



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Die Statik im Stahlbetonbau

Beyer, Kurt

Berlin [u.a.], 1956

Zahlenbeispiel

[urn:nbn:de:hbz:466:1-74292](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-74292)

Belastungsglieder für antimetrische Belastung (Abb. 448 b).

p_k	$-6 \delta_{(k-1)0} = 6 \delta_{(k+1)0} = \frac{p_k l_k^2 l'_k}{32}$
P_k	$-6 \delta_{(k-1)0} = 6 \delta_{(k+1)0} = P_k l'_k \omega_R (1 - 2 \xi)$
w_k	$6 \delta_{(k+1)0} = \frac{w_k h_k^3 l'_k}{2}, \quad 6 \delta_{(k-1)0} = -\frac{w_k h_k^3}{2} \left(l'_k + 4 h'_k - 2 \frac{h_{k-2}}{h_k} l'_{k-2} \right)$ $6 \delta_{(k-3)0} = -w_k h_k h_{k-2} \left(l'_{k-2} + 3 h'_{k-2} - \frac{h_{k-4}}{h_{k-2}} l'_{k-4} \right)$ $6 \delta_{(k-5)0} = -w_k h_k h_{k-4} \left(l'_{k-4} + 3 h'_{k-4} - \frac{h_{k-6}}{h_{k-4}} l'_{k-6} \right)$ usw.
\bar{w}_k	$6 \delta_{(k+1)0} = \frac{\bar{w}_k h_k^3 l'_k}{6}, \quad 6 \delta_{(k-1)0} = -\frac{\bar{w}_k h_k^3}{12} \left(2 l'_k + 9 h'_k - 6 \frac{h_{k-2}}{h_k} l'_{k-2} \right)$ $6 \delta_{(k-3)0} = -\frac{\bar{w}_k h_k h_{k-2}}{2} \left(l'_{k-2} + 3 h'_{k-2} - \frac{h_{k-4}}{h_{k-2}} l'_{k-4} \right)$ $6 \delta_{(k-5)0} = -\frac{\bar{w}_k h_k h_{k-4}}{2} \left(l'_{k-4} + 3 h'_{k-4} - \frac{h_{k-6}}{h_{k-4}} l'_{k-6} \right)$ usw.
M_k	$-6 \delta_{(k-1)0} = 6 \delta_{(k+1)0} = l'_k M_k$

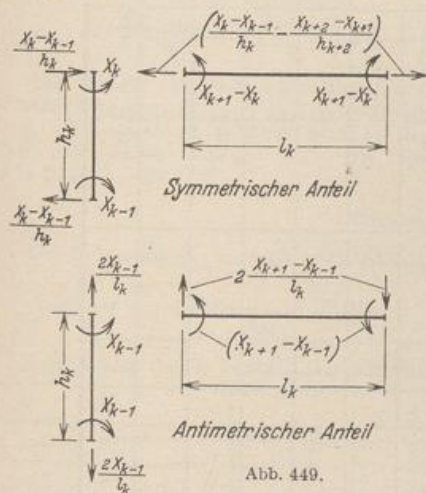


Abb. 449.

Der dreigliedrige Ansatz (763) kann in ähnlicher Weise wie beim durchlaufenden Träger nach der bekannten Rechenvorschrift rechnerisch oder zeichnerisch gelöst werden.

Die Schnittkräfte ergeben sich aus dem statisch bestimmten Anteil und den Anschlußkräften in Abb. 449.

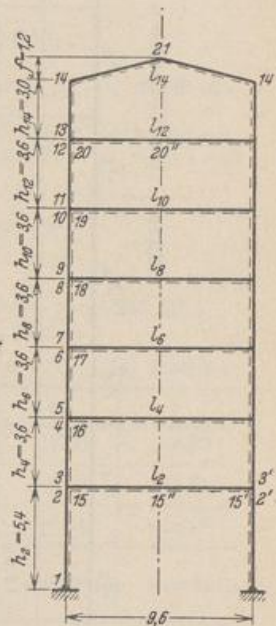


Abb. 450.

Statische Untersuchung eines Stockwerkrahmens mit 7 Geschossen für ständige Last und Windlast. Grenzwerte der Biegemomente bei voller Nutzlast in einzelnen Geschossen.

1. Geometrische Grundlagen. Abb. 450. Die Trägheitsmomente sind im Bereich eines jeden Stabes konstant. $J_c = 72 \text{ dm}^4$.

A. Symmetrische Belastung. Berechnung nach S. 469. Die statisch überzähligen Größen sind die Anschlußmomente X_k, X_{k+1} der Pfosten.

2. Die geometrischen Bedingungsgleichungen (761). Momente M_k und M_{k+1} nach Abb. 447 a, Momente M_{13} und M_{14} nach Abb. 451, Vorzeichen der Matrix nach (762):

k	l_k	J_k	l'_k	k	h_k	J_k	h'_k
2	9,6	171	4,03	2	5,4	307	1,27
4	9,6	171	4,03	4	3,6	256	1,01
6	9,6	108	6,40	6	3,6	256	1,01
8	9,6	90	7,68	8	3,6	143	1,81
10	9,6	90	7,68	10	3,6	143	1,81
12	9,6	72	9,60	12	3,6	72	3,60
14	9,6	72	9,90	14	3,0	60	3,60

Matrix der Vorzahlen $6\delta_{ik}$.

	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}	X_{13}	X_{14}
1	2,54	1,27												
2	1,27	14,63	- 12,09											
3		- 12,09	14,11	1,01										
4			1,01	14,11	- 12,09									
5				- 12,09	14,11	1,01								
6					1,01	21,22	- 19,20							
7						- 19,20	22,82	1,81						
8							1,81	26,66	- 23,04					
9								- 23,04	26,66	1,81				
10									1,81	26,66	- 23,04			
11										- 23,04	30,24	3,60		
12											3,60	36,00	- 28,80	
13												- 28,80	37,584	- 3,924
14													- 3,924	50,36

$$\begin{aligned}
 6 \delta_{k(k-1)} &= h'_k, & 6 \delta_{kk} &= 2 h'_k + 3 l'_k, & 6 \delta_{k(k+1)} &= -3 l'_k, \\
 6 \delta_{(k+1)(k+1)} &= 2 h'_{k+1} + 3 l'_k, & 6 \delta_{(k+1)(k+2)} &= h'_{k+2}, \\
 6 \delta_{1313} &= 2 h'_{14} + 3 l'_{12} + l'_{14} \left(\frac{f}{h_{14}}\right)^2, \\
 6 \delta_{1414} &= 2 h'_{14} + l'_{14} \left[3 + 3 \frac{f}{h_{14}} + \left(\frac{f}{h_{14}}\right)^2\right], \\
 6 \delta_{1314} &= h'_{14} - \frac{l'_{14}}{2} \frac{f}{h_{14}} \left(3 + 2 \frac{f}{h_{14}}\right).
 \end{aligned}$$

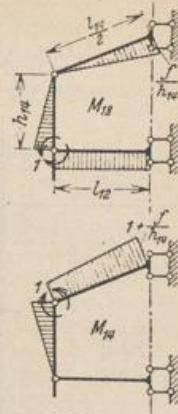


Abb. 451.

Ergebnis der Rechnung auf S. 472.

3. Die Auflösung des Ansatzes. Anwendung der Rechenvorschrift auf S. 238 mit den Kennbeziehungen $-X_k/X_{k+1} = \alpha_{k(k+1)}$, $-X_k/X_{k-1} = \alpha_{k(k-1)}$ und den Vorzahlen $\beta_{ik} = \beta_{ik}/6$ der konjugierten Matrix. Da bei symmetrischer Belastung p_k eines Riegels l_k nach S. 470 nur die Belastungsglieder $-6\delta_{k0} = 6\delta_{(k+1)0}$ und bei symmetrischer gleichförmiger Belastung w_k eines Pfostenpaares nur die Belastungsglieder $6\delta_{(k-1)0} = 6\delta_{k0}$ entstehen, so genügen die Vorzahlen $\beta_{kk}/6$ der Hauptdiagonalen der konjugierten Matrix und die beiderseits benachbarten Nebenglieder $\beta_{k(k-1)}/6$, $\beta_{k(k+1)}/6$. Die konjugierte Matrix wird daher nur für diesen Bereich berechnet. Das Ergebnis der Auflösung nach S. 238 besteht in der Tabelle S. 474.

a) Symmetrische Belastung eines Riegels

$$X_k = \left(-\frac{\beta_{kk}}{6} + \frac{\beta_{k(k+1)}}{6}\right) 6\delta_{(k+1)0}, \quad X_{k+1} = \left(-\frac{\beta_{(k+1)k}}{6} + \frac{\beta_{(k+1)(k+1)}}{6}\right) 6\delta_{(k+1)0};$$

b) symmetrische Belastung eines Pfostenpaares

$$X_{k-1} = \left(\frac{\beta_{(k-1)(k-1)}}{6} + \frac{\beta_{(k-1)k}}{6}\right) 6\delta_{k0}, \quad X_k = \left(\frac{\beta_{k(k-1)}}{6} + \frac{\beta_{kk}}{6}\right) 6\delta_{k0}.$$

Die übrigen statisch unbestimmten Größen sind für jede Belastung p_k , w_k durch die Kennbeziehungen $\alpha_{k(k-1)}$, $\alpha_{k(k+1)}$ bestimmt.

4. Die statisch unbestimmten Schnittkräfte bei gleichförmiger Belastung p_k der einzelnen Riegel l_k . Die Belastungsglieder sind nach S. 470 für $p_k = 1 \text{ t/m}$ ($k = 2, 4, \dots, 12$)

$$-6\delta_{k0} = 6\delta_{(k+1)0} = \frac{p_k l_k^2 l'_k}{4}.$$

Die Belastung p_{14} erzeugt nach Abb. 451

$$6\delta_{13,0} = \frac{5}{32} p_{14} l_{14}^2 l'_{14} \frac{f}{h_{14}} = 57,024, \quad 6\delta_{14,0} = -\frac{1}{32} p_{14} l_{14}^2 l'_{14} \left(8 + 5 \frac{f}{h_{14}}\right) = -285,120.$$

Berechnung der l_k benachbarten Pfostenendmomente X_k, X_{k+1} ($k = 2, 4, \dots, 12$) nach 3a:

k	2	4	6	8	10	12
p_k	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
l'_k	4,03	4,03	6,40	7,68	7,68	9,60
$-6\delta_{k0} = 6\delta_{(k+1)0}$	92,85	92,85	147,46	176,95	176,95	221,18
$-\frac{\beta_{kk}}{6} + \frac{\beta_{k(k+1)}}{6}$	-0,036678	-0,039198	-0,031630	-0,021131	-0,026638	-0,018275
X_k	-3,4056	-3,6395	-4,6642	-3,7391	-4,7136	-4,0421
$-\frac{\beta_{(k+1)k}}{6} + \frac{\beta_{(k+1)(k+1)}}{6}$	+0,040255	+0,037868	+0,017600	+0,019529	+0,013185	+0,012707
X_{k+1}	+3,7377	+3,5160	+2,5953	+3,4557	+2,3331	+2,8105

Die Belastung $p_{14} = 1 \text{ t/m}$ erzeugt

$$X_{13} = \frac{\beta_{13,13}}{6} \cdot 6\delta_{13,0} + \frac{\beta_{13,14}}{6} \cdot 6\delta_{14,0} = +2,6031, \quad X_{14} = -5,4588.$$

Die anderen überzähligen Schnittkräfte sind für jeden Belastungsfall p_k

$$X_{k-1} = -\kappa_{(k-1)k} X_k, \quad X_r = -\kappa_{r(r-1)} X_{r-1} \quad (k < k, r > k + 1),$$

die Anschlußmomente der Riegel: $(X_{k+1} - X_k)$. Damit kann folgende Tabelle angeschrieben werden:

	$p_2 = 1$	$p_4 = 1$	$p_6 = 1$	$p_8 = 1$	$p_{10} = 1$	$p_{12} = 1$	$p_{14} = 1$
X_1	+ 1,7028	- 0,4332	+ 0,1383	- 0,0354	+ 0,0114	- 0,0031	+ 0,0017
X_2	- 3,4056	+ 0,8663	- 0,2766	+ 0,0707	- 0,0228	+ 0,0062	- 0,0034
X_3	+ 3,7377	+ 1,0028	- 0,3202	+ 0,0818	- 0,0264	+ 0,0072	- 0,0039
X_4	- 1,0519	- 3,6395	+ 1,1623	- 0,2970	+ 0,0957	- 0,0262	+ 0,0140
X_5	- 0,9154	+ 3,5160	+ 1,3298	- 0,3398	+ 0,1095	- 0,0300	+ 0,0160
X_6	+ 0,1968	- 0,7558	- 4,6642	+ 1,1918	- 0,3841	+ 0,1052	- 0,0562
X_7	+ 0,1693	- 0,6504	+ 2,5953	+ 1,2993	- 0,4187	+ 0,1147	- 0,0613
X_8	- 0,0475	+ 0,1823	- 0,7274	- 3,7391	+ 1,2049	- 0,3302	+ 0,1765
X_9	- 0,0416	+ 0,1598	- 0,6378	+ 3,4557	+ 1,3613	- 0,3731	+ 0,1994
X_{10}	+ 0,0088	- 0,0339	+ 0,1352	- 0,7323	- 4,7136	+ 1,2918	- 0,6906
X_{11}	+ 0,0069	- 0,0267	+ 0,1063	- 0,5759	+ 2,3331	+ 1,4654	- 0,7834
X_{12}	- 0,0018	+ 0,0070	- 0,0278	+ 0,1508	- 0,6108	- 4,0421	+ 2,1608
X_{13}	- 0,0014	+ 0,0054	- 0,0215	+ 0,1165	- 0,4719	+ 2,8105	+ 2,6031
X_{14}	- 0,0001	+ 0,0004	- 0,0017	+ 0,0091	- 0,0368	+ 0,2190	- 5,4588
$X_2 - X_3$	- 7,1433	- 0,1365	+ 0,0436	- 0,0111	+ 0,0036	- 0,0010	+ 0,0005
$X_4 - X_5$	- 0,1365	- 7,1555	- 0,1675	+ 0,0428	- 0,0138	+ 0,0038	- 0,0020
$X_6 - X_7$	+ 0,0275	- 0,1054	- 7,2595	- 0,1075	+ 0,0346	- 0,0095	+ 0,0051
$X_8 - X_9$	- 0,0059	+ 0,0225	- 0,0896	- 7,1948	- 0,1564	+ 0,0429	- 0,0229
$X_{10} - X_{11}$	+ 0,0019	- 0,0072	+ 0,0289	- 0,1564	- 7,0467	- 0,1736	+ 0,0928
$X_{12} - X_{13}$	- 0,0004	+ 0,0016	- 0,0063	+ 0,0343	- 0,1389	- 6,8526	- 0,4423
$+ X_{14}$	- 0,0001	+ 0,0004	- 0,0017	+ 0,0091	- 0,0368	+ 0,2190	- 5,4588

5. Die statisch unbestimmten Schnittkräfte bei gleichförmiger, symmetrischer Windbelastung $w_k = 0,525$ t/m. Nach S. 470 entsteht bei symmetrischer Belastung des Pfostenpaares h_k durch w_k ($k = 2, 4, \dots, 12$)

$$6 \delta_{(k-1)0} = 6 \delta_{k0} = -\frac{w_k h_k^2 h'_k}{4}$$

Nach Abb. 452 ist außerdem

$$6 \delta_{13,0} = -9,11736, \quad 6 \delta_{14,0} = +18,38781.$$

Berechnung der statisch unbestimmten Schnittkräfte X_{k-1}, X_k nach 3b:

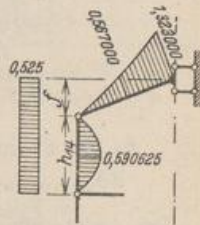


Abb. 452.

k	2	4	6	8	10	12
w_k	0,525					
h_k	5,4	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
h'_k	1,27	1,01	1,01	1,81	1,81	3,60
$6\delta_{(k-1)0} = 6\delta_{k0}$	-4,86061	-1,71801	-1,71801	-3,07881	-3,07881	-6,12360
$\frac{\beta_{(k-1)(k-1)}}{6} + \frac{\beta_{(k-1)k}}{6}$	+0,320662	+0,212506	+0,236081	+0,153086	+0,133941	+0,082132
X_{k-1}	-1,5586	-0,3651	-0,4056	-0,4713	-0,4124	-0,5029
$\frac{\beta_{k(k-1)}}{6} + \frac{\beta_{kk}}{6}$	+0,146077	+0,218831	+0,162087	+0,111945	+0,088698	+0,051223
X_k	-0,7100	-0,3760	-0,2785	-0,3447	-0,2731	-0,3137
	$X_{13} = -0,5747,$		$X_{14} = +0,3203.$			

Die anschließenden Pfostenmomente ergeben sich wiederum aus $X_{h-1} = -\alpha_{(h-1)h} X_h$, $X_r = -\alpha_{r(r-1)} X_{r-1}$. Das Ergebnis ist in der folgenden Zahlentafel enthalten.

	w_2	w_4	w_6	w_8	w_{10}	w_{12}	w_{14}	Σ
X_1	-1,5586	+0,1577	-0,0422	+0,0128	-0,0034	+0,0011	-0,0004	-1,4330
X_2	-0,7100	-0,3154	+0,0844	-0,0256	+0,0069	-0,0021	+0,0007	-0,9612
X_3	-0,6209	-0,3651	+0,0977	-0,0297	+0,0080	-0,0025	+0,0009	-0,9116
X_4	+0,1747	-0,3760	-0,3545	+0,1077	-0,0290	+0,0090	-0,0031	-0,4711
X_5	+0,1521	-0,3272	-0,4056	+0,1233	-0,0332	+0,0103	-0,0035	-0,4838
X_6	-0,0327	+0,0703	-0,2785	-0,4323	+0,1163	-0,0361	+0,0124	-0,5805
X_7	-0,0281	+0,0605	-0,2396	-0,4713	+0,1268	-0,0394	+0,0135	-0,5776
X_8	+0,0079	-0,0170	+0,0672	-0,3447	-0,3650	+0,1133	-0,0390	-0,5772
X_9	+0,0069	-0,0149	+0,0589	-0,3022	-0,4124	+0,1280	-0,0440	-0,5796
X_{10}	-0,0015	+0,0032	-0,0125	+0,0640	-0,2731	-0,4432	+0,1525	-0,5107
X_{11}	-0,0012	+0,0025	-0,0098	+0,0504	-0,2148	-0,5029	+0,1730	-0,5029
X_{12}	+0,0003	-0,0006	+0,0026	-0,0132	+0,0562	-0,3137	-0,4771	-0,7455
X_{13}	+0,0002	-0,0005	+0,0020	-0,0102	+0,0434	-0,2423	-0,5747	-0,7821
X_{14}	+0,0000	-0,0000	+0,0002	-0,0008	+0,0034	-0,0189	+0,3204	+0,3042

B. Antimetrische Belastung. Berechnung nach S. 470. Die statisch überzähligen Größen sind die Anschlußmomente am unteren Pfostenende.



Abb. 453.

6. Die geometrischen Bedingungsgleichungen (763). Die Vorzeichen sind nach (764)

$$6\delta_{(k+1)(k-1)} = -l'_k, \quad 6\delta_{(k+1)(k+3)} = -l'_{k+2}, \quad 6\delta_{(k+1)(k+1)} = l'_k + 6h'_{k+2} + l'_{k+2}.$$

Der Ansatz gilt unverändert für das Dachgeschoß mit schrägem Riegel (Abb. 453).

Matrix der Vorzahlen $6 \delta_{ik}$:

	X_1	X_3	X_5	X_7	X_9	X_{11}	X_{13}
1	+ 11,65	- 4,03					
3	- 4,03	+ 14,12	- 4,03				
5		- 4,03	+ 16,49	- 6,40			
7			- 6,40	+ 24,94	- 7,68		
9				- 7,68	+ 26,22	- 7,68	
11					- 7,68	+ 38,88	- 9,60
13						- 9,60	+ 41,10

7. Auflösung des Ansatzes.

a) Antimetrische Belastung eines Riegels l_k . Es treten nur zwei Belastungsglieder $-6 \delta_{(k-1)0} = 6 \delta_{(k+1)0}$ auf, so daß die gleiche Rechenvorschrift wie unter 3a verwendet wird.

b) Antimetrische Windlast. Antimetrische Windlast eines Pfostenpaares h_k gibt Belastungszahlen $\delta_{10}, \delta_{30}, \dots, \delta_{(k+1)0}$. Da jedoch in der Regel nur Windbelastung auf die ganze Pfostenlänge in Betracht kommt, werden die Belastungszahlen δ_{k0} am besten nach (171) unmittelbar aus den Biegemomenten M_0 des Hauptsystems angegeben. Die statisch unbestimmten Schnittkräfte können nach S. 236 mit dem Gaußschen Algorithmus berechnet werden. Das Ergebnis läßt sich auch nach einer Superposition anschreiben, in dem jede überzählige Größe X_i zunächst für $6 \delta_{k0}$ allein bestimmt wird ($X_i \rightarrow X_{i,h}$). Hierzu genügen die Kennbeziehungen und die Hauptglieder $\beta_{h,h}/6$ der konjugierten Matrix.

$$X_{h,h} = 6 \delta_{h0} \cdot \frac{\beta_{h,h}}{6},$$

oder

$$X_{(i-1)h} = -\kappa_{(i-1)i} X_{i,h} \text{ für } i \leq h$$

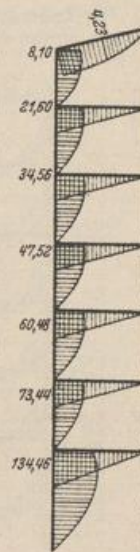
$$X_{(i+1)h} = -\kappa_{(i+1)i} X_{i,h} \text{ für } i \geq h;$$

$$X_i = \sum_{h=1}^n X_{i,h}.$$

Biegemomente in der Mitte der Pfosten:

- 5,175
- 12,42
- 18,90
- 25,38
- 31,86
- 38,34
- 70,875

Abb. 454.



Kennbeziehungen und Vorzahlen $\beta_{(k+1)(k+1)}/6$ zur Matrix am Kopf der Seite.

κ_{31}	κ_{53}	κ_{75}	κ_{97}	κ_{119}	κ_{1311}
-0,309687	-0,274653	-0,283898	-0,312067	-0,209620	-0,233577
κ_{1113}	κ_{911}	κ_{79}	κ_{57}	κ_{35}	κ_{13}
-0,263900	-0,325854	-0,345204	-0,420671	-0,316676	-0,345923

β_{11}	β_{33}	β_{55}	β_{77}	β_{99}	β_{1111}	β_{1313}
+0,0961357	+0,0860653	+0,0746444	+0,0503752	+0,0455395	+0,0292954	+0,0259292

8. Die statisch unbestimmten Schnittkräfte für volle antimetrische Windlast. Die Momente des Hauptsystems sind in Abb. 454 ohne Einhaltung eines Maßstabes aufgetragen. In Verbindung mit Abb. 453 ist z. B.

$$6 \delta_{70} = 6 \int M_7 M_0 \frac{J_c}{J} ds$$

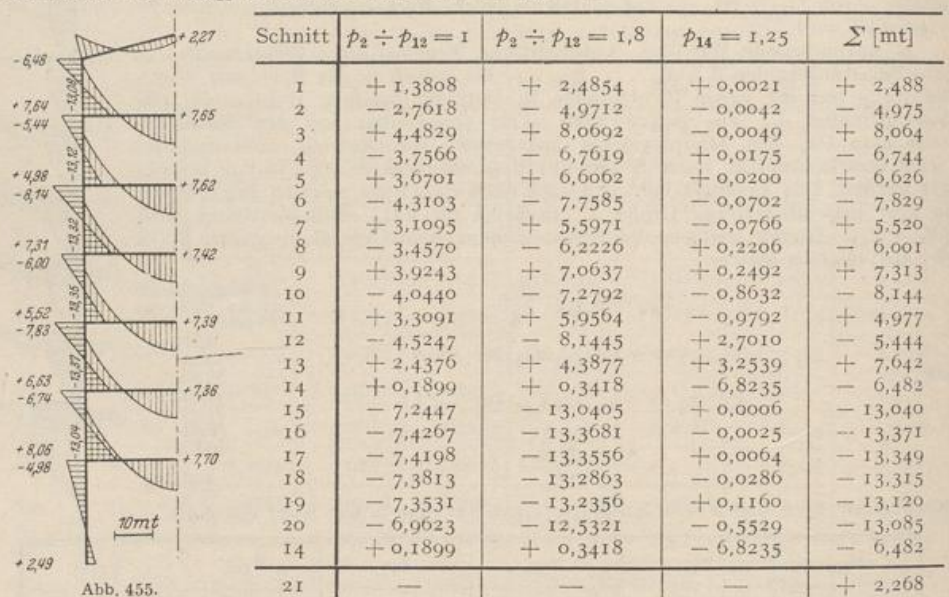
$$= w [l_0 \cdot 60,48 - h_8^2 (47,52 + 4 \cdot 25,38) - l_8^2 \cdot 47,52] = -130,013 w.$$

Belastungszahlen und Superposition der Teilergebnisse:

<i>h</i>	1	3	5	7	9	11	13	Σ
$6\delta_{20}$	- 563,159	+ 8,843	- 147,477	- 130,013	- 52,425	- 104,237	+ 11,397	—
$\beta_{hN}/6$	+ 0,096 1357	+ 0,086 0653	+ 0,074 6444	+ 0,050 3752	+ 0,045 5395	+ 0,029 2954	+ 0,025 9292	—
X_1	- 54,1397	+ 0,2633	- 1,2059	- 0,3018	- 0,0380	- 0,0158	+ 0,0004	- 55,4375
X_3	- 16,7663	+ 0,7611	- 3,4861	- 0,8725	- 0,1098	- 0,0458	+ 0,0012	- 20,5182
X_5	- 4,6049	+ 0,2090	- 11,0083	- 2,7551	- 0,3467	- 0,1445	+ 0,0037	- 18,6468
X_7	- 1,3073	+ 0,0593	- 3,1252	- 6,5494	- 0,8241	- 0,3435	+ 0,0088	- 12,0814
X_9	- 0,4080	+ 0,0185	- 0,9753	- 2,0439	- 2,3874	- 0,9951	+ 0,0254	- 6,7658
X_{11}	- 0,0855	+ 0,0039	- 0,2044	- 0,4284	- 0,5004	- 3,0537	+ 0,0780	- 4,1905
X_{13}	- 0,0200	+ 0,0009	- 0,0477	- 0,1001	- 0,1169	- 0,7133	+ 0,2955	- 0,7016

C. Biegemomente aus Eigengewicht. g_2 bis $g_{12} = 1,8$ t/m, $g_{14} = 1,25$ t/m (Dachriegel).

Die Teilergebnisse der Tabelle S. 475 aus p_2 bis p_{12} werden addiert und mit 1,8 multipliziert. Hierzu treten die mit g_{14} erweiterten Ergebnisse für $p_{14} = 1$.



Die Momente sind in Abb. 455 dargestellt.

D. Grenzwerte der Biegemomente infolge Nutzlast von 2,5 t/m auf Geschoßbreite.

Die Belastungsvorschrift ergibt sich aus den Vorzeichen der Teilergebnisse der Tabelle S. 475. Diese liefert auch die Schnittkräfte für $p = 1$ t/m.

Schnitt	M_{max}				M_{min}			
	Belastung	Grenzwert		Belastung	Grenzwert			
		$p = 1$	$p = 2,5$		$p = 1$	$p = 2,5$		
5	p_4, p_6, p_{10}	+ 4,9553	+ 12,388	p_2, p_8, p_{12}	- 1,2852	- 3,213		
6	p_2, p_8, p_{12}	+ 1,4938	+ 3,734	p_4, p_6, p_{10}	- 5,8041	- 14,510		
17	p_2, p_{10}	+ 0,0621	+ 0,155	p_4, p_6, p_8, p_{12}	- 7,4819	- 18,705		
17''	p_2, p_6, p_{10}	+ 4,3226	+ 10,806	p_4, p_8, p_{12}	- 0,2224	- 0,556		

$$\text{Balkenmoment für } p_k = 1 \text{ t/m: } \frac{p_k \cdot 9,6^2}{8} = \frac{1 \cdot 9,6^2}{8} = 11,52 \text{ tm.}$$

Biegemomente infolge Windbelastung w .

Schnitt	Symmetrische Belastung w			Antimetrische Belastung w			Schnitt	Unsymmetr. Belastung w	Unsymmetr. Belastung $2w$	Unsymmetr. Belastung w
	Stat. best. Anteil	Stat. unbest. Anteil	Σ	Stat. best. Anteil	Stat. unbest. Anteil	Σ				
1	0	-1,4330	-1,4330	0	-55,4375	-55,4375	1'	-28,435	+54,0045	+27,002
3	0	-0,9116	-0,9116	0	-20,5182	-20,5182	3'	-10,715	+19,6056	+9,803
5	0	-0,4838	-0,4838	0	-18,6460	-18,6460	5'	-9,595	+18,1622	+9,081
7	0	-0,5778	-0,5778	0	-12,0812	-12,0812	7'	-6,330	+18,5034	+5,752
9	0	-0,5796	-0,5796	0	-6,7657	-6,7657	9'	-3,673	+6,1861	+3,093
11	0	-0,5029	-0,5029	0	-4,1995	-4,1995	11'	-2,347	+3,6876	+1,844
13	0	-0,7821	-0,7821	0	-0,7016	-0,7016	13	-0,742	-0,0805	-0,040
2	0	-0,9612	-0,9612	+70,5915	-55,4375	+15,1540	2'	+7,096	-16,1152	-8,058
4	0	-0,4711	-0,4711	+38,5500	-20,5182	+18,0378	4'	+8,783	-18,5089	-9,254
6	0	-0,5805	-0,5805	+31,7520	-18,6460	+13,1060	6'	+6,263	-13,6865	-6,843
8	0	-0,5772	-0,5772	+24,9480	-12,0812	+12,8668	8'	+6,145	-13,4440	-6,722
10	0	-0,5107	-0,5107	+18,1440	-6,7657	+11,3783	10'	+5,434	-11,8890	-5,945
12	0	-0,7455	-0,7455	+11,3400	-4,1995	+7,1495	12'	+3,202	-7,8950	-3,948
14	0	+0,3042	+0,3042	+4,2525	-0,7016	+3,5509	14	+1,928	-3,2467	-1,623
15	0	-0,0496	-0,0496	+70,5915	-34,9193	+35,6722	15'	+17,811	-35,7218	-17,861
16	0	+0,0127	+0,0127	+38,5560	-1,8722	+36,6838	16'	+18,348	-36,6711	-18,336
17	0	-0,0027	-0,0027	+31,7520	-6,5648	+25,1872	17'	+12,592	-25,1899	-12,595
18	0	+0,0024	+0,0024	+24,9480	-5,3155	+19,6325	18'	+9,817	-19,6301	-9,815
19	0	-0,0078	-0,0078	+18,1440	-2,5752	+15,5688	19'	+7,780	-15,5766	-7,788
20	0	+0,0366	+0,0366	+11,3400	-3,4889	+7,8511	20'	+3,944	-7,8145	-3,997
21	-1,3230	+0,7387	-0,5843	0	0	0	21'	-0,292	-0,5843	-0,292

E. Biegemomente aus Windbelastung. Das Ergebnis wird durch Superposition des symmetrischen und des antisymmetrischen Anteils in der Tabelle S. 479 erhalten. Die Momente sind in Abb. 456 aufgezeichnet.

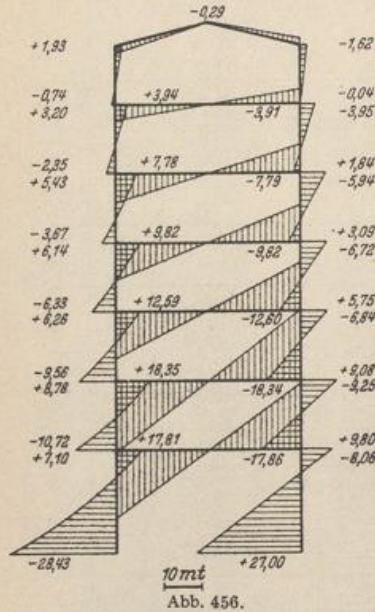


Abb. 456.

Der symmetrische Stockwerkrahmen mit mehr als zwei Pfosten und frei drehbar angeschlossenen Zwischenstielen. Die Untersuchung des Stockwerkrahmens mit zwei Pfosten für symmetrische Belastung nach S. 469, für antisymmetrische Belastung nach S. 470 kann unmittelbar auf das erweiterte symmetrische System mit gelenkig angeschlossenen Zwischenpfosten übertragen werden. Die Riegel des Hauptsystems werden jedoch nicht mehr allein in der Symmetrieachse, sondern nach Abb. 457 auch durch Zwischenpfosten gestützt. Sie bilden daher bei beiden Lösungen durchlaufende

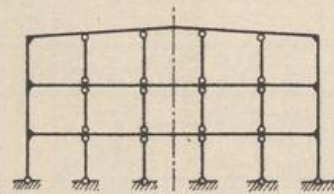


Abb. 457.

Träger mit frei drehbaren Zwischenstützen, das Hauptsystem ist also statisch unbestimmt. Trotzdem werden die überzähligen Größen ebenso wie nach (761) und (763) aus dreigliedrigen geometrischen Bedingungsbeziehungen berechnet, nur daß die Vorzeichen $\delta_{kk}^{(r)}$, $\delta_{(k-1)}^{(r)}$ und die Belastungszahlen $\delta_{k0}^{(r)}$ aus der Formänderung eines durchlaufenden nach Abb. 458a oder Abb. 458b gestützten Trägers k infolge $-X_k = 1$, $-X_{k+1} = 1$ und der Belastung \mathfrak{P} hervorgehen (311). Hierzu werden die Biegemomente $M_k^{(r)}$, $M_{k+1}^{(r)}$, $M_0^{(r)}$ für jeden Riegelabschnitt

Abb. 458a oder Abb. 458b nach Abschn. 47 bestimmt.

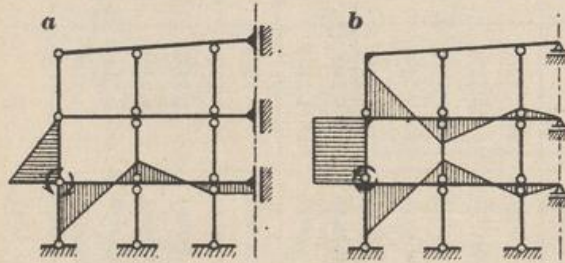


Abb. 458.

Das Ergebnis hat für Ausführungen in Eisenbeton keine Bedeutung, so daß die Lösung abgebrochen wird. Sie bietet bei Anwendung der Angaben des Abschn. 37, der sich mit statisch unbestimmten Hauptsystemen beschäftigt, keine Schwierigkeiten.

Stockwerkrahmen mit mehr als zwei Pfosten und biegeungssteifer Verbindung von Pfosten und Riegel. Die Schnittkräfte werden aus den Knoten- und Stabdrehwinkeln des Tragwerks entwickelt (Abschn. 38 ff.). Die Untersuchung ist auf S. 345 ff. gezeigt und in Abschn. 42 auf die Berechnung von symmetrischen Stockwerkrahmen mit zwei, drei und vier Stützen angewendet worden. Der Ansatz bietet keine Schwierigkeiten. Die Zahlenrechnung ist zuverlässig, leider jedoch zeitraubend. Man begnügt sich aus diesem Grunde in der Regel mit Näherungslösungen auf Grund einer Abschätzung des Verschiebungszustandes.

Die Pfostendrehwinkel ψ_c sind bei senkrechter Belastung der Riegel stets klein, so daß sie bei der angenäherten Beschreibung des Spannungs- und Formänderungszustandes vernachlässigt werden können. Man beschränkt die Untersuchung in