t/cm}^2.$$

Die Scherbeanspruchung bleibt unter der zulässigen Grenze, aber jetzt ist zu beachten, daß die am Stiel angenieteten [30-Stücke die durch die nach außen wirkenden Nietkräfte verursachte Biegung (vgl. Abb. 325) bei weitem nicht aufnehmen können: So ist z. B. für das außen sitzende Niet die wagerechte Nietkraft $H_{max} = 7,15$ t; das Biegemoment im [-Steg:

$$M_\alpha = \frac{H_{max}}{2} a = \frac{7,15}{2} 5 = 17,9 \text{ cmt}.$$

Nimmt man an, daß das Biegemoment M_α im Schnitt α—α auf eine Steglänge von einer Nietentfernung = 100 mm gleichmäßig verteilt wirkt, dann ist das vorhandene Widerstandsmoment:

$$W_\alpha = \frac{10,0 \cdot 1,0^2}{6} = 1,67 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Beanspruchung:

$$\sigma_\alpha = \frac{M_\alpha}{W_\alpha} = \frac{17,9}{1,67} = 10,7 \text{ t/cm}^2!$$

Das heißt, die nach außen wirkenden Nietkräfte kommen nicht zur Wirkung, und damit erhalten die

nach innen zu auf den I P-Flansch drückenden Niete eine doppelte Beanspruchung; die Scherbeanspruchung wird somit:

$$\tau = 2 \cdot 1{,}03 = 2{,}06 \text{ t/cm}^2.$$

Der Rechnungsgang bei der Untersuchung des Eckplattenanschlusses am Riegel erfolgt sinngemäß.

Damit der Knotenpunkt in allen Teilen einwandfrei wird, müßte er entsprechend vergrößert und die Stege der [30 und nötigenfalls auch die auf Biegung beanspruchten Flansche der I P 28 verstärkt werden.

6. Sechstes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Von dem im Teil II, D (zweites Zahlenbeispiel) berechneten Stockwerkrahmen soll nachstehend die Berechnung und Ausführung des Knotenpunktes *F* gezeigt werden. Der Knotenpunkt ist in Abb. 326 dargestellt; alle Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor. Der Riegel läuft am Knoten durch und ist im Feld gestoßen (vgl. Tafel 50, Abb. *b*) $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

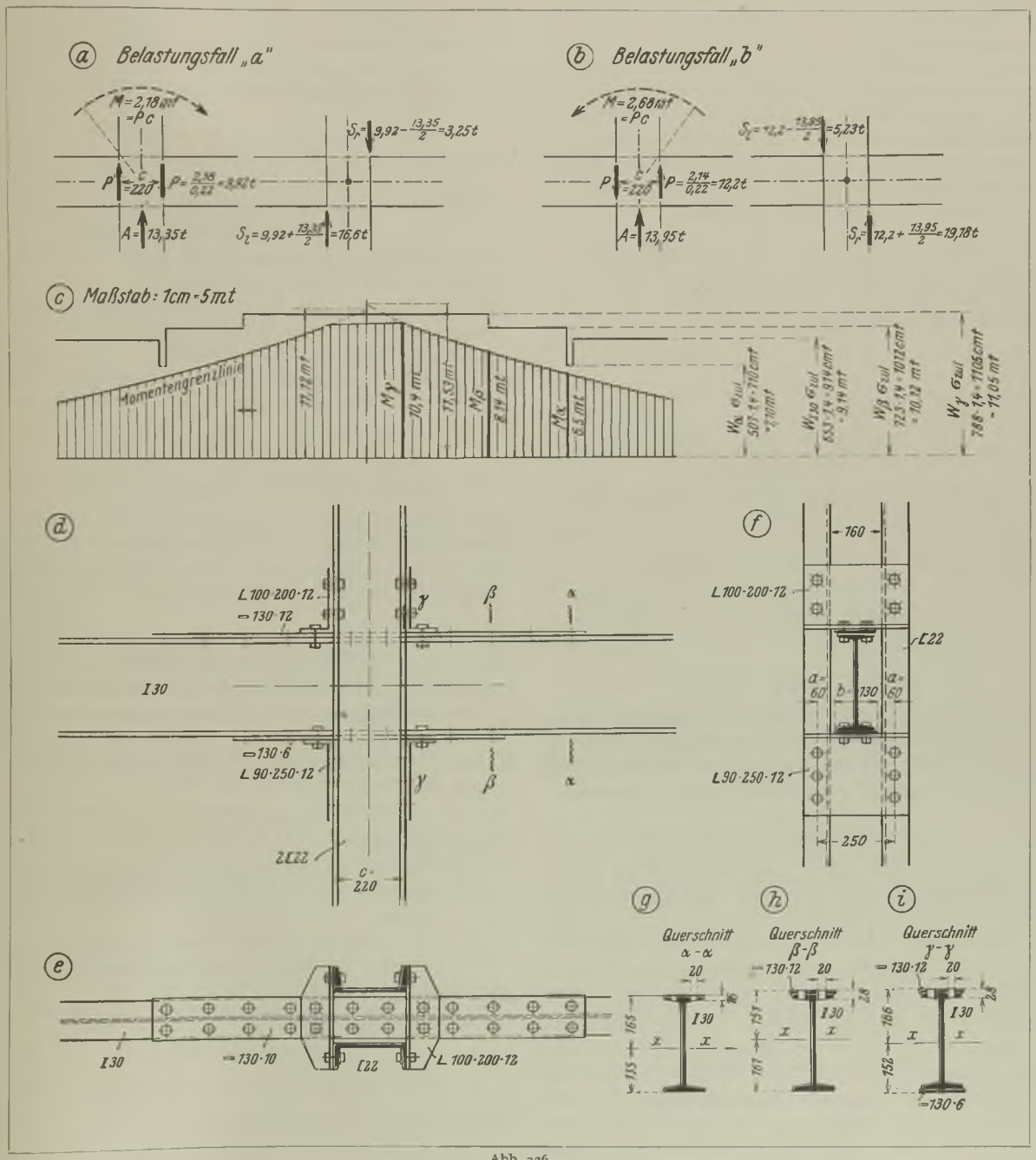


Abb. 326.

b) Verstärkung des Riegels am Knotenpunkt.

In Abb. *c* ist die aus der Berechnung des Stockwerkrahmens erhaltene Momentengrenzlinie gezeichnet. Während dort die Riegelquerschnitte aus einem I 34 glatt durchgeführt sind, sollen hier aus wirtschaftlichen Gründen Riegel aus I 30 gewählt werden, die in der Nähe des Knotenpunktes entsprechend der vorhandenen Momentengrenzlinie durch Gurtplatten verstärkt werden. Die Länge und Größe der erforderlichen Verstärkungsplatten findet man durch Antragung der treppenförmigen Träger-Widerstandsmomentenlinie ($W_{\text{vorh}}\,\sigma_{\text{zul}}$); diese Linie darf an keinem Punkt die Momentengrenzlinie schneiden (vgl. Teil II, B, 2 des ersten Abschnittes).

Es sind zwei Belastungsfälle zu unterscheiden: einmal mit dem größten negativen, das andere Mal mit dem größten positiven Momentenunterschied der Stützmomente des links und rechts liegenden Riegels. Nach Tafel 50 ergeben sich die statischen Werte für die beiden Belastungsfälle wie folgt:

α) Belastungsfall „*a*" (Laststellung *I*).

$$M = M_{4_F} - M_{5_F} = -8{,}96 - (-7{,}09) = -1{,}87 \text{ mt},$$

(angenommen 2,18 mt)

$$A_l = \frac{q\,l_1}{2} = \frac{2{,}7 \cdot 6{,}0}{2} \quad \ldots\ldots\ldots = +8{,}10 \text{ t},$$

$$A_r = \frac{g\,l_2}{2} = \frac{1{,}5 \cdot 7{,}0}{2} \quad \ldots\ldots\ldots = +5{,}25 \text{ t}.$$

$$A = A_l + A_r = 8{,}10 + 5{,}25 = 13{,}35 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „*b*" (Laststellung *III*).

$$M = M_{4_F} - M_{5_F} = -7{,}99 - (-10{,}13) = +2{,}14 \text{ mt},$$

(angenommen 2,68 mt)

$$A_l = \frac{g\,l_1}{2} = \frac{1{,}5 \cdot 6{,}0}{2} \quad \ldots\ldots\ldots = +4{,}50 \text{ t},$$

$$A_r = \frac{q\,l_2}{2} = \frac{2{,}7 \cdot 7{,}0}{2} \quad \ldots\ldots\ldots = +9{,}45 \text{ t}.$$

$$A = A_l + A_r = 4{,}50 + 9{,}45 = 13{,}95 \text{ t}.$$

Die Momentenunterschiede sind deshalb so gering, weil der betreffende Stockwerkrahmen nur für lotrechte Lasten zu berechnen war; die Windlasten sind durch die Decken in die Giebelwände übertragen.

c) Untersuchung der Querschnitte.

α) Untersuchung des Querschnittes α—α.

Im Schnitte α—α ist das größte vorhandene $M_\alpha = -6{,}5$ mt (vgl. Abb. *c*).

Vorhanden ist der in Abb. *g* gezeichnete Querschnitt aus einem I 30 mit Berücksichtigung der Nietlochschwächung im gezogenen oberen Flansch. Nach Tafel 21 ist für ein I 30 mit oberem Nietabzug:

$$W_{x_o} = \text{Tafelwert } W_{x_u} = 507 \text{ cm}^3,$$
$$W_{x_u} = \text{Tafelwert } W_{x_o} = 620 \text{ cm}^3.$$

Die größte vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{\max} = \frac{M_\alpha}{W_{x_o}} = \frac{650}{507} = 1{,}28 \text{ t/cm}^2.$$

β) Untersuchung des Querschnittes β—β.

Im Schnitte β—β ist das größte vorhandene Biegemoment $M_\beta = 8{,}14$ mt (vgl. Abb. *c*).

Vorhanden ist der in Abb. *h* dargestellte Querschnitt aus einem I 30 mit einer Gurtplatte 130 · 12 am oberen Flansch, abzüglich der im oberen gezogenen Flansch befindlichen zwei Nietlöcher von 20 mm Durchmesser (am unteren Flansch sind Lochabzüge nicht erforderlich, da hier eine Druckspannung vorhanden ist).

$$J_n = 11\,641 \text{ cm}^4;$$

$$W_{n_o} = \frac{11\,641}{15{,}1} = 771 \text{ cm}^3; \quad W_{n_u} = \frac{11\,641}{16{,}1} = 723 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_{o_{\text{vorh}}} = \frac{M_\beta}{W_{n_o}} = \frac{814}{771} = 1{,}06 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{u_{\text{vorh}}} = \frac{M_\beta}{W_{n_u}} = \frac{814}{723} = 1{,}13 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des Querschnittes γ—γ (Einspannquerschnitt).

Im Schnitte γ—γ ist das größte vorhandene Biegemoment $M_\gamma = 10{,}4$ mt (vgl. Abb. *c*).

Vorhanden ist der in Abb. *i* dargestellte Querschnitt aus einem I 30 mit einer Gurtplatte 130 · 12 am oberen und einer Gurtplatte 130 · 6 am unteren Flansch; die Abzüge der Löcher im oberen gezogenen Flansch sind berücksichtigt.

$$J_n = 13\,077 \text{ cm}^4;$$

$$W_{n_o} = \frac{13\,077}{16{,}6} = 788 \text{ cm}^3; \quad W_{n_u} = \frac{13\,077}{15{,}2} = 860 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{o_{\text{vorh}}} = \frac{M_\gamma}{W_{n_o}} = \frac{1040}{788} = 1{,}32 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{u_{\text{vorh}}} = \frac{M_\gamma}{W_{n_u}} = \frac{1040}{860} = 1{,}21 \text{ t/cm}^2.$$

d) Anschluß der Gurtplatten.

α) Anschluß der oberen Gurtplatten.

Die Gurtplatte am oberen Flansch muß im Schnitte β—β im Verhältnis ihrer dort auftretenden Spannung bereits vorher angeschlossen sein. Die Anschlußkraft ergibt sich wie folgt:

$$S = F_{n_o}\,\sigma_{o_{\text{vorh}}},$$

hierin bedeutet:

F_{n_o} den nutzbaren Querschnitt der bis zu dem Schnitte β—β anzuschließenden oberen Gurtplatte,

$\sigma_{o_{\text{vorh}}}$ die vorhandene größte Beanspruchung in der oberen Gurtplatte des betrachteten Querschnittes β—β.

Nach Vorangehendem ist

$$\sigma_{o_{\text{vorh}}} = 1{,}06 \text{ t/cm}^2$$

und

$$F_{n_o} = (13{,}0 - 2 \cdot 2{,}0)\,1{,}2 = 10{,}8 \text{ cm}^2,$$

mithin wird die Anschlußkraft:

$$S = F_{n_o}\,\sigma_{o_{\text{vorh}}} = 10{,}8 \cdot 1{,}06 = 11{,}45 \text{ t}.$$

Vorhanden sind 4 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{S}{nf} = \frac{11,45}{4 \cdot 3,14} = 0,91 \text{ t/cm}^2.$$

Im Schnitte $\gamma-\gamma$ muß die Platte entsprechend mit

$$S = F_{n_0} \sigma_{o_{vorh}} = 10,8 \cdot 1,32 = 14,26 \text{ t}$$

angeschlossen sein.

Vorhanden sind 8 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S}{nf} = \frac{14,26}{8 \cdot 3,14} = 0,57 \text{ t/cm}^2.$$

Richtig genommen müßte man eigentlich die vorhandene mittlere Gurtplattenbeanspruchung in Rechnung setzen; der Unterschied ist jedoch nicht bedeutend (vgl. Band I, zweiter Abschnitt, Teil D a, 2, b).

β) Anschluß der unteren Gurtplatte.

Die Gurtplatte am unteren Flansch muß im Schnitte $\gamma-\gamma$ im Verhältnis ihrer dort auftretenden Spannung bereits vorher angeschlossen sein.

Nach Vorangehendem ist

$$F_u = 13,0 \cdot 0,6 = 7,8 \text{ cm}^2,$$
$$\sigma_{u_{vorh}} = 1,21 \text{ t/cm}^2,$$

mithin wird die Anschlußkraft

$$S = F_u \sigma_{u_{vorh}} = 7,8 \cdot 1,21 = 9,44 \text{ t}.$$

Vorhanden sind 4 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S}{nf} = \frac{9,44}{4 \cdot 3,14} = 0,75 \text{ t/cm}^2.$$

e) Betrachtungen zu den Verstärkungen.

Ergibt sich die Gurtplatte am gezogenen oberen Flansch verhältnismäßig dick, so können auch zwecks Materialersparnis zwei Platten mit abgesetzter Länge verwendet werden (vgl. Band I, zweiter Abschnitt, Teil D a, 2, b).

Bei Verwendung des an den Knotenpunkten verstärkten Querschnittes ergibt sich gegenüber einem glatt durchgeführten unverstärkten Riegel aus einem I 34 für die Riegel eine Gewichtsersparnis von 18,5 %.

f) Die Aufnahme der Stützmomentenunterschiede und der Auflagerkräfte.

Die Momentenunterschiede werden durch ein lotrecht gerichtetes Kräftepaar P ersetzt gedacht, das mit einem Abstand $c = 220$ mm an dem linken und rechten Stielflansch angreift (vgl. Abb. *a* und *b*):

$$P = \frac{M}{c}.$$

Die lotrecht gerichteten Gesamtanschlußkräfte S_l an der linken und S_r an der rechten Stielkante ergeben sich für beide Belastungsfälle wie folgt:

α) Belastungsfall „*a*".

$$S_l = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{-2,18}{0,22} + \frac{13,35}{2} = +16,6 \text{ t};$$

$$S_r = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{-2,18}{0,22} + \frac{13,35}{2} = -3,25 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „*b*".

$$S_l = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{+2,68}{0,22} + \frac{13,95}{2} = -5,23 \text{ t};$$

$$S_r = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{+2,68}{0,22} + \frac{13,95}{2} = +19,18 \text{ t}.$$

Für die Übertragung der positiven S-Kräfte werden Auflagerwinkel am unteren Riegelflansch und für die Übertragung der negativen S-Kräfte Auflagerwinkel am oberen Flansch angeordnet.

g) Die Auflagerwinkel 90 · 250 · 12 am unteren Riegelflansch.

Die größte positive Auflagerkraft ergibt sich für den Belastungsfall „*b*" mit $S_{max} = 19,18$ t.

α) Nietanschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 6 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S_{max}}{nf} = \frac{19,18}{6 \cdot 3,14} = 1,02 \text{ t/cm}^2.$$

β) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Der Auflagerwinkel wird durch die auf die Länge b gleichmäßig verteilt wirkende Last S_{max} auf Biegung beansprucht; nach dem ersten Abschnitt, Teil I b, A, 6, 8. Sonderfall, wird

$$M = \frac{S_{max}}{8}(b + 4a) = \frac{19,18}{8}(13,0 + 4 \cdot 6,0) = 8,88 \text{ cmt}.$$

Das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = 167 \text{ cm}^3,$$

so daß

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{8,88}{167} = 0,53 \text{ t/cm}^2.$$

f) Die Auflagerwinkel 100 · 200 · 12 am oberen Riegelflansch.

Die größte negative Auflagerkraft ergibt sich für den Belastungsfall „*b*" mit $S_{min} = 5,23$ t.

α) Nietanschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind aus praktischen Gründen 4 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser (die Winkel dienen gleichzeitig als Bindeplatten des Stieles):

$$\tau = \frac{S_{min}}{nf} = \frac{5,23}{4 \cdot 3,14} = 0,42 \text{ t/cm}^2.$$

β) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Die Untersuchung erfolgt sinngemäß zu dem vorhergehenden Teil e, β; die vorhandene Biegebeanspruchung ist sehr gering.

h) Betrachtungen zum Beispiel.

Bei dem Durchlaufriegel können Auflagerwinkel angeordnet werden; hier ist das Abbiegen der abstehenden Winkelschenkel nicht so von Bedeutung wie bei dem Auflager eines einfachen Trägers (vgl. Abb. 132); die Winkel können aber auch ebensogut durch Platten mit zurückgesetzten Winkeln gemäß Abb. 133 ersetzt werden.

7. Siebentes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Von dem im Teil II, D (zweites Zahlenbeispiel) berechneten Stockwerkrahmen soll nachstehend die Berechnung und Ausführung des Knotenpunktes E gezeigt werden. Die Ausführung des Knotenpunktes ist in Abb. 327 veranschaulicht; die Abmessungen und Bezeichnungen sind aus der Abbildung ersichtlich. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

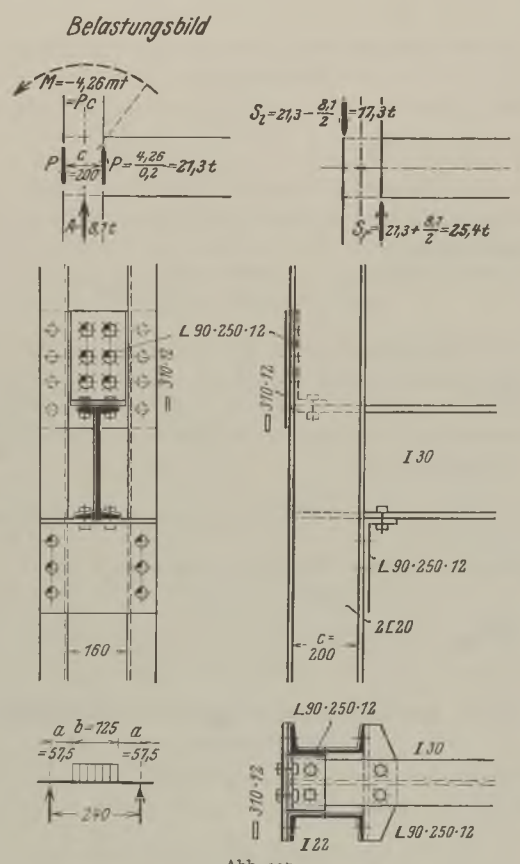


Abb. 327.

Nach Tafel 50 ergeben sich die ungünstigsten statischen Werte (für Laststellung I) wie folgt:

$M = 3{,}45$ mt (angenommen 4,26 mt); $A = 8{,}1$ t.

b) Die Aufnahme des Stützmomentes und der Auflagerkraft.

Das Stützmoment wird durch ein lotrecht gerichtetes Kräftepaar P ersetzt gedacht, das mit einem Abstand $c = 200$ mm an dem rechten und linken Stielflansch angreift: $P = \frac{M}{c}$.

Die lotrecht gerichteten Gesamtanschlußkräfte S_r an der rechten und S_l an der linken Stielkante ergeben sich wie folgt:

$$S_r = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{-4{,}26}{0{,}2} + \frac{8{,}1}{2} \quad \ldots\ldots = +25{,}4 \text{ t.}$$

$$S_l = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{-4{,}26}{0{,}2} + \frac{8{,}1}{2} \quad \ldots\ldots = -17{,}3 \text{ t.}$$

Für die Übertragung der Kraft S_r und S_l sind Auflagerwinkel angeordnet. Damit der Riegel an der Außenseite des Stieles nicht hervortritt, ist dort am Stielflansch eine Platte angenietet, an der nach innen zu der Auflagerwinkel angeschraubt ist.

c) Der Auflagerwinkel 90 · 250 · 12 zur Aufnahme der Kraft S_r.

α) Nietanschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 6 einschnittige Niete von 23 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S_r}{nf} = \frac{25{,}4}{6 \cdot 4{,}15} = 1{,}02 \text{ t/cm}^2.$$

β) Untersuchung des Winkelquerschnittes.

Der Auflagerwinkel wird durch die auf die Länge b gleichmäßig verteilt wirkende Last S_r auf Biegung beansprucht (vgl. Abb. 327):

$$M = \frac{S_r}{8}(b + 4a) = \frac{25{,}4}{8}(12{,}5 + 4 \cdot 5{,}75) = 113 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene kleinste Widerstandsmoment $W = 167$ cm³, so daß die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{113}{167} = 0{,}68 \text{ t/cm}^2.$$

d) Die Verbindung zur Aufnahme der Kraft S_l.

α) Schraubenanschluß des Winkels 90 · 250 · 12 an der 12 mm starken Platte.

Vorhanden sind 6 einschnittige $^7/_8$''-Schrauben:

$$\tau = \frac{S_l}{nf_s} = \frac{17{,}3}{6 \cdot 3{,}88} = 0{,}75 \text{ t/cm}^2.$$

β) Nietanschluß der Platte am Stielflansch.

Vorhanden sind 8 einschnittige Niete von 20 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S_l}{nf} = \frac{17{,}3}{8 \cdot 3{,}14} = 0{,}69 \text{ t/cm}^2.$$

e) Betrachtungen zu dem Beispiel.

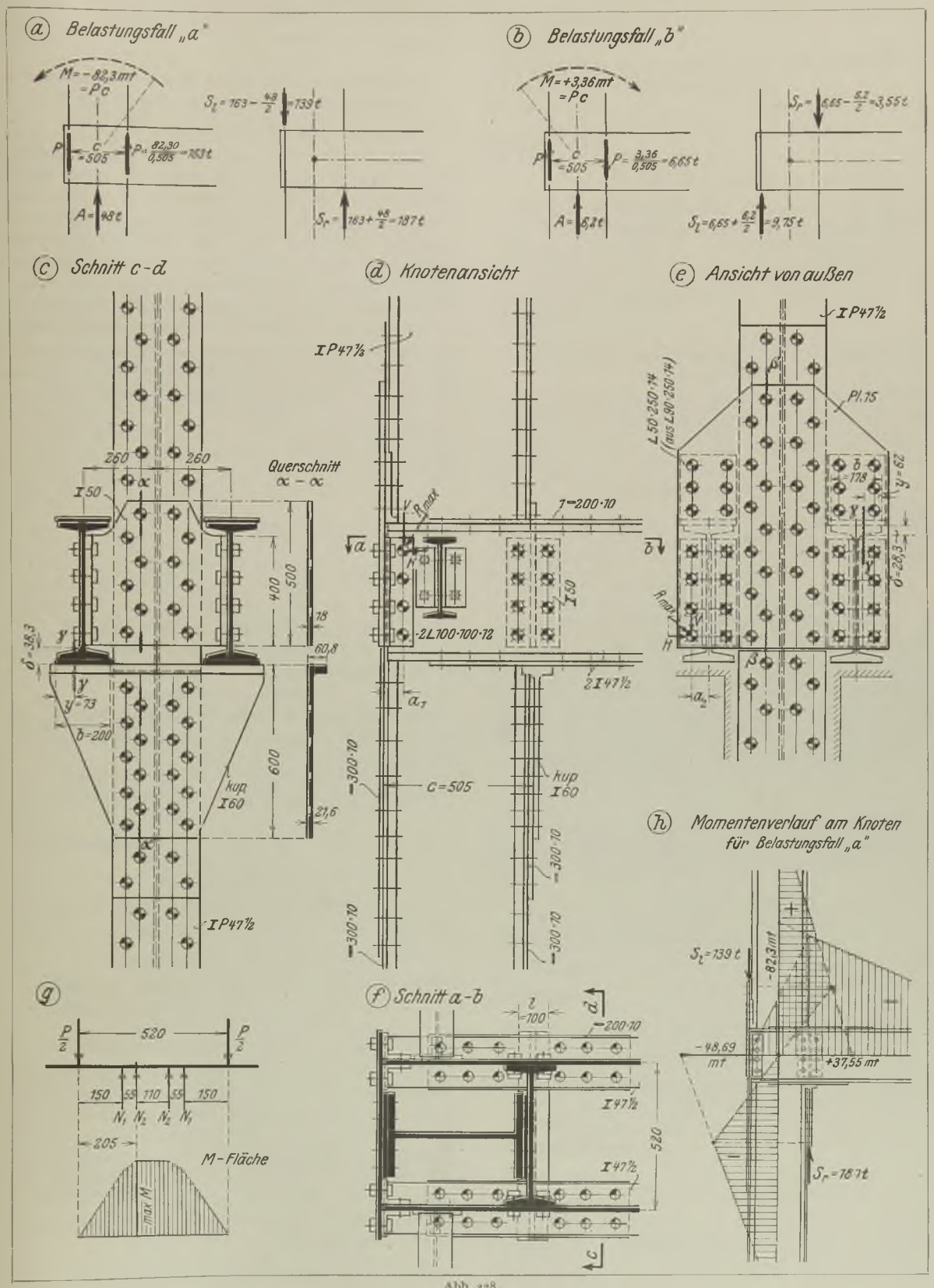
Hier sind die im vorangehenden sechsten Beispiel angestellten Betrachtungen zu beachten.

8. Achtes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Von dem im Teil II, D (erstes Zahlenbeispiel) berechneten Stockwerkrahmen soll nachstehend die Berechnung und Ausführung des Knotenpunktes J durchgeführt werden. Der Knotenpunkt ist in Abb. 328 dargestellt, woraus auch alle Angaben (Querschnitte, Abmessungen usw.) ersichtlich sind. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm².

Es sind zwei Belastungsfälle zu unterscheiden: einmal Gesamt- und Windlast, das andere Mal Eigengewicht und Windlast; nach Tafel 49 ergeben sich die statischen Werte für die beiden Belastungsfälle wie folgt:



(a) Belastungsfall „a"
M = −82,3 mt = Pc
P = 82,30/0,505 = 163 t
A = 48 t
S_l = 163 − 48/2 = 139 t
S_r = 163 + 48/2 = 187 t
(b) Belastungsfall „b"
M = +3,36 mt = Pc
P = 3,36/0,505 = 6,65 t
A = 6,2 t
S_r = 6,65 − 6,2/2 = 3,55 t
S_l = 6,65 + 6,2/2 = 9,75 t
(c) Schnitt c-d
Querschnitt α − α
I 50
260
260
400
500
18
60,8
600
21,6
δ = 38,3
y = 73
b = 200
kup I 60
I P 47½
(d) Knotenansicht
I P 47½
R max
1 − 200·10
2 L 100·100·12
I 50
2 I 47½
a₁
c = 505
kup I 60
−300·10
(e) Ansicht von außen
I P 47½
Pl. 15
L 50·250·14 (aus L 90·250·14)
b = 178
y = 62
δ = 28,3
R max
a₂
(h) Momentenverlauf am Knoten für Belastungsfall „a"
S_l = 139 t
−82,3 mt
−48,69 mt
+37,55 mt
S_r = 187 t
(g)
P/2
520
150
55
110
55
150
N₁ N₂ N₂ N₁
205
M-Fläche
max M
(f) Schnitt a-b
l = 100
−200·10
I 47½
520

Abb. 328.

α) Belastungsfall „a" infolge Gesamt- und Windlast.

(Größtes negatives Stützmoment und größter Auflagerdruck.)

M infolge Gesamtlast . . . . . = —44,38 mt
M „ Windlast . . . . . = —25,80 „
zusammen = —70,18 mt

(angenommen im Beispiel 82,3 mt)

A infolge Gesamtlast (einschließlich der Randlast, da diese am Riegel anschließt) . . . . . = +34,90 t
A infolge Windlast . . . . . = +13,07 „
zusammen = +47,97 t
= ∼48 t

β) Belastungsfall „b" infolge Eigengewicht und Windlast.

(Größtes positives Stützmoment und kleinster Auflagerdruck.)

M infolge Eigengewicht . . . . . = —20,88 mt
M „ Windlast . . . . . = +25,80 „
zusammen = + 4,92 mt

(angenommen 3,36 mt)

A infolge Eigengewicht . . . . . = +19,27 t
A infolge Windlast . . . . . = —13,07 „
zusammen = + 6,20 t

b) Die Aufnahme der Stützmomente und der Auflagerkräfte.

Die Einspannmomente werden in dieser Aufgabe durch lotrecht gerichtete Kräftepaare P ersetzt gedacht, die in einem Abstande $c = 505$ mm an dem rechten (inneren) und linken (äußeren) Stielflansch zur Wirkung kommen (vgl. Abb. 328*a* und *b*):

$$P = \frac{M}{c}.$$

Die lotrecht gerichteten Gesamtanschlußkräfte S_r an der rechten und S_l an der linken Stielkante ergeben sich dann für die beiden Belastungsfälle wie folgt:

α) Belastungsfall „a".

$$S_r = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{(-82,3)}{0,505} + \frac{48}{2} = 163 + 24 = 187 \text{ t},$$

$$S_l = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{-82,3}{0,505} + \frac{48}{2} \ldots = -163 + 24 = -139 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „b".

$$S_r = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{+3,36}{0,505} + \frac{6,2}{2} = 6,65 - \frac{6,2}{2} = -3,55 \text{ t},$$

$$S_l = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{+3,36}{0,505} + \frac{6,2}{2} \ldots = 6,65 + \frac{6,2}{2} = +9,75 \text{ t}.$$

Der Belastungsfall „b" braucht hier nicht untersucht zu werden; die zur Aufnahme der größeren Kräfte S_r und S_l des Belastungsfalles „a" gewählte Ausführung ist ohne weiteres in der Lage, auch die in umgekehrter Richtung wirkenden weit geringeren Kräfte S_r und S_l des Belastungsfalles „b" aufzunehmen.

c) Die Verbindung der beiden Riegel mit dem inneren Stielflansch zur Übertragung der Kraft S_r.

α) Allgemeines.

Nach Vorstehendem beträgt die größte positive Kraft $S_r = 187$ t. Zur Übertragung dieser Kraft sind zwischen den beiden Riegeln ein I 50-Stück und unter den Riegeln als Auflager ein kup I 60 angeordnet. Für das kup I 60 darf man auch entsprechend starke Platten nehmen, so wie es im folgenden Beispiel durchgeführt worden ist. Beide Trägerstücke werden im Verhältnis der Anzahl ihrer am Stielflansch vorhandenen Anschlußniete zur Übertragung der Kraft S_r herangezogen. Vorhanden sind für den Anschluß des I 50-Stückes 12 und für den Anschluß des kup I 60-Stückes 18 Niete, insgesamt also 12 + 18 = 30 Niete.

Es überträgt somit
das I 50-Stück

$$P_1 = \frac{S_r\, 12}{30} = \frac{187 \cdot 12}{30} = 74,8 \text{ t}$$

und das kup I 50-Stück

$$P_2 = \frac{S_r\, 18}{30} = \frac{187 \cdot 18}{30} = 112,2 \text{ t}.$$

β) Untersuchung des I 50-Stückes.

Nach Vorstehendem hat das I 50-Stück 74,8 t aufzunehmen.

1) Anschluß an den Riegelstegen.

Die Verbindung zwischen den beiden Riegeln und dem I 50-Stück wird durch 16 einschnittige 1"-Schrauben hergestellt;

$$\tau = \frac{P_1}{n f_s} = \frac{74,8}{16 \cdot 5,07} = 0,92 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{P_1}{n t d} = \frac{74,8}{16 \cdot 1,8 \cdot 2,54} = 1,02 \text{ t/cm}^2.$$

2) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 12 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{P_1}{n f} = \frac{74,8}{12 \cdot 5,31} = 1,17 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{P_1}{n t d_1} = \frac{74,8}{12 \cdot 1,8 \cdot 2,6} = 1,33 \text{ t/cm}^2.$$

3) Untersuchung des I 50-Trägerstück-Querschnittes.

Das Trägerstück kann als ein Träger auf zwei Stützen mit Belastung durch die Stielflansch-Nietkräfte und Stützung an den beiden Riegelstegen, oder aber als Kragträger mit Belastung durch die am Riegelträgerflansch angreifenden Schraubenkräfte und Stützung durch die Nietreihen am Stielflansch aufgefaßt werden (vgl. Abb. *g*).

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitte α—α. Das größte Moment:

$$M = \frac{P_1}{2} 20,5 - N_1\, 5,5;$$

da hier alle vier Nietreihen die gleiche Nietanzahl aufweisen, wird $N_1 = \frac{P_1}{4}$ und damit

$$M = \frac{74{,}79}{2}\,20{,}5 - \frac{74{,}79}{4}\,5{,}5 = 663 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene Widerstandsmoment des durch die Nietlöcher geschwächten Trägerstegquerschnittes ist 626 cm³, damit wird

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{663}{626} = 1{,}06 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung des kup I 60-Stückes.

Nach vorstehendem Teil α) hat das I 60-Stück die Kraft $P_2 = 112{,}2$ t zu übertragen. Die Riegel liegen unmittelbar auf dem Trägerstück, so daß nur eine Nietverbindung am Stielflansch in Frage kommt.

1) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen den unteren Riegelflanschen und der oberen Kante des kup I 60.

Die Riegel liegen unmittelbar auf dem 100 mm breit abgearbeiteten Flansch des I 60-Stückes. Da die Riegelflansche durch eine Platte 200 · 10 verstärkt sind, wird die Pressung zwischen den Riegelflanschen (Breite b) und dem kup I 60-Flansch (Länge l)

$$\sigma = \frac{P_2}{2\,b\,l} = \frac{112{,}2}{2 \cdot 20{,}0 \cdot 10{,}0} = 0{,}28 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die unmittelbare Kraftübertragung werden die Riegelflansche auf Biegung beansprucht. Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Stelle, an der die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt (Schnitt γ—γ in Abb. c).

Das größte Moment für einen Trägerflansch ist

$$M = \frac{P_2}{2}\,\frac{1}{b}\,\frac{y^2}{2},$$

hierin bezeichnet

b die Gurtplattenbreite = 20,0 cm,

y das Maß von Außenkante Gurtplatte bis zum Beginn der Trägerflanschausrundung (Schnitt γ—γ) = 7,3 cm;

mithin wird

$$M = \frac{112{,}2}{2}\,\frac{1}{20{,}0}\,\frac{7{,}3^2}{2} = 74{,}70 \text{ cmt.}$$

Nimmt man an, daß das Biegemoment M im Schnitt γ—γ auf eine Flanschlänge von

$$l + 2 \cdot 3\,y = 10{,}0 + 2 \cdot 3 \cdot 7{,}3 = 53{,}8 \text{ cm}$$

gleichmäßig verteilt wirkt, dann ist das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{53{,}8\,\delta^2}{6} = \frac{53{,}8 \cdot 3{,}83^2}{6} = 131{,}5 \text{ cm}^2$$

und die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{74{,}70}{131{,}5} = 0{,}57 \text{ t/cm}^2.$$

2) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 18 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{P_2}{n\,f} = \frac{112{,}2}{18 \cdot 5{,}31} = 1{,}17 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{P_2}{n\,t\,d_1} = \frac{112{,}2}{18 \cdot 2{,}16 \cdot 2{,}6} = 1{,}11 \text{ t/cm}^2.$$

3) Untersuchung des kup I 60-Träger-Querschnittes.

Hier gilt auch das im vorangehenden Teil β, 3 Gesagte.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt α—α. Das größte Moment (vgl. Abb. g)

$$M = \frac{P}{2}\,20{,}5 - N_1\,5{,}5;$$

$$N_1 = \frac{P}{n}\,n_1,$$

hierin bedeutet

n die Gesamtnietanzahl . . . . . = 18 Stück

n_1 die Nietanzahl in der äußeren Nietreihe 1 . . . . . = 5 „ ;

die Werte in die Gleichung zur Berechnung von M eingesetzt:

$$M = \frac{112{,}2}{2}\,20{,}5 - \frac{112{,}2 \cdot 5 \cdot 5{,}5}{18} = 979 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene Widerstandsmoment des durch die Nietlöcher geschwächten kup I 60-Trägerquerschnittes ist 1320 cm², so daß die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{979}{1320} = 0{,}74 \text{ tcm}^2.$$

d) Die Verbindung der beiden Deckenträger mit dem äußeren Stielflansch zur Übertragung der Kraft S_l.

α) Allgemeines.

Nach Teil b beträgt die größte negative Kraft S_l = 139 t. Zur Übertragung dieser Kraft ist an dem Stielflansch eine nach beiden Seiten auskragende Platte von 15 mm Stärke angenietet, an der wiederum die Deckenträger durch Stegwinkel angeschlossen sind. Da die Stegwinkel die Kraft S_l allein nicht aufnehmen können, sind noch zur unmittelbaren Kraftübertragung eines Teiles der Kraft S_l über den oberen Riegelflanschen kup Winkelstücke an der Platte angenietet.

β) Untersuchung der kup Winkelstücke 50 · 250 · 14 (aus L 90 · 250 · 14).

1) Anschluß an der Platte.

Vorhanden sind 2 · 6 = 12 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser, die eine Kraft

$$P_1 = n\,f\,\tau_{zul} = 12 \cdot 5{,}31 \cdot 1{,}167 = 74{,}4 \text{ t}$$

übertragen.

2) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen den oberen Riegelflanschen und den unteren Kanten des kup Winkels.

Die Breite b der Riegelflansche beträgt 178 mm, die Berührungslänge l zwischen dem kup Winkelschenkel und dem Riegelflansch = 40 mm. Die Pressung zwischen den Riegelflanschen und den kup Winkelschenkeln

$$\sigma = \frac{P_1}{2\,b\,l} = \frac{74{,}4}{2 \cdot 17{,}8 \cdot 4{,}0} = 0{,}52 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die unmittelbare Übertragung werden die Riegelflansche auf Biegung beansprucht. Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Stelle, an der

die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt (Schnitt $\gamma-\gamma$ in Abb. *e*). Das größte Moment für einen Trägerflansch ist

$$M = \frac{P_1}{2}\,\frac{1}{b}\,\frac{y^2}{2},$$

hierin bezeichnet:

b die Flanschbreite = 17,8 cm,

y das Maß von Außenkante Flansch bis zum Beginn der Trägerflanschausrundung (Schnitt $\gamma-\gamma$ in Abb. *e*) = 6,2 cm;

mithin wird

$$M = \frac{74,4}{2}\,\frac{1}{17,8}\,\frac{6,2^2}{2} = 40,3 \text{ cmt}.$$

Nimmt man an, daß das Biegemoment M im Schnitte $\gamma-\gamma$ auf eine Flanschlänge von

$$l + 3y = 4,0 + 3 \cdot 6,2 = 22,6 \text{ cm}$$

gleichmäßig verteilt wirkt, dann ist das vorhandene Widerstandsmoment

$$W = \frac{22,6 \cdot \delta^2}{6} = \frac{22,6 \cdot 2,83^2}{6} = 30,2 \text{ cm}^2$$

und die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{40,3}{30,2} = 1,34 \text{ t/cm}^2.$$

γ) Untersuchung der Stegwinkelanschlüsse.

Die beiden Riegelanschlüsse mittels Stegwinkel haben eine Kraft

$$P_2 = S_l - P_1 = 139,0 - 74,4 = 64,6 \text{ t}$$

zu übertragen.

1) Anschluß am Riegelsteg.

Der aus 4 doppelschnittigen Nieten von 26 mm Durchmesser bestehende Anschluß an jeden der beiden Riegelstege hat die Kraft $\frac{P_2}{2}$ und ein Moment

$$M_1 = \frac{P_2}{2}\,a_1 = \frac{64,6}{2}\,6,0 = 193,8 \text{ cmt}$$

aufzunehmen.

Jedes Niet überträgt eine senkrechte Kraft

$$V = \frac{P_2}{2}\,\frac{1}{n_1} = \frac{64,6}{2}\,\frac{1}{4} = 8,06 \text{ t},$$

die durch das Moment am meisten beanspruchten äußeren Niete erhalten außerdem noch eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H_{max} = M_1\,\frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 193,8\,\frac{31,5}{10,5^2 + 31,5^2} = 5,54 \text{ t};$$

die Größtnietkraft wird somit

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{8,06^2 + 5,54^2} = 9,79 \text{ t}.$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{2f} = \frac{9,79}{2 \cdot 5,31} = 0,92 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d_1} = \frac{9,79}{1,71 \cdot 2,6} = 2,20 \text{ t/cm}^2.$$

2) Anschluß an der Platte.

Der für jeden Riegel aus 8 einschnittigen eingepaßten 1″-Schrauben bestehende Anschluß an der Platte hat die Kraft $\frac{P_2}{2}$ und für jeden Anschlußwinkel ein Moment

$$M_2 = \frac{P_2}{2}\,\frac{1}{2}\,a_2 = \frac{64,6}{2}\,\frac{1}{2}\,6,85 = 110,7 \text{ cmt}$$

zu übertragen.

Jede Schraube erhält eine senkrechte Kraft

$$V = \frac{P_2}{2}\,\frac{1}{n_2} = \frac{64,6}{2}\,\frac{1}{8} = 4,04 \text{ t},$$

die durch das Moment am meisten beanspruchten äußeren Schrauben erhalten außerdem eine wagerechte Kraft

$$H_{max} = M_2\,\frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 110,7\,\frac{31,5}{10,5^2 + 31,5^2} = 3,16 \text{ t};$$

damit wird die Größt-Schraubenkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{4,04^2 + 3,16^2} = 5,13 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{f_s} = \frac{5,13}{5,07} = 1,01 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d} = \frac{5,13}{1,2 \cdot 2,54} = 1,69 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Untersuchung der Platte.

Die Platte ist mit der Kraft $S_l = 139,0$ t an den Stielsteg anzuschließen.

1) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 24 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S_l}{nf} = \frac{139,0}{24 \cdot 5,31} = 1,09 \text{ t/cm}^2;$$

$$\sigma_l = \frac{S_l}{n t d_1} = \frac{139,0}{24 \cdot 1,5 \cdot 2,6} = 1,49 \text{ t/cm}^2.$$

2) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Hier gilt auch das im vorangehenden Teil *c*, β, 3 Gesagte.

Der gefährliche Querschnitt liegt im Schnitt $\beta-\beta$. Das größte Moment (vgl. Abb. *g*)

$$M = \frac{S_l}{2}\,20,5 - N_1\,5,5.$$

Da hier alle vier Nietreihen die gleiche Nietanzahl aufweisen, wird

$$N_1 = \frac{S_l}{4}$$

und damit

$$M = \frac{139,0}{2} \cdot 20,5 - \frac{139,0}{4} \cdot 5,5 = 1234 \text{ cmt}.$$

Das vorhandene Widerstandsmoment des durch die Nietlöcher geschwächten 900 mm hohen Plattenquerschnittes ist 1550 cm³, so daß

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1234}{1550} = 0,80 \text{ t/cm}^2.$$

e) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Ist an der Stielaußenseite der freie Raum unbeschränkt, dann kann auch die Ausführung des Riegelanschlusses am äußeren Stielflansch entsprechend

der am rechten inneren Flansch befindlichen Ausführung erfolgen.

Damit bei einseitiger Deckenbelastung die Stiele keine schädliche außermittige Belastung erhalten, sind die Doppelriegel gut miteinander zu verbinden.

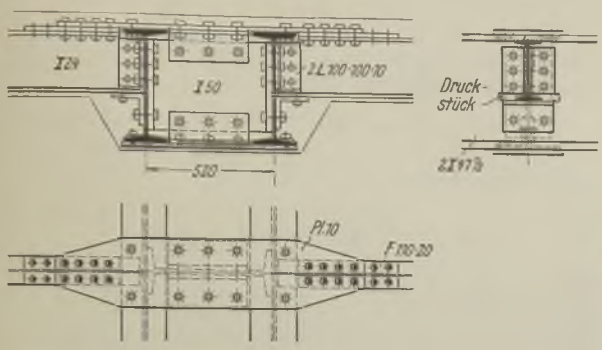


Abb. 329.

Abb. 329 zeigt z. B. die Riegelaussteifung mit Anschluß von teilweise eingespannten Deckenträgern; reichen diese Verbindungen nicht aus, dann müssen noch weitere Aussteifungen (Bindeplatten oder Verbände) angeordnet werden (vgl. Teil I, A, 10 des ersten Abschnittes). Sehr gut ist auch die Anordnung einer kräftigen Verbindung der Stiele in Deckenhöhe mit Ausbildung der Anschlüsse als steife Ecken.

9. Neuntes Zahlenbeispiel.

a) Allgemeines.

Der in Abb. 330 dargestellte Knotenpunkt eines Stockwerkrahmens soll nachstehend untersucht werden. Die Abmessungen und Bezeichnungen gehen aus der Abbildung hervor. $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm². Es sind zwei Belastungsfälle in Betracht zu ziehen.

α) Belastungsfall „a" infolge Gesamt- und Windlast.

(Größtes negatives Stützmoment und größter Auflagerdruck.)

$$M = -78{,}1 \text{ mt}; \quad A = +51{,}0 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „b" infolge Eigengewicht und Windlast.

(Größtes positives Stützmoment und kleinster Auflagerdruck.)

$$M = +21{,}15 \text{ mt}; \quad A = +14{,}0 \text{ t}.$$

b) Die Aufnahme der Stützmomente und der Auflagerkräfte.

Die Stützmomente werden durch lotrecht gerichtete Kräftepaare ersetzt gedacht, die in einem Abstand von $c = 450$ mm an der linken und rechten Stützenflanschseite zur Wirkung kommen (vgl. Abb. *a* und *b*):

$$P = \frac{M}{c}.$$

Die lotrecht gerichteten Gesamtanschlußkräfte S_r an der rechten und S_l an der linken Stielkante ergeben sich dann für beide Belastungsfälle wie folgt:

α) Belastungsfall „a".

$$S_r = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{(-78{,}1)}{0{,}45} + \frac{51{,}0}{2} \quad \ldots = 199{,}0 \text{ t},$$

$$S_l = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{-78{,}1}{0{,}45} + \frac{51{,}0}{2} \quad \ldots\ldots = -148{,}0 \text{ t}.$$

β) Belastungsfall „b".

$$S_r = -\frac{M}{c} + \frac{A}{2} = -\frac{21{,}15}{0{,}45} + \frac{14{,}0}{2} \quad \ldots\ldots = -40{,}0 \text{ t},$$

$$S_l = \frac{M}{c} + \frac{A}{2} = \frac{21{,}15}{0{,}45} + \frac{14{,}0}{2} \quad \ldots\ldots = 54{,}0 \text{ t}.$$

Der Riegel lagert an beiden Stielflanschseiten oben wie unten unmittelbar auf. Die angesetzten Winkel sind, da sie nur zum Halten des Riegels dienen, mit etwa 5 mm Zwischenraum angeordnet.

Die Platten, vor allem die aus mehreren Stärken zusammengesetzten, müssen, da ja durch die Berührungsfläche die Kraftübertragung erfolgt, an ihrer Auflagerfläche gefräst werden. Damit die Berührungsflächen auch überall wirksam anliegen, werden zwischen Plattenkante und Oberfläche des Riegels Keile mit entsprechenden Ausgleichfuttern eingetrieben.

c) Die Plattenkantenauflagerung am rechten Stielflansch unterhalb des Riegels zur Übertragung der positiven Kraft S_r.

α) Allgemeines.

Nach Vorstehendem beträgt die größte positive Kraft $S_r = 199{,}0$ t. Zur unmittelbaren Übertragung der Kraft ist eine Platte aus zwei verschiedenen Stärken (20 und 12 mm) zusammengesetzt; die Gesamtstärke beträgt 32 mm. Da die äußere stärkere Platte an den Stielflansch angenietet ist und die innere schwächere Platte die auf sie entfallende Kraft durch angenietete Winkel in die Stielstege leiten soll, so wird die Übertragung der Gesamtkraft S_r auch im Verhältnis der einzelnen Plattenstärken durchgeführt.

Die 20 mm starke Platte überträgt somit durch die Nietverbindung in den Stielflansch

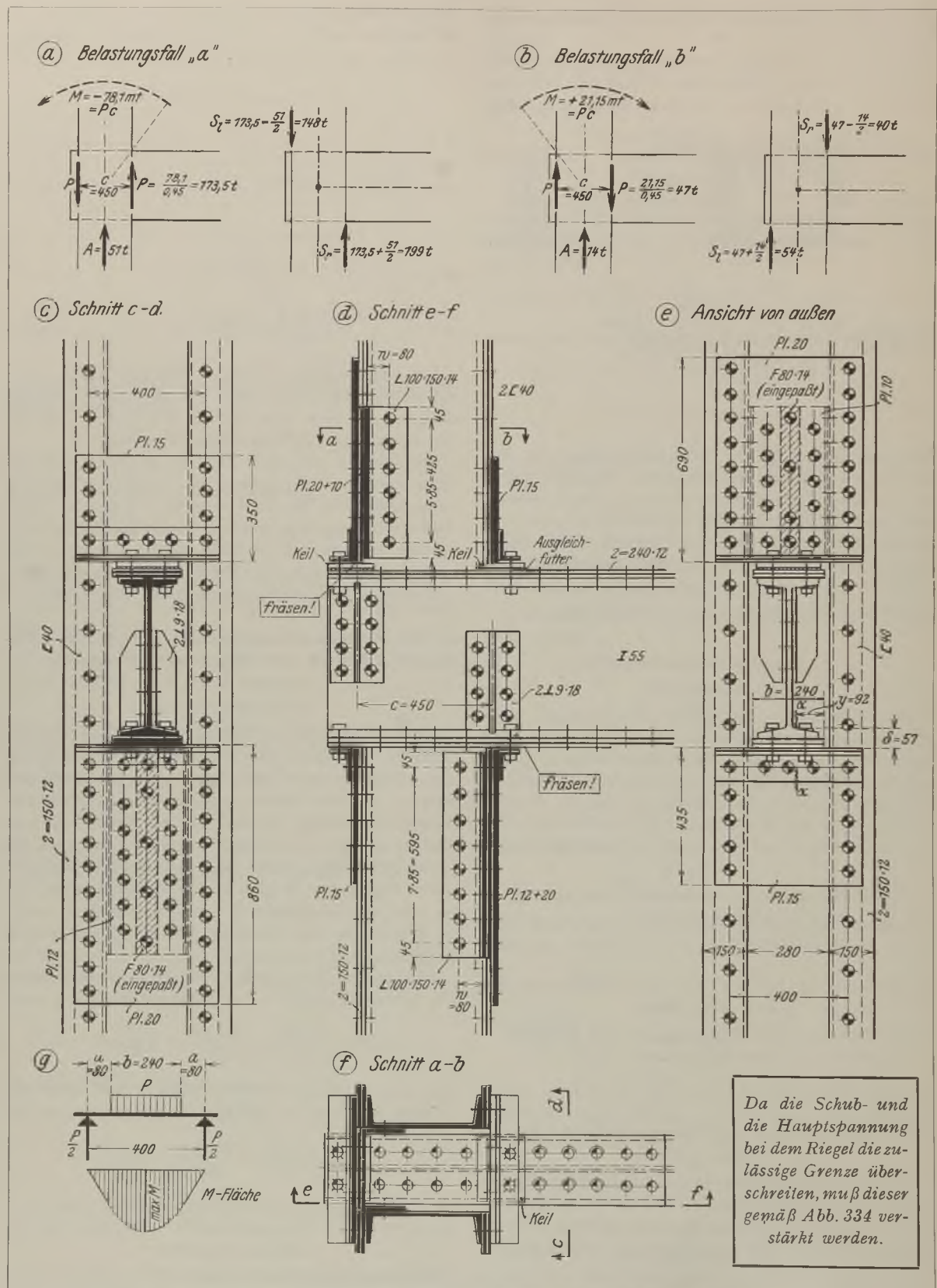
$$P_1 = \frac{S_r\, 20}{32} = \frac{199 \cdot 20}{32} = 124{,}4 \text{ t},$$

die 12 mm starke Platte überträgt mit Hilfe der Winkel 100 · 150 · 14 mittels Nietverbindung in die Stielstege

$$P_2 = \frac{S_r\, 12}{32} = \frac{199 \cdot 12}{32} = 74{,}6 \text{ t}.$$

β) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen dem unteren Riegelflansch und der oberen Plattenkante.

Der Riegel lagert unmittelbar auf der 32 mm starken Platte. Die Pressung zwischen Riegelflansch (Breite



Da die Schub- und die Hauptspannung bei dem Riegel die zulässige Grenze überschreiten, muß dieser gemäß Abb. 334 verstärkt werden.

Abb. 330.

$b = 240$ mm) und der zusammengesetzten Platte (Länge $l = 32$ mm)

$$\sigma = \frac{S_r}{b\,l} = \frac{199}{24{,}0 \cdot 3{,}2} = 2{,}59\ \text{t/cm}^2.$$

Durch zwei am Riegelsteg angenietete und am Riegelflansch eingepaßte $\perp$ 9 · 18 wird ein Teil der zu übertragenden Kraft S_r in den Riegelsteg geleitet. Die vorhandenen 8 doppelschnittigen Niete von 26 mm Durchmesser übertragen

auf Abscheren $S_{r_1} = n\,2\,f\,\tau_{zul}$
$= 8 \cdot 2 \cdot 5{,}31 \cdot 1{,}167 = 99{,}2$ t,

auf Lochleibung $S_{r_1} = n\,t\,d_1\,\sigma_{1zul}$
$= 8 \cdot 1{,}9 \cdot 2{,}6 \cdot 2{,}334 = 92{,}2$ t.

Durch den anderen Teil der Kraft

$$S_{r_2} = S_r - S_{r_1} = 199{,}0 - 92{,}2 = 106{,}8\ \text{t}$$

wird der Riegelflansch auf Biegung beansprucht. Der gefährliche Querschnitt befindet sich an der Stelle, an der die Abrundung zwischen Flansch und Steg beginnt (vgl. Schnitt $\alpha-\alpha$ in der Abb. *e*).

Das Biegemoment wird dort

$$M = \frac{S_{r_2}\,y^2}{b\,2},$$

hierin bezeichnet:

b die Gurtplattenbreite $= 24{,}0$ cm,

y das Maß von Außenkante Gurtplatte bis zum Beginn der Trägerflanschausrundung $= 9{,}2$ cm;

mithin wird

$$M = \frac{106{,}8 \cdot 9{,}2^2}{24{,}0 \cdot 2} = 188{,}3\ \text{cmt}.$$

Es wird angenommen, daß das Biegemoment M im Schnitte $\alpha-\alpha$ auf eine Flanschlänge von

$$l + 2 \cdot 3\,y = 3{,}2 + 2 \cdot 3 \cdot 9{,}2 = 58{,}4\ \text{cm}$$

gleichmäßig verteilt wirkt; das vorhandene Widerstandsmoment des Trägerflansches ist dann

$$W = \frac{58{,}4 \cdot \delta^2}{6} = \frac{58{,}4 \cdot 5{,}7^2}{6} = 316\ \text{cm}^3$$

und die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{188{,}3}{316} = 0{,}60\ \text{t/cm}^2.$$

Die Biegebeanspruchung überschreitet auch ohne Stegaussteifung die zulässige Grenze nicht, denn ohne Aussteifung ist die mittlere Beanspruchung

$$\sigma = 0{,}60\,\frac{S_r}{S_{r_2}} = 0{,}60\,\frac{199}{106{,}8} = 1{,}10\ \text{t/cm}^2.$$

Bei derartig großen Einzellasten ist es jedoch ratsam, den Riegelsteg und den Riegelflansch auszusteifen; wenn man auch den Riegelflansch zur Aufnahme der Biegung nach jeder Seite vom Auflager mit einer Länge von $3\,y$ heranziehen kann, so ist doch immer zu beachten, daß in Wirklichkeit die vorhandene Biegebeanspruchung unmittelbar am Auflager größer und mit größer werdendem Abstand entsprechend geringer als die errechnete mittlere Biegebeanspruchung ist.

γ) Anschluß der 20-mm-Platte am Stielflansch.

Nach Teil *α*) hat die 20 mm starke Platte 124,5 t zu übertragen; vorhanden sind 20 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{P_1}{n\,f} = \frac{124{,}5}{20 \cdot 5{,}31} = 1{,}17\ \text{t/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{n\,t\,d_1} = \frac{124{,}5}{20 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}6} = 1{,}20\ \text{t/cm}^2.$$

δ) Mittelbare Übertragung der Kraft P_2 von der 12 mm starken Platte in die Stielstege mit Hilfe der Winkel 100 · 150 · 14.

Nach Teil *α*) hat die 12 mm starke Platte die Kraft $P_2 = 74{,}5$ t zu übertragen.

1) Anschluß der Platte an den Winkeln 100 · 150 · 14.

Vorhanden sind 14 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{P_2}{n\,f} = \frac{74{,}5}{14 \cdot 5{,}31} = 1{,}0\ \text{t/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = \frac{P_2}{n\,t\,d_1} = \frac{74{,}5}{14 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}6} = 1{,}46\ \text{t/cm}^2.$$

Damit die Stahlwinkel durch die außermittige Übertragung keine Verdrehungsspannungen erhalten (vgl. Teil II, A, 4, d im ersten Abschnitt), sind zwischen den Winkelkanten Futterstücke eingepaßt (Abb. *c*); diese können zweckmäßig mit dem Winkel verschweißt werden.

2) Anschluß der Übertragungswinkel an den Stielstegen.

Jeder Winkelanschluß hat außer der lotrechten Kraft $\frac{P_2}{2}$ noch ein Moment

$$M = \frac{P_2}{2}\,w = \frac{74{,}5}{2}\,8{,}0 = 298\ \text{cmt}$$

zu übertragen.

Vorhanden sind für jeden Anschluß 8 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser; jedes Niet überträgt eine senkrechte Kraft

$$V = \frac{P_2}{2}\,\frac{1}{n} = \frac{74{,}5}{2}\,\frac{1}{8} = 4{,}66\ \text{t},$$

die durch das Moment am meisten beanspruchten äußersten Niete erhalten außerdem eine wagerechte Kraft

$$H_{max} = M\,\frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 298\,\frac{59{,}5}{8{,}5^2 + 25{,}5^2 + 42{,}5^2 + 59{,}5^2} = 2{,}93\ \text{t};$$

damit wird die größte Nietkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{4{,}66^2 + 2{,}93^2} = 5{,}5\ \text{t}.$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{f} = \frac{5{,}5}{5{,}31} = 1{,}04\ \text{t/cm}^2,$$

$$\sigma_1 = \frac{R_{max}}{t\,d_1} = \frac{5{,}5}{1{,}4 \cdot 2{,}6} = 1{,}51\ \text{t/cm}^2.$$

ε) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Bei dem gewählten starken Plattenquerschnitt liegen die Biege- und Schubspannungen weit unter der zulässigen Grenze. Nach Abb. *g* ist das Biege-

moment (vgl. den ersten Abschnitt; Teil Ib, A, 6; 8. Sonderfall):

$$M = \frac{S_r}{8}(b + 4a) = \frac{199}{8}(24{,}0 + 4 \cdot 8{,}0) = 1393 \text{ cmt.}$$

Rechnet man z. B. nur mit der 20 mm starken Platte allein, dann ist das vorhandene Widerstandsmoment (ohne Berücksichtigung des oberen Gurtwinkels und der Nietlochabzüge)

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2{,}0 \cdot 86{,}0^2}{6} = 2460 \text{ cm}^3$$

und die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1393}{2460} = 0{,}568 \text{ t/cm}^2.$$

Nach Teil IIb, A, 3, c des ersten Abschnittes ist im Rechteckquerschnitt die größte vorhandene Schubspannung

$$\tau_{max} = 1{,}5\,\frac{Q}{F} = 1{,}5\,\frac{\frac{1}{2} \cdot S_r}{bh} = 1{,}5\,\frac{\frac{1}{2} \cdot 199}{2{,}0 \cdot 86{,}0} = 0{,}867 \text{ t/cm}^2.$$

In Wirklichkeit werden die Beanspruchungen natürlich bedeutend günstiger, da die Platte teilweise 32 mm stark ist, und ein Teil der Kraft, nämlich 74,5 t, durch die Übertragungswinkel in die Stielflansche wandert.

d) Die Plattenkantenauflagerung am rechten Stielflansch oberhalb des Riegels zur Übertragung der negativen Kraft S_r.

α) Allgemeines.

Nach vorstehendem Teil b beträgt die größte negative Kraft $S_r = 40{,}0$ t. Eine Platte von 15 mm Stärke dient zur unmittelbaren Übertragung der Kraft.

β) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen dem oberen Riegelflansch und der unteren Plattenkante.

Die Gurtplattenbreite b des Riegels ist 240 mm und die Auflagerlänge $l = 15$ mm. Die Pressung zwischen Riegel und Plattenkante ist demnach

$$\sigma = \frac{S_r}{bl} = \frac{40}{24{,}0 \cdot 1{,}5} = 1{,}11 \text{ t/cm}^2.$$

Wie die Untersuchungen im vorangehenden Teil c, β zeigen, bleibt die durch die unmittelbare Kraftübertragung in den Riegelflansch hervorgerufene Biegebeanspruchung sogar bei einer Kraft von 199,0 t unter der zulässigen Grenze.

γ) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 8 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser

$$\tau = \frac{S_r}{nf} = \frac{40}{8 \cdot 5{,}31} = 0{,}94 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{S_r}{ntd_1} = \frac{40}{8 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}6} = 1{,}29 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Gemäß Abb. g (8. Sonderfall, im Teil Ib, A, 6 des ersten Abschnittes) ist das auftretende Biegemoment

$$M = \frac{S_r}{8}(b + 4a) = \frac{40}{8}(24{,}0 + 4 \cdot 8) = 280 \text{ cmt.}$$

Das vorhandene Widerstandsmoment (ohne Berücksichtigung des unteren Gurtwinkels und der Nietlochabzüge)

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{1{,}5 \cdot 35{,}0^2}{6} = 307 \text{ cm}^3;$$

die vorhandene Beanspruchung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{280}{307} = 0{,}91 \text{ t/cm}^2.$$

Nach Teil Ib, A, 3, c des ersten Abschnittes ist im Rechteckquerschnitt die vorhandene größte Schubspannung

$$\tau_{max} = 1{,}5\,\frac{Q}{F} = 1{,}5\,\frac{\frac{1}{2} \cdot S_r}{bh} = 1{,}5\,\frac{\frac{1}{2} \cdot 40}{1{,}5 \cdot 35{,}0} = 0{,}527 \text{ t/cm}^2.$$

e) Die Plattenkantenauflagerung am linken Stielflansch oberhalb des Riegels zur Übertragung der negativen Kraft S_l.

α) Allgemeines.

Nach Teil b beträgt die größte negative Kraft an der linken Stielflanschseite $S_l = 148$ t. Zur unmittelbaren Übertragung der Kraft ist eine Platte aus zwei verschiedenen Stärken (20 und 10 mm) zusammengesetzt; die Gesamtplattenstärke beträgt 30 mm. Die Kraftanteile, die die beiden Teilplatten zu übertragen haben, werden durch das Stärkenverhältnis der beiden Plattenteile bestimmt. Die äußere, 20 mm starke Platte überträgt ihren Kraftanteil unmittelbar in den Stielflansch; die innere, 10 mm starke Platte dagegen leitet die auf sie entfallende Kraft mit Hilfe von Verbindungswinkeln in die Stielstege.

Die 20 mm starke Platte überträgt somit durch die Nietverbindung in den Stielflansch

$$P_1 = \frac{S_l\,20}{30} = \frac{148 \cdot 20}{30} = 98{,}6 \text{ t},$$

die 10 mm starke Platte überträgt mit Hilfe der Winkel 100 · 150 · 14 mittels Nietverbindung in die Stielstege

$$P_2 = \frac{S_l\,10}{30} = \frac{148 \cdot 10}{30} = 49{,}4 \text{ t}.$$

β) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen dem oberen Riegelflansch und der unteren Plattenkante.

Die Gurtplattenbreite b des Riegels = 240 mm und die Auflagerlänge $l = 30$ mm. Die Pressung zwischen Riegel und Plattenkante

$$\sigma = \frac{S_l}{bl} = \frac{148}{24{,}0 \cdot 3{,}0} = 20{,}55 \text{ t/cm}^2.$$

Wie im Teil c, β nachgewiesen, übertragen die am Riegelflansch eingepaßten ⊥ 9 · 18 durch den Nietanschluß am Riegelsteg 92,2 t.

Durch den anderen Teil der Kraft $= 148 - 92{,}2 = 55{,}8$ t wird der Riegelflansch auf Biegung beansprucht, diese bleibt bei dem Vergleich der im Teil c, β angestellten Untersuchungen weit unter der zulässigen Grenze: Dort ergab sich bei einer Kraft $P = 106{,}8$ t die Biegebeanspruchung $\sigma = 0{,}60$ t/cm²; im vorliegenden Fall ist die Kraft und das vorhandene Widerstandsmoment infolge der kürzeren nutzbaren Flanschlängen etwa halb so groß.

γ) Anschluß der 20-mm-Platte am Stielflansch.

Nach Teil α hat die 20 mm starke Platte die Kraft $P_1 = 98{,}6$ t zu übertragen; vorhanden sind 16 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{P_1}{n f} = \frac{98{,}6}{16 \cdot 5{,}31} = 1{,}16 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{P_1}{n t d_1} = \frac{98{,}6}{16 \cdot 2{,}0 \cdot 2{,}6} = 1{,}19 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Mittelbare Übertragung der Kraft P_2 von der 10 mm starken Platte in die Stielstege mit Hilfe der Winkel 100 · 150 · 14.

Nach Teil α hat die 10 mm starke Platte die Kraft $P_2 = 49{,}4$ t zu übertragen.

1) Anschluß der Platte an den Winkeln 100 · 150 · 14.

Vorhanden sind 10 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{P_2}{n f} = \frac{49{,}4}{10 \cdot 5{,}31} = 0{,}93 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{P_2}{n t d_1} = \frac{49{,}4}{10 \cdot 1{,}4 \cdot 2{,}6} = 1{,}36 \text{ t/cm}^2.$$

Damit die Winkel durch die außermittige Übertragung nicht auf Verdrehung beansprucht werden (vgl. Teil II, A, 4, d im ersten Abschnitt), sind zwischen den Winkeln Futterstücke eingepaßt (Abb. *e*).

2) Anschluß der Übertragungswinkel an den Stielstegen.

Jeder Winkelanschluß hat außer der lotrechten Kraft $\frac{P_2}{2}$ noch ein Moment

$$M = \frac{P_2}{2} w = \frac{49{,}4}{2} 8{,}0 = 197{,}5 \text{ cmt}$$

zu übertragen.

Vorhanden sind für jeden Anschluß 6 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser; jedes Niet überträgt eine senkrecht gerichtete Kraft

$$V = \frac{P_2}{2} \frac{1}{n} = \frac{49{,}4}{2} \frac{1}{6} = 4{,}12 \text{ t};$$

die durch das Moment am meisten beanspruchten äußersten Niete erhalten außerdem eine wagerecht gerichtete Kraft

$$H_{max} = M \frac{h_{max}}{\Sigma h^2} = 197{,}5 \frac{42{,}5}{8{,}5^2 + 25{,}5^2 + 42{,}5^2} = 3{,}32 \text{ t};$$

damit wird die größte Nietkraft

$$R_{max} = \sqrt{V^2 + H_{max}^2} = \sqrt{4{,}12^2 + 3{,}32^2} = 5{,}29 \text{ t},$$

$$\tau = \frac{R_{max}}{f} = \frac{5{,}29}{5{,}31} = 1{,}0 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{R_{max}}{t d_1} = \frac{5{,}29}{1{,}4 \cdot 2{,}6} = 1{,}45 \text{ t/cm}^2.$$

ε) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Die Biege- und Schubspannungen bleiben weit unter den zulässigen Grenzen (vgl. Teil c, ε).

f) Die Plattenkantenauflagerung am linken Stielflansch unterhalb des Riegels zur Übertragung der positiven Kraft S_l.

α) Allgemeines.

Nach Teil b beträgt die größte positive Kraft $S_l = 54{,}0$ t. Zur unmittelbaren Übertragung der Kraft ist eine Platte von 15 mm Stärke angeordnet.

β) Unmittelbare Kraftübertragung zwischen dem unteren Riegelflansch und der oberen Plattenkante.

Die Gurtplattenbreite b des Riegels ist 240 mm und die Auflagerlänge $l = 15$ mm. Die Pressung zwischen Riegelflansch und Plattenkante ist demnach

$$\sigma = \frac{S_l}{b l} = \frac{54}{24{,}0 \cdot 1{,}5} = 1{,}5 \text{ t/cm}^2.$$

Durch die unmittelbare Kraftübertragung wird der Trägerflansch auf Biegung beansprucht; die vorhergehenden Untersuchungen ergaben, daß die zulässige Grenze nicht überschritten wird.

γ) Anschluß am Stielflansch.

Vorhanden sind 10 einschnittige Niete von 26 mm Durchmesser;

$$\tau = \frac{S_l}{n f} = \frac{54}{10 \cdot 5{,}31} = 1{,}02 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{S_l}{n t d_1} = \frac{54}{10 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}6} = 1{,}39 \text{ t/cm}^2.$$

δ) Untersuchung des Plattenquerschnittes.

Nach Abb. *g* ist das Biegemoment

$$M = \frac{S_l}{8} (b + 4a) = \frac{54}{8} (24{,}0 + 4 \cdot 8{,}0) = 378 \text{ cmt}.$$

Das vorhandene Widerstandsmoment (ohne Berücksichtigung des oberen Gurtwinkels und der Nietlochabzüge)

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{1{,}5 \cdot 43{,}5^2}{6} = 475 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_{vorh} = \frac{M}{W} = \frac{378}{475} = 0{,}80 \text{ t/cm}^2.$$

Nach Teil Ib, A, 3, c des ersten Abschnittes ist im Rechteckquerschnitt die vorhandene größte Schubspannung

$$\tau_{max} = 1{,}5 \frac{Q}{F} = 1{,}5 \frac{1/2 \cdot S_l}{b h} = 1{,}5 \frac{1/2 \cdot 54}{1{,}5 \cdot 43{,}5} = 0{,}62 \text{ t/cm}^2.$$

g) Festlegung der Riegel durch Keile.

In Abb. 331 sind zwei verschiedene Arten der Riegelfestlegung durch Keile dargestellt.

Bei der Ausführung nach Abb. 331 *a* (Flachkeil und Ausgleichfutter) müssen richtig passende Ausgleichfutter zur Verwendung kommen, da sonst eine einwandfreie Einspannung nicht erzielt wird. Die Paßfutter, die in verschiedenen Stärken zur Hand sein müssen, sind so zu wählen, daß der Keil nur durch Antreiben in seine richtige Lage gebracht werden kann. Allzu starkes Antreiben ist jedoch zu vermeiden. Nachdem die Keile in der richtigen Lage sitzen, sind diese nach den im Riegelflansch vorgesehenen Löchern zu bohren und zu verschrauben.

Bei der Ausführung nach Abb. 331 *b* (Doppelkeile) legt sich der am Riegelflansch sitzende Keil gegen eine am Flansch angenietete Anschlagleiste. Der zweite Keil wird soweit eingetrieben, bis ein strammes Sitzen gewährleistet ist. Hier sind Paßfutter bei einem einigermaßen Passen der Druckplatten nicht erforderlich, da durch Verschiebung des zweiten Keiles Höhenunterschiede ausgeglichen werden. Nachdem der Treibkeil in der richtigen Lage sitzt, wird er durch eine Verriegelungsleiste gesichert, so daß er sich nicht mehr lockern kann. Die Verriegelungsleiste muß nach den im Riegelflansch befindlichen Löchern gebohrt und mit Paßschrauben befestigt werden.

Die letzte Ausführung ist der ersten vorzuziehen, da hier kein gewaltsames Eintreiben des Keiles notwendig ist und eine Beschädigung der Auflagerausführung vermieden wird.

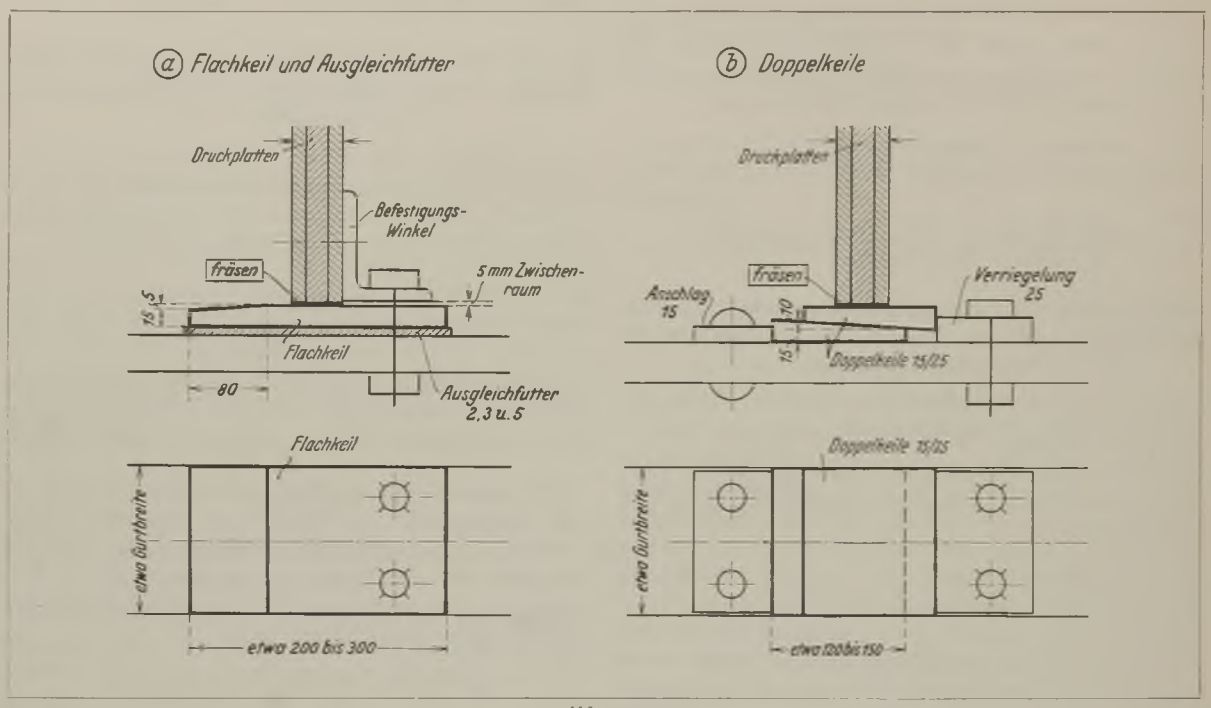


Abb. 331.

Werden gemäß Abb. 332 an drei Auflagerpunkten Doppelkeile und am vierten (einem unteren) ein Druckstück mit Ausgleichfutter angeordnet, dann ist eine einwandfreie Riegeleinspannung überhaupt gesichert.

h) Ermittlung der größten Schub- und Hauptspannung des Riegels nach Abb. 330.

Durch die an der Einspannstelle auftretende große Querkraft liegt die Gefahr nahe, daß bei den Riegeln die Schub- und die Hauptspannung die zulässige Grenze überschreiten. Während im vorangehenden Beispiel diese Spannungen nicht zu hoch werden

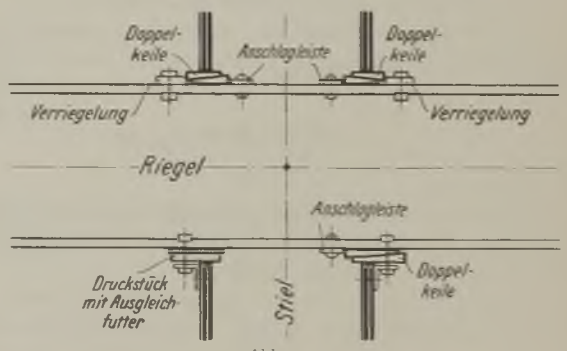


Abb. 332.

($\tau_{max} = 1{,}01$ t/cm²; Hauptspannung $\sigma_{max} = 1{,}38$ t/cm²), findet bei der Ausführung nach Abb. 330, wie nachstehend nachgewiesen, eine erhebliche Überschreitung der zulässigen Schub- und Hauptspannung statt (vgl. hierzu: dritter Abschnitt, Teil I b, A, 3, c und 5, f).

α) Größte vorhandene Schubspannung.

Die größte Schubspannung ergibt sich in der wagerechten Schwerachse des Riegels, und zwar zwischen den Einspannpunkten, da dort die Querkraft am größten ist.

$$\tau = \frac{Q\,S}{J\,b};$$

$$Q_{max} = S_l = 148 \text{ t}:$$

$$J_x = 194\,124 \text{ cm}^4; \quad S_x = 3773 \text{ cm}^3; \quad b = 1{,}9 \text{ cm}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt:

$$\tau_{max} = \frac{148 \cdot 3773}{194\,124 \cdot 1{,}9} = 1{,}52 \text{ t/cm}^2.$$

Da die zulässige Schubspannung bei $\sigma_{zzul} = 1{,}4$ t/cm² nur 1,167 t/cm beträgt, muß der Steg, wie im Teil i angegeben, verstärkt werden.

$W_x = 6490$ cm³ (Nietabzug ist nicht berücksichtigt, da in dem durch Nietlöcher geschwächten Querschnitt das Moment bzw. die Querkraft geringer sind)

$$y_a = 22{,}2 \text{ cm}; \quad \tfrac{1}{2}h = \tfrac{1}{2}\,59{,}8 = 29{,}9 \text{ cm}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt:

$$\sigma_{b_{vorh}} = \frac{6650}{6490}\,\frac{22{,}2}{29{,}9} = 0{,}76 \text{ t/cm}^2.$$

Schubspannung in der Faser „a".

$$\tau = \frac{Q\,S}{J\,b};$$

hierin ist

$$Q = 148 \text{ t},$$
$$J_x = 194\,124 \text{ cm}^4,$$
$$S = F_1 y_1 + F_2 y_2 = 64{,}0 \cdot 25{,}7 + \infty 57{,}6 \cdot 28{,}7 = 3304 \text{ cm}^3,$$
$$b = 1{,}9 \text{ cm}.$$

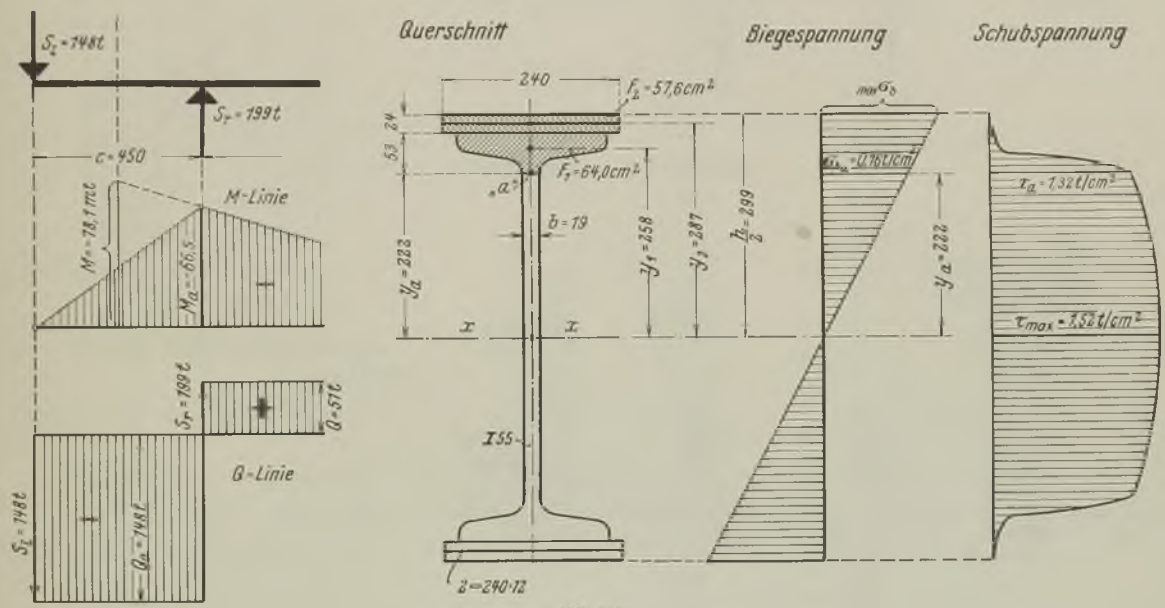


Abb. 333.

β) Größte vorhandene Hauptspannung.

An der Einspannstelle S, wirken das größte Moment und die größte Querkraft, daher tritt an dieser Stelle die größte gemeinsame Wirkung der Biege- und Schubspannung auf, und zwar an der Übergangsstelle vom Steg zum Flansch des Riegels (Abb. 333, Faser „a").

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

hierin ist

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{z_{zul}}}{1{,}3\,\sigma_{b_{zul}}} = \frac{1{,}4}{1{,}3 \cdot 1{,}167} = 0{,}923.$$

Biegespannung σ_b in der Faser „a"

$$\sigma_{b_{vorh}} = \sigma_{max}\,\frac{y_a}{\frac{1}{2}h} = \frac{M_a}{W_x}\,\frac{y_a}{\frac{1}{2}h},$$

hierin ist

$$M_a = M + A\,\frac{c}{2} = -78{,}1 + 51\,\frac{0{,}45}{2} = -66{,}5 \text{ mt}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt:

$$\tau_a = \frac{148 \cdot 3304}{194\,124 \cdot 1{,}9} = 1{,}32 \text{ t/cm}^2.$$

Hauptspannung in der Faser „a"

$$\sigma_{min}^{max} = 0{,}35 \cdot 0{,}76 + 0{,}65\sqrt{0{,}76^2 + 4\,(0{,}923 \cdot 1{,}32)^2} = 1{,}94 \text{ t/cm}^2.$$

Da die vorhandene Hauptspannung die zulässige Grenze überschreitet, muß der Übergang vom Steg zum Flansch gemäß der Anweisungen im nächsten Teil i verstärkt werden.

i) Verstärkung des infolge der Schub- und der Hauptspannung unzulässig hoch beanspruchten Riegels.

Da die größte Schubspannung τ_{max} in Riegelmitte und auch die größte Hauptspannung in der Faser „a" unzulässig hoch sind, ist der Querschnitt an beiden Stellen gemäß Abb. 334 zu verstärken.

α) Größte vorhandene Schubspannung.

Wie schon vorher gesagt, ergibt sich die größte Schubspannung in der wagerechten Schwerachse des Riegels, und zwar zwischen den Einspannpunkten, da dort die Querkraft am größten ist (vgl. Abb. 333).

$$\tau = \frac{QS}{J b_m};$$

hierin ist

$$Q_{max} = S_l = 148 \text{ t};$$

$$J_x = 235\,800 \text{ cm}^4; \quad S_x = 5310 \text{ cm}^3; \quad b_m = 3{,}5 \text{ cm}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt

$$\tau_{max} = \frac{148 \cdot 5310}{235\,800 \cdot 3{,}5} = 0{,}95 \text{ t/cm}^2.$$

β) Größte vorhandene Hauptspannung.

An der Einspannstelle S_r wirken das größte Moment und die größte Querkraft, daher tritt an dieser Stelle die größte gemeinsame Wirkung der Biege- und Schubspannung auf, und zwar an der Übergangsstelle vom Steg zum Flansch des Riegels (Faser „a").

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

hierin ist

$$\alpha_0 = \frac{\sigma_{zul}}{1{,}3\,\sigma_{b\,zul}} = \frac{1{,}4}{1{,}3 \cdot 1{,}167} = 0{,}923.$$

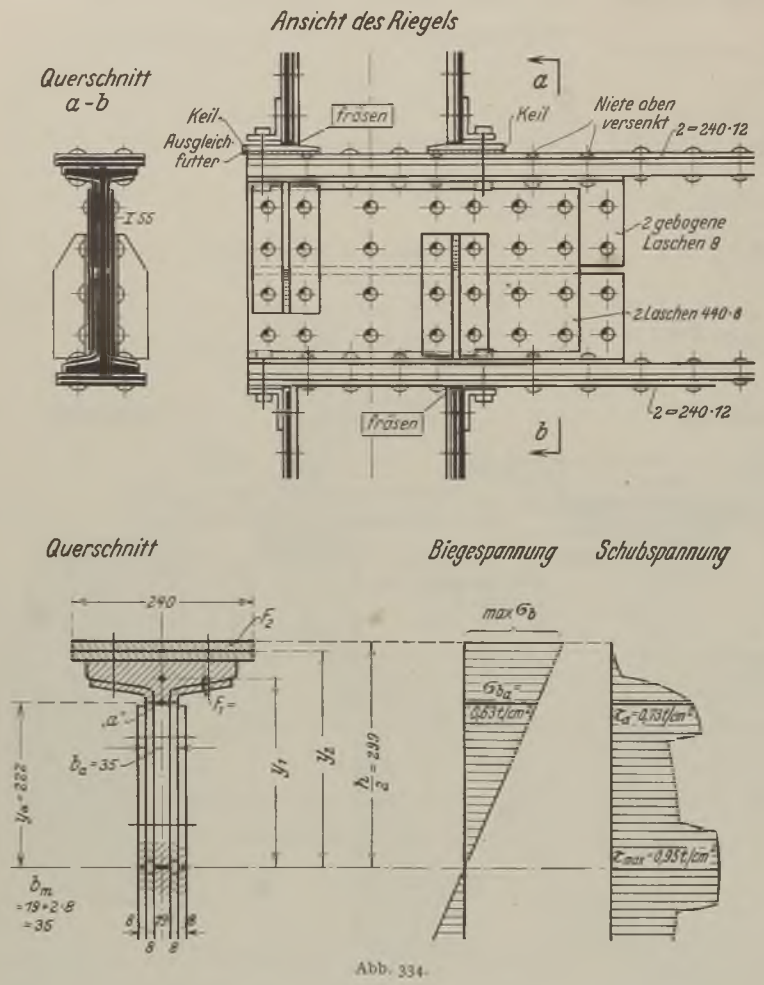


Abb. 334.

Biegespannung σ_b in der Faser „a".

$$\sigma_{b_{vorh}} = \sigma_{max}\frac{y_a}{\frac{1}{2}h} = \frac{M_a}{W_x}\frac{y_a}{\frac{1}{2}h},$$

hierin ist

$$M_a = M + A\,\frac{c}{2} = -78{,}1 + 51\,\frac{0{,}45}{2} = -66{,}5 \text{ mt};$$

$$W_x = 7886 \text{ cm}^3; \quad y_a = 22{,}2 \text{ cm};$$

$$\tfrac{1}{2}h = \tfrac{1}{2}\,59{,}8 = 29{,}9 \text{ cm}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt:

$$\sigma_{b_{vorh}} = \frac{6650 \cdot 22{,}2}{7886 \cdot 29{,}9} = 0{,}63 \text{ t/cm}^2.$$

Schubspannung in der Faser „a".

$$\tau = \frac{QS}{Jb};$$

hierin ist

$$Q_{max} = 148 \text{ t},$$

$$J_x = 235\,800 \text{ cm}^4,$$

$$S = F_1 y_1 + F_2 y_2 = \sim 4070 \text{ cm}^3,$$

$$b_a = 3{,}5 \text{ cm}.$$

Die Werte in obige Gleichung eingesetzt:

$$\tau_a = \frac{148}{235\,800}\,\frac{4070}{3{,}5} = 0{,}73 \text{ t/cm}^2.$$

Hauptspannung in der Faser „a".

$$\sigma_{min}^{max} = 0{,}35 \cdot 0{,}63 + 0{,}65\sqrt{0{,}63^2 + 4\,(0{,}923 \cdot 0{,}73)^2} = 1{,}19 \text{ t/cm}^2.$$

Die Verstärkung des Riegels nach Abb. 334 ist somit ausreichend; es ist darauf zu achten, daß die Verstärkungsteile vor der Einspannstelle genügend angeschlossen sind.

Ist der Grundquerschnitt des Riegels aus einem I P-Träger gebildet, dann erfolgt die Verstärkung besser gemäß Abb. 335. Durch die Gleichlaufflansche kann die Anordnung von gebogenen Laschen vermieden werden, indem die Steglaschen im Gegensatz zu der Ausführung nach Abb. 334 unmittelbar an den Riegelsteg gelegt werden. Sind die Stegverstärkungen schwächer als die Abrundungshalbmesser zwischen dem Steg und dem Flansch des I P-Trägers, dann müssen die Winkelecken entsprechend abgerundet werden.

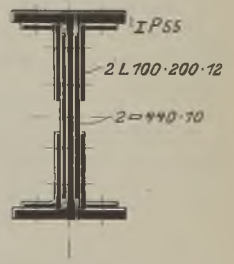


Abb. 335.

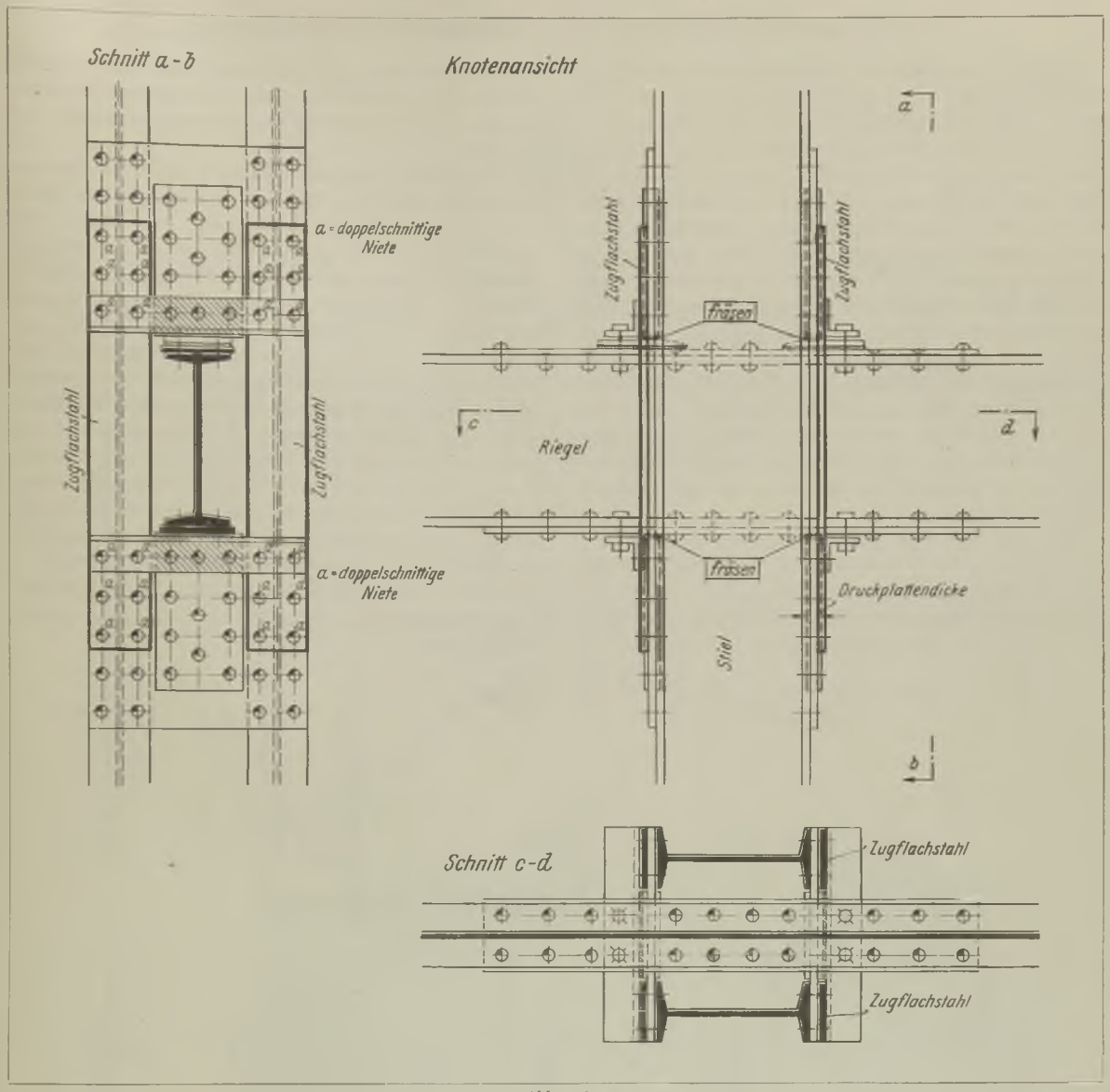


Abb. 336.

k) Betrachtungen zu dem Beispiel.

Abb. 336 zeigt eine Ausführung, bei der die obere und untere Druckplatte durch Zugflachstahle verbunden sind, dadurch wird infolge der doppelschnittigen Nietwirkung eine Verringerung der Anschlußniete erzielt.

Ist die untere Druckplatte belastet, dann wird ein Teil der Einspannkraft in die dann unbelastete obere Druckplatte geleitet, und umgekehrt wird bei Belastung der oberen Druckplatte ein Teil der Kraft in die unbelastete untere Druckplatte gebracht. Beide Anschlüsse werden somit gleichzeitig ausgenutzt.

C. Gesamtdarstellungen von Stahlskeletthochhäusern.

Die Abb. 337 stellt ein Geschäftsgebäude der Firma Samt u. Seide G. m. b. H. in Mannheim dar. Die Stahlausführung erfolgte durch das Eisenwerk Kaiserslautern (vgl. „Der Stahlbau" 1928, Heft 4). Das Haupttragwerk besteht aus übereinander gestellten Zweigelenkrahmen. Die oberen zwei Geschosse sind zur Erreichung eines besseren Lichteinfalles zurückspringend angeordnet. Die Stiele sind zwecks Schaffung eines möglichst großen Trägheitsmomentes aus 600 mm hohen Nietträgern hergestellt, damit wurde durch die festere Einspannung der Riegel erreicht, diese aus I 60 herzustellen. Die biegefeste Verbindung der Riegel und Stiele ist einwandfrei durchgeführt. Die inneren Gurtplatten der Stiele sind am Stielkopf zwecks Durchführung der Eckplatten geschlitzt. Die Füße der Zweigelenkrahmen sind mittig gelagert, so daß eine genügende Gelenkwirkung erzielt wird.

Die Abb. 338 und 339 zeigen die Übersicht und Einzelheiten des Postneubaues in Kaiserslautern. Die Ausführung erfolgte durch das Eisenwerk Kaiserslautern. Das Tragwerk besteht aus einem zweifeldigen Stockwerkrahmen mit einem äußeren Pendelstielstrang. Im mittleren Teil des Gebäudes werden zur Schaffung eines vorgebauten Schalterraumes die Pendelstiele von Zweigelenkrahmen abgefangen.

In Abb. 340 sind die Übersicht und Einzelheiten der Wurstfabrik der Konsum-Genossenschaft Berlin G. m. b. H. in Berlin-Lichtenberg dargestellt. Die Ausführung (etwa 1200 t Stahl) erfolgte durch die Firma D. Hirsch in Berlin-Lichtenberg (vgl. „Der Stahlbau" 1929, Heft 21). Das Tragwerk besteht aus übereinandergestellten Zweigelenkrahmen.

Die Abb. 341 bis 344 zeigen die Übersicht und Einzelheiten des Verwaltungsgebäudes des Deutschnationalen Handlungsgehilfen-Verbandes in Hamburg. Die Stahlausführung im Gesamtgewicht von 3050 t wurde von der Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Hamburg, geliefert. Die Hauptabmessungen und die Gesamtübersicht gehen aus der Abb. 341 hervor. Die Ausführung besteht in der Hauptsache aus einfeldigen Stockwerkrahmen. Die Riegel aus 2 I-Trägern sind durch Druckplatten in die Rahmenstiele eingespannt. Die Abb. 342 bis 344 zeigen Einzelheiten.

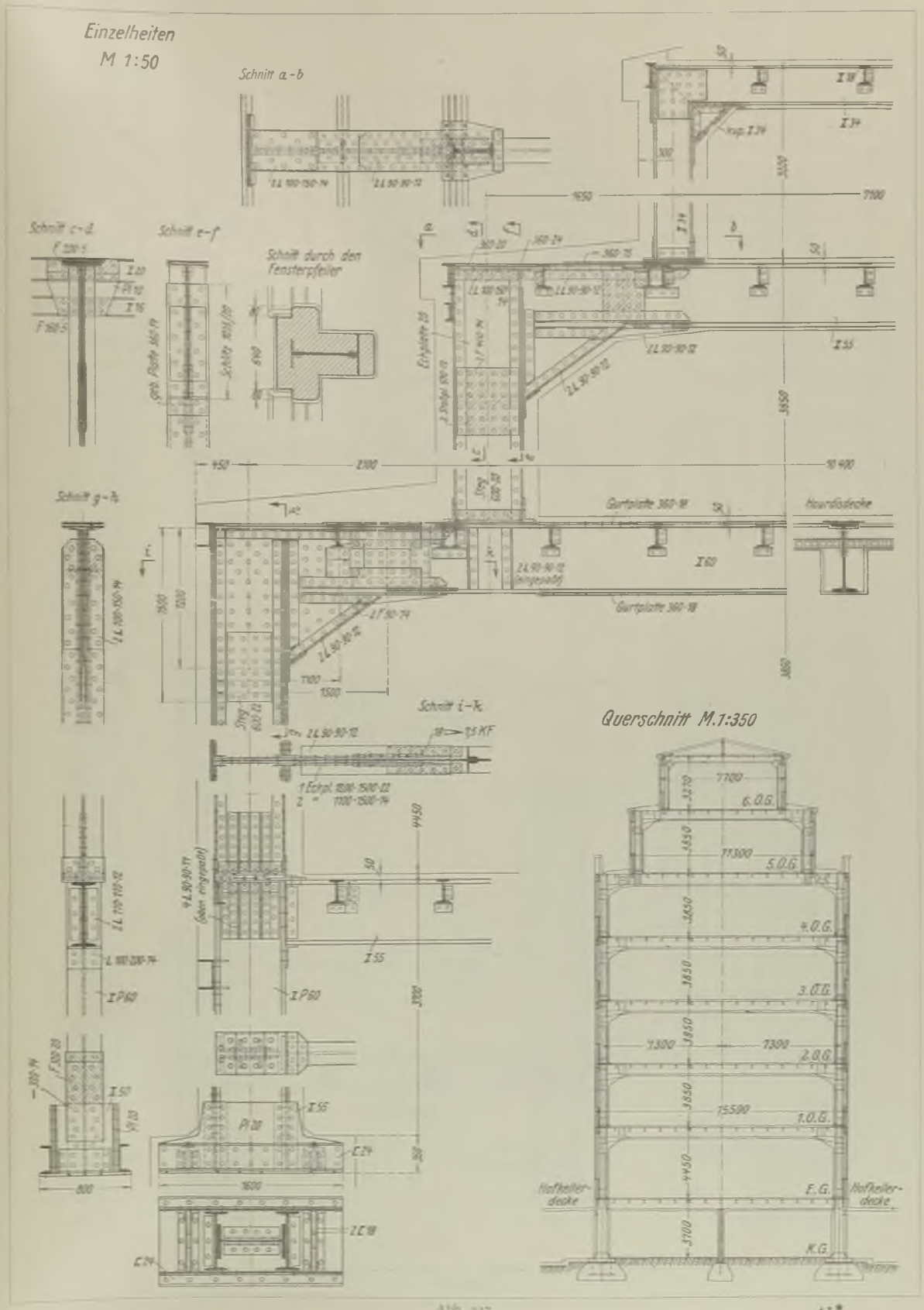

Einzelheiten
M 1:50
Schnitt a-b
Schnitt c-d
Schnitt e-f
Schnitt durch den Fensterpfeiler
Schnitt g-h
Schnitt i-k
Querschnitt M.1:350
Gurtplatte 360·18
Hourdidecke
6.O.G.
5.O.G.
4.O.G.
3.O.G.
2.O.G.
1.O.G.
E.G.
K.G.
Hofkeller-decke

Abb. 317.

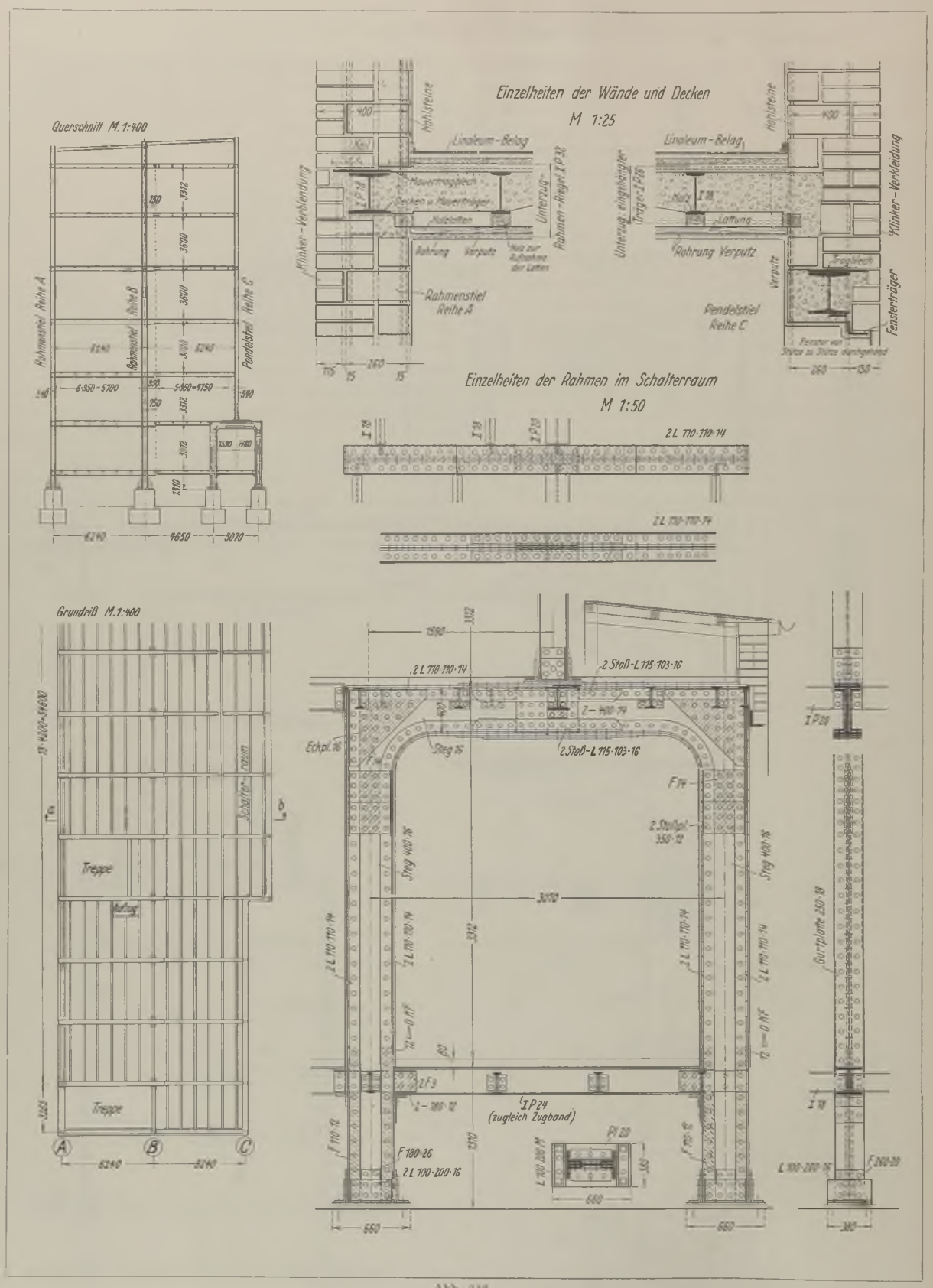

Querschnitt M. 1:400
Einzelheiten der Wände und Decken
M 1:25
Einzelheiten der Rahmen im Schalterraum
M 1:50
Grundriß M. 1:400
Linoleum-Belag
Hohlsteine
Klinker-Verblendung
Rahmenstiel Reihe A
Pendelstiel Reihe C
Rohrung Verputz
Fensterträger
Treppe
Aufzug
Schalterraum
2 L 110·110·14
2 Stoß-L 115·103·16
Steg 16
Echpl. 16
IP 24
(zugleich Zugband)
F 180·26
2 L 100·200·16
Gurtplatte 250·18

Abb. 318.

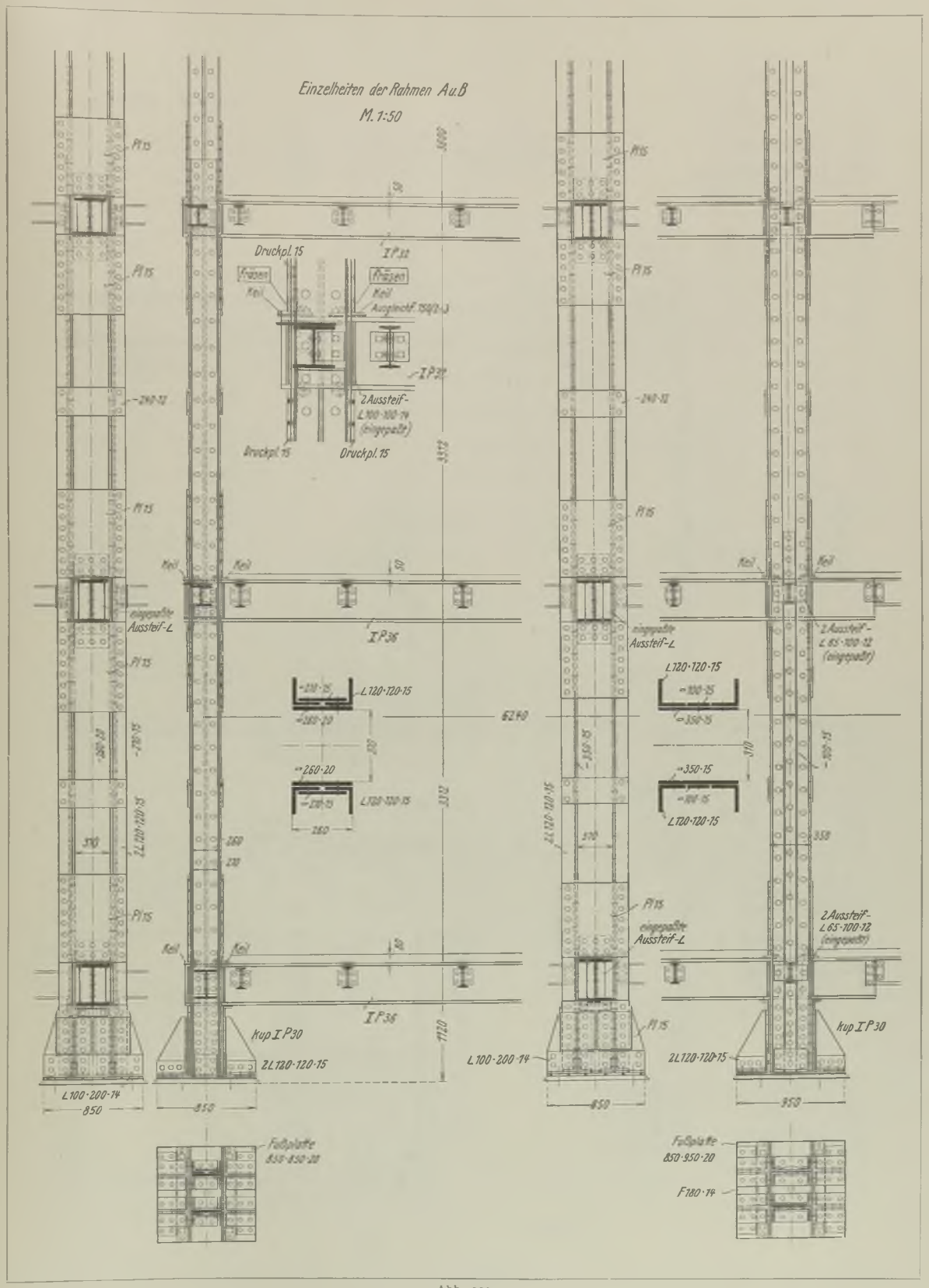

Einzelheiten der Rahmen A u. B
M. 1:50
Druckpl. 15
Fräsen
Keil
Ausgleichf. 150/2-3
2 Aussteif-
L 100·100·14
(eingepaßte)
Druckpl. 15
Druckpl. 15
eingepaßte
Aussteif-L
L 120·120·15
260·20
L 120·120·15
6240
2 Aussteif-
L 65·100·12
(eingepaßte)
eingepaßte
Aussteif-L
L 120·120·15
350·15
L 120·120·15
2 Aussteif-
L 65·100·12
(eingepaßte)
kup I P 30
2 L 120·120·15
L 100·200·14
850
850
850
950
Fußplatte
850·850·20
Fußplatte
850·950·20
F 180·14

Abb. 339.

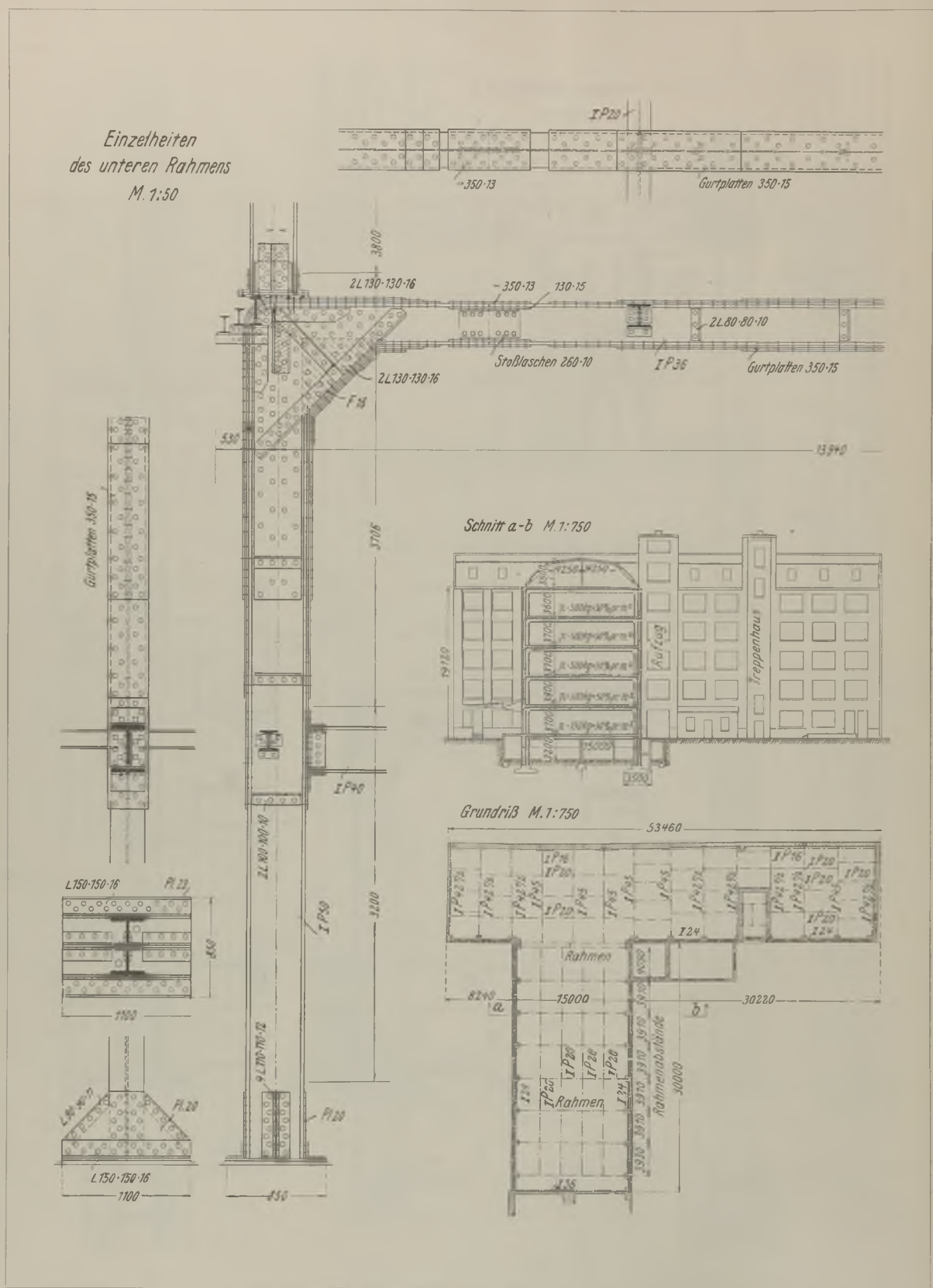

Einzelheiten
des unteren Rahmens
M. 1:50
Gurtplatten 350·15
350·13
2L130·130·16
130·15
2L80·80·10
Stoßlaschen 260·10
Gurtplatten 350·15
Schnitt a-b M. 1:750
Aufzug
Treppenhaus
Grundriß M. 1:750
53460
Rahmen
15000
30220
Rahmenabstände
30000
L150·150·16
1100
850
3800
3706
3200
13940

Abb. 340.

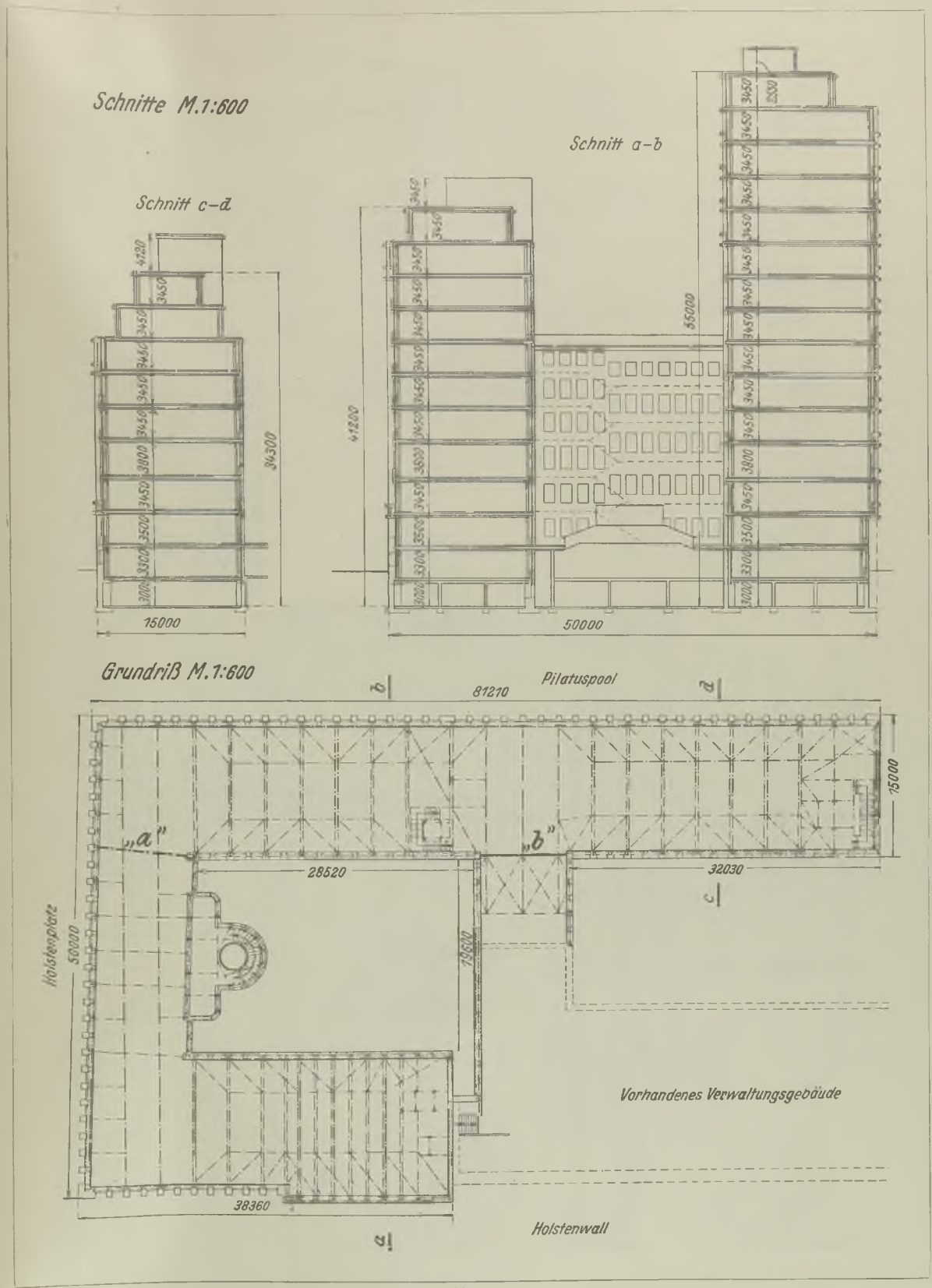

Schnitte M.1:600
Schnitt c–d
Schnitt a–b
15000
50000
34300
41800
55000
Grundriß M.1:600
Pilatuspool
81210
15000
„a"
„b"
28520
32030
Holstenplatz
50000
13600
38360
Vorhandenes Verwaltungsgebäude
Holstenwall

Abb. 341.

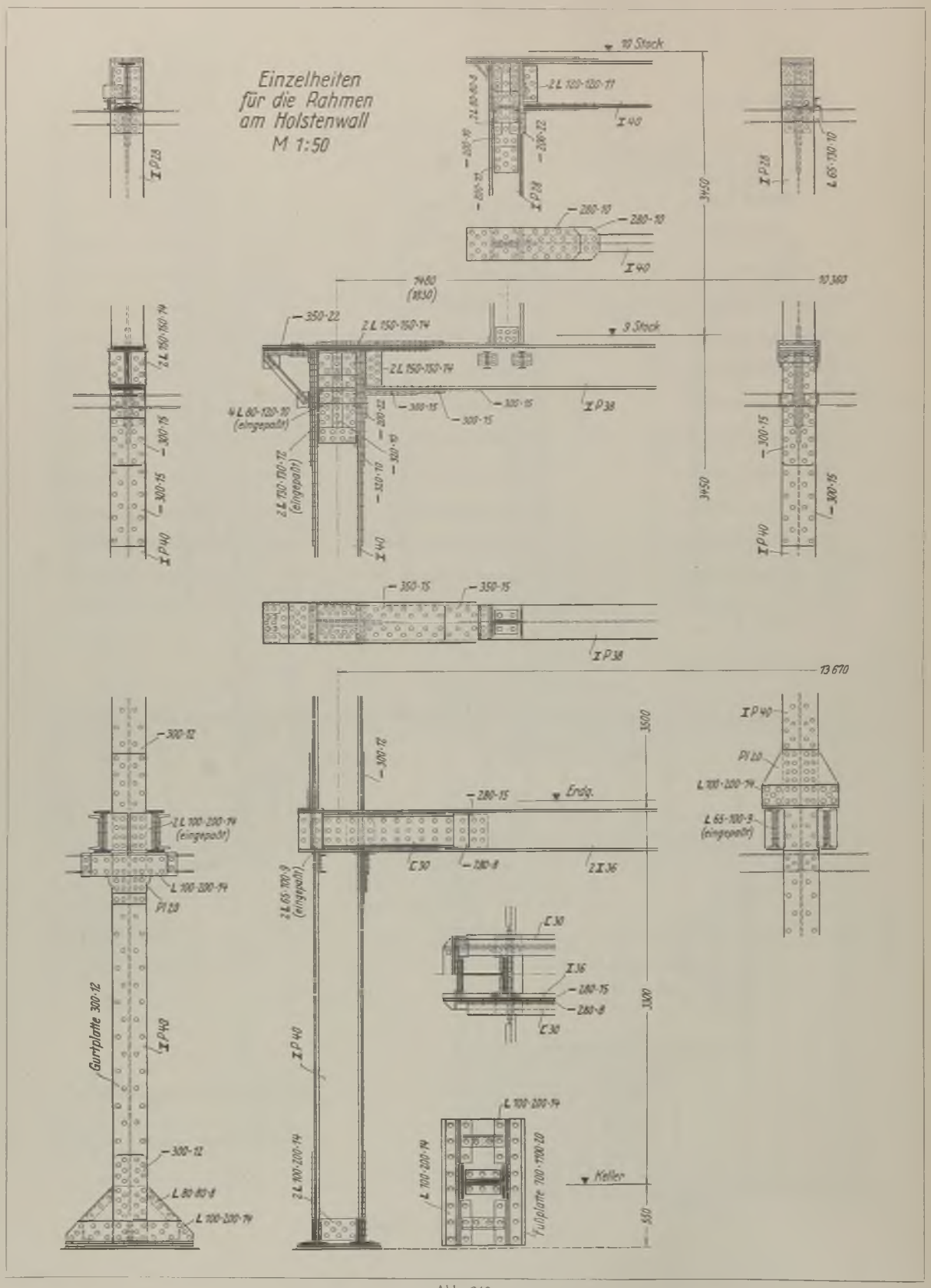

Einzelheiten
für die Rahmen
am Holstenwall
M 1:50
10 Stock
9 Stock
Erdg.
Keller
Gurtplatte 300·12
Fußplatte 700·1100·20
13 670
10 360
3450
3500
3300
550

Abb. 342.

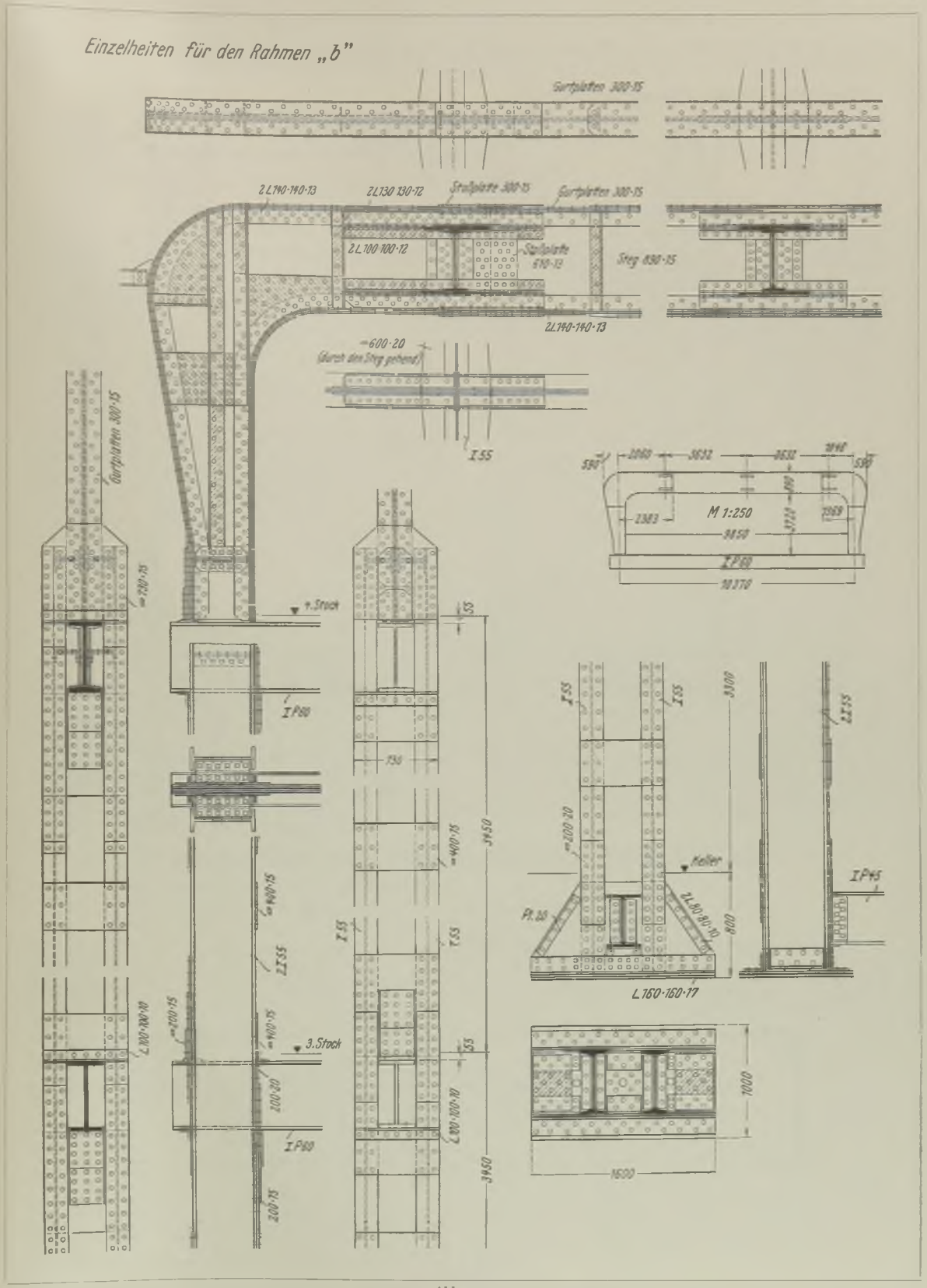

Einzelheiten für den Rahmen „b"
Gurtplatten 300·15
2L140·140·13
2L130·130·12
Stoßplatte 300·15
Gurtplatten 300·15
2L100·100·12
Stoßplatte 610·13
Steg 830·15
2L140·140·13
=600·20
(durch den Steg gehend)
I55
M 1:250
IP60
4. Stock
IP60
3. Stock
IP60
IP45
Keller
L160·160·17
3450
3450
1000
1600

Abb. 343.

Einzelheiten für den Rahmen „a" M.1:50

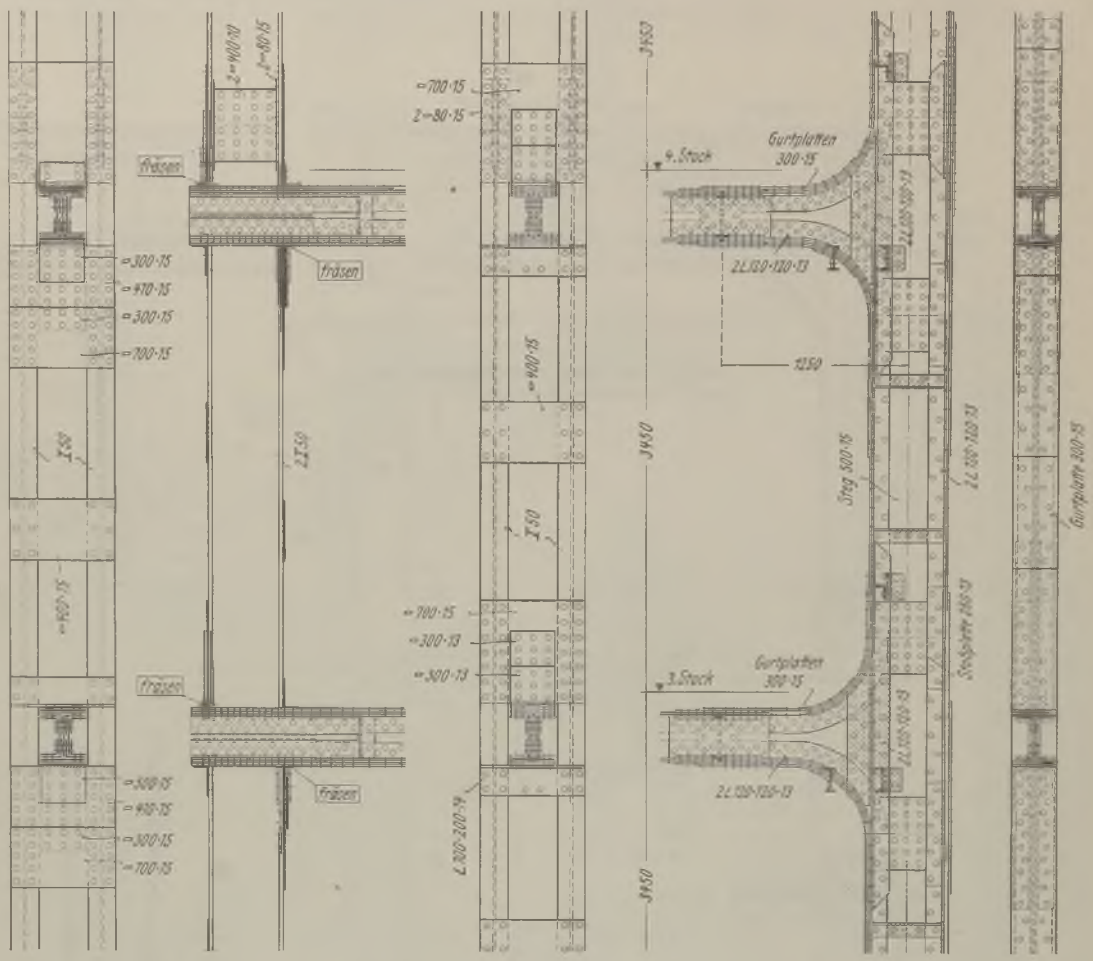


Abb. 344.

Die Ausführung geschweißter Stahlbauten erfolgt nach Band IV.

POLITECHNIKA SL. BIBLIOTEKA GŁÓWNA w Gliwicach

DER PRAKTISCHE STAHLHOCHBAU. VON ALFRED GREGOR

BAND I

Entwurf der Stahlbauten

Berechnung und Ausführung der

Dach- und Hallenbauten

5., neubearbeitete Auflage. 1930. 285 Seiten mit 379 Abbildungen. Preis in Ganzleinen gebunden 48 RM

Einige Besprechungen des 1. Bandes:

„Deutsche Techniker-Zeitung“, Nr. 20, 1930: ... Die vielseitigen anerkennenden Urteile der Fachpresse des In- und Auslandes, die den älteren Auflagen des Gregorschen Werkes stets zuteil wurden, dürften auch dieser Auflage sicher sein. Es charakterisiert das Buch ganz besonders, daß der Verfasser es als seine vornehmste Aufgabe betrachtet, **Freude an der Arbeit und Begeisterung für das zu schaffende Werk zu erwecken.** Daher ist die Gliederung knapp und klar, der Stil anregend und faßlich und die Auswahl der Beispiele mustergültig getroffen. Man braucht das auch sonst bestens ausgestattete Werk nur flüchtig durchzublättern, um es zu schätzen und Verfasser wie Verlag Dank zu wissen. Dipl.-Ing. Rösch.

„Baupolizeiliche Mitteilungen“, Heft 5, 1930: ... Das Werk ist keineswegs nur eine nüchterne Zusammenstellung der einseitig behandelten Fachaufgaben. Aus dem ganzen Aufbau, der Gliederung und der Anweisungen **spricht eine Auffassung, die die Arbeit zu einer Freude werden läßt.** Hier ist **praktisch** behandelt das, was uns heute bei fast allen unseren Verrichtungen fehlt: Die strenge Sonderbearbeitung (Spezialisierung) im umfassenden Sinne, d. h. unter **Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit** unter Einbeziehung der Bewertung persönlicher Arbeit und Leistung mit dem Ziel, der Gesamtheit zu dienen. — Die Ausstattung des Werkes verdient vollste Anerkennung.

„Bauwelt“, Heft 47, 1930: Systemgliederung, Belastungsmaßnahmen und Rechnungsgang sind überzeugend und vorbildlich übersichtlich aufgebaut. Die zahlreichen und mustergültigen Beispiele der Einzelausbildung behandeln insbesondere den im Stahlbau so überaus wichtigen Abschnitt der Verbindungsstellen in statischer und konstruktiver Hinsicht erschöpfend. Beim Studium des Buches empfindet man, daß der Verfasser nicht sein theoretisches Wissen und seine umfangreichen Bauerfahrungen belegen will, das Ziel des Werkes ist vielmehr, den behandelten Stoff dem Leser **als geistiges Eigentum** zu übermitteln. Dabei stellt das Werk nicht nur ein **erstklassiges** Referenzwerk für den reinen Stahlkonstrukteur dar, sondern **befähigt auch den Ingenieur-Architekten, sich mit der Sache grundlegend vertraut zu machen und, als Folge, seine Gesamtgebäudekonstruktion besser den Anforderungen der Stahlkonstruktion anzupassen.** Das Buch gibt ernstem, technischem Fachstudium die erforderlichen Unterlagen als ein aus reicher praktischer Tätigkeit entwickeltes Lehrbuch. Dr.-Ing. H. Spiegel.

„Der Bauingenieur“, Heft 30, 1930: ... Die hervorragende Ausstattung, der vorzügliche Druck und die ausgezeichneten klaren Abbildungen schließen sich den bisher erschienenen Gregorschen Werken würdig an. **Mit außerordentlichem Geschick hat der erfahrene Praktiker Gregor** auch in dem neuen Band Ausführungsbeispiele **in seltener Reichhaltigkeit** zusammengestellt. Das Erscheinen der fünften Auflage dieses wichtigen Buches innerhalb des kurzen Zeitraumes von 9 Jahren beweist besser als Worte seine **überragende Bedeutung** für Schule und Praxis, dem wie seinen Vorgängern zweifellos ein voller Erfolg beschieden sein wird.

W. Rein, o. Professor an der Technischen Hochschule zu Breslau.

„Deutsche Bauzeitung“, Heft 17/18, 1931: Innerhalb kaum neun Jahren hat der erste Band des dreibändigen Werkes seine fünfte Auflage erlebt, was allein schon auf dessen **Güte** und **Brauchbarkeit** hinweist. Durch Fortfall von überflüssigem Beiwerk an anderweit leicht zugänglichen Tabellen und Grundlagen, durch Einfügung neuerer Beispiele und Vorbilder und durch straffere Zusammenfassung des Inhalts hat es an Übersichtlichkeit und Handlichkeit beträchtlich gewonnen. Erfreulicherweise läßt sich mein früheres Urteil vollauf aufrechterhalten: Dies Buch ist **aus der Praxis für die Praxis** geschrieben und **erfüllt seinen Zweck in vorzüglicher Weise.**

Baurat Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard.

„Engineering“, England, Aug. 1930 (Übersetzung): Man braucht keineswegs erstaunt zu sein, daß das Verlangen nach einer dritten Ausgabe dieses Buches innerhalb eines Jahres sich geltend machte seit dessen Erscheinen und die jetzige fünfte Auflage, welche auch sorgfältig durchgesehen wurde, sich derselben günstigen Aufnahme erfreut wie die vorherigen. Die Materie ist in einer durchaus klaren Weise behandelt, ausgehend von einem feststehenden Plane, der leicht nach der vorzüglichen Inhaltsübersicht verfolgt werden kann und durch die Abbildungen und **erstklassigen** Druck unterstützt wird. Man kann kein zutreffenderes Urteil über die Folgerichtigkeit dieses Buches fällen, als wenn man aus dem letzten Teil den Satz anführt: ... Von diesem Grundsatz ausgehend, hat der Verfasser **ein praktisches wertvolles Buch** geschrieben, **in welchem sicherheitlich verläßliche Konstruktionen, die aber auch sparsam sind,** vorgeführt werden während gleichzeitig auf wünschenswerten ästhetischen Eindruck Wert gelegt wird.

„Bouwbedrijf“, Holland, Nr. 9, 1930 (Übersetzung): ... In leicht verständlicher Form wird die statische Funktion aller Unterteile und ihr Ineinandergreifen zum Gesamtsystem erklärt ... Gregor ist ein ebenso scharf denkender Statiker wie Praktiker, der uns auf Grund seiner reichen Erfahrung ein **hochzubewertendes** Hand- und Lehrbuch gibt, das auch von Personen, die in höherer Mathematik überhaupt nicht oder nicht mehr bewandert sind, ohne Schwierigkeiten studiert werden kann ... — alles das zeigt, daß hier ein **Großmeister des Fachs am Wort ist.** Der vorliegende Band ist so klar, übersichtlich und zweckmäßig zusammengestellt, der Inhalt so reich an theoretischen und praktischen Angaben, daß „Der praktische Stahlhochbau“ von uns für **das beste Werk** auf dem fraglichen Gebiete gehalten wird. R. L. A. S.

BAND II, 1. Teil

Tragwerke mit beweglicher Belastung

(Kranbahnen und dergleichen)

4., durchgesehene und erweiterte Auflage erscheint im Sommer 1931
Etwa 250 Seiten mit etwa 240 Abbildungen. Preis in Ganzleinen etwa 36 RM

Einige Besprechungen des 2. Bandes (Frühere Auflagen „Kranlaufbahnen“):

„Zeitung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen“, Heft 32, Aug. 1928: ... bringt eine **vorbildliche klare Darstellung des Verfahrens der Einflußlinien;** die Tragwerke mit angehängten Kranträgern sind eingehend berücksichtigt ... Der stoffliche und pädagogische Aufbau des Werkes, der von einfachen zu schwierigen Konstruktionen an Hand mustergültig durchgearbeiteter Ausführungszeichnungen fortschreitet, ist ausgezeichnet durchgeführt.

„Deutsche Technikerzeitung“ 1925: ... Der vorliegende, neu erschienene zweite Band über Kranlaufbahnen wird jeden Eisenbaufachmann zu dem Anerkenntnis zwingen, daß G. ein Praktiker des Eisenbaues **allerersten Ranges** ist ... **Ganz besonderes Verdienst um den Eisenbau hat sich der Verfasser erworben ...** J. Gröttrup.

„Elektrot. Zeitschrift“ 1925, Nr. 39: Das vorliegende Buch von Gregor führt mit Recht den Titel „Der praktische Eisenbochbau“ ... 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. Prof. Kammerer, Charlottenburg.

„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 soviel 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 kennenlernen, und in keinem Konstruktionsbüro darf es fehlen.

„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.**

„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 I. Band als wertvolles neues Glied an.** Baurat Karl Bernhard.

DER PRAKTISCHE STAHLHOCHBAU. VON ALFRED GREGOR

BAND III

Fachwerkwände · Stützen · Grundbau

2., unveränderte Auflage. 1930. 249 Seiten mit 341 Abbildungen. Preis in Ganzleinen gebunden 40 RM

Einige Besprechungen des 3. Bandes:

„Der Bauingenieur“, Heft 42, 1928: ... Die Vorzüge des Gregorschen Werkes sind bei der Herausgabe der beiden ersten Bände schon hinreichend gewürdigt worden ... Es bedarf keines besonderen Hinweises, daß auch dieser dritte Band **weitgehende Erwartungen erfüllt.** In dem Gregorschen Werk ist die reiche eigene Praxis und Erfahrung, das eigene Lebenswerk des Verfassers wohl geordnet und elementar-wissenschaftlich aufgebaut, zu einem Lehrbuch im wahren Sinne des Wortes ausgestaltet. Die klare Sprache und die vorzügliche Ausstattung des Buches und die Reichhaltigkeit des Stoffes **stempeln das Werk zu den besten der bisher erschienenen.** Rein.

„Bauzeitung“, Nr. 49, 1928: ... Jedermann, der im konstruktiven Ingenieurhochbau auf dem laufenden sein will, als Gestaltender oder als Prüfender, kann dieser Band ebenso wie die beiden vorhergehenden nicht warm genug zur Anschaffung empfohlen werden. M.-L.

„Schweizer Industrie-Zeitung“ 1929, Nr. 29: ... Überall bekundet der Verfasser den hervorragenden Meister, mit seiner überlegenen, großen Erfahrung ... Ebenso wie seine ersten beiden Bände bildet auch der dritte Band eine höchst schätzenswerte Bereicherung des Schrifttums über Eisenhochbau, es gehört hier an allererste Stelle. Gleichviel, ob für einen Anfänger oder einen Fortgeschrittenen auf diesem Sondergebiet, und selbst gleichviel, ob in Deutschland oder irgendwo auf der Welt, wo man in Eisen bauen will, überall wird das Werk geradezu ein unentbehrliches Handbuch auf dem Tische des Statikers oder Konstrukteurs sein.

„Die Bautechnik“, Dez. 1928: ... Die außerordentliche Anerkennung, die den ersten Bänden einen sicheren Platz bei unseren Konstruktionsbüros, Technischen Hochschulen usw. verschafft hat, gebührt auch dem dritten und letzten Bande. Es ehrt den Verfasser ... daß mit diesem Werk ein Denkmal praktischer deutscher Wissenschaft, Arbeit und reicher Erfahrung in die Welt hinausgeht. Rendschmidt.

„Bauamt und Gemeindebau“, Heft 1, 1929: ... Der Gang der Berechnungen ist übersichtlich und klar, genügend praktische Beispiele mit genauer Belastungsangabe setzen die knappe Theorie in die erschöpfende Wirklichkeit um. Sowohl die Berechnungen wie vor allem die Ausführungen werden durch zahlreiche, bis ins kleinste gehende, musterhafte Zeichnungen mit allen Maßen und im zweckmäßigsten Maßstabe erläutert. Besonders wertvoll ist hier die Gegenüberstellung von einwandfreien und schlechten Ausführungen ... Der zeitgemäße Band, der unter Weglassen alles Wertlosen und Veralteten Schritt hält mit moderner Entwicklung des Industriebaues, verrät den modernen, erfahrenen Praktiker, der sowohl dem angehenden als dem in der Praxis stehenden Techniker ein wertvolles Hilfsmittel für dieses Spezialgebiet von dauerndem Wert in die Hand gibt, das alles enthält, was er braucht. Die gediegene und geschmackvolle Aufmachung, die vielen wertvollen, klaren Zeichnungen und die Tatsache, daß der ganze Inhalt praktische Verwendung finden kann, rechtfertigen den Preis des Werkes von großem Format, wörtlich und bildlich ausgedrückt.

„Zentralblatt der Bauverwaltung“, S. 11, März 1929: ... Denn seine großen Vorzüge sind Klarheit, Einfachheit und Übersichtlichkeit in der Behandlung aller Probleme.

Baurat Stern, Köln.

STAHLBAU-FERNSCHULE GREGOR

BERLIN-PANKOW • ZELLERFELDERSTRASSE 6

Der Stahlbau hat eine außerordentlich große Zukunft. In der kommenden Zeit werden nur die über dem Durchschnitt stehenden Statiker und Konstrukteure Aussicht auf ein gutes Vorwärtskommen haben. Der Zweck der Fernschule ist, hervorragende Fachleute heranzubilden. Der Unterricht erstreckt sich nicht nur auf die praktische Berechnung, sondern auch auf die Ausführung der Stahlbauten. Ein Statiker muß konstruktive und ein Konstrukteur statische Kenntnisse besitzen.

Der Unterricht umfaßt verschiedene Abteilungen. Als Grundlage gilt der betreffende Band „Der praktische Stahlhochbau“; wöchentlich werden weitere Unterlagen, Erklärungen und Aufgaben von der Fernschule geliefert. Die Teilnehmer haben den aufgegebenen Stoff zu bearbeiten und die Lösungen der Fernschule einzusenden. Die Arbeiten werden dann sorgfältigst korrigiert und allwöchentlich mit den neuen Aufgaben und weiteren Erklärungen zurückgeschickt. Diese Korrekturen und erforderlichen Belehrungen stellen den wirksamsten Teil des Unterrichts dar. Die sich in der Praxis und während des Unterrichts ergebenden Unklarheiten werden erklärt und beantwortet. Dieser derartige wöchentliche Briefwechsel sichert eine individuelle Behandlung jedes Teilnehmers. Eine besondere Vorbildung ist nicht unbedingt erforderlich; die vorkommende Mathematik wird bei der Anwendung erläutert. Höhere Mathematik ist überhaupt vermieden.

Interessenten erhalten das Programm.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej
11810 | 2 | II