

DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

5. September 1940

Heft 33/34

DIE BERECHNUNG DES ACHTSTIELIGEN KAMINKÜHLERUNTERBAUES ALS RÄUMLICHES STABWERK.

Von Dr.-Ing. O. Luetkens, Dortmund.

DK 624.074.6:624.027.1

Übersicht: Für den achtstieligen räumlichen Rahmen wird eine exakte Lösung mit Hilfe des Gruppenlastenverfahrens entwickelt. Die Ausarbeitung enthält eine Folge von elementar auszurechnenden Gleichungen einschl. aller vorkommenden Belastungsfälle, so daß für den praktischen Rechnungsgang keinerlei Kenntnis der eigentlichen Lösung erforderlich ist. Zur Durchführung der Berechnung sind nach Festlegung der reduzierten Längen zunächst die numerierten Gleichungen in der gekennzeichneten Reihenfolge auszurechnen, bevor die Ansätze für die Ergebnisse der einzelnen Belastungsfälle ausgewertet werden können. Gleichzeitig mit der allgemeinen Lösung wird ein praktisches Beispiel durchgerechnet.

I. Einleitung.

Der in den Fußpunkten eingespannte achtstielige Rahmen stellt ein 48fach statisch unbestimmtes System dar. Die bekannten Näherungslösungen ergeben kein richtiges Bild der tatsächlichen Beanspruchungen, da die aus Windlast hervorgerufenen Verdrehungen nur durch eine räumliche Berechnung erfaßt werden können. Wegen des beschränkten Raumes wird bezüglich der Ableitung der nachfolgenden Ansätze auf die Dissertation des Verfassers verwiesen, in welcher die Ableitung für eine beliebige Anzahl von Stielen ganz allgemein durchgeführt ist. Als Beweis für die Richtigkeit wird der Nachweis erbracht, daß alle 48 verschiedenen Gruppenlastenzustände keine gegenseitige Verschiebungsarbeit leisten; die Integration der Momentenfläche jedes Gruppenlastenzustandes mit derjenigen eines anderen muß den Wert null ergeben. Infolge der Ausnutzung der zyklischen Symmetrie wird der Rechnungsgang kürzer als dieses bei Näherungslösungen der Fall ist. Es sei noch ausdrücklich erwähnt, daß die nachstehende Lösung aus einer Arbeit von Prof. Martin Grüning entwickelt wurde.

II. Wahl des statisch bestimmten Hauptsystems und Bezeichnungen.

Schneidet man jeden Riegel in Feldmitte durch und bringt an jeder Schnittstelle r die sechs statischen Unbekannten X_{pr} an, so besteht das Bauwerk aus acht einzelnen einseitig eingespannten Stielen. Bei den statischen Unbekannten X_{pr} kennzeichnet der erste Index p die sechs verschiedenen an einer Schnittstelle anzusetzenden Kräfte und Momente, der zweite Index r bezeichnet die Schnittstelle. Und zwar bezeichnet:

- X_{0r} die Längskraft in Richtung des Riegels;
- X_{1r} das Moment um X_{0r} als Achse;
- X_{2r} die vertikale Querkraft;
- X_{3r} das Moment um X_{2r} als Achse;
- X_{4r} die horizontale Querkraft;
- X_{5r} das Moment um X_{4r} als Achse.

Als positiv gilt eine Achsialkraft, wenn sie in Pfeilrichtung wirkt, ein Moment, wenn es in Pfeilrichtung der als Achse dienenden Achsialkraft gesehen im Sinne des Uhrzeigers dreht. Die Schnittstellen r werden von 0—7 gezählt, der auf eine Schnittstelle folgende Stiel erhält die entsprechend römische Zahl.

Es drücke L die Länge des Riegels, H die Höhe des Stiels aus. Führt man für jeden Stiel ein eigenes Koordinatensystem ein, so ergeben sich die reduzierten Längen zu:

$$Hx' = H \cdot \frac{Jc}{Jx_s}; \quad Hy' = H \cdot \frac{Jc}{Jy_s}; \quad Hz' = H \cdot \frac{E \cdot Jc}{G \cdot Jz_s}$$

$$Lx' = L \cdot \frac{Jc}{Jx_r}; \quad Ly' = L \cdot \frac{Jc}{Jy_r}; \quad Lz' = L \cdot \frac{E \cdot Jc}{G \cdot Jz_r}$$

Hierin bedeuten Jx_s und Jy_s die Trägheitsmomente im Stiel bezügl. X und Y als Achse, Jz_s den Drillungswiderstand des Stiels¹; Jx_r und Jy_r die Trägheitsmomente im Riegel bezügl. X_{2r} und X_{4r} als Achse, Jz_r den Drillungswiderstand des Riegels.

Das Vorzeichen der Momente wird wie folgt festgelegt:

Der Drehungssinn eines Momentes, welches im Stiel innen, im Riegel innen oder unten Zug erzeugt, möge als positiv festgesetzt werden. Der Drehungssinn eines Momentes, das im Stiel rechts

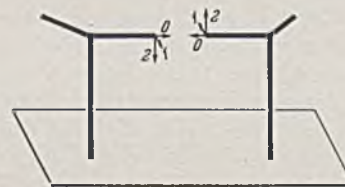


Abb. 1.



Abb. 2.

Zug erzeugt, wobei der Augenpunkt sich außerhalb des Bauwerkes befindet, wird als positiv angesetzt. Ein Torsionsmoment, welches den Stiel im Sinne des Uhrzeigers dreht für den Augenpunkt oberhalb des Stieles, ferner ein Torsionsmoment, welches den Riegel entgegengesetzt dem Uhrzeigersinn dreht, wobei das Auge innerhalb des Schnittes dem Riegel zugewandt zu denken ist, wird seinem Drehungssinn nach positiv genannt.

Die Gruppenbelastungszustände müßten an sich viergliedrige Indizes erhalten. Abweichend von der ursprünglichen Fassung der Dissertation sollen zur leichteren Unterscheidung die 48 Gruppenzustände A—H mit dem Index 0—5 erhalten. Die Aufspaltung ist nach dem Gesichtspunkt erfolgt, daß sich innerhalb eines Abschnittes nur Belastungszustände mit gleicher Art von Symmetrie, Spiegel- oder Antisymmetrie befinden.

Die Belastungszustände A_0 bis A_5 sind zyklisch symmetrisch.

Die Belastungszustände B_0 bis B_5 sind bezüglich jeder durch eine Schnittstelle gezogenen waagerechten Achse spiegelsymmetrisch. Die Momentenflächen sind für jeden Stiel und Riegel die gleichen, jedoch wechseln die Vorzeichen mit jedem Feld.

Die Belastungszustände C_0 bis C_5 und D_0 bis D_5 entstehen dadurch, daß die zu einem Gruppenzustand zusammengefaßten Einzelwirkungen in zwei aufeinanderfolgenden Schnittstellen gleich angesetzt werden und an den folgenden zwei Schnittstellen das umgekehrte Vorzeichen erhalten. Teilt man den Grundriß von den Riegeleckpunkten ausgehend in Quadranten, dann sind die Momentenflächen innerhalb der sich gegenüberliegenden Quadranten auch bezüglich des Vorzeichens einander gleich, während in den benachbarten Quadranten das Vorzeichen sich umkehrt. Die Belastungszustände C unterscheiden sich von

¹ Siehe Föppl: Vorlesungen über technische Mechanik, V. Band, 4. Auflage, S. 166. Leipzig 1922.

D dadurch, daß man sich das ganze System um ein Feld, d. h. um 45° weiter gedreht denken muß. Bei den Belastungszuständen D werden also die Indizes der Schnittstellen gegenüber C um 1 erhöht.

Über diese ersten 24 Gruppenbelastungszustände ist also zusammenfassend zu sagen, daß A₀—A₅ zyklisch symmetrisch sind, in B₀—B₅ wechselt das Vorzeichen feldweise, in C₀—C₅ und D₀—D₅ wechselt das Vorzeichen paarweise. Wie aus den nachfolgenden Tafeln A—E zu erkennen ist, leisten die Gruppenbelastungszustände, welche in einem Abschnitt unter demselben großen Buchstaben zusammengefaßt sind, keine Verschiebungsarbeit mit irgendwelchen Gruppenbelastungszuständen eines anderen Abschnittes. Beachtet man ferner, daß in diesen vier Abschnitten jedes diametral gegenüberliegende Feld eine Momentenfläche gleicher Form und Größe und gleichen Vorzeichens besitzt, während in den folgenden vier Abschnitten jedes diametral gegenüberliegende Feld bei gleicher Form und Größe ein umgekehrtes Vorzeichen besitzt, so erkennt man, daß jeder Abschnitt ein eigenes 6fach statisch unbestimmtes System darstellt, und daß jeder Abschnitt somit vollständig unabhängig von den anderen Abschnitten bearbeitet werden kann.

Die Belastungszustände E₀ bis E₅ und F₀ bis F₅ entstehen dadurch, daß an zwei diametral gegenüberliegenden Schnittstellen die zu einem Gruppenbelastungszustand gehörigen Einzelwirkungen zu Null gewählt werden. Zwischen diesen mit Null belasteten Schnittstellen erhalten die dazwischenliegenden Schnittstellen eine im Verhältnis + 1 : + | 2 : + 1 abgestufte Belastung, während auf der gegenüberliegenden Seite das umgekehrte Vorzeichen gewählt wird. Die Belastungszustände E und F unterscheiden sich nur dadurch voneinander, daß die Belastungszustände F aus denen von E durch eine Drehung des Systems um 90° entstanden sind. Also die Indizes der Schnittstellen müssen in F gegenüber E um zwei erhöht werden.

Die Belastungszustände G₀ bis G₅ und H₀ bis H₅ sind ebenfalls spiegelsymmetrisch. Zwischen den beiden sich diametral gegenüberliegenden Schnittstellen, welche wie bei E und F unbelastet sind, werden die Einzelwirkungen in den je drei übrigen Schnittstellen im Verhältnis + 1 : - | 2 : + 1 abgestuft. Auf der gegenüberliegenden Seite ist wiederum das Vorzeichen umgekehrt. Der Unterschied zwischen G und H besteht in einer Systemdrehung um 90°.

Wie aus einem Vergleich der Tafeln E—H zu ersehen ist, sind die so zusammengefaßten Abschnitte vollkommen unabhängig voneinander. Der Beweis soll hier fortgelassen werden, da die Integration der Momentenflächen keinerlei Schwierigkeiten bietet.

Im folgenden müssen die einzelnen Abschnitte getrennt als je ein sechsfach statisch unbestimmtes System berechnet werden. Die Auflösung nach dem Gruppenbelastungsverfahren kann als bekannt vorausgesetzt werden.

Um möglichst kurze Ausdrücke zu erhalten, sollen die Stiele quadratischen Querschnitt erhalten, d. h. Hx' = Hy'. Dieses ist konstruktiv und statisch von Vorteil. Da die Windlast von jeder Seite kommen kann, ist bei einem zyklisch-symmetrischen Bauwerk die quadratische Form der Stiele in statischer Hinsicht richtig und wirtschaftlich.

Bei quadratischem Stielquerschnitt vereinfacht sich die Rechnung erheblich. Es sollen daher im folgenden nur die so vereinfachten Ansätze behandelt werden. Die Berechnung wird gleichzeitig mit den allgemeinen Gleichungen an folgendem Beispiel erläutert.

Stiel:

$$H = 9,00 \text{ m}; b \cdot d = 0,9 \cdot 0,9 \text{ m}^2$$

$$J_{x_s} = J_{y_s} = \frac{0,90^4}{12} = 0,0547 \text{ m}^4 = J_c; Hx' = Hy' = 9,00 \text{ m}$$

$$J_{z_s}^1 = 0,1404 \cdot 0,90^4 = 0,0921 \text{ m}^4; Hz' = 9,00 \cdot \frac{547}{921} = 5,34 \text{ m}$$

¹ Nach Weber, Constantin: vgl. Beyer, Statik, 2. Aufl., S. 30. Berlin 1933.

Riegel:

$$L = 10,00 \text{ m}; b \cdot d = 0,6 \cdot 0,8 \text{ m}^2$$

$$J_{x_r} = 0,8 \cdot \frac{0,6^3}{12} = 0,0144 \text{ m}^4; Lx' = 10,0 \cdot \frac{547}{144} = 37,98 \text{ m}$$

$$J_{y_r} = 0,6 \cdot \frac{0,8^3}{12} = 0,0256 \text{ m}^4; Ly' = 10,0 \cdot \frac{547}{256} = 21,36 \text{ m}$$

$$J_{z_r}^1 = \frac{0,8}{0,6} \cdot 0,177 \cdot 0,60^4 = 0,0306 \text{ m}^4; Lz' = 10,0 \cdot \frac{547}{306} = 17,88 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{H}{L} = 0,9$$

III. Gruppenbelastungszustände A und B.

1. Konstanten τ.

Für A₀ bis A₅.

τ ₀₀	= + Hy' · 0,1953	= + 1,758
τ ₀₅	= - Hy' · 0,2929	= - 2,636
τ ₁₁	= + Hx' · 0,5858 + Lz'	= + 23,152
τ ₁₂	= + Hx' · 1,4142	= + 12,728
τ ₁₄	= + Hx' · α · 0,5858	= + 4,745
τ ₂₂	= + Hx' · 3,4142 + Ly' · 0,3333	= + 37,848
τ ₂₁	= + Hx' · α · 1,4142	= + 11,455
τ ₃₃	= + Lx'	= + 37,980
τ ₄₁	= + Hx' · α ² · 0,7811 + Hz' · 4 + Lx' · 0,3333	= + 39,714
τ ₅₅	= + Hy' · 0,5858 + Ly'	= + 26,632

Für B₀ bis B₅.

τ ₀₀	= + Hx' · 1,1381	= + 10,243
τ ₀₅	= - Hx' · 1,7071	= - 15,364
τ ₁₁	= + Hy' · 3,4142 + Lz'	= + 48,608
τ ₁₂	= - Hy' · 1,4142	= - 12,728
τ ₁₄	= + Hy' · α · 3,4142	= + 27,655
τ ₂₂	= + Hy' · 0,5858 + Ly' · 0,3333	= + 12,392
τ ₂₁	= - Hy' · α · 1,4142	= - 11,455
τ ₃₃	= + Hz' · 4 + Lx'	= + 59,340
τ ₄₁	= + Hy' · α ² · 4,5523 + Lx' · 0,3333	= + 45,846
τ ₅₅	= + Hx' · 3,4142 + Ly'	= + 52,088

2. Konstanten y der Tafel A und B und Nennerwerte δ.

Die nachfolgenden Gleichungen gelten sowohl für die Gruppenbelastungszustände A₀ bis A₅ als auch für diejenigen B₀ bis B₅; bei der Ausrechnung müssen die vorermittelten τ-Werte entsprechend eingesetzt werden.

	Ausrechnung für	Ausrechnung für
1/8 · δ ₀₀ = + τ ₀₀	A ₀ : + 1,758	B ₀ : + 10,243
1/8 · δ ₁₁ = + τ ₁₁	A ₁ : + 23,152	B ₁ : + 48,608
Y ₁₂ = + 8/δ ₁₁ · τ ₁₂	a ₁₂ = + 0,5498	b ₁₂ = - 0,2619
1/8 · δ ₂₂ = + τ ₂₂ - Y ₁₂ · τ ₁₂	A ₂ : + 30,850	B ₂ : + 9,059
1/8 · δ ₃₃ = + τ ₃₃	A ₃ : + 37,980	B ₃ : + 59,340
Y ₂₁ = + 8/δ ₂₂ · (-Y ₁₂ · τ ₁₄ + τ ₂₁)	a ₂₁ = + 0,2868	b ₂₁ = - 0,4650
Y ₁₄ = + 8/δ ₁₁ · (-Y ₂₁ · τ ₁₂ + τ ₁₄)	a ₁₄ = + 0,0473	b ₁₄ = + 0,4472
1/8 · δ ₄₄ = + τ ₄₄ - Y ₂₁ · τ ₂₁ - Y ₁₄ · τ ₁₄	A ₄ : + 36,205	B ₄ : + 28,152
1/8 · δ ₅₅ = + τ ₅₅ + 1,5 · τ ₀₅	A ₅ : + 22,678	B ₅ : + 29,042

3. Ermittlung der Momentenflächen für die zwölf Gruppenbelastungszustände A₀ bis A₅ und B₀ bis B₅.

Wie beim Gruppenlastenverfahren üblich, werden die Momentenflächen für den Gruppenbelastungszustand Y_n durch Überlagerung gebildet. Um also beispielsweise die Momentenflächen für den Gruppenzustand A₄ = - 1 zu bilden, muß man an jeder Schnittstelle r die Einzelwirkungen X_{1r} = + a₁₄, X_{2r} = + a₂₁ · 2/L und X_{4r} = - 2 L wirken lassen und die hierdurch entstehenden Momentenflächen überlagern (vgl. Tafel A). Für die Gruppenbelastungszustände A und B kann eine gemeinschaftliche Tafel (Matrix) verwandt werden, da nur die Vorzeichen verschieden sind. Für den Gebrauch der Tafel A, B ist also der Vorzeichen-

koeffizient zu beachten. Z. B. für den Gruppenbelastungszustand A_0 (Y und y ist als allgemeiner Buchstabe für sämtliche Gruppenbelastungszustände A bis H eingeführt) sind in allen acht Schnittstellen r die Einzelwirkungen $X_{0r} = -1 \cdot + 1/H = -1/H$ anzusetzen. Während im Gruppenbelastungszustand B_0 an allen Schnittstellen mit geradem 2. Index X_{00}, X_{02}, X_{04} und $X_{06} = -1/H$ anzusetzen ist, gilt für die Schnittstellen mit ungeradem 2. Index X_{01}, X_{03}, X_{05} und $X_{07} = +1 \cdot + 1/H = +1/H$.

Die Darstellung der Momentenflächen ist für alle 48 Gruppen Y später zusammengefaßt.

Tafel A und B	Vorzeichen für		Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
	A	B						
$X_{00} = X_{02} = X_{04} = X_{06} =$	-1	-1	$+ 1/H$	0	0	0	0	$+ 3/2 \cdot H$
$X_{01} = X_{03} = X_{05} = X_{07} =$	-1	+1						
$X_{10} = X_{12} = X_{14} = X_{16} =$	-1	-1	0	+1	- y_{12}	0	- y_{14}	0
$X_{11} = X_{13} = X_{15} = X_{17} =$	-1	+1						
$X_{20} = X_{22} = X_{24} = X_{26} =$	-1	-1	0	0	$+ 2/L$	0	- $y_{24} \cdot 2/L$	0
$X_{21} = X_{23} = X_{25} = X_{27} =$	-1	+1						
$X_{30} = X_{32} = X_{34} = X_{36} =$	-1	-1	0	0	0	+1	0	0
$X_{31} = X_{33} = X_{35} = X_{37} =$	-1	+1						
$X_{40} = X_{42} = X_{44} = X_{46} =$	-1	-1	0	0	0	0	$+ 2/L$	0
$X_{41} = X_{43} = X_{45} = X_{47} =$	-1	+1						
$X_{50} = X_{52} = X_{54} = X_{56} =$	-1	-1	0	0	0	0	0	+1
$X_{51} = X_{53} = X_{55} = X_{57} =$	-1	+1						

Tafel C	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
$X_{00} = X_{01} = X_{04} = X_{05} = -1$	$+ 1/H$	$- \frac{1,0607}{H}$	$- \frac{c_{02}}{H}$	0	$- \frac{c_{04}}{H}$	$- \frac{c_{05}}{H}$
$X_{02} = X_{03} = X_{06} = X_{07} = +1$						
$X_{10} = X_{13} = X_{14} = X_{17} = -1$	0	+1	- c_{12}	0	- c_{14}	- c_{15}
$X_{11} = X_{12} = X_{15} = X_{16} = +1$						
$X_{20} = X_{23} = X_{24} = X_{27} = -1$	0	0	$+ 2/L$	0	$- \frac{2 \cdot c_{24}}{L}$	$- \frac{2 \cdot c_{25}}{L}$
$X_{21} = X_{22} = X_{25} = X_{26} = +1$						
$X_{30} = X_{31} = X_{34} = X_{35} = -1$	0	0	0	+1	- c_{34}	- c_{35}
$X_{32} = X_{33} = X_{36} = X_{37} = +1$						
$X_{40} = X_{43} = X_{44} = X_{47} = -1$	0	0	0	0	$+ 2/L$	$- \frac{2 \cdot c_{45}}{L}$
$X_{41} = X_{42} = X_{45} = X_{46} = +1$						
$X_{50} = X_{51} = X_{54} = X_{55} = -1$	0	0	0	0	0	+1
$X_{52} = X_{53} = X_{56} = X_{57} = +1$						

IV. Gruppenbelastungszustände C und D.

1. Konstanten c der Tafel C und Nennerwerte δ .

- $1/8 \cdot \delta_{00} = + Hx' \cdot 0,6667 \dots = + 6,000$
- (1) $1/8 \cdot \delta_{11} = + Hx' \cdot 1,25 + Lz' \dots = + 29,130$
- (2) $c_{12} = - 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot 0,75 \dots = - 0,2317$
- (3) $c_{02} = + (1 - c_{12}) \cdot 1,0607 \dots = + 1,3064$
- (4) $1/8 \cdot \delta_{22} = + Hx' \cdot (1,25 + 0,75 \cdot c_{12}) + Ly' \cdot 0,3333 \dots = + 16,806$
- (5) $1/8 \cdot \delta_{33} = + Hz' \cdot 2 + Lx' \cdot \dots = + 48,660$
- (6) $c_{34} = + 8/\delta_{33} \cdot Hz' \cdot 2 \dots = + 0,2195$
- (7) $c_{24} = - 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot \alpha \cdot (1 + c_{12}) \dots = - 0,3703$
- (8) $c_{14} = + 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot (\alpha + 0,75 \cdot c_{24}) \dots = + 0,1923$
- (9) $c_{04} = + 1,0607 \cdot (\alpha \cdot 1,3333 - c_{24} - c_{14}) \dots = + 1,4616$
- (10) $1/8 \cdot \delta_{44} = + Hx' \cdot \alpha \cdot (\alpha \cdot 1,3333 + c_{24} - c_{14}) + Hz' \cdot 2 \cdot (1 - c_{34}) + Lx' \cdot 0,3333 = + 26,159$
- (11) $c_{45} = + 8/\delta_{44} \cdot 0,3536 \cdot Hx' \cdot (c_{14} + c_{24}) \dots = - 0,02165$
- (12) $c_{35} = - c_{34} \cdot c_{45} \dots = + 0,00475$
- (13) $c_{25} = + 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot [+ c_{45} \cdot \alpha \cdot (1 + c_{12}) - 0,3536 (1 - c_{12})] \dots = - 0,2413$
- (14) $c_{15} = + 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot (+ c_{25} \cdot 0,75 - c_{45} \cdot \alpha - 0,3536) \dots = - 0,1591$

- (15) $c_{05} = - 1,0607 \cdot (c_{15} + c_{25}) - c_{45} \cdot \alpha \cdot 1,4142 - 1,5 \dots = - 1,0477$
- (16) $1/8 \cdot \delta_{55} = + Hx' \cdot [0,5 + 0,3536 \cdot (c_{15} + c_{25})] + Ly' \dots = + 24,586$

2. Ermittlung der Momentenflächen für die zwölf Gruppenbelastungszustände C_0 bis C_5 und D_0 bis D_5 .

Wie in Abschnitt II näher erläutert, unterscheiden sich C und D dadurch voneinander, daß man die Schnittstellen bei D gegenüber C um 1 Feld in der Benennung vertauscht. Die Momentenflächen selbst sind genau die gleichen. Für die Berechnung genügt also die Ermittlung der sechs Gruppenbelastungszustände C_0 bis C_5 .

V. Gruppenbelastungszustände E und F.

1. Konstanten e der Tafel E und Nennerwerte δ .

- $1/8 \cdot \delta_{00} = + Hx' \cdot 0,3333 = + 3,000$
- (21) $1/8 \cdot \delta_{11} = + Hx' \cdot 0,25 + Lz' = + 20,130$

- (22) $e_{12} = + 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot 0,25 = + 0,1118$
- (23) $e_{02} = + 1,5 \cdot (1 - e_{12}) = + 1,3323$
- (24) $1/8 \cdot \delta_{22} = + Hx' \cdot 0,25 \cdot (9 - e_{12}) + Ly' \cdot 0,3333 = + 27,119$
- $1/8 \cdot \delta_{33} = + Hz' \cdot 0,5858 + Lx' = + 41,108$
- $e_{34} = + 8/\delta_{33} \cdot Hz' \cdot 1,4142 = + 0,1837$
- $1/8 \cdot \delta_{44} = + Hz' \cdot (3,4142 - e_{34} \cdot 1,4142) + Lx' \cdot 0,3333 = + 29,504$
- (25) $e_{25} = - 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot (1 - e_{12}) = - 0,0737$
- (26) $c_{15} = - e_{12} \cdot (1 + e_{25}) = - 0,1035$

- (27) $e_{05} = - 1,5 \cdot (1 + e_{15} + e_{25}) \dots = - 1,2342$
- (28) $1/8 \cdot \delta_{55} = + Hx' \cdot 0,25 \cdot (1 - e_{12}) \cdot (1 + e_{25}) + Ly' \dots = + 23,211$

2. Ermittlung der Momentenflächen für die zwölf Gruppenbelastungszustände E_0 bis E_5 und F_0 bis F_5 .

Die Momentenflächen für E und F sind die gleichen, lediglich die Bezeichnung der Schnittstellen ist um 2 Felder weiter zu zählen. Das Momentenbild von F ist gegenüber E bezüglich der vertikalen Systemachse um 90° zu drehen.

VI. Gruppenbelastungszustände G und H.

1. Konstanten g der Tafel G und Nennerwerte δ .

- $1/8 \cdot \delta_{00} = + Hx' \dots = + 9,000$
- (31) $1/8 \cdot \delta_{11} = + Hx' \cdot 2,75 + Lz' \dots = + 42,630$
- (32) $g_{12} = - 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot 1,25 \dots = - 0,2639$
- (33) $g_{02} = + 0,5 \cdot (1 - g_{12}) \dots = + 0,6320$
- (34) $1/8 \cdot \delta_{22} = + Hx' \cdot 0,25 \cdot (3 + g_{12} \cdot 5) + Ly' \cdot 0,3333 \dots = + 10,901$
- (35) $1/8 \cdot \delta_{33} = + Hz' \cdot 3,4142 + Lx' \dots = + 56,212$

Tafel E	E ₀	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅
+ X ₀₀ = + X ₀₂ = - X ₀₄ = - X ₀₆ = - 1	+ 1/H	- 1,5/H	- e ₀₂ /H	0	- 2·α/H	- e ₀₅ /H
+ X ₀₁ = - X ₀₅ = -						
+ X ₁₀ = - X ₁₂ = - X ₁₄ = + X ₁₆ = - 1	0	+ 1	- e ₁₂	0	0	- e ₁₅
- X ₁₃ = + X ₁₇						
+ X ₂₀ = - X ₂₂ = - X ₂₄ = + X ₂₆ = - 1	0	0	+ 2/L	0	0	- 2·e ₂₅ /L
- X ₂₃ = + X ₂₇						
+ X ₃₀ = + X ₃₂ = - X ₃₄ = - X ₃₆ = - 1	0	0	0	+ 1	- e ₃₄	0
+ X ₃₁ = - X ₃₅						
+ X ₄₀ = - X ₄₂ = - X ₄₄ = + X ₄₆ = - 1	0	0	0	0	+ 2/L	0
- X ₄₃ = + X ₄₇						
+ X ₅₀ = + X ₅₂ = - X ₅₄ = - X ₅₆ = - 1	0	0	0	0	0	+ 1
+ X ₅₁ = - X ₅₅						

Tafel G	G ₀	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅
+ X ₀₀ = - X ₀₂ = - X ₀₄ = + X ₀₆ = - 1	+ 1/H	- 0,5/H	- g ₀₂ /H	0	- g ₀₄ /H	- g ₀₅ /H
- X ₀₃ = + X ₀₇						
+ X ₁₀ = + X ₁₂ = - X ₁₄ = - X ₁₆ = - 1	0	+ 1	- g ₁₂	0	- g ₁₄	- g ₁₅
+ X ₁₁ = - X ₁₅						
+ X ₂₀ = + X ₂₂ = - X ₂₄ = - X ₂₆ = - 1	0	0	+ 2/L	0	- 2·g ₂₄ /L	- 2·g ₂₅ /L
+ X ₂₁ = - X ₂₅						
+ X ₃₀ = - X ₃₂ = - X ₃₄ = + X ₃₆ = - 1	0	0	0	+ 1	- g ₃₄	- g ₃₅
- X ₃₃ = + X ₃₇						
+ X ₄₀ = + X ₄₂ = - X ₄₄ = - X ₄₆ = - 1	0	0	0	0	+ 2/L	- 2·g ₄₅ /L
+ X ₄₁ = - X ₄₅						
+ X ₅₀ = - X ₅₂ = - X ₅₄ = + X ₅₆ = - 1	0	0	0	0	0	+ 1
- X ₅₃ = + X ₅₇						

(36) $g_{34} = + 8/\delta_{33} \cdot Hz' \cdot 1,4142 \dots = + 0,1343$
 (37) $g_{23} = - 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot \alpha \cdot 1,3333 \cdot (1 + g_{12} \cdot 2) = - 0,4678$
 (38) $g_{14} = + 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot (\alpha \cdot 2,6667 + g_{24} \cdot 1,25) = + 0,3832$
 (39) $g_{04} = + \alpha \cdot 0,6667 - 0,5 \cdot (g_{14} + g_{24}) = + 0,6423$
 (40) $1/8 \cdot \delta_{44} = + Hx' \cdot \alpha \cdot 0,4444 \cdot (\alpha \cdot 8 - g_{14} \cdot 6 + g_{24} \cdot 3) + Hz' \cdot (0,5858 - g_{34} \cdot 1,4142) + Lx' \cdot 0,3333 \dots = + 27,365$
 (41) $g_{15} = + 8/\delta_{44} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot (g_{14} + g_{24}) = - 0,00696$
 (42) $g_{35} = - 8/\delta_{33} \cdot g_{45} \cdot Hz' \cdot 1,4142 \dots = + 0,000935$
 (43) $g_{25} = - 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot [1 + g_{12} - g_{45} \cdot \alpha \cdot 5,3333 \cdot (1 + g_{12} \cdot 2)] = - 0,2641$
 (44) $g_{15} = - 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot (-g_{25} \cdot 5 + g_{45} \cdot \alpha \cdot 10,6667 + 1) \dots = - 0,1189$
 (45) $g_{05} = - 0,5 \cdot (g_{15} + g_{25}) - g_{45} \cdot \alpha \cdot 0,6667 - 1,5 \dots = - 1,3043$
 (46) $1/8 \cdot \delta_{55} = + Hx' \cdot 0,25 \cdot (3 + g_{25} + g_{15}) + Ly' \dots = + 27,248$

2. Ermittlung der Momentenflächen für die zwölf Gruppenbelastungszustände G₀ bis G₅ und H₀ bis H₅.

Der Unterschied zwischen G und H ist der gleiche wie zwischen E und F (vgl. V., 2.).

VII. Belastungsfälle.

A. Windlast.

Die Windlast des Aufbaues kann stets in Richtung der Riegel zerlegt werden und teilt sich gemäß Belastungsskizze a in drei verschiedene Lasten W_a, W_b und W_c, welche im durchgeführten Beispiel die Größen 17,74 t, 15,28 t und 5,02 t haben. Zur Vereinfachung der Rechnung ordnet man zweckmäßig die in Skizze a

dargestellte Belastung gemäß den Skizzen b, c und d in drei Belastungsfälle um.

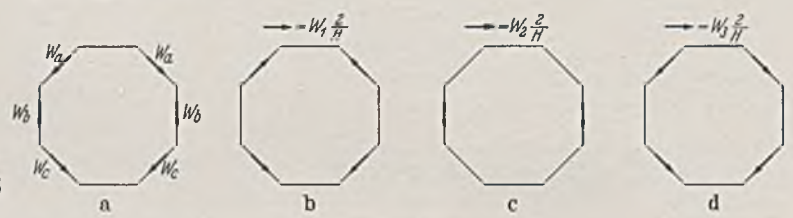


Abb. 3.

Danach ist $W_1 = -(W_a - W_c) \cdot H/4 = - 28,62 t$
 $W_2 = + W_b \cdot H/2 = + 68,76 t$
 $W_3 = + (W_a + W_c) \cdot H/4 = + 51,21 t$

1. Momente aus W₁ · 2/H

Setzt man zunächst für W₁ den Wert 2/H und zeichnet die M₀-Fläche für nebenskizzierte Belastung, so werden folgende Unbekannten der Abschnitte C und D ungleich null.

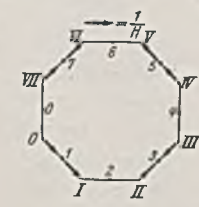


Abb. 4.

$C_0 = D_0 = + 0,3536 \dots = + 0,3536$
 (17) $C_1 = D_1 = + c_{12} \cdot 0,3333 \dots = - 0,0772$
 (18) $C_2 = D_2 = - \frac{c_{24}}{4\alpha} \dots = + 0,1029$
 (19) $*C_4 = D_4 = - 8/\delta_{44} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot (-c_{14} + c_{24} + 1 \cdot \alpha \cdot 1,3333) \dots = - 0,0548$
 (20) $*C_5 = D_5 = + 8/\delta_{55} \cdot Hx' \cdot 0,25 \cdot (+c_{15} - c_{25} + c_{45} \cdot \alpha \cdot 1,3333) \dots = + 0,0052$

* δ_{44} und δ_{55} aus Gl. (10) und Gl. (16).

Da alle Momentenflächen entsprechend der Windrichtung symmetrisch zur Verbindung der Schnittstellen 2 und 6 sind,

Momentenflächen für sämtliche Gruppenbelastungszustände.

	M_x	M_y	M_z		M_x	M_y	M_z		M_x	M_y	M_z		M_x	M_y	M_z
	Feld 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7				Feld 0, 2, 4, 6, -1, -3, -5, -7				C: Feld 0, 4, -6, -2 D: Feld 3, 7, -1, -5				C: Feld 1, 5, -3, -7 D: Feld 0, 4, -2, -6		
A_0				B_0				C_0				D_0			
A_1				B_1				C_1				D_1			
A_2				B_2				C_2				D_2			
A_3				B_3				C_3				D_3			
A_4				B_4				C_4				D_4			
A_5				B_5				C_5				D_5			
	E: Feld 0, -4 F: Feld 2, -6				E: Feld 1, -5 F: Feld 3, -7				E: Feld 2, -6 F: Feld 4, -0				E: Feld 3, -7 F: Feld 5, -1		
E_0				F_0				E_1				F_1			
E_1				F_1				E_2				F_2			
E_2				F_2				E_3				F_3			
E_3				F_3				E_4				F_4			
E_4				F_4				E_5				F_5			
E_5				F_5											
	G: Feld 0, -4 H: Feld 5, -2				G: Feld 1, -5 H: Feld 7, -3				G: Feld 2, -6 H: Feld 0, -4				G: Feld 3, -7 H: Feld 1, -5		
G_0				H_0				G_1				H_1			
G_1				H_1				G_2				H_2			
G_2				H_2				G_3				H_3			
G_3				H_3				G_4				H_4			
G_4				H_4				G_5				H_5			
G_5				H_5											

In den Feldüberschriften sind diejenigen Felder mit negativen Vorzeichen versehen, für welche die gleiche Momentenfläche, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen gilt. Es bedeutet also beispielsweise die Überschrift:
E: Feld 0, - 4
F: Feld 2, - 6

Die darunter befindlichen Momentenflächen gelten für die Gruppenbelastungszustände E und F, und zwar für E, Feld 0 und F, Feld 2 gelten die eingezeichneten Vorzeichen. Für E, Feld 4 und F, Feld 6 gelten die gleichen Momentenflächen, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen.

Hilfswerte für die Ausrechnung der Momentenflächen

$m = \mu \cdot 0,3827; n = v \cdot 0,9239.$

μ_1	$= -b_{12} \cdot 4,8284 - 2$		$= -0,7354$
μ_2	$= -b_{14} \cdot 4,8284 + b_{24} \cdot 2$		$= -3,0893$
μ_3	$= -b_{14} \cdot 4,8284 + b_{24} \cdot 2$	$+ \alpha \cdot 9,6568$	$= + 5,6018$
μ_4	$= -c_{12} \cdot 4,8284 - 2$		$= -0,8813$
μ_5	$= -c_{12} \cdot 2,7071 - 4,1213$		$= -3,4941$
μ_6	$= -c_{14} \cdot 4,8284 + c_{24} \cdot 2$		$= -1,6691$
μ_7	$= -c_{14} \cdot 2,7071 + c_{24} \cdot 4,1213$	$+ \alpha \cdot 6,8284$	$= + 4,0989$
μ_8	$= -c_{15} \cdot 4,8284 + c_{25} \cdot 2 - 2$		$= -1,7144$
μ_9	$= -c_{15} \cdot 2,7071 + c_{25} \cdot 4,1213$	$- c_{45} \cdot \alpha \cdot 6,8284 + 1$	$= + 0,5693$
v_1	$= -a_{12} \cdot 0,8284 + 2$		$= + 1,5445$
v_2	$= -a_{14} \cdot 0,8284 - a_{24} \cdot 2$		$= -0,6128$
v_3	$= -a_{14} \cdot 0,8284 - a_{24} \cdot 2$	$+ \alpha \cdot 1,6568$	$= + 0,8783$
v_4	$= + c_{12} \cdot 0,8284 - 2$		$= -2,1919$
v_5	$= -c_{12} \cdot 1,2929 + 0,1213$		$= + 0,4209$
v_6	$= + c_{14} \cdot 0,8284 + c_{24} \cdot 2$		$= -0,5813$
v_7	$= -c_{14} \cdot 1,2929 - c_{24} \cdot 0,1213$	$+ \alpha \cdot 1,1716$	$= + 0,8507$
v_8	$= + c_{15} \cdot 0,8284 + c_{25} \cdot 2 + 2$		$= + 1,3856$
v_9	$= -c_{15} \cdot 1,2929 - c_{25} \cdot 0,1213$	$- c_{45} \cdot \alpha \cdot 1,1716 - 1$	$= -0,7422$
$\mu_{10} = v_{10}$	$= -e_{12} + 2,4142$		$= + 2,3024$
$\mu_{11} = v_{11}$	$= + e_{12} \cdot 0,5 + 0,9142$		$= + 0,9701$
$\mu_{12} = v_{12}$	$= -e_{12} - 0,4142$		$= -0,5260$
$\mu_{13} = v_{13}$	$= + e_{12} \cdot 0,5 - 1,9142$		$= -1,8583$
$\mu_{14} = v_{14}$	$= -e_{15} - e_{25} \cdot 2,4142 - 1$		$= -0,7186$
$\mu_{15} = v_{15}$	$= + e_{15} \cdot 0,5 - e_{25} \cdot 0,9142 + 0,5$		$= + 0,5156$
$\mu_{16} = v_{16}$	$= -e_{15} + e_{25} \cdot 0,4142 - 1$		$= -0,9270$
$\mu_{17} = v_{17}$	$= + e_{15} \cdot 0,5 + e_{25} \cdot 1,9142 + 0,5$		$= + 0,3072$
$\mu_{18} = v_{18}$	$= + g_{12} \cdot 0,4142 - 1$		$= -1,1093$
$\mu_{19} = v_{19}$	$= -g_{12} \cdot 0,7929 + 0,2071$		$= + 0,4163$
$\mu_{20} = v_{20}$	$= -g_{12} \cdot 2,4142 - 1$		$= -0,3629$
$\mu_{21} = v_{21}$	$= -g_{12} \cdot 2,2071 - 1,2071$		$= -0,6246$
$\mu_{22} = v_{22}$	$= + g_{14} \cdot 0,4142 + g_{24} \cdot 1$		$= -0,3091$
$\mu_{23} = v_{23}$	$= -g_{14} \cdot 0,7929 - g_{24} \cdot 0,2071$	$+ \alpha \cdot 0,7811$	$= + 0,4960$
$\mu_{24} = v_{24}$	$= -g_{14} \cdot 2,4142 + g_{24} \cdot 1$		$= -1,3929$
$\mu_{25} = v_{25}$	$= -g_{14} \cdot 2,2071 + g_{24} \cdot 1,2071$	$+ \alpha \cdot 4,5523$	$= + 2,6866$
$\mu_{26} = v_{26}$	$= + g_{15} \cdot 0,4142 + g_{25} \cdot 1$	$+ 2,4142$	$= + 2,1009$
$\mu_{27} = v_{27}$	$= -g_{15} \cdot 0,7929 - g_{25} \cdot 0,2071$	$- g_{45} \cdot \alpha \cdot 0,7811 - 1,2071$	$= -1,0532$
$\mu_{28} = v_{28}$	$= -g_{15} \cdot 2,4142 + g_{25} \cdot 1$	$- 0,4142$	$= -0,3913$
$\mu_{29} = v_{29}$	$= -g_{15} \cdot 2,2071 + g_{25} \cdot 1,2071$	$- g_{45} \cdot \alpha \cdot 4,5523 + 0,2071$	$= + 0,1792$
ϱ_1	$= + 2 \cdot (1 - c_4)$		$= + 1,5610$
ϱ_2	$= -2 \cdot (c_{45} + c_{35})$		$= + 0,0338$
ϱ_3	$= -1 + e_{34} \cdot 0,4142$		$= -0,9239$
ϱ_4	$= + 2,4142 - e_{34}$		$= + 2,2305$
ϱ_5	$= + 0,4142 - g_{34}$		$= + 0,2799$
ϱ_6	$= + 1 - g_{34} \cdot 2,4142$		$= + 0,6758$
ϱ_7	$= -g_{45} \cdot 0,4142 - g_{35}$		$= + 0,00195$
ϱ_8	$= + g_{45} + g_{35} \cdot 2,4142$		$= -0,00470$

genügt die Aufstellung der Momente für eine Hälfte 2 bis 6. Die Überlagerung der M_0 -Fläche und der W_1 -fachen Y-Flächen ergibt die endgültigen Momente aus diesem Belastungsfall 1.

Hilfswerte für die Momentenflächen
aus $W_1 \cdot 2/H$

K_1	$= -C_1 \cdot 0,8284 + C_2 \cdot v_4 + C_3 \cdot v_6 + C_5 \cdot v_8$	$= -0,1225$
K_2	$= + C_1 \cdot 1,2929 + C_2 \cdot v_5 + C_4 \cdot v_7 + C_5 \cdot v_9$	$+ 0,2929 \dots = + 0,1860$
K_3	$= + C_1 \cdot 4,8284 + C_2 \cdot \mu_4 + C_4 \cdot \mu_6 + C_5 \cdot \mu_8$	$= -0,3813$
K_4	$= + C_1 \cdot 2,7071 + C_2 \cdot \mu_5 + C_4 \cdot \mu_7 + C_5 \cdot \mu_9$	$+ 1,7071 \dots = + 0,9170$

Vorzeichen		Momente im Stiel aus $W_1 \cdot 2/H$	
gültig für Feld	umgekehrt für Feld		
2,3	4,5	oben	$M_x = + W_1 \cdot 0,9239 \cdot K_1 = + 3,24 \text{ tm}$
2,3	4,5	unten	$M_x = + W_1 \cdot 0,9239 \cdot K_2 = - 4,92 \text{ ,,}$
2,5	3,4	oben	$M_y = + W_1 \cdot 0,3827 \cdot K_3 = + 4,18 \text{ ,,}$
2,5	3,4	unten	$M_y = + W_1 \cdot 0,3827 \cdot K_4 = - 10,04 \text{ ,,}$
2,3	4,5		$M_z = + W_1 \cdot (+ C_4 \cdot \varrho_1 + C_5 \cdot \varrho_2) \dots = + 2,44 \text{ ,,}$

Vorzeichen		Momente im Riegel aus $W_1 \cdot 2/H$
gültig für Feld	umgekehrt für Feld	
2,6	4	Falls die Momente im Riegel wechseln, bezeichnet Index a von außen gesehen die linke Seite des Riegels, der Index b die rechte Seite des Riegels. $M_x = + W_1 \cdot 2 \cdot (+ C_5 \cdot c_{35} + C_4 \cdot c_{34}) = + 0,69 \text{ tm}$
2,6	4	$M_y = - W_1 \cdot 2 \cdot (+ C_5 \cdot c_{35} + C_4 \cdot c_{34}) = + 0,29 \text{ ,,}$
3a, 5b	3b, 5a	$M_x = + W_1 \cdot 2 \cdot (- C_5 \cdot c_{45} + C_4) = + 3,13 \text{ ,,}$
3a, 5b	3b, 5a	$M_y = + W_1 \cdot 2 \cdot (+ C_5 \cdot c_{25} + C_4 \cdot c_{24} - C_2) = + 4,80 \text{ ,,}$
3	5	$M_z = + W_1 \cdot 2 \cdot (- C_5 \cdot c_{15} - C_4 \cdot c_{14} - C_2 \cdot c_{12} + C_1) = + 2,40 \text{ ,,}$

2. Momente aus $W_2 \cdot 2/H$ und $W_3 \cdot 2/H$



Abb. 5.

Sowohl die Momente aus W_2 wie diejenigen aus W_3 lassen sich durch Überlagerung bzw. Drehung des Systems aus nebenstehender Belastung ableiten. Integriert man die aus nebenstehender Belastung entwickelte M_0 -Fläche mit den Momentenflächen der unbekanntenen Gruppenbelastungszustände, so werden folgende Werte ungleich null:

$$E_0 = - 0,35355 \dots = - 0,35355$$

$$(29) *E_2 = - 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot 0,35355 \dots = - 0,11733$$

$$(30) *E_5 = + 8/\delta_{55} \cdot Hx' \cdot 0,35355 \cdot e_{25} \dots = - 0,01010$$

$$H_0 = + 0,11785 \dots = + 0,11785$$

$$(47) **H_{11} = - 8/\delta_{11} \cdot Hx' \cdot 0,11785 \cdot 2 \dots = - 0,04976$$

$$(48) **H_{12} = + 8/\delta_{22} \cdot Hx' \cdot 0,11785 \cdot (+ g_{12} \cdot 2 + I) = + 0,04594$$

$$(49) **H_{14} = - 8/\delta_{44} \cdot Hx' \cdot 0,11785 \cdot (- g_{14} \cdot 2 + g_{24} + \alpha \cdot 2,6667) \dots = - 0,04519$$

$$(50) **H_{15} = - 8/\delta_{55} \cdot Hx' \cdot 0,11785 \cdot (- g_{15} \cdot 2 + g_{25} - g_{45} \cdot \alpha \cdot 2,6667) \dots = + 0,00037$$

* δ_{22} und δ_{55} aus Gl. (24) und Gl. (28).
** δ_{11} , δ_{22} , δ_{44} und δ_{55} aus Gl. (31), (34), (40) und (46).

a) Momente im Stiel:

Hilfswerte für die Momentenflächen aus $W_2 \cdot 2/H$ und $W_3 \cdot 2/H$

$$K_5 = + E_2 \cdot \mu_{10} + E_5 \cdot \mu_{14} \dots = - 0,26288$$

$$K_6 = + E_2 \cdot \mu_{11} + E_5 \cdot \mu_{15} \dots = - 0,11903$$

$$K_7 = + E_2 \cdot \mu_{12} + E_5 \cdot \mu_{16} \dots = + 0,07108$$

$$K_8 = + E_2 \cdot \mu_{13} + E_5 \cdot \mu_{17} \dots = + 0,21493$$

$$K_9 = - H_1 \cdot 0,4142 + H_2 \cdot \mu_{18} + H_4 \cdot \mu_{22} + H_5 \cdot \mu_{26} = - 0,01561$$

$$K_{10} = + H_1 \cdot 0,7929 + H_2 \cdot \mu_{19} + H_4 \cdot \mu_{23} + H_5 \cdot \mu_{27} = - 0,04313$$

$$K_{11} = + H_1 \cdot 2,4142 + H_2 \cdot \mu_{20} + H_4 \cdot \mu_{24} + H_5 \cdot \mu_{28} = - 0,07400$$

$$K_{12} = + H_1 \cdot 2,2071 + H_2 \cdot \mu_{21} + H_4 \cdot \mu_{25} + H_5 \cdot \mu_{29} = - 0,25986$$

Vorzeichen		Momente im Stiel aus $W_2 \cdot 2/H$
gültig für Feld	umgekehrt für Feld	
2,5		oben $M_x = + W_2 \cdot (+ K_5 \cdot 0,3827 - K_9 \cdot 0,9239) \dots = - 5,93 \text{ tm}$
3,4		„ $M_x = + W_2 \cdot (+ K_5 \cdot 0,9239 + K_9 \cdot 0,3827) \dots = - 17,11 \text{ ,,}$
2,5		unten $M_x = + W_2 \cdot (+ K_6 \cdot 0,3827 - K_{10} \cdot 0,9239 + 0,1276) \dots = + 8,38 \text{ ,,}$
3,4		„ $M_x = + W_2 \cdot (+ K_6 \cdot 0,9239 + K_{10} \cdot 0,3827 + 0,4884) \dots = + 24,89 \text{ ,,}$
2	5	oben $M_y = + W_2 \cdot (- K_7 \cdot 0,9239 - K_{11} \cdot 0,3827) \dots = - 2,57 \text{ ,,}$
3	4	„ $M_y = + W_2 \cdot (- K_7 \cdot 0,3827 + K_{11} \cdot 0,9239) \dots = - 6,57 \text{ ,,}$
2	5	unten $M_y = + W_2 \cdot (- K_8 \cdot 0,9239 - K_{12} \cdot 0,3827 + 0,3080) \dots = + 14,36 \text{ ,,}$
3	4	„ $M_y = + W_2 \cdot (- K_8 \cdot 0,3827 + K_{12} \cdot 0,9239 + 0,5631) \dots = + 16,55 \text{ ,,}$
2,5		$M_z = + W_2 \cdot (- H_4 \cdot \varrho_8 + H_5 \cdot \varrho_8) \dots = + 2,10 \text{ ,,}$
3,4		$M_z = + W_2 \cdot (+ H_4 \cdot \varrho_6 + H_5 \cdot \varrho_7) \dots = - 0,87 \text{ ,,}$

Vorzeichen		Momente im Stiel aus $W_3 \cdot 2/H$
gültig für Feld	umgekehrt für Feld	
2,5		oben $M_x = + W_3 \cdot (+ K_5 \cdot 0,5412 + K_9 \cdot 1,3066) \dots = - 8,33 \text{ tm}$
3,4		„ $M_x = + W_3 \cdot (+ K_5 \cdot 1,3066 - K_9 \cdot 0,5412) \dots = - 17,16 \text{ ,,}$
2,5		unten $M_x = + W_3 \cdot (+ K_6 \cdot 0,5412 + K_{10} \cdot 1,3066 + 0,3606) \dots = + 12,28 \text{ ,,}$
3,4		„ $M_x = + W_3 \cdot (+ K_6 \cdot 1,3066 - K_{10} \cdot 0,5412 + 0,6160) \dots = + 24,78 \text{ ,,}$
2	5	oben $M_y = + W_3 \cdot (- K_7 \cdot 1,3066 + K_{11} \cdot 0,5412) \dots = - 6,81 \text{ ,,}$
3	4	„ $M_y = + W_3 \cdot (- K_7 \cdot 0,5412 - K_{11} \cdot 1,3066) \dots = + 2,98 \text{ ,,}$
2	5	unten $M_y = + W_3 \cdot (- K_8 \cdot 1,3066 + K_{12} \cdot 0,5412 + 0,8711) \dots = + 23,03 \text{ ,,}$
3	4	„ $M_y = + W_3 \cdot (- K_8 \cdot 0,5412 - K_{12} \cdot 1,3066 - 0,2551) \dots = - 1,64 \text{ ,,}$
2,5		$M_z = + W_3 \cdot [+ H_4 \cdot (\varrho_5 + \varrho_6) + H_5 \cdot (\varrho_7 - \varrho_8)] \dots = - 2,21 \text{ ,,}$
3,4		$M_z = + W_3 \cdot [+ H_4 \cdot (\varrho_5 - \varrho_6) + H_5 \cdot (\varrho_7 + \varrho_8)] \dots = + 0,92 \text{ ,,}$

b) Momente im Riegel:

Hilfswerte für die Momentenflächen aus $W_2 \cdot 2/H$ und $W_3 \cdot 2/H$

$$K_{13} = - H_4 \cdot g_{34} - H_5 \cdot g_{35} \dots = + 0,00607$$

$$K_{14} = + H_4 - H_5 \cdot g_{45} \dots = - 0,04519$$

$$K_{15} = + E_2 - E_5 \cdot e_{25} \dots = - 0,11807$$

$$K_{16} = + H_2 - H_4 \cdot g_{24} - H_5 \cdot g_{25} \dots = + 0,02490$$

$$K_{17} = + E_5 + H_5 \dots = - 0,00973$$

$$K_{18} = + E_5 - H_5 \dots = - 0,01047$$

$$K_{19} = + E_2 \cdot e_{12} + E_5 \cdot e_{15} \dots = - 0,01207$$

$$K_{20} = - H_1 + H_2 \cdot g_{12} + H_4 \cdot g_{14} + H_5 \cdot g_{15} \dots = + 0,02028$$

Vorzeichen		Momente im Riegel aus $W_2 \cdot 2/H$ und $W_3 \cdot 2/H$	
gültig für Feld	umgekehrt für Feld		
2	6	$M_x = + W_2 \cdot 1,4142 \cdot K_{13} \dots = + 0,59 \text{ tm}$	$- W_3 \cdot 2 \cdot K_{13} \dots = - 0,62 \text{ tm}$
4a	4b	$M_x = + W_2 \cdot 1,4142 \cdot K_{11} \dots = - 4,39 \text{ ,,}$	$- W_3 \cdot 2 \cdot K_{14} \dots = + 4,63 \text{ ,,}$
3a	5b	$M_x = - W_2 \cdot (+ K_{13} + K_{14}) \dots = + 2,69 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{13} + K_{14}) \dots = - 2,83 \text{ ,,}$
3b	5a	$M_x = - W_2 \cdot (+ K_{13} - K_{14}) \dots = - 3,52 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{13} - K_{14}) \dots = + 3,71 \text{ ,,}$
2	6	$M_y = + W_2 \cdot 1,4142 \cdot K_{17} \dots = - 0,95 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 2 \cdot K_{18} \dots = - 1,07 \text{ ,,}$
4a	4b	$M_y = + W_2 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{15} - K_{16}) \dots = - 13,90 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 2 \cdot (K_{15} + K_{16}) \dots = - 9,54 \text{ ,,}$
3a	5b	$M_y = + W_2 \cdot (+ K_{15} + K_{16} + K_{18}) \dots = - 7,13 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{15} - K_{16} + K_{17}) \dots = - 11,06 \text{ ,,}$
3b	5a	$M_y = + W_2 \cdot (- K_{15} - K_{16} + K_{18}) \dots = + 5,69 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 1,4142 \cdot (- K_{15} + K_{16} + K_{17}) \dots = + 9,65 \text{ ,,}$
3,5		$M_z = + W_2 \cdot (+ K_{19} + K_{20}) \dots = + 0,56 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{19} - K_{20}) \dots = - 2,34 \text{ ,,}$
4		$M_z = + W_2 \cdot 1,4142 \cdot (+ K_{19} - K_{20}) \dots = - 3,15 \text{ ,,}$	$+ W_3 \cdot 2 \cdot (+ K_{19} + K_{20}) \dots = + 0,84 \text{ ,,}$

Die endgültigen Momente M aus den Windlasten W_a , W_b und W_c errechnen sich aus der Überlagerung der vorerrechneten Ergebnisse
 $M = M \text{ aus } W_1 \cdot 2/H + M \text{ aus } W_2 \cdot 2/H + M \text{ aus } W_3 \cdot 2/H.$

3. Normalkräfte aus Windlast.

Die in Richtung eines Riegels angreifenden Kräfte sind in der vorhergehenden Berechnung je zur Hälfte an beiden in der Kraft- richtung befindlichen Eckpunkten angesetzt. Greift eine H-Kraft nur an einem Eckpunkt an, so muß die Hälfte als Normalkraft im Riegel den nachfolgenden Werten zugesetzt werden.

Hilfswerte für die Normalkräfte:

$$K_{21} = + 0,3536 \cdot (1 - c_{12}) - C_2 \cdot c_{02} - C_4 \cdot c_{01} - C_5 \cdot c_{05} = + 0,38658$$

$$K_{22} = + 0,4714 + E_2 \cdot c_{02} + E_5 \cdot c_{05} - H_1 \cdot 0,5 - H_2 \cdot g_{02} - H_4 \cdot g_{01} - H_5 \cdot g_{05} \dots = + 0,35290$$

$$K_{23} = + \frac{1}{3} + \frac{1}{2} \cdot (+ E_2 \cdot c_{02} + E_5 \cdot c_{05} + H_1 \cdot 0,5 + H_2 \cdot g_{02} + H_4 \cdot g_{01} + H_5 \cdot g_{05}) \dots = + 0,09404$$

Normalkräfte im Riegel:

$$N_2 = + 1/H \cdot (+ 2 \cdot W_1 \cdot K_{21} + W_2 \cdot K_{23} + 2 \cdot W_3 \cdot K_{22}) \dots = + 2,276 \text{ t}$$

$$N_3 = - N_5 = + 1/H \cdot (+ W_2 \cdot K_{22} + W_3 \cdot K_{23}) \dots = + 3,231 \text{ t}$$

$$N_4 = - 2/H \cdot W_1 \cdot K_{21} \dots = + 2,459 \text{ t}$$

$$N_6 = + 1/H \cdot (+ 2 \cdot W_1 \cdot K_{21} - W_2 \cdot K_{23} - 2 \cdot W_3 \cdot K_{22}) \dots = - 7,193 \text{ t}$$

Normalkräfte im Stiel:

Die Zusatzkräfte aus den statischen Unbekannten errechnen sich wie üblich aus den Momenten M_y der anschließenden Riegel.

B. Eigengewicht des Riegels.

Verlegt man zur Bildung der M_0 -Fläche die Schnittstellen in die Riegelecke, so erhält man den Gruppenbelastungszustand A_5 als einzige statische Unbekannte. In dem gewählten Beispiel wird

$$g = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 2,4 = 1,152 \text{ t/m}$$

Eckmoment im Riegel:

$$M_y = A_5 = -g \cdot \frac{L^2}{12} \cdot \frac{L_y'}{L_y' + 0,14645 \cdot H_y'} = -9,04 \text{ tm}$$

Feldmoment im Riegel:

$$M_y = \frac{g \cdot L^2}{8} + A_5 = + 5,36 \text{ tm}$$

Moment im Stiel an der Riegelecke:

$$M_y = + A_5 \cdot 0,7654 = -6,92 \text{ tm}$$

Moment im Stiel am Fuß:

$$M_y = -A_5 \cdot 0,3827 = + 3,46 \text{ tm}$$

VIII. Schlußfolgerung.

Die zahlenmäßige Durchrechnung des praktischen Beispiels hat nicht nur den Zweck einer leichteren Einführung in diese Lösung, sondern sie soll auch einen Aufschluß über die zweckmäßige Wahl der Querschnitte geben.

Im Stiel treten die größten Momente an der Luvseite auf, und zwar

$$\text{im Stiel 4: } M_{x_{\max}} = + 4,92 + 24,89 + 24,78 = + 54,59 \text{ tm}$$

$$\text{im Stiel 5: } M_{y_{\max}} = - 10,04 - 14,36 - 23,03 + 3,46 \dots = - 43,97 \text{ tm}$$

Die radial gerichteten Momente M_y sind also kleiner als die tangential gerichteten M_x . Die übliche Stielausbildung mit der größeren Abmessung in radialer Richtung ist unzulässig, die quadratische Ausbildung ergibt demgegenüber eine beträchtliche Ersparnis.

Im Riegel betragen die größten Eckmomente:

$$M_x = + 3,13 + 2,69 - 2,83 = + 2,99 \text{ tm im Riegel 3}$$

$$M_y = + 0,29 + 13,90 + 9,54 = + 23,73 \text{ tm im Riegel 4}$$

Die Riegel werden zur Hauptsache in der Stielebene als Rahmenriegel ausgenutzt, dagegen sind die Momente in der horizontalen Achteckebene nur gering. Daher erfahren die Stiele auch nur eine kleine Verdrehungsbeanspruchung. Die Ausbildung des Riegels erfolgt zweckmäßig als stehender Rechteckquerschnitt.

Bei der praktischen Anwendung ist hauptsächlich auf Vorzeichenfehler zu achten. Zur Prüfung der Rechnungsergebnisse sei auf zwei Kontrollen hingewiesen.

1. Die Differenz der Momente am Kopf und Fuß der Stiele muß in der Windrichtung projiziert gleich dem in gleicher Richtung projizierten Moment aus Wind und Stielhöhe sein. Im obigen Beispiel wird:

$$\Delta \cdot W \cdot H = [15,28 + (17,74 + 5,02) \cdot 0,7071] \cdot 9,0 \dots = + 282,37 \text{ tm}$$

$$2 \cdot [(+ 5,93 + 8,38 + 6,57 + 16,55 + 8,33 + 12,28 - 2,98 - 1,64) \cdot 0,3827 + (+ 17,11 + 24,89 + 2,57 + 14,36 + 17,16 + 24,78 + 6,81 + 23,03) \cdot 0,9239] \dots = + 282,41 \text{ tm}$$

2. Projiziert man die in jedem Eckpunkt anfallenden Momente und Normalkräfte der anschließenden Riegel in die Achsrichtungen der Stiele, so lassen sich die Stielmomente unabhängig errechnen.

Für die meist vorkommenden Verhältnisse der Trägheitsmomente können nach den einfachen Ansätzen der obigen Ausarbeitung Tabellen zum Ablesen der Momente aufgestellt werden, eine Veröffentlichung solcher Tabellen ist in Aussicht genommen.

STOCKWERKRAHMEN FÜR SENKRECHTE LASTEN.

Von Prof. B. Löser, Dresden.

DK 624.072.333

Inhaltsangabe: Bei senkrechter Belastung der Stockwerkrahmen werden die Stützenmomente der Riegel mit Hilfe der Riegel festpunkte bestimmt. Für die Festpunktzahlen und für die von ihnen abhängigen Übergangszahlen werden einfache Beziehungen angegeben.

Im Bauingenieur 6 (1925) S. 615 hatte ich eine angenäherte Momenten-Berechnung für Stockwerkrahmen mit senkrechten Lasten entwickelt und später durch Einführung geeigneter Hilfs-werte vereinfacht. Die waagerechten Knotenverschiebungen werden dabei vernachlässigt; in Stäben zwischen elastisch drehbaren Knoten wurden die Festpunkte in die Viertelpunkte verlegt. In der Praxis wurde das Verfahren häufig angewandt und hat sich dabei bewährt.

Vergleichsrechnungen über den Einfluß der Festpunktlage auf die Momente ergaben folgendes:

1. Die Momente in den Riegeln ändern sich nur unwesentlich, wenn man die Festpunkte in den Säulen verschiebt.

2. Belastet man nur einen einzigen Riegel, während alle anderen unbelastet bleiben, so übt die Festpunktlage in den unbelasteten Riegeln auf die Momente des belasteten Stabes keinen nennenswerten Einfluß aus.

3. Bei Fortpflanzung der Momente des Laststabes in die unbelasteten Riegel ist deren Festpunktlage von merklichem Einfluß, was sich auch bei Bildung der resultierenden Momente bei gleichzeitiger Belastung aller Riegel zeigt.

Daraus kann gefolgert werden: Es ist völlig ausreichend, die Festpunkte der Säulen zu schätzen. Dagegen bedeutet es eine Verbesserung des Verfahrens, wenn die Festpunkte der Riegel berechnet statt geschätzt werden.

Auf diese Verfeinerung weisen die wertvolle Arbeit von Elwitz [Stahlbau 11 (1935) S. 145] und der Aufsatz von Kammüller [Baug. 19 (1938) S. 42] hin. Die Ansätze für die Festpunktberechnung sind bekannt. Zweck der folgenden Darstellung ist es, dafür möglichst einfache Gleichungen zu gewinnen, die es gestatten, bekannte Beziehungen des Durchlaufträgers auch auf Stockwerkrahmen anzuwenden.

Wenn man nur einen einzigen Riegel — den Laststab — belastet, fallen in allen unbelasteten Riegeln die Momenten-Nullpunkte mit Riegelfestpunkten zusammen. Links vom Laststab werden die linken Festpunkte I zu Momenten-Nullpunkten (Abb. 1). Rechts vom Lastfeld sind die rechten Festpunkte II die Momenten-Nullpunkte (Abb. 2).

Für jeden Stab ist

$$w = J : l.$$

links vom Lastfeld

rechts vom Lastfeld

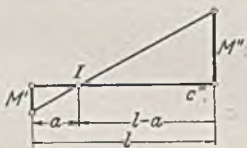


Abb. 1.

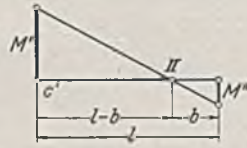


Abb. 2.

Festpunktzahlen

$$\alpha = \frac{a}{1-a}$$

$$\beta = \frac{b}{1-b}$$

Festpunktabstände

$$(I) \quad a = 1 \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha}$$

$$b = 1 \cdot \frac{\beta}{1+\beta}$$

Auflagerverdrehungen

am rechten Knoten

am linken Knoten

$$\tau'' = \frac{1}{6EJ} \cdot (M' + 2M'')$$

$$\tau' = \frac{1}{6EJ} \cdot (2M' + M'')$$

$$M' = -\alpha M''$$

$$M'' = -\beta M'$$

$$\tau'' = \frac{1}{6E} \cdot M'' \cdot \frac{2-\alpha}{w}$$

$$\tau' = \frac{1}{6E} \cdot M' \cdot \frac{2-\beta}{w}$$

Übergangszahlen

$$(2) \quad \begin{array}{l} c'' = \frac{w}{2-\alpha} \\ \tau'' = \frac{1}{6E} \cdot \frac{M''}{c''} \end{array} \quad \left| \quad \begin{array}{l} c' = \frac{w}{2-\beta} \\ \tau' = \frac{1}{6E} \cdot \frac{M'}{c'} \end{array} \right.$$

Alle an einem Knoten zusammentreffenden Stäbe müssen sich dort um den gleichen Winkel τ verdrehen. Für die drei unbelasteten Stäbe 4, 7 und 8, die im Knoten J miteinander verbunden sind, gilt daher (Abb. 3)

$$\tau_{4J} = \tau_{7J} = \tau_{8J}$$

oder

$$\frac{M_{4J}}{c_4''} = \frac{M_{7J}}{c_7} = \frac{M_{8J}}{c_8}$$

und

$$M_{4J} : M_{7J} : M_{8J} = c_4'' : c_7 : c_8,$$

d. h. die unbelasteten Stäbe des Knotens J tilgen das Stützenmoment X_{5J} vom Laststab 5 im Verhältnis der Zahlen c_4 , c_7 und c_8 , womit ihre Bedeutung als Übergangszahlen für Momente aus dem Stab 5 bewiesen ist (Abb. 3).

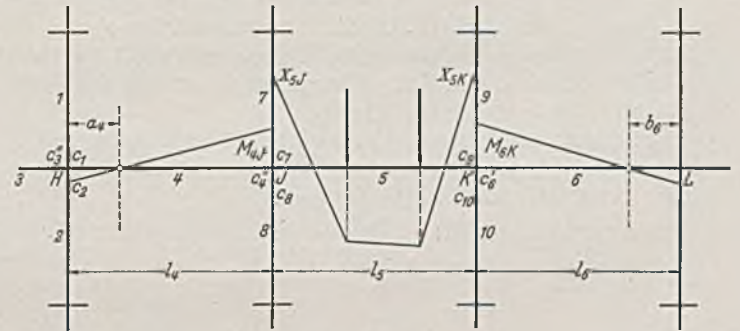


Abb. 3.

Für Säulen zwischen elastisch drehbaren Knoten und Säulen, die oben an einem solchen angeschlossen sind und unten in den Eisenbetonfuß des Fundamentes münden, empfehlen wir die Annahme

$$a = b = \frac{2}{7} l, \quad \text{d. h. } \alpha = \beta = 0,4.$$

Übergangszahl der Säulen

$$(3) \quad c = \frac{w}{1,6} = \frac{J}{1,6l}.$$

Für den belasteten Stab 5 bei sonst unbelastetem Rahmen gelten die Gl. (4) und (5)

$$(4) \quad 0 = X_{5J} \left(2 + \frac{w_5}{C_5'} \right) + X_{5K} + L_5$$

$$(5) \quad 0 = X_{5J} + X_{5K} \left(2 + \frac{w_5}{C_5''} \right) + R_5.$$

Darin bedeuten

$$(6) \quad C' = c_4'' + c_7 + c_8 \quad C_5'' = c_6' + c_9 + c_{10}.$$

die Summe der Übergangszahlen der Stäbe, die links und rechts an den betrachteten Stab anstoßen. L_5 und R_5 sind die Belastungsgrößen des Riegels 5.

Wendet man Gl. (4) auf das unbelastete Feld 4 und Gl. (5) auf das Feld 6 an, so entfallen die Belastungsglieder L und R . Man erhält

$$\text{für Feld 4:} \quad 0 = -\alpha_4 M_{4J} \left(2 + \frac{w_4}{C_4'} \right) + M_{4J}$$

$$\text{für Feld 6:} \quad 0 = M_{6K} - \beta_6 M_{6K} \left(2 + \frac{w_6}{C_6''} \right)$$

$$(7) \quad \alpha_4 = \frac{1}{2 + \frac{w_4}{C_4'}}$$

$$\beta_6 = \frac{1}{2 + \frac{w_6}{C_6''}}$$

$$(8) \quad \alpha_4 = \frac{C_4'}{2C_4' + w_4}$$

$$\beta_6 = \frac{C_6''}{2C_6'' + w_6}.$$

Die Gl. (7) zeigt, daß die Klammerwerte in den Elastizitätsgleichungen die reziproken Werte der Festpunktzahlen sind. Gl. (4) und (5) können daher auch geschrieben werden

$$(9) \quad 0 = \frac{X_{5J}}{\alpha_5} + X_{5K} + L_5.$$

$$(10) \quad 0 = X_{5J} + \frac{X_{5K}}{\beta_5} + R_5.$$

Durch Auflösung:

$$(11) \quad X_{5J} = \frac{-\alpha_5}{1 - \alpha_5 \beta_5} \cdot (L_5 - \beta_5 R_5)$$

$$(12) \quad X_{5K} = \frac{-\beta_5}{1 - \alpha_5 \beta_5} (R_5 - \alpha_5 L_5).$$

Bei zur Feldmitte symmetrischer Belastung:

$$(11a) \quad X_{5J} = -L_5 \cdot \frac{\alpha_5 (1 - \beta_5)}{1 - \alpha_5 \beta_5}.$$

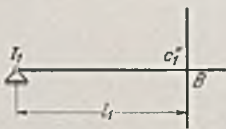
$$(12a) \quad X_{5K} = -L_5 \cdot \frac{\beta_5 (1 - \alpha_5)}{1 - \alpha_5 \beta_5}.$$

Die Gl. (11) und (12) zeigen vollständige Analogie zwischen Rahmenriegeln und Durchlaufträgern. Auf Rahmenriegel können daher viele der bekannten Beziehungen des Durchlaufträgers angewendet werden.

Die Gl. (8) gestatten die Berechnung der Festpunktzahlen α und β , aus denen nach Gl. (2) die Übergangszahlen c' und c'' bestimmt werden können. Die rechte Übergangszahl C'' folgt aus der Festpunktzahl α , die linke Übergangszahl c' aus der Festpunktzahl β des betrachteten Riegels.

Die Riegelenden können am ersten und letzten Auflager frei aufliegen, voll eingespannt sein oder teilweise Einspannung in elastisch drehbaren Randsäulen besitzen.

linkes Endfeld: rechtes Endfeld:
Die Riegelenden liegen frei auf, Abb. 4.

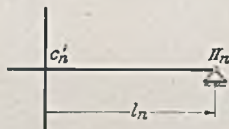


$$C_1' = 0$$

$$a_1 = \alpha_1 = 0$$

$$c_1'' = \frac{1}{2} w_1$$

$$X_1'' = -\beta_1 R_1$$



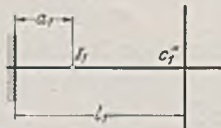
$$C_2'' = 0$$

$$b_2 = \beta_2 = 0$$

$$c_2' = \frac{1}{2} w_2$$

$$X_2' = -\alpha_2 L_2$$

Die Riegelenden sind voll eingespannt, Abb. 5.

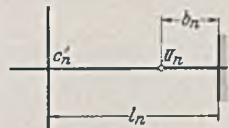


$$C_1' = \infty$$

$$a_1 = \frac{1}{3} l_1$$

$$\alpha_1 = 0,5$$

$$c_1'' = \frac{2}{3} w_1$$



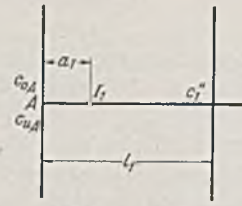
$$C_2'' = \infty$$

$$b_2 = \frac{1}{3} l_2$$

$$\beta_2 = 0,5$$

$$c_2' = \frac{2}{3} w_2$$

Die Riegelenden sind biegefest mit Randsäulen verbunden, Abb. 6.

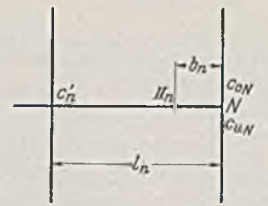


$$C_1' = c_{0A} + c_{1A}$$

$$C_1' = \frac{C_1'}{2 C_1' + w_1}$$

$$\alpha_1 = l_1 \cdot \frac{\alpha_1}{1 + \alpha_1}$$

$$c_1'' = \frac{w_1}{2 - \alpha_1}$$



$$C_2'' = c_{0N} + c_{2N}$$

$$C_2'' = \frac{C_2''}{2 C_2'' + w_2}$$

$$\beta_2 = l_2 \cdot \frac{\beta_2}{1 + \beta_2}$$

$$c_2' = \frac{w_2}{2 - \beta_2}$$

Rechnungsgang.

Zunächst bestimmt man für alle Säulen die Übergangszahlen

$$c = w : 1,6 = \frac{J}{1,6 I}.$$

Nun sucht man für alle Riegel, am linken Feld beginnend und nach rechts fortschreitend,

$$\alpha = \frac{C'}{2 C' + w} \quad \text{und} \quad c'' = \frac{w}{2 - \alpha}.$$

ferner

$$a = 1 \cdot \frac{\alpha}{1 + \alpha}.$$

Die β -Werte erhält man mit dem entsprechenden Rechnungsweg, am rechten Endfeld beginnend und nach links fortschreitend

$$\beta = \frac{C''}{2 C'' + w} \quad \text{und} \quad c' = \frac{w}{2 - \beta}.$$

ferner

$$b = 1 \cdot \frac{\beta}{1 + \beta}.$$

Nunmehr belastet man der Reihe nach die einzelnen Riegel und verfolgt die Stützenmomente in die Nachbarfelder. Für Abb. 3 lauten z. B. die Ansätze:

X_{5J} wie Gl. (11), X_{5K} wie Gl. (12). Fortpflanzung in die Nachbarfelder

$$M_{4J} = X_{5J} \cdot \frac{c_1''}{C_1'}$$

$$M_{4H} = -\alpha_4 M_{4J}$$

$$M_{6K} = X_{5K} \cdot \frac{c_2'}{C_2''}$$

$$M_{6L} = -\beta_6 M_{6K}.$$

Zum Schluß bildet man die resultierenden Stützenmomente bei gleichzeitiger Belastung aller Riegel. An jedem Knoten nehmen die anschließenden beiden Säulen die Differenz der Riegelmomente am Knoten auf, und zwar im Verhältnis ihrer Übergangszahlen c_0 und c_u . Im Fuß der oberen Säule:

$$M_0 = -\Delta X \cdot \frac{c_0}{c_0 + c_u}.$$

Im Kopf der unteren Säule

$$M_u = +\Delta X \cdot \frac{c_u}{c_0 + c_u}.$$

DIE BEANSPRUCHUNG VON FALTWERKEN MIT GEDRUNGENEN EINZELSCHIEBEN.

Von Dr.-Ing. habil. Prof. Herm. Craemer, Weimar.

DK 624.074 5

Übersicht: Für einfache prismatische Faltwerke mit gedrun- genen Einzelschieben und periodischer Belastung werden mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion und trigonometrischer Reihen die Span- nungen ermittelt. Für die Reihenbeiwerte ergeben sich Gleichungen Clapeyronscher Art, aus denen ähnlich wie beim durchlaufenden Balken Festwerte abgeleitet werden. Eine Reihe von Sonderfällen und ein Bei- spiel werden behandelt. Die Abweichungen gegenüber dem Geradlinien- gesetz sind beim Faltwerk bis etwa 1/3 stärker als bei freien Scheiben glei- cher Schlankheit.

Die Nebenspannungen, die in Faltwerken dadurch entstehen, daß die Schnittkanten der Einzelflächen unter der Last nicht, wie meist vorausgesetzt, ihre gegenseitige Lage beibehalten, sind im Schrifttum mehrfach¹ behandelt worden. Sie entstehen bei ein- fachen prismatischen Faltwerken nach Grünig besonders dann, wenn die Einzelschieben schmale Rechtecke mit im Verhält- nis zum Kantenabstand großer Dicke bilden. Der umgekehrte Fall

liegt meist im Bunkerbau vor: geringe Längsspannweiten l , große Querspannweiten h , verhältnismäßig geringe Dicken d , siehe z. B. Abb. 1. Die Nebenspannungen aus der oben erwähnten Ursache fallen hier fort; jedoch entstehen Abweichungen anderer Art vom normalen Spannungszustand des einfachen prismatischen Faltwerks dadurch, daß die Einzelscheiben nunmehr gedrungene Rechtecke bilden, für die die Naviersche Biegetheorie nicht mehr ohne weiteres anwendbar ist. Außer einigen Bemerkungen von Ehlers und mir sind über diese Frage keine Untersuchungen vorhanden, so daß eine Klärung wünschenswert ist.

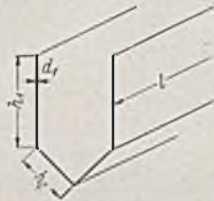


Abb. 1.

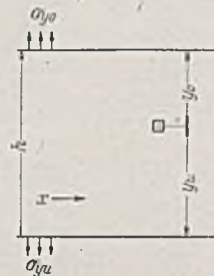


Abb. 2.

Die Belastung besitze eine Periode L , s. Abb. 2, die nicht mit der Spannweite übereinzustimmen braucht. Die an den Rändern der einzelnen Scheiben angreifenden und in deren Ebene fallenden Spannungen σ_y und etwaige zwischen den Kanten angreifenden Massenkkräfte seien bekannt²; sie werden nur durch die eingangs erwähnten Nebenspannungen, die hier bedeutungslos sind, dagegen nicht durch die Abweichungen vom Geradliniengesetz beeinflusst. Der Spannungszustand der ohne Verbindung mit den Nachbarscheiben arbeitenden freien Einzelscheibe läßt sich dann mit Hilfe der Airy'schen Spannungsfunktion und Fourierscher Reihen ableiten; für die wichtigsten periodischen Lastfälle¹ ist er heute bekannt. Durch die Verbindung längs der Kanten treten dort bekanntlich² Schubspannungen hinzu, deren Größe sich aus der Bedingung bestimmt, daß die Längsdehnungen, also bei gleichbleibender Dehnungszahl auch die Längsspannungen σ_x , zu beiden Seiten der Kante gleich sind. Es muß deswegen zunächst die Abhängigkeit der Randlängsspannungen σ_{x0} und σ_{xu} am oberen und unteren Rande einer freien Scheibe von den dort angreifenden Randschubspannungen τ_0 und τ_u untersucht werden. Wir verwenden dabei die Abkürzungen:

- (1a) $a_k = \frac{2\pi k}{L}$; $k = 1, 2, 3 \dots$
- (1b) $\xi_k = a_k x$; $\eta_{ok} = a_k y_0$; $\eta_{uk} = a_k y_u$;
- (1c) $\gamma_k = a_k h$; $c_k = e^{-\gamma_k}$;
- (1d, e) $\alpha_k = \frac{1 - c_k^2 + 2c_k \gamma_k}{(1 + c_k)^2}$; $\beta_k = \frac{1 - c_k^2 - 1 c_k \gamma_k}{(1 - c_k)^2}$;
- (1f, g) $\delta_k = \frac{1}{4}(\alpha_k - \beta_k)$; $\epsilon_k = \frac{1}{4}(\alpha_k + \beta_k)$;
- (1h, i) $D_k = d \delta_k$; $E_k = d \epsilon_k$;
- (1k) $\lambda_k = \epsilon_k / \delta_k$; (1l) μ_k bzw. $\nu_k = \frac{1}{d} \left(\frac{1}{\beta_k} \pm \frac{1}{\alpha_k} \right)$.

Die Scheibendicke setzen wir zwischen je zwei Kanten gleichbleibend voraus und wählen als Spannungsfunktion

$$(2) \quad \Gamma = \sum_k \cos \xi_k \left[A_{uk} \gamma_k c_k e^{-\eta_{ok}} - (A_{uk} c_k + A_{ok}) \eta_{ok} e^{-\eta_{ok}} + A_{ok} \gamma_k c_k e^{-\eta_{uk}} - (A_{uk} + A_{ok} c_k) \eta_{uk} e^{-\eta_{uk}} \right];$$

sie genügt der im Bereich des Hookeschen Gesetzes gültigen Bedingung

¹ Siehe die Übersicht in Craemer: Der heutige Stand der Theorie der Scheiben und Faltwerke. Beton u. Eisen 36 (1937) S. 264; ferner die Dissertation Gruning: Die Nebenspannungen in . . . Faltwerken. Ing.-Arch. 3 (1932) H. 4 und Gruber: Berechnung prismatischer Scheibenwerke. Abh. d. Int. Ver. f. Brückenb. u. Hochbau I (1932).

² Siehe z. B. Craemer: Theorie der Faltwerke. Beton u. Eisen 29 (1930) S. 276.

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \Gamma = 0.$$

Die Spannungen ergeben sich aus

$$(3a-c) \quad \sigma_x = \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial y_0^2} = \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial y_u^2}, \quad \tau = \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial x \partial y_0} = \frac{-\partial^2 \Gamma}{\partial x \partial y_u}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Gamma}{\partial x^2}.$$

Bilden wir nun σ_y nach Gl. (3c) und setzen $y_0 = 0$, also $\eta_{ok} = 0$, $\eta_{uk} = \gamma_k$, $e^{-\eta_{uk}} = c_k$, so findet sich $\sigma_{y0} = 0$, und ähnlich $\sigma_{yu} = 0$. Die Spannungsfunktion ist also der Ausdruck für eine nur durch Randschubkräfte periodisch belasteten Scheibe.

Aus Gl. (3b) erhalten wir ferner, wenn wir $\eta_0 = 0$ setzen, die Schubspannung im oberen Rande zu

$$(4a) \quad \tau_0 = \sum a_k^2 \sin \xi_k [2 A_{uk} c_k \gamma_k + A_{ok} (1 - c_k^2)]$$

und ähnlich für den unteren Rand

$$(4b) \quad \tau_u = - \sum a_k^2 \sin \xi_k [A_{uk} (1 - c_k^2) + 2 A_{ok} c_k \gamma_k].$$

Die Biegespannungen der beiden Ränder sind nach Gl. (3a)

$$(5a) \quad \sigma_{x0} = 2 \sum a_k^2 \cos \xi_k [2 A_{uk} c_k + A_{ok} (1 + c_k^2)]$$

$$(5b) \quad \sigma_{xu} = 2 \sum a_k^2 \cos \xi_k [A_{uk} (1 + c_k^2) + 2 A_{ok} c_k].$$

Wir führen noch die Ausdrücke

$$(6a) \quad \tau_0 = \sum a_k^2 \sin \xi_k T_{ok}, \quad (6b) \quad \tau_u = \sum a_k^2 \sin \xi_k T_{uk},$$

$$(7a) \quad \sigma_{x0} = \sum a_k^2 \cos \xi_k S_{ok}, \quad (7b) \quad \sigma_{xu} = \sum a_k^2 \cos \xi_k S_{uk},$$

d. h. die trigonometrische Entwicklung der Randspannungen, ein und erhalten aus Gl. (4) und (6)

$$(8a, b) \quad A_{uk} \text{ bzw. } A_{ok} = \frac{1}{2} \left(\frac{T_{ok} - T_{uk}}{1 - c_k^2 + 2c_k \gamma_k} \mp \frac{T_{ok} + T_{uk}}{1 - c_k^2 - 2c_k \gamma_k} \right).$$

Dies in Gl. (5) eingesetzt liefert mit Gl. (7) und Gl. (1d, e)

$$(9a, b) \quad S_{ok} \text{ bzw. } S_{uk} = \frac{T_{ok} - T_{uk}}{\alpha_k} \pm \frac{T_{ok} + T_{uk}}{\beta_k},$$

woraus mit Gl. (1f, g)

$$(10a, b) \quad T_{ck} = \epsilon_k S_{ok} + \delta_k S_{uk}, \quad T_{uk} = -\delta_k S_{ok} - \epsilon_k S_{uk}.$$

Nach dieser Vorbereitung können die Beziehungen zwischen mehreren miteinander verbundenen Scheiben aufgestellt werden,



Abb. 3.

s. Abb. 3. Als Kontinuitätsbeziehungen stehen uns zur Verfügung die Gleichheit der zu beiden Seiten einer Kante wirkenden Schubspannungsergebnisse, also

$$(11) \quad d_r \tau_{r0} = d_{r+1} \tau_{r+1,u}$$

und die Gleichheit der Biegespannungen

$$(12) \quad \sigma_{r0} = \sigma_{r+1,u} = \sigma_r;$$

unter „oben“ sei jetzt die Richtung fortschreitender r verstanden. Es folgt hieraus

$$(11') \quad d_r T_{rok} = d_{r+1} T_{r+1,u,k} = t_{rk}$$

und

$$(12') \quad S_{rok} = S_{r+1,u,k} = S_{rk}.$$

Mit

$$(13a, b) \quad \sigma'_{r0} = \sum \cos \xi_k a_k^2 S'_{rok}, \quad \sigma'_{ru} = \sum \cos \xi_k a_k^2 S'_{ruk}$$

seien ferner die Randbiegespannungen bezeichnet, die an der freien Scheibe aus der quer gerichteten Belastung σ_{y0} , σ_{yu} und etwaigen Massenkkräften entstehen. Drücken wir nun nach Gl. (10) die Schubspannungen durch die Biegespannungen aus, so ist für letztere nur der Unterschied zwischen den wirklichen Spannungen σ_r und den schon vorher vorhandenen σ'_r einzusetzen. Man erhält aus Gl. (10a) und (12')

$$(10'a) \quad T_{rok} = \epsilon_{rk} (S_{rk} - S'_{rok}) + \delta_{rk} (S_{r-1,k} - S'_{ruk})$$

und ähnlich

$$(10' b) \quad T_{r+1,u,k} = -\delta_{r+1,k} (S_{r+1,k} - S'_{r+1,o,k}) - \epsilon_{r+1,k} \cdot (S_{rk} - S'_{r+1,u,k});$$

aus Gl. (11') folgt dann mit Gl. (11)

$$(14) \quad D_{rk} S_{r-1,k} + (E_{rk} + E_{r+1,k}) S_{rk} + D_{r+1,k} S_{r+1,k} = D_{rk} S'_{ruk} + E_{rk} S'_{rok} + D_{r+1,k} S'_{r+1,o,k} + E_{r+1,k} S'_{r+1,u,k}.$$

Während man also im Falle schmaler Einzelscheiben für die Biegespannungen σ_r des Faltwerks auf ein Gleichungssystem Clapeyronscher Art geführt wird, die sog. Dreispannungs-gleichung^{1, 2}, erhalten wir in der hier behandelten Erweiterung je eine solche Gleichungsfolge für jeden Beiwert der trigonometrischen Entwicklung.

Umgekehrt kann man auch die Beiwerte S_{rk} für die Biegespannungen in der Kante r ausdrücken einerseits als Wirkung von S'_{rok} und den durch T_{rok} und T_{ruk} dargestellten Randschubspannungen, andererseits als Wirkung von $S'_{r+1,u,k}$, $T_{r+1,o,k}$ und $T_{r+1,u,k}$; man erhält dann bei Gleichsetzung, wenn man Gl. (11') und (11) beachtet, eine Gleichung Clapeyronscher Art

$$(14') \quad \nu_{rk} t_{r-1,k} + (\mu_{rk} + \mu_{r+1,k}) t_{rk} + \nu_{r+1,k} t_{r+1,k} = S'_{r+1,u,k} - S'_{rok}$$

für die durch die Beiwerte t_k dargestellten Schubspannungsergebnisse $d \cdot \tau$; sie entspricht der bei schmalen Rechtecken gültigen „Dreischubkräftegleichung“¹. Die Randschubspannungen können also entweder unmittelbar oder aus Gl. (14) und (10') gewonnen werden. Im folgenden soll jedoch nur Gl. (14) ausführlicher betrachtet werden.

Für die praktische Auflösung der Gl. (14) verwenden wir das auch beim durchlaufenden Balken zweckmäßige Verfahren der Festwerte. Wir nehmen demgemäß zunächst an, daß nur eine Scheibe belastet sei, daß also außer S'_{rok} und S'_{ruk} alle S' gleich Null seien. Den wirklichen Zustand erfassen wir dann durch Überlagerung aus den Belastungen der verschiedenen Scheiben r . Als dann sind die Verhältnisse

$$(15a) \quad \varphi_{r-1,k} = S_{r-2,k} : S_{r-1,k}$$

usw. aller Beiwerte „unterhalb“ der Lastscheibe von der Größe der Belastung unabhängig, sind also nur von der Tragwerksform abhängige Festwerte. Ähnlich setzen wir

$$(15b) \quad \psi_{r+1,k} = S_{r+1,k} : S_{rk}$$

usw. für alle Beiwerte „oberhalb“ der Last. Die Ordnungszahl k des Reihengliedes lassen wir zur Vereinfachung des Schreibwerks im folgenden meist weg. Die Beziehung zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Festwerten φ erhalten wir, wenn wir in Gl. (14) die Ordnungszahl r um 1 erniedrigen und die rechte Seite null setzen, aus

$$D_{r-1} \varphi_{r-1} \varphi_r + (E_{r-1} + E_r) \varphi_r + D_r = 0$$

zu

$$(16) \quad \varphi_{rk} = -\frac{D_{rk}}{\varphi_{r-1,k} D_{r-1,k} + E_{r-1,k} + E_{rk}};$$

ähnlich wird

$$(16') \quad \psi_{rk} = \frac{D_{rk}}{\psi_{r+1,k} D_{r+1,k} + E_{r+1,k} + E_{rk}}.$$

Den ersten Festwert erhält man aus den Randbedingungen bei $r = 0$ oder $r = n$. Eine freie Kante $r = 0$ kann man durch Annahme eines dort anschließenden unendlich dünnen Feldes versinnbildlichen; man erhält dann mit $d_0 = 0$, $D_0 = E_0 = 0$, aus Gl. (16)

$$\varphi_{1,k} = -\frac{D_{1k}}{E_{1k}} = -\frac{\delta_{1k}}{\epsilon_{1k}}$$

und ähnlich für ψ ; für schmale Scheiben mit $\gamma \rightarrow 0$ wird, wie bekannt, $\varphi_1 = -1/2$. Ist umgekehrt das Faltwerk bei $r = 0$ mit einem Konstruktionsteil verbunden, der so widerstandsfähig gegen Verformung ist, daß er praktisch die Biegespannung σ_0 auf null herabdrückt, so erfassen wir dies durch die Annahme unendlicher

Dicke, $d_0 = D_0 = E_0 = \infty$ und erhalten

$$\varphi_{1k} = 0.$$

Über den Einfluß einer Anschlußscheibe mit sehr großer Höhe, aber normaler Dicke siehe später.

Durch zweimalige Aufstellung von Gl. (14) finden wir weiter für das nur in Feld r belastete Faltwerk

$$D_{r-1} \varphi_{r-1} S_{r-1} + (E_{r-1} + E_r) S_{r-1} + D_r S_r = E_r S'_{ru} + D_r S'_{ro}$$

$$D_r S_{r-1} + (E_r + E_{r+1}) S_r + D_{r+1} \psi_{r+1} S_r = D_r S'_{ru} + E_r S'_{ro}.$$

Die Auflösung liefert, wenn man nach Gl. (16) φ_{r-1} durch φ_r und ψ_{r+1} durch ψ_r ausdrückt

$$(17) \quad S_{r-1,k} = -\varphi_{rk} \frac{(D_{rk} \psi_{rk} + E_{rk}) S'_{ruk} + (D_{rk} + E_{rk} \psi_{rk}) S'_{rok}}{D_{rk} (1 - \varphi_{rk} \psi_{rk})}$$

und

$$(17') \quad S_{rk} = -\psi_{rk} \frac{(D_{rk} + E_{rk} \varphi_{rk}) S'_{ruk} + (D_{rk} \varphi_{rk} + E_{rk}) S'_{rok}}{D_{rk} (1 - \varphi_{rk} \psi_{rk})}$$

Die Randschubspannungen erhält man dann ohne Schwierigkeit aus Gl. (10'a, b). Den Spannungsverlauf im Innern der Scheibe gewinnt man, wenn man nach Gl. (8) die Konstanten von Gl. (2) ermittelt und den hieraus folgenden Spannungszustand demjenigen der freien Scheibe überlagert.

Für einige Sonderfälle ergeben sich zum Teil erhebliche Vereinfachungen. Sind alle Felder gleichartig ausgebildet, so daß

$$D_{rk} = D_{r-1,k} \dots = D_k$$

$$E_{rk} = E_{r-1,k} \dots = E_k,$$

so geht Gl. (14) mit Gl. (1k) über in

$$(14a) \quad S_{r-1,k} + 2\lambda_k S_{rk} + S_{r+1,k} = S'_{urk} + \lambda_k (S'_{rok} + S'_{r+1,u,k}) + S'_{r+1,o,k};$$

$$(16a) \quad \varphi_{rk} = -\frac{1}{\varphi_{r-1,k} + 2\lambda_k}$$

und ähnlich für ψ_{rk} .

Die Auflösung von Gl. (17) geht über in

$$(17a) \quad S_{r-1} = -\varphi_r \frac{(\psi_r + \lambda) S'_{ru} + (1 + \psi_r \lambda) S'_{ro}}{1 - \varphi_r \psi_r}$$

$$(17'a) \quad S_r = -\psi_r \frac{(1 + \varphi_r \lambda) S'_{ru} + (\varphi_r + \lambda) S'_{ro}}{1 - \varphi_r \psi_r}.$$

Für gleichartige Inneneinanderfelder, die weit genug vom Rande ab liegen, wird außerdem unabhängig von r

$$\varphi_{r-1,k} = \varphi_{rk} \dots = \varphi_k.$$

Alsdann erhält man aus Gl. (16a) und (1f, g)

$$(16b) \quad \varphi_k = \psi_k = -\lambda_k + \sqrt{\lambda_k^2 - 1};$$

das Vorzeichen der Wurzel wurde hierbei so gewählt, daß für φ der kleinste Absolutwert entsteht.

Ist schließlich noch die Belastung antisymmetrisch zur x -Achse über die Höhe der r ten Scheibe verteilt, ist also $S'_{rok} = -S'_{ruk}$, so vereinfacht sich Gl. (17a) weiterhin zu

$$S_{r-1,k} = -S_{rk} = -\varphi_k \frac{1 - \lambda_k}{1 + \varphi_k} S'_{rok}$$

oder mit Gl. (16b) und (1d, e, f, g)

$$(17b) \quad S_{rk} = -S_{r-1,k} = \frac{1}{1 + \sqrt{\alpha/\beta}} S'_{rok}.$$

Einige Besonderheiten ergeben sich ferner für die Grenzfälle der sehr schmalen ($\gamma_k \rightarrow 0$) und der stark gedruckten ($\gamma_k \rightarrow \infty$) Scheibe. Die an sich bekannte^{1, 2} Theorie des Faltwerks mit $\gamma_k \rightarrow 0$ ist in der vorstehend entwickelten Theorie natürlich als Sonderfall enthalten. Für den Fall genügend weit nach innen liegender gleichartiger Scheiben wird unabhängig

von k und r

$$(18a) \quad \varphi = -0,268;$$

die Zahl ist als Festverhältnis des Balkens mit unendlich vielen gleichartigen Feldern bekannt. Ist außerdem die Belastung antisymmetrisch, so liefert Gl. (17b), die hier nicht nur für das einzelne Reihenglied, sondern für die Spannung selbst gilt,

$$(18b) \quad \sigma_r = 0,366 \sigma'_r.$$

Durch den Zusammenhang als Faltwerk wird also die Spannung des Balkens auf etwa den 3. Teil herabgedrückt.

Für eine sehr hohe Scheibe, Abb. 4, mit $\gamma_{rk} \rightarrow \infty$ dagegen wird $c_{rk} = 0$, $c_{rk} \gamma_{rk} = 0$, $\alpha_{rk} = \beta_{rk} = 1$, $\epsilon_{rk} = 1/2$, $\delta_{rk} = 0$, $\lambda_{rk} \infty$; in Gl. (16) wird also der Zähler null, der Nenner endlich, d. h.

$$(19a) \quad \varphi_{rk} = 0;$$

dies gilt nach Gl. (16) oder (16b) auch dann, wenn sämtliche Scheiben stark gedungen sind. Das Ergebnis Gl. (19a) läßt sich auch durch das St. Venantsche Prinzip beweisen; denn φ_{rk} beschreibt den Spannungszustand in einer Scheibe, die nur von

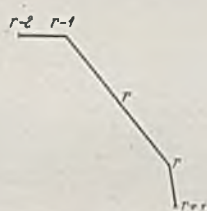


Abb. 4.

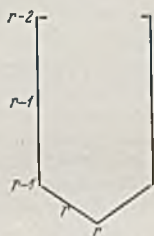


Abb. 5.

Stößen zwei gleich dicke, stark gedrungene Felder r und $r + 1$ zusammen, so erhält man wegen $\delta_{rk} = \delta_{r+1,k} = 0$, $\epsilon_{rk} = \epsilon_{r+1,k} = 1/2$ aus Gl. (14)

$$(19b) \quad \sigma_r = 1/2 (\sigma'_{or} + \sigma'_{u,r+1});$$

es ist also hier weder die Entwicklung der Spannungen in Fourierreihen, noch die Aufstellung einer dreigliedrigen Gleichungsfolge nach Gl. (14) erforderlich.

Gilt ferner für sämtliche Einzelscheiben $\gamma_{rk} \rightarrow \infty$, so erhält man als Wirkung einer antisymmetrischen Belastung des r^{ten} Feldes aus Gl. (17b) oder Gl. (19b)

$$(19c) \quad \sigma_r = -\sigma_{r-1} = 1/2 \sigma'_{or};$$

im Gegensatz zum schmalen Rechteck nach Gl. (18b) ist also bei gedungenen Scheiben die Faltwerkswirkung geringer, denn sie setzt die Spannung nur auf die Hälfte herab. Auch dies ist nach dem St. Venantschen Prinzip erklärlich, da die nur durch Schubspannungen beanspruchten Nachbarscheiben nur mit einem kleinen Teil ihrer Höhe zur Wirkung kommen.

Schließt endlich eine Scheibe „ r “ mit endlichen Abmessungen an ein stark gedrunenes Feld „ $r-1$ “ mit $\gamma_{r-1} \rightarrow \infty$ an, so ergibt sich der Festwert für die normale Scheibe aus Gl. (16) wegen $\delta_{r-1,k} = 0$, $\epsilon_{r-1,k} = 1/2$ zu

$$(20) \quad \varphi_{rk} = - \frac{\delta_{rk}}{\frac{d_{r-1}}{2 d_r} + \epsilon_{rk}}.$$

Es wird also nicht, wie man vielleicht erwarten könnte, die Spannung des normalen Feldes r in der gemeinsamen Kante $r-1$ durch den dort wirkenden Widerstand der unendlich hohen Scheibe $r-1$ auf Null herabgedrückt, wiederum deshalb, weil die hohe Scheibe nicht mit ihrer vollen Höhe wirkt.

Dagegen sahen wir bei Besprechung der Randbedingungen, daß

am Anschluß an eine unendlich dicke Scheibe $r-1$ unabhängig von deren Höhe $\varphi_r = 0$ wird. Allerdings wirkt bei sprunghaftem Wechsel der Scheibenstärke die vergrößerte Dicke in der Nähe des Anschlusses noch nicht voll mit, so daß die Wirklichkeit mehr oder weniger von diesem Ergebnis abweichen wird.

Zum Schluß sei noch am Beispiel von bestimmten Belastungen der Einfluß des Schlankheitsgrades der Einzelscheiben auf die Faltwerkswirkung zahlenmäßig verfolgt und dadurch anschaulich gemacht. Ein Faltwerk habe eine große Anzahl gleicher Felder von der Höhe h und der Spannweite l ; eines dieser Felder sei feldweise in entgegengesetzter Richtung mit p je Längeneinheit belastet, so daß die Periode $L = 2l$ beträgt; die Lasteintragung erfolge mit je $p/2$ an den beiden Kanten. Für die freie Einzelscheibe würde man nach der elementaren Balkenbiegelehre als Biegespannung erhalten

$$(21) \quad \sigma_B = \frac{p l^2}{8} : \frac{d h^2}{6} = 0,75 \frac{p l^2}{d h^2}.$$

Für gedrungene Scheiben ist der Fall früher³ von mir behandelt worden. Die dabei erhaltenen Spannungen σ_B lassen sich in der Form

$$(22) \quad \sigma_B = k_B \sigma'_B$$

darstellen, wobei k_B die Abweichung von der Navierschen Annahme wiedergibt. Es ergibt sich für

$$h : l = \infty \quad 0$$

$$k_B = 0,667 \frac{h^2}{l^2} \quad 1.$$

Der Zusammenhang als Faltwerk liefert zunächst ohne Beachtung des Schlankheitsgrades nach Gl. (18b)

$$(23) \quad \sigma'_F = 0,366 \cdot 0,75 \frac{p l^2}{d h^2} = 0,275 \frac{p l^2}{d h^2}.$$

Für $h : l \rightarrow \infty$ dagegen wird nach Gl. (19c)

$$(24) \quad \sigma_F = 1/2 \sigma_B = 0,5 \cdot 0,667 \frac{h^2}{l^2} \cdot 0,75 \frac{p l^2}{d h^2} = 0,25 \frac{p}{d}.$$

Stellt man wieder die Abweichung infolge der Scheibenhöhe durch einen Beiwert k_F gemäß

$$(25) \quad \sigma_F = k_F \sigma'_F \text{ dar,}$$

so wird für

$$h : l = \infty \quad 0$$

$$k_F = 0,909 \frac{h^2}{l^2} \quad 1.$$

Es ist bei stark gedrungener Scheibe $k_F = 1,365 k_B$, die Abweichungen infolge des Schlankheitsgrades sind also beim Faltwerk bis 36,5% höher als bei der gleich schlanken freien Scheibe.

Die gleichen Verhältnisse mögen noch etwas ausführlicher dargestellt werden für den Fall, daß p nicht an den Kanten, sondern gleichmäßig über die Höhe verteilt als Massenkraft angreift. Für die freie Einzelscheibe habe ich diesen Fall ebenfalls durch Reihenentwicklung⁴ behandelt. Drückt man die Biegespannungen σ_B wieder gemäß Gl. (22) als Vielfaches der Navierschen Spannungen aus, die hier die gleichen sind wie in Gl. (21), so erhält man aus den Ergebnissen der genannten Arbeit für

$$h : l = \infty \quad 3 \quad 2 \quad 1 \quad 1/2 \quad 1/3 \quad 0$$

$$k_B = h/l \quad 2,98 \quad 2,03 \quad 1,275 \quad 1,07 \quad 1,025 \quad 1.$$

Für das Faltwerk errechnen sich die Biegespannungen σ_F nach Gl. (17b), wobei die Werte σ'_{ok} nach den Rechenvorschriften der erwähnten Veröffentlichung zu ermitteln sind. Ohne Rücksicht auf den Schlankheitsgrad dagegen würde man wieder den in Gl. (23) abgeleiteten Wert σ'_F erhalten haben. Setzt man beide wieder nach Gl. (25) in Beziehung zueinander, so ergibt sich für

$$h : l = \infty \quad 3 \quad 2 \quad 1 \quad 1/2 \quad 1/3 \quad 0$$

$$k_F = 1,365 h/l \quad 4,04 \quad 2,75 \quad 1,55 \quad 1,18 \quad 1,06 \quad 1.$$

³ Craemer: Spannungen in wandartigen Balken. Z. angew. Math. Mech. 10 (1930).

⁴ Craemer: Die Beanspruchungen durchlaufender Tragwände durch Massenkraft. Abh. d. Intern. Ver. f. Brücken- u. Hochbau, Bd. 3. Zürich 1935.

Die Abweichung gegenüber dem Geradliniengesetz beträgt also wieder beim Falwerk bis zu 36,5% mehr als bei der freien Scheibe. Den Verlauf der Abweichungen bei verschieden großer Schlankheit erkennen wir durch Bildung des Verhältnisses $k_F : k_B$; es beträgt bei

$$h:l = \infty \quad 3 \quad 2 \quad 1 \quad 1/2 \quad 1/3 \quad 0$$

$$k_F : k_B = 1,365 \quad 1,35 \quad 1,345 \quad 1,215 \quad 1,10 \quad 1,035 \quad 1.$$

Wie eingangs erwähnt, ist in vorstehender Arbeit der Einfluß der Kantenverschiebungen auf die Lastverteilung als für das behandelte Problem meist unbedeutend vernachlässigt worden. Es dürfte aber möglich sein, durch Reihenentwicklung auch eine Lösung für die durch Vereinigung der beiden Fragestellungen entstehende allgemeinere Aufgabe zu finden; eine Einführung von Festwerten ist allerdings dann wohl eben so wenig möglich wie bei Berechnung des durchlaufenden Balkens auf elastisch senkbaren Stützen, so daß die Lösung weit verwickelter wird als die in vorstehender Arbeit.

Eine Vereinfachung der hier entwickelten Lösung läßt sich für nicht zu stark gedrungene Scheiben voraussichtlich dadurch erzielen, daß man die Glieder der trigonometrischen Reihen nochmals in

nach Potenzen von $h:L$ fortschreitende Reihen auflöst und dann die gewonnenen trigonometrischen Teilreihen teilweise geschlossen summiert, so daß eine Potenzreihe entsteht. Für gewisse Fälle konnte der Verfasser durch dieses Verfahren⁵ brauchbare Näherungen ableiten.

Für die praktische Anwendung dürfte noch eine Zusammenfassung des Rechnungsgangs erwünscht sein: Man ermittelt zunächst für jede einzelne Scheibe die Hilfswerte nach Gl. (1); weiter entwickelt man für jede losgetrennt gedachte Scheibe die Biegespannungen längs ihrer Ränder als trigonometrische Reihe nach bereits bekannten Verfahren. Die so erhaltenen Reihenbeiwerte S'_{rk} setzt man in Gl. (14) ein und erhält für jedes $k = 1, 2, 3 \dots$ eine Gleichungsfolge Clapeyronscher Art. Die Auflösung liefert die Beiwerte S_{rk} für die Biegespannungen in den Kanten des Falwerks. Sie kann entweder unmittelbar oder auf Grund der durch Gl. (16) gegebenen Festwerte nach Gl. (17) erfolgen, wie vom durchlaufenden Balken her bekannt.

⁵ Craemer: Die Formänderungen durchlaufender Scheibenträger. Ing.-Arch. 7 (1936).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Hängebrücke über die Hafeneinfahrt von Vancouver.

Eine Hängebrücke von beachtlicher Spannweite wurde im November 1938 in Vancouver (Kanada) dem Verkehr übergeben. Im folgenden wird kurz über einige allgemein interessierende Einzelheiten des Bauwerkes berichtet.

Vancouver, eine Stadt von 250 000 Einwohnern, besitzt in der 16 km langen und durchweg 4 km breiten Burrard-Bucht einen ausgezeichneten natürlichen Hafen. Der Verkehr zwischen den durch die

Als Brückensystem wurde eine Hängebrücke mit Schwergewichtsverankerungen gewählt. Die Spannweite der Mittelöffnung beträgt 472,40 m, die der Seitenöffnungen je 187,25 m. Die Durchfahrthöhe für den Schiffsverkehr wurde auf 64 m über dem höchsten Wasserstand festgelegt. Die Stahlpylone sind 118 m hoch. An das Nordende der Hängebrücke schließen sich 25 Stahlüberbauten von insgesamt 659 m Länge an. Die Gesamtlänge des Bauwerkes beläuft sich auf 1859 m (Abb. 1).

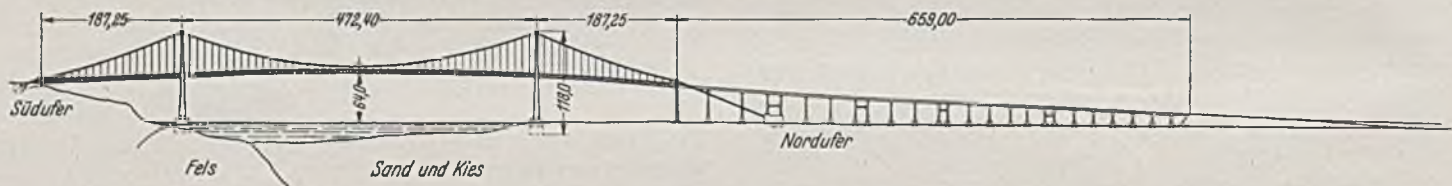


Abb. 1. Gesamtübersicht.

Bucht getrennten Stadtteilen und Hafenanlagen erfolgte früher mittels Fährbetrieb und über eine Brücke bei Second Narrows im Osten der Stadt, wo die Bucht sich stark verengt. Die Fahrt über diese Brücke war jedoch mit einem beträchtlichen Umweg verbunden. Dieser Umstand und die Unzulänglichkeiten des Fährbetriebes führten zum Bau



Abb. 2. Blick auf das Südende der Brücke.

einer zweiten Straßenbrücke bei First Narrows am Eingang zur Burrard-Bucht.

Mit dem Bau der Hängebrücke, die bei der Einweihung den Namen „Löwentorbrücke“ erhielt, wurde im April 1937 begonnen. Ende 1938 war die eigentliche Montage beendet, die ergänzenden Arbeiten zogen sich noch bis Mitte 1939 hin. Die Kosten des Stahlüberbaues belaufen sich auf rd. 3,5 Mio. Dollar, die Gesamtkosten auf rd. 6 Mio. Dollar. Die Tilgung der Baukosten soll durch Brückenzoll erfolgen.

Die Fahrbahn ist mit 8,95 m Breite zwischen den Schrammborden für dreispurigen Verkehr reichlich bemessen. Da kein starker Fußgängerverkehr zu erwarten ist, sind die Fußwege nur 1,25 m breit gehalten.

Der nördliche Pylon ruht auf einem Pfeiler von 14,6 m Breite und 51,8 m Länge. Die Pfeilergründung, die bis auf 22,85 m unter Gelände (19,80 m unter NNW)hinabführt, war in dreimonatiger Arbeit ohne besondere Erschwernisse beendet. Der Pfeiler steht auf tragfähigem Sand und grobem Kies. Die Gründung am Südufer gestaltete sich wegen der mit den Gezeiten wechselnden heftigen Strömung erheblich schwieriger. Der Pfeiler wurde in zwei völlig voneinander getrennte Senkkästen aufgelöst, die am Ufer zusammengebaut und dann auf dem Wasserwege zur Baustelle geschleppt wurden. Da anfangs mit größeren Hemmnissen beim Absenken gerechnet wurde, waren die Senkkästen so eingerichtet, daß notfalls eine Druckluftgründung hätte vorgenommen werden können.

Für die Stahlkonstruktion der Brücke wurde ein Stahl von 4,2 bis 5,2 t/cm² Bruchfestigkeit und einer Elastizitätsgrenze von 2,4 t/cm² verwendet. Die Drahtseile des Kabels bestehen aus kaltgezogenen Drähten mit einer zulässigen Beanspruchung von 6,3 t/cm². Dieser Wert übertrifft die zulässige Zugspannung in den Drähten der vor einiger Zeit erbauten beiden großen Hängebrücken in USA., der San-Francisco-Oakland-Bay-Brücke (l = 704 m) und der Brücke über das Goldene Tor bei San Francisco (l = 1280,2 m), wo mit 5,77 t/cm² gerechnet wurde. Die höhere zulässige Beanspruchung wird hier mit der besonders sorgfältigen Herstellung und Prüfung begründet.

Die Ständer der Pylone sind zur Erzielung einer genügenden Seitensteifigkeit gespreizt, und zwar wächst ihr gegenseitiger Abstand von 12,20 m an der Spitze auf 21,35 m im Auflager am Unterbau. Der Ständerquerschnitt wird durch drei Zellen gebildet, von denen die innere gleichbleibenden Querschnitt aufweist. In ihr sind Steigleitern eingebaut, die später durch Aufzüge ersetzt werden können. Die beiden Zellen vor und hinter der inneren Zelle (in Richtung Brückenachse gesehen) verjüngen sich von unten nach oben. Beide Ständer sind durch Querriegel und Kreuze miteinander verbunden. Für die Art der Ausfachung waren in erster Linie architektonische Gesichtspunkte maßgebend. Besonders wurde darauf geachtet, daß nirgends störende Überschneidungen der Vergitterungen sichtbar wurden. Die Verbindung des Ständers mit dem Unterbau erfolgt über eine 18 t schwere Stahlplatte, die mit zahlreichen Bolzen im Beton verankert ist (Abb. 3).

Die Tragkabel enthalten je 61 Drahtseile von je 36,5 mm \varnothing . Die rechnerische Bruchlast beträgt rd. 2900 t. Bei der Prüfung mußten die Drahtseile das Doppelte der später zu erwartenden Belastung tragen. Jedes Drahtseil besteht aus 47 Runddrähten. Acht Drähte bilden den Kern der Litze, der von drei Lagen zu je 7, 13 und 19 Drähten umhüllt wird. Das fertige Tragkabel besitzt einen Durchmesser von 37 cm.

Die 61 Litzen wurden zu einem sechseckigen Querschnitt zusammengefügt, der durch Füllstücke aus imprägniertem Zedernholz auf Kreisform gebracht wurde. Zum Schutz gegen äußere Einflüsse wurde eine Umwicklung mit weichem, verzinktem Draht vorgenommen.



Abb. 3. Südlicher Pylon im Bau.

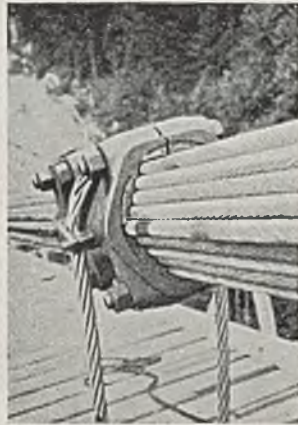


Abb. 4. Kabelschelle.

Bei den Hängeseilen fand das gleiche Drahtmaterial wie beim Tragkabel Verwendung. Die Hängeseile weisen 4,45 cm \varnothing bei 9,75 m gegenseitigem Abstand (Abb. 4).



Abb. 5. Hilfssteg.

Die Verankerung am Südufer ist mit dem Widerlager des Versteifungsträgers zu einem Block zusammengefaßt und bietet nichts Besonderes. Wegen des erheblich tiefer liegenden Geländes auf dem Nordufer wird hier das Kabel in einen Auflagerblock des Rampenbauwerkes geführt. Die geschmiedeten Seilköpfe sitzen in Stahlrahmen, die im Betonklotz eingebettet sind. Die Verbindung zwischen den Ankerbolzen und den Tragkabeln ist so eingerichtet, daß Längenänderungen der Kabel infolge Montageungenauigkeiten ausgeglichen werden können.

Den Versteifungsbalken bildet ein Fachwerkparallelträger mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben. Seine Systemhöhe wurde zu 4,60 m gewählt, so ist in der Mittelöffnung $h: l = 1: 98$, in den Seitenöffnungen $1: 40$. Das Gesamtgewicht des Versteifungsträgers beläuft sich auf 1570 t.



Abb. 6. Kabelsattel.

Die Fahrbahnplatte ist in der Mittelöffnung als Leichtfahrbahn ausgeführt worden. Das Tragwerk für die Fahrbahnplatte besteht aus einem Rost von miteinander verschweißten kleinen T-Trägern (System „Teegrid“), bei dem die Zwischenräume mit Beton ausgefüllt werden. Diese Fahrbahnplatte, die nur 225 kg/m² wiegt, ruht auf dem von den normalen Längs- und Querträgern gebildeten Rost.

Die Überbauten der Rampenbrücke lagern auf stählernen Pendel-

stützen. Mit Rücksicht auf die Längenänderung aus Temperatur sind vier Dehnfugen vorgesehen, die den Überbau in fünf Abschnitte unterteilen. Innerhalb dieser Abschnitte werden die Längskräfte aus Bremsen an ein stählernes Pfeilergerüst abgegeben. Das Längsgefälle beträgt durchweg 4,84%. Als Fahrbahnplatte dient eine Eisenbetonplatte.

[Nach La Technique des Travaux, 15 (1939) S. 529 und L'Ossature Metallique, 9 (1940) S. 101].
Burchard, Linz/Donau.

Die „Tausend Insel“-Brücke über den St. Lorenz-Strom.

Im Gebiet der „Tausend Inseln“ des Lorenz-Stromes rd. 60 km stromabwärts vom Ontario-See wurde im August 1938 ein neuer Ver-

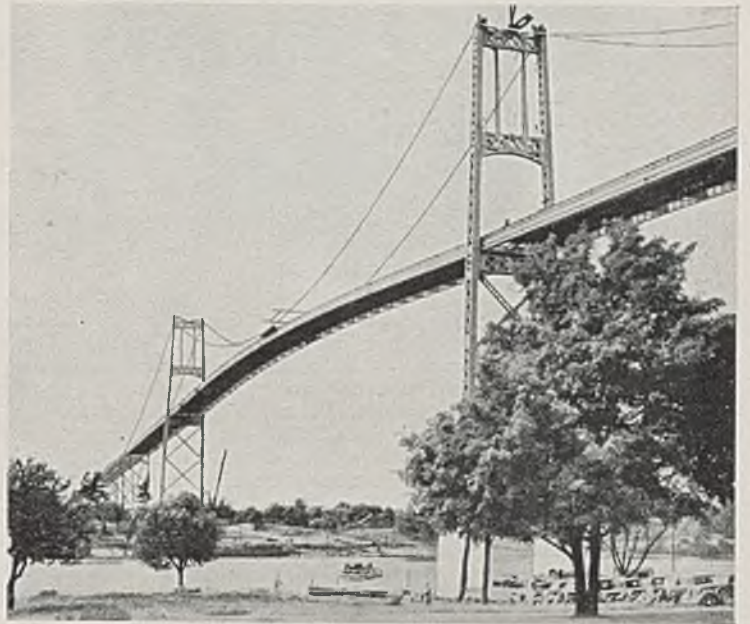


Abb. 1. Hängebrücke über den Amerika-Kanal.

kehrsweg zwischen dem Bundesstaat New-York und der Provinz Ontario (Kanada) eröffnet. Der Straßenzug führt in groß angelegten Windungen mit einer Gesamtlänge von rd. 16 km über die zahlreichen Inseln und weitverzweigten Wasserarme des Stromgebietes. In der Luftlinie sind die Endpunkte der Straße nur 7 km voneinander entfernt. Der Name „Tausend Insel“-Brücke kennzeichnet treffend die Eigenart der Landschaft.

Das Bauwerk dient zur Bewältigung des Ausfliegerverkehrs, der während der letzten Jahre im steigenden Maße in die reizvolle und klimatisch günstige Gegend strömt. Der Fahrbetrieb hatte sich gegenüber den zunehmenden Anforderungen als unzulänglich erwiesen.

An Brückenbauwerken enthält der Verkehrsweg von Süden nach Norden aufeinanderfolgend: eine Hängebrücke über den Amerika-Kanal, eine kleine Betonbogenbrücke über den Wasserarm, der die Grenze zwischen den USA und Kanada bildet, eine Fachwerkbrücke mit zwei Öffnungen von je 90 m Stützweite, eine Stahlbogenbrücke von 117 m Stützweite bei 22 m Pfeil und wieder eine Hängebrücke über den nördlichsten Flußarm, den Kanada-Kanal. Die Gesamtlänge der Brückenbauten beträgt aneinandergereiht 2400 m.

Die Hängebrücke über den Amerika-Kanal erreicht zusammen mit den Rampenbrücken eine Länge von 1350 m bei einer Spannweite von 240 m in der Mittelöffnung und je 105 m in den Seitenöffnungen. Der



Abb. 2. Pylon im Bau.

Schiffahrt steht eine freie Durchfahrthöhe von 45 m zur Verfügung. Das Bauwerk ist als Hängebrücke mit Schwergewichtsverankerungen ausgeführt.

Die Bodenverhältnisse für die Pfeilergründungen waren denkbar günstig, da bei allen Brücken der tragfähige Fels in geringer Tiefe anstand. Nur beim südlichen Widerlager wurde eine Gründung auf Stahlpfehlern erforderlich, deren Länge zwischen 9 und 15 m schwankt. Die

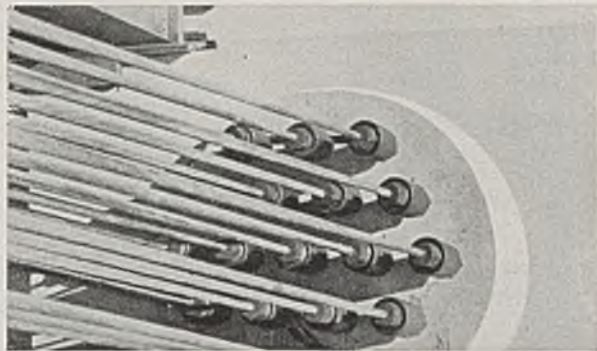


Abb. 3. Anschluß der Drahtseile an die Verankerung.

massiven Betonpfeiler für die Pylonen wurden 6 m über den Wasserspiegel hinausgeführt. Die Stahlpylonen erreichen 71 m Höhe.

Das Tragkabel von 220 mm \varnothing setzt sich aus 37 Drahtseilen zusammen. Der Fahrweg von 6,60 m Breite wird auf beiden Seiten von je 0,90 m breiten Fußwegen eingefasst. Die 11 cm starke Betontafel der Fahrbahn ruht auf einem Rost, der von Hilfsträgern und Längsträgern aus Siliziumstahl gebildet wird. Als Versteifungsträger dient ein Blechträger aus hochwertigem Stahl von 1,80 m Höhe.

Die an die Hängebrücke beidseitig anschließenden Rampenbrücken von je 450 m Länge liegen in einer Längsneigung von 5,5%. Sie besitzen zwei vollwandige Hauptträger, die über drei Felder kontinuierlich durchlaufen. Zur Aufnahme der in Richtung Brückenachse wirkenden Kräfte sind die Endstützen als Eisenbetonrahmen ausgeführt. Bei den Innenstützen kamen Stahlpfeiler zur Anwendung. Auf den Rampenbrücken ist die Fahrbahntafel aus Eisenbeton 20 cm stark gehalten.

Die Hängebrücke über den Kanada-Kanal zeigt die gleichen baulichen Einzelheiten. Abweichungen zeigen sich nur bei der Spannweite der Mittelöffnung (225 m) und bei der Durchfahrthöhe (36 m).

Bei der Fachwerkbrücke handelt es sich um einen symmetrischen Durchlaufträger auf drei Stützen. Der in den Feldern parallel zum Untergurt verlaufende Obergurt ist über der Stütze hochgezogen, wodurch ein wenig befriedigendes Umrißbild des Trägers entsteht. Bei den



Abb. 4. Fachwerkbrücke im Bau.

Füllstäben der Hauptträger, bei den Wind- und Querverbänden ist in typisch amerikanischer Bauweise weitgehend von vergitterten Querschnitten Gebrauch gemacht.

Über die Eisenbetonbrücke von 27 m Stützweite und über den eingespannten Bogen von 117 m Stützweite sind in der unten angegebenen Quelle nähere Einzelheiten nicht angeführt worden.

Die Gesamtkosten des 16 km langen Verkehrsweges belaufen sich auf die verhältnismäßig niedrige Summe von 2,2 Mio. Dollar. Die Kosten sollen durch Brückengelder getilgt werden. Die Gebühr beträgt bei 12,5 Dollar je Fahrzeug die Hälfte der früheren Fahrtaxe. Es wird mit einem jährlichen Verkehr von 500 000 Fahrzeugen gerechnet.

Die Bauzeit hat $2\frac{1}{4}$ Jahre betragen.

[Nach La Techn. d. Trav. 14 (1938) S. 609 u. 15 (1939) Heft 12.]
Burchard, Linz/Donau.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 18. Juli 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 3. M 134 982. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Abdecken von Dehnungsfugen von Brücken. 30. VI. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 6/01. B 176 774. Erfinder: Carl Miedbrodt, Berlin-Tegel. Anmelder: Bamag-Meguini A.-G., Berlin. Anordnung zum Begehen und Bedienen der Bedienungs- und Überwachungsstellen von turmartigen Anlagen, wie Reaktionstürmen, Rieseltürmen u. dgl. 24. XII. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 3/01. K 153 489. Erfinder: Dipl.-Ing. Walter Hendel, Essen. Anmelder: Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verbindung von Kasemattpfatten. 18. II. 39.
- Kl. 80 a, Gr. 14/20. L 98 820. Erfinder: Dipl.-Ing. Oskar von Bohuszewicz, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorf Maschinenbau A.-G., Düsseldorf. Sicherung für Schutzklappen an Rüttelverdichtern. 16. VIII. 39.
- Kl. 80 a, Gr. 49. A 84 207. Erfinder: Hilding Svenson, Hagalund, Schweden. Anmelder: Aktiebolaget Vibro-Betong, Stockholm; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, P. Wirth, Dr. A. Mentzel, Berlin SW 11, Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, M. M. Wirth u. Dr. W. Schalk, Frankfurt a. M. Rüttelvorrichtung. 15. IX. 37. Schweden 1. X. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. V 34 428. Erfinder: Adolf Pratscher, St. Pölten. Anmelder: J. M. Voith, Heidenheim, Brenz. Zwei- oder Mehrklappenwehr. 22. XII. 37.
- Kl. 84 c, Gr. 1. G 100 110. Erfinder, zugleich Anmelder: Fritz Gerlach, Berlin-Lankwitz. Ortsbeweglicher Baugrubenverbau aus Beton- oder Eisenbetonformstücken. 23. V. 39.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 25. Juli 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 37 f, Gr. 1/01. G 92 280. Dr.-Ing. Kurt Gutzeit, München, und Otto Pavel, Berlin-Charlottenburg. Theater. 22. VII. 36.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. A 85 633. Erfinder: Ferdinando Innocenti, Rom. Anmelder: Aktiengesellschaft der Eisen- und Stahlwerke vorm. Georg Fischer, Singen-Hohentwiel. Vorrichtung zum Verbinden der Fußbodendielen von zerlegbaren Tribünen aus Metallkonstruktionen. 23. X. 36.

- Kl. 37 f, Gr. 8. D 81 229. Erfinder: Paul Berner, Friedrichshafen a. B. Anmelder: Dornier-Werke G. m. b. H., Friedrichshafen a. B. Halle mit Kranbahn. 19. IX. 39.
- Kl. 37 f, Gr. 8. M 138 555. Erfinder: Friedrich Duwe, Mainz. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Öffnen und Schließen von Klapptoren von Hallen. 7. VII. 37. Österreich.
- Kl. 40 d, Gr. 1/20. A 88 674. Erfinder: Dr. Roland Irmann, Neuhausen, Schweiz; Anmelder: Aluminium-Industrie Akt.-Ges., Neuhausen, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Harmsen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Vermeidung von Ermüdungsbrüchen an Metallteilen. 24. XII. 38.
- Kl. 42 k, Gr. 32/01. G 95 971. Erfinder: Paul Eicker, Burscheid. Anmelder: Goetzewerk Friedrich Goetze Akt.-Ges., Burscheid b. Köln. Härteprüfmaschine nach Art der Rockwell-Härteprüfer mit einer an der Belastungseinrichtung angeordneten Meßuhr. 3. VIII. 37. Österreich.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. K 154 602. Erfinder: Artur Kiekert, Heiligenhaus. Anmelder: Kiekert & Nieland, Heiligenhaus. Schauloch für Luftschutzraumtüren. 30. V. 39.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. C 55 583. Erfinder: Anton Volz, Ludwigshafen a. Rh. Anmelder: Chemische Fabrik Joh. A. Benckiser G. m. b. H., Ludwigshafen a. Rh. Verfahren zur Verkürzung der Abbindezeit von Zement bzw. Beton. 28. VII. 38.
- Kl. 80 b, Gr. 1/13. I 64 972. Erfinder: Dr. Karl Daimler u. Dr. Heinz Thron, Frankfurt a. M.-Höchst. Anmelder: I. G. Farbenindustrie A.-G., Frankfurt a. M. Verfahren zur Verbesserung von Betonsichtflächen. 27. VI. 39.
- Kl. 80 b, Gr. 8/08. G 94 003. Dr. Victor Moritz Goldschmidt, Oslo. Vertr.: Patentanwälte Dr. Lotterhiser, Frankfurt a. M. u. Dr. M. Eule, Berlin SW 68. Keramischer Baustoff, 28. X. 36. Österreich 20. II. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 17/05. E 51 912. Erfinder: Dr. Rudolf Hayden, Gmunden. Anmelder: Eternit-Werke Ludwig Hatschek, Vöcklabruck, Niederdonau. Verfahren zur Herstellung von faserhaltigem Kunststein von hoher Widerstandsfähigkeit gegen Säuren. 30. XI. 38.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. V 23 067. Dortmunder Union-Brückenbau Akt.-Ges. Dortmund, Schützenwehr; Zus. z. Pat. 670 878. 29. X. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 1. D 77 432. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Paul Döpking, Buenos Aires, Argentinien; Vertr.: Dr. A. Ullrich, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Vorrichtung zum Absteifen von Wänden, insbesondere von Baugrubenwänden. 4. III. 38.