

## Nachträge — Supplements — Annexes<sup>1</sup>

Prof. Dr. Ing. L. KARNER, Zürich:

### Statische und wirtschaftliche Fragen bei der Anwendung von Kabelzugbändern für weitgespannte Bogenbrücken.

Alle Bestrebungen im Großbrückenbau laufen darauf hinaus, durch Anwendung hochwertiger Baustoffe das Eigengewicht zu reduzieren, um die Bauten billiger und wirtschaftlicher zu gestalten. Merkwürdigerweise ist dabei Stahldraht in Form von Kabeln nur bei Hängebrücken verwendet worden, obwohl dieser Baustoff für Bauglieder, die nur auf Zug beansprucht werden, in noch viel weitgehendem Maße zum Bauen herangezogen werden kann. Bei dem Wettbewerb um die neue Rheinbrücke in Köln-Mülheim sind meines Wissens das erstmalig Kabel für das Zugband einer rund 340 m weiten Bogenbrücke vorgeschlagen worden; für diesen speziellen Fall ergab sich für die Hauptträger eine Gewichtsersparnis von 3500 t gegenüber einer Ausführung, in der das Zugband aus dem gleichen Baustoff wie der Bogen, nämlich Si-Stahl, angenommen worden war. Über diesen Entwurf habe ich kurz im Heft 23 der Bautechnik vom 1. Juni 1928 berichtet; er wurde mir Veranlassung, mich eingehend mit der Frage zu beschäftigen, wie sich der Horizontalschub, die im Bogen auftretenden Momente und Normalkräfte, sowie die Gewichte, und damit die Wirtschaftlichkeit solcher Bogen mit Kabelzugbändern im Vergleich zu Ausführungen mit Baustahlzugbändern verhalten.

Die Untersuchung erstreckt sich nur auf Brücken großer Stützweiten von etwa 100 bis 500 m, bei welchen das Eigengewicht die Verkehrslast überwiegt, bzw. meist ein Vielfaches derselben ausmacht; sie erstreckt sich ferner nur auf Bogenformen (Bogenachse, Stich, Konstruktionshöhen usw.) und Querschnittsannahmen, wie sie der Praxis entsprechen. Für die Untersuchung ist ein Vollwandsichelbogen mit an den Kämpfern angreifendem Zugband gewählt worden, weil diese Trägerform der allgemeinen Berechnung leichter zugänglich ist und die bei der Rechnung gewonnenen allgemeinen Ergebnisse ohneweiters auf andere Bogenformen anwendbar sind.

Um die Schlußergebnisse der Untersuchung richtig bewerten zu können, ist ein kurzes Eingehen auf den Gang der Berechnung notwendig, was am besten an Hand der in den Tafeln 1 bis 7 zusammengestellten zeichnerischen Darstellungen und Tabellen möglich ist.

<sup>1</sup> Wegen verspäteten Einganges der Korrekturen konnten die nachfolgenden Vorträge nicht mehr in der Reihe der Vorträge der Sektion „Eisenbau“ aufgenommen werden.

Les épreuves corrigées nous étant parvenues trop tard, les conférences suivantes n'ont pas pu paraître avec les conférences de la section „Constructions en Fer“.

Owing to the late arrival of the proof-sheets the following lectures could not be taken into the lectures of the steel-section.

Tafel 1. Für die in der Praxis bewährten Bogenformen und Abmessungen ist die Achse des Bogens eine Kurve, die zwischen Parabel und Kreisbogen verläuft, die sich durch Kämpfer und Scheitel legen lassen. Das Stichverhältnis  $n = \frac{l}{f_b}$  (siehe Abb. a der Tafel 1) schwankt für Bogen mit Zugband zwischen 6 bis 8, die Untersuchung wurde darüber hinaus für Verhältnisse bis 12 fortgeführt, um das gesetzmäßige Verhalten besser verfolgen zu können. Die Veränderlichkeit der Bogenquerschnitte und der zugehörigen Trägheitsmomente, bezogen auf die Scheitelwerte  $F_s$  und  $J_s$ , sind in der Abb. b der Tafel 1 zusammengestellt, wie sie Brückenauführungen entsprechen. Wir wenden uns zuerst der Bestimmung der statisch

Tafel 1

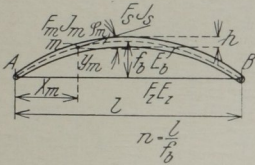


Abb. a

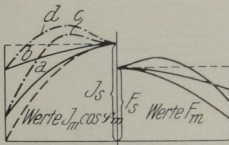


Abb. b

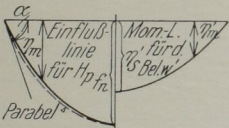


Abb. c

$$H_p = \frac{\int_0^l \frac{M_m y_m ds}{E_b J_m}}{\int_0^l \frac{y_m^2 ds}{E_b J_m} + \int_0^l \frac{\cos^2 \varphi_m ds}{E_b F_m} + \frac{l}{E_z F_z}}$$

$$w = \frac{\lambda}{6 E_b} w' ; W' = \left[ \frac{(y_m - 1 + 2y_m)}{J_m \cos \varphi_m} + \frac{y_m + 1 + 2y_m}{J_m + 1 \cos \varphi_m + 1} \right]$$

Momentenlinie f. d. Bel. „w“

$$H_p = \frac{N = \sum y_m w_m + \sum \frac{\lambda \cos \varphi_m}{E_b F_m} + \frac{l}{E_z F_z}}$$

Verlauf des $J_m$	$\frac{1}{2} \sum w'_m$	$\sum y_m w'_m$	$\eta'_s$	$\sum \lambda \eta'_m$	$\frac{\eta'_s}{\sum y w'}$
	$\frac{l}{n J_s}$	$\frac{l^2}{n^2 J_s}$	$\frac{l^2}{n J_s}$	$\frac{l^3}{n J_s}$	$\frac{1}{n}$
a	22,91	36,58	6,75	4,42	1,85
b	20,81	34,13	6,41	4,14	1,88
c	19,71	32,26	6,08	3,92	1,88
d	18,29	30,40	5,78	3,70	1,90

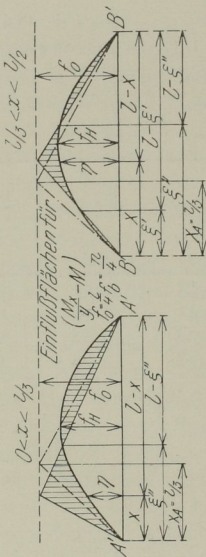
$$f_H = \frac{(0,113 \text{ bis } 0,096) \frac{l^2}{n J_s}}{N = (0,610 \text{ bis } 0,507) \frac{l^2}{n^2 J_s} + \frac{1}{F_s} + \frac{1}{F_z} \cdot \frac{E_b}{E_z}}$$

$$H_g = g \frac{(0,073 \text{ bis } 0,061) \frac{l^3}{n J_s}}{N = (0,610 \text{ bis } 0,507) \frac{l^2}{n^2 J_s} + \frac{1}{F_s} + \frac{1}{F_z} \cdot \frac{E_b}{E_z}}$$

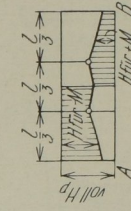
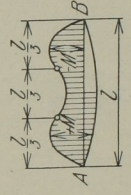
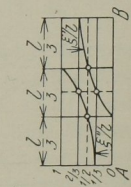
unbestimmten Größe, dem Horizontalschub zu und bestimmen mit Hilfe von „w“ Gewichten die Werte für den Horizontalschub H und für die Mittelordinate  $f_H$  der H-Linie. Diese Werte ergeben sich als Funktion der Stützweite und des Bogenstiches und sind ferner abhängig von den Querschnitts- und Festigkeitsgrößen der Schnitte im Bogenscheitel und im Zugband. Es ist bemerkenswert, daß, abgesehen von den angegebenen Variablen, der Horizontalschub nur innerhalb geringfügiger Zahlenwerte schwankt, wenn auch die Veränderlichkeit der Bogenträgheitsmomente recht groß ist.

Tafel 2. Um die noch unbekanntnen Größen in den Gleichungen für den Horizontalschub zu bestimmen, nehmen wir in bekannter Weise Einflußlinien für die Momente an und erhalten unter vorläufiger Voraussetzung einer Parabel für die H-Linie bei der Bestimmung für die Einflußflächen  $M_x = \left( \frac{M_x}{j} - H \right) y$  für die  $\frac{M_x}{j}$ ,

Tafel 2



$f_H \cong (0,184 \text{ bis } 0,190) n$	$H_g \cong 0,120 gl n$	$F_{\Delta} = \frac{1}{2} f_0 l - \frac{H_g}{g}$	$\text{tga} = \frac{4 f_H}{l} (\cong 0,736 \text{ bis } 0,76) \frac{n}{l}$	$x A = \frac{f_0}{\text{tga}} \cong \frac{l}{3}$
$\xi'' = \frac{l}{3} \frac{l}{(l-x)}$	$l - \xi'' = \frac{l}{3} \frac{2l-3x}{l-x}$		$\xi' = \frac{l}{3} \frac{l}{x}$	$l - \xi' = \frac{l}{3} x$
$+ M_x^{S''} = + \frac{4p}{nl} \left[ + F_{\Delta} x (l-x) + \frac{2}{8I} f_H l \frac{(2l-3x)^3 x}{(l-x)^2} \right]$				$+ \frac{(3x-l)^3 (l-x)}{x^2} + \frac{2 f_H l \left\{ (3x-l)^3 (l-x) + \frac{(2l-3x)^3 x}{(l-x)^2} \right\}}{x^2}$
$- M_x^{L-S''} = - \frac{4p}{nl} \left[ + F_{\Delta} x (l-x) + \frac{2}{8I} f_H l \frac{(2l-3x)^3 x}{(l-x)^2} \right]$				$- \frac{4p}{nl} \left[ + F_{\Delta} x (l-x) - \frac{2}{8I} f_H l \left\{ (3x-l)^3 (l-x) + \frac{(2l-3x)^3 x}{(l-x)^2} \right\} \right]$
$H_x^{S''} = \frac{2}{3} p f_H l \left[ \frac{I}{27} \frac{l^2 (7l-9x)}{(l-x)^3} \right]$				$\frac{I}{27} \frac{(3x-l)^2 (3x+2l)}{x^3} + \frac{I}{27} \frac{(2l-3x)^2 (5l-3x)}{(l-x)^3}$
$H_x^{L-S''} = \frac{2}{3} p f_H l \left[ \frac{I}{27} \frac{l^2 (7l-9x)}{(l-x)^3} \right]$				$\frac{I}{27} \frac{l^2 (9x-2l)}{x^3} - \frac{I}{27} \frac{(2l-3x)^2 (5l-3x)}{(l-x)^3}$



die vom statisch bestimmten Hauptsystem, dem freiaufliegenden Träger, herrühren, an der Stelle  $x$  den konstanten Wert  $f_0 = \frac{n}{4}$ . Es ergeben sich zweierlei Arten von Einflußlinien, solche mit einer und solche mit zwei Lastscheiden. Die Grenze zwischen beiden bildet jene Stelle, bei der die Einflußlinie von  $\frac{M_x}{f}$  Tangente an die Parabel von  $H$  ist. Nicht nur für die von uns angenommene Parabel, sondern auch für alle praktischen Werte der  $H$ -Linie liegt dieser Grenzwert bei  $x_A = \frac{l}{3}$ .

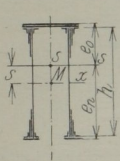
Tafel 3

$h = l/50$

$f_{st} = \alpha (f_0 + f_u)$

$F_s = f_0 + f_u + f_{st} = (1 + \alpha) (f_0 + f_u)$

$J_x = \frac{h^2}{4} \left[ f_0 + f_u + \frac{f_{st}}{2} \right] = \frac{h^2}{4} F_s \frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha}$



$s = \frac{(f_0 - f_u) \frac{h}{2}}{F_s} = \beta \frac{h}{2}$

$J_s = J_x - F_s \cdot s^2 = F_s \frac{h^2}{4} \left\{ \frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha} - \beta^2 \right\}$

$N = \frac{l^2}{15000 J_s} \left\{ (9150 \text{ bis } 7600) \frac{1}{n^2} + 1 + \frac{F_s}{F_z} \cdot \frac{E_b}{E_z} \right\}$

$\alpha$	$\frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha}$	$\beta$	$\beta^2$
3	0,617	$\frac{1}{20}$	0,0025
2	0,667	$\frac{1}{15}$	0,0045
1,5	0,700	$\frac{1}{10}$	0,0100
1,0	0,750	$\frac{1}{5}$	0,0400
0,5	0,830	$\frac{1}{4}$	0,0625

$\left( \frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha} - \beta^2 \right) \cong 0,67$

$J_s = F_s \frac{l^2}{10000} \cdot 0,67$

$10000 J_s = 0,67 F_s \cdot l^2$

$F_s = 15000 \frac{J_s}{l^2}$

$M_{g+p}^s = (g + p) F \frac{Al}{n} = (g + p) 0,005 l^2$

$e_o^s = \frac{h}{2} - s = \frac{h}{2} (1 - \beta)$

$\sigma_b \text{ zul.} = \frac{M_s}{W_o} + \frac{H_s}{F_s}$

$H_{g+p}^s = (g + p) 0,120 ln$   $W_o^s = \frac{J_s}{e_o} = \frac{h}{2} F_s \frac{\left( \frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha} - \beta^2 \right)}{1 - \beta}$   $\left( \frac{1 + \frac{\alpha}{2}}{1 + \alpha} - \beta^2 \right) : (1 - \beta) \cong 0,84$

$h_b =$  Konstruktionskoeffizient d. Bogens  
 $k_z =$  „ „ d. Zugbandes

$\sigma_b \text{ zul.} =$  zulässige Spannung für den Bogen  
 $\sigma_z \text{ zul.} =$  „ „ „ d. Zugband

$F_s = k_b \frac{(g + p) l}{\sigma_b \text{ zul.}} (0,15 + 0,12 n)$

$\frac{F_s}{F_z} = \frac{k_b}{k_z} \cdot \frac{\sigma_z \text{ zul.}}{\sigma_b \text{ zul.}} \cdot \frac{1}{n} (1,25 + n)$

$E_b = E_z$

$F_z = k_z \frac{(g + p) l}{\sigma_z \text{ zul.}} (0,12 n)$

$N = \frac{l^2}{15000 J_s} \left\{ (9150 \text{ bis } 7600) \frac{1}{n^2} + 1 + \frac{k_b}{k_z} \cdot \frac{\sigma_z \text{ zul.}}{\sigma_b \text{ zul.}} \cdot \frac{1}{n} (1,25 + n) \right\}$

$f_H = \frac{l^2}{N} (0,113 \text{ bis } 0,096) n J_s$

Wenn wir ferner für die erste angenäherte Berechnung den Einfluß des Zugbandes auf den Horizontalschub vernachlässigen, was, wie wir später sehen werden, durchaus berechtigt ist, so erhalten wir einfache Rechnungsunterlagen für die Auswertung der Einflußlinien. Als Belastung legen wir gleichmäßig verteiltes Eigengewicht  $g$  und gleichmäßig verteilte Verkehrslast  $p$  zugrunde.

Belastungslängen, Maximalmomente und Maximalnormalkräfte ergeben Beziehungen, die auf der Tafel 2 zusammengestellt sind und deren Verlauf wir den graphischen Darstellungen entnehmen können.

Tafel 3. In der oberen Hälfte dieser Tafel sehen wir eine Beziehung zwischen der Fläche  $F_s$  und dem Trägheitsmoment  $J_s$  für den Scheitelquerschnitt des Bogens ermittelt, die, für praktische Verhältnisse abgeleitet, eine wesentliche Vereinfachung des Nenners  $N$  der für den auf Tafel 1 ermittelten Ausdruck für  $H$  ergibt. Für Bogen großer Stützweiten läßt sich ferner der Nachweis erbringen, daß für die Dimensionierung von  $F_s$  Vollbelastung maßgebend ist; wir ermitteln damit die Werte für  $F_s$  und  $F_z$ , letzteres die Querschnittsfläche des Zugbandes unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen der verschiedenen Baustoffe und der Konstruktionskoeffizienten, die den Einfluß der Temperatur, der Windkräfte, Nietabzüge und Nebenspannungen aller Art berücksichtigen. Da wir nur Zugbandausführungen in hochwertigem Stahl und in Kabelkonstruktion betrachten, setzen

Tafel 4

I. Bogen: Si St.  $k_b = 1,5$   $\sigma_b \text{ zul.} = 2100 \text{ kg/cm}^2$  Zugband: Si St.  $k_z = 1,35$   $\sigma_z \text{ zul.} = 2100 \text{ kg/cm}^2$

mittlerer Einfluß auf den Horizontalschub in ‰				
$N = \frac{l^2}{15000 I_s} \left\{ \begin{array}{l} 254 \text{ bis } 211 \\ 143 \text{ ,, } 119 \\ 92 \text{ ,, } 76 \\ 64 \text{ ,, } 53 \end{array} \right. + 1 + \left. \begin{array}{l} 1,35 \\ 1,29 \\ 1,25 \\ 1,23 \end{array} \right\}$	Bogen	Zugband	zusammen	$n$
	Werte: abhängig von Bogenform und Dimension	0,43	0,58	1,0‰
0,76		0,98	1,7‰	8
1,19		1,49	2,7‰	10
1,70		2,08	3,8‰	12

II. Bogen: Si St.  $k_b = 1,5$   $\sigma_b \text{ zul.} = 2100 \text{ kg/cm}^2$  Zugband: Kabel  $k_z = 1,0$   $\sigma_z \text{ zul.} = 6000 \text{ kg/cm}^2$

mittl. Einfluß auf den Horizontalschub in ‰					
$N = \frac{l^2}{15000 I_s} \left\{ \begin{array}{l} 254 \text{ bis } 211 \\ 143 \text{ ,, } 119 \\ 92 \text{ ,, } 76 \\ 64 \text{ ,, } 53 \end{array} \right. + 1 + \left. \begin{array}{l} 5,21 \\ 4,98 \\ 4,86 \\ 4,72 \end{array} \right\}$	Bogen	Zugband	zusammen	Differenz $B/A$	$n$
	Werte: abhängig von Bogenform und Dimension	0,43	2,23	2,7‰	1,7‰
0,76		3,80	4,6‰	2,9‰	8
1,19		5,79	7,0‰	4,3‰	10
1,70		8,00	9,7‰	5,9‰	12

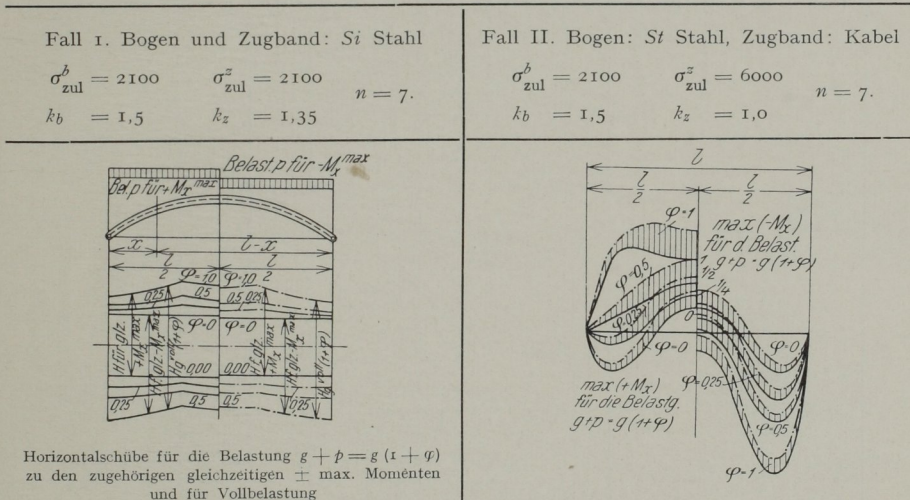
wir der Einfachheit wegen die Elastizitätsmoduli gleich und erhalten schließlich für den Nenner  $N$  der  $H$ -Gleichung einen einfachen Wert, der innerhalb gewisser Zahlengrenzen für alle angegebenen praktischen Möglichkeiten Gültigkeit hat. Die letzte Gleichung der Tafel 3 für  $f_H$  ermöglicht die genaue Rechnung dieses Wertes, wobei die Grenzzahlen im Zähler und Nenner korrespondieren.

Tafel 4. Nach unseren bisher allgemein gültigen Vorbereitungen wenden wir uns zwei praktischen Vergleichsfällen zu. Der weiterhin als Fall I bezeichnete Bogen mit Zugband hat für beide Bauteile Si-Stahl mit einer zulässigen Spannung von 2100 kg/qcm, der Konstruktionskoeffizient für den Bogen beträgt 1,5, für das Zugband 1,35. Beim Fall II gelten für den Bogen die gleichen Annahmen wie bei Fall I, dagegen haben wir für das Kabelzugband eine zulässige Spannung von 6000 kg/qcm gewählt, während der Konstruktionskoeffizient 1,0 ist. Für die Stichverhältnisse  $n = 6, 8, 10$  und  $12$  sind nun die verschiedenen Werte für den Nenner des Horizontalschubs für beide Fälle zusammengestellt. Die Zahlen der ersten vertikalen Doppelkolonne stellen den Einfluß der Momente des Bogens dar, wobei die praktischen Fälle zwischen den beiden gegebenen Grenzwerten von Bogenform und Dimensionierung (siehe Tafel 1) abhängig sind. Der Wert 1 stellt in allen Fällen

den Einfluß der Normalkräfte des Bogens dar, während die nächste Zahlenreihe vom Zugband herrührt. Wenn wir auf den ersten Blick bereits feststellen, daß der Zugbandeinfluß auf den Nenner  $N$  und damit auf den Horizontalschub  $H$  sehr gering ist, so sehen wir weiter, daß beim Kabelzugband der Einfluß wächst, jedoch nicht von allzu großer Bedeutung ist. Für mittlere Verhältnisse geben die Tabellen der Tafel 4 den Einfluß, den die Normalkräfte des Bogens und des Zugbandes in Prozenten ausüben, wobei für die Praxis nur die Fälle  $n = 6$  bis  $n = 8$  in Frage kommen. Schließlich bemerken wir noch, daß bei Kabelzugbändern großer Brücken der Nenner für die angegebenen Grenzen von  $N$  zwischen 1,7 bis 2,9% größer ist, als für solche Fälle, in welchen Bogen und Zugband aus gleichem Material bestehen. Sinngemäß verringert sich somit der Wert des Horizontalschubs für den Fall II.

Tafel 5. Wir sind nunmehr in der Lage, für die beiden Vergleichsfälle unter Benutzung der abgeleiteten Beziehungen Horizontalschübe und Maximalmomente zu er-

Tafel 5  
Maximalmomentenkurve und Horizontalschübe



mitteln und zu vergleichen. Wir greifen den Fall für  $n = 7$  heraus und werten unsere Einflußlinien für das Eigengewicht und für die Verkehrslast  $p = \varphi \cdot g$  aus. Da wir angenommen haben, daß die Eigengewichtslast bei großen Brücken überwiegt, untersuchen wir Fälle für  $\varphi = 1,0 - 0,5 - 0,25$  u. 0. Im ersten Falle sind  $g$  und  $p$  gleich, im zweiten  $p = \frac{1}{2}g$ , im dritten  $p = \frac{1}{4}g$ , während der letzte Fall den Einfluß des Eigengewichtes allein ergibt. Unsere Darstellungen auf Tafel 5 zeigen uns für die verschiedenen Werte  $\varphi$  den Verlauf der Horizontalschübe sowie der maximalen positiven und negativen Momente, und wir sehen, daß bei den Horizontalschüben die Unterschiede sehr gering sind, wenn wir Fall I mit Fall II vergleichen. (Die - - - - -Linien beziehen sich in der Darstellung auf den Fall II, die ———— Linie auf den Fall I.) Bei den Maximalmomentenkurven sind die Unterschiede wesentlich größer und sie wachsen naturgemäß mit zunehmendem  $\varphi$ .

Tafel 6. Da uns neben den Vergleichen der statischen Größen vor allem die Frage nach den Gewichten und der Wirtschaftlichkeit interessiert, verfolgen wir in der Tafel 6 die Vergleichsrechnungen für den Fall I und II weiter. Zunächst stellen wir fest, daß trotz der zum Teil wesentlichen Unterschiede in den Maximalmomenten

für die maßgebende Dimensionierung des Bogenscheitels Vollbelastung auch beim Kabelzugband maßgebend bleibt und daß sich dabei auch keine bedeutenden Abweichungen im Verlauf der Querschnittsflächen und Trägheitsmomenten ergeben, diese vielmehr auch in den Grenzen bleiben, wie sie Tafel 1 angibt und für welche

Tafel 6

Fall I: $\sigma_b$ zul. = 21 000 t/qm $k_b = 1,5$ $n = 7$ $\sigma_z$ zul. = 21 000 t/qm $k_z = 1,35$		Fall II: $\sigma_b$ zul. = 21 000 t/qm $k_b = 1,5$ $n = 7$ $\sigma_z$ zul. = 60 000 t/qm $k_z = 1,0$	
$g_k$ = Gewicht der Fahrbahn, Verbände usw. $p$ = Belastungswert für Verkehrslast $g'_b$ = Bogengewicht $g'_z$ = Zugbandgewicht $g^I$ = Eigengewicht = $g_k + g'_b + g'_z$		$g_k$ = Gewicht der Fahrbahn, Verbände usw. $p$ = Belastungswert für Verkehrslast $g''_b$ = Bogengewicht $g''_z$ = Zugbandgewicht $g''^I$ = Eigengewicht = $g_k + g'_b + g''_z$	
$t^I_H = 1,304$		$t^{II}_H = 1,270$	
$H^{voll}_{g^I+p} = 0,839 (g_k + p + g'_b + g'_z) l$ $M^{sI}_{g^I+p} = 0,005 (g_k + p + g'_b + g'_z) l^2$ $F^I_s = 0,000071 (g_k + p + g'_b + g'_z) l$ $F^I_z = 0,000076 (g_k + p + g'_b + g'_z) l$		$H^{voll}_{g''^I+p} = 0,817 (g_k + p + g''_b + g''_z) l$ $M^{sII}_{g''^I+p} = 0,008 (g_k + p + g''_b + g''_z) l^2$ $F^{II}_s = 0,000054 (g_k + p + g''_b + g''_z) l$ $F^{II}_z = 0,000014 (g_k + p + g''_b + g''_z) l$	
$(g'_b + g'_z) = (g_k + p) \frac{0,00098 l}{1 - 0,00098 l} = (g_k + p) s^I$ $g^I = (g_k + p) b^I; g'_z = (g_k + p) z^I; g^I = g_k (1 + s^I) + p s^I$		$(g''_b + g''_z) = (g_k + p) \frac{0,00071 l}{1 - 0,00071 l} = (g_k + p) s^{II}$ $g''^I = (g_k + p) b^{II}; g''_z = (g_k + p) z^{II}; g''^I = g_k (1 + s^{II}) + p s^{II}$	
$g^I_b - g^I_z = (g_k + p) (b^I - z^I)$		$g''^I_b - g''^I_z = (g_k + p) (z^I - s^{II})$	
$l$	$s^I$	$b^I$	$z^I$
	$s^{II}$	$b^{II}$	$z^{II}$
	$\frac{s^I - s^{II}}{s^I}$	$\frac{b^I - b^{II}}{b^{II}}$	$\frac{z^I - z^{II}}{z^{II}}$
100	0,109	0,076	0,062
200	0,244	0,165	0,139
300	0,416	0,269	0,237
400	0,645	0,395	0,367
500	0,961	0,549	0,547
	43%	30%	3,2%
	48%	32%	0,002
	55%	35%	± 0,0
	62%	39%	± 0,010
	75%	43%	± 0,034
			± 0,085
			± 0,047
			± 0,105
			± 0,180
			± 0,279
			± 0,415
			± 0,012
			± 0,026
			± 0,042
			± 0,062
			± 0,087
			± 0,035
			± 0,079
			± 0,138
			± 0,217
			± 0,328

unsere Grenzwerte Gültigkeit haben. Für die weitere Vergleichsrechnung bezeichnen wir mit  $g_k$  das Gewicht der Fahrbahndecke, des Fahrbahnrotes, der unteren Verbände usw. und mit  $p$  wiederum die gleichmäßig verteilte Verkehrslast. Diese beiden Werte sind für den laufenden Meter eines Hauptträgers bei einmal gewählter Querschnittsanordnung der Brücke konstant und unabhängig von der Stützweite. Dagegen sind  $g_z$ , das Eigengewicht des Zugbandes, und  $g_b$ , das Eigengewicht des Bogens,

Tafel 7

Vergleich der Einheitsgewichte pro lfm	Vergleich der Gesamtgewichte pro Brücke	Vergleich der Gesamtkosten pro Brücke																																																																								
$g_b^I = (g_k + p) \cdot bI$ $g_b^{II} = (g_k + p) \cdot bII$ $g_z^I = (g_k + p) \cdot zI$ $g_z^{II} = (g_k + p) \cdot zII$ $g_b^I + g_z^I = (g_k + p) \cdot sI$ $g_b^{II} + g_z^{II} = (g_k + p) \cdot sII$	$GI = (g_k + p) \cdot sI \cdot l$ $GII = g_k + p) \cdot sII \cdot l$  <table border="1"> <thead> <tr> <th>l</th> <th><math>\frac{GI}{g_k + p}</math></th> <th><math>\frac{GII}{g_k + p}</math></th> <th><math>\frac{GI - GII}{g_k + p}</math></th> <th><math>\frac{GI - GII}{GII}</math></th> <th><math>\frac{GI - GII}{GI}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>100</td><td>10,9</td><td>7,6</td><td>3,3</td><td>43%</td><td>30%</td></tr> <tr><td>200</td><td>48,8</td><td>33,0</td><td>15,0</td><td>45%</td><td>31%</td></tr> <tr><td>300</td><td>124,8</td><td>80,7</td><td>44,1</td><td>54%</td><td>35%</td></tr> <tr><td>400</td><td>258,0</td><td>158,0</td><td>100,0</td><td>63%</td><td>49%</td></tr> <tr><td>500</td><td>480,5</td><td>274,5</td><td>206,0</td><td>75%</td><td>43%</td></tr> </tbody> </table>	l	$\frac{GI}{g_k + p}$	$\frac{GII}{g_k + p}$	$\frac{GI - GII}{g_k + p}$	$\frac{GI - GII}{GII}$	$\frac{GI - GII}{GI}$	100	10,9	7,6	3,3	43%	30%	200	48,8	33,0	15,0	45%	31%	300	124,8	80,7	44,1	54%	35%	400	258,0	158,0	100,0	63%	49%	500	480,5	274,5	206,0	75%	43%	$KI = (g_b^I + g_z^I) \cdot l \cdot E$ $KII = (g_b^{II} + 2 g_z^{II}) \cdot l \cdot E$ $E = \text{Einheitspreis}$  <table border="1"> <thead> <tr> <th>l</th> <th><math>\frac{(g_b^I + g_z^I) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}</math></th> <th><math>\frac{(g_b^{II} + 2 g_z^{II}) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}</math></th> <th><math>D = KI - KII</math></th> <th><math>\frac{D}{g_b^I + 2 g_z^I}</math></th> <th><math>\frac{D}{g_b^{II} + 2 g_z^{II}}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>100</td><td>10,9</td><td>8,8</td><td>2,1</td><td>19%</td><td>24%</td></tr> <tr><td>200</td><td>18,8</td><td>38,2</td><td>10,6</td><td>22%</td><td>28%</td></tr> <tr><td>300</td><td>124,8</td><td>93,3</td><td>31,5</td><td>25%</td><td>34%</td></tr> <tr><td>400</td><td>258,0</td><td>182,8</td><td>75,2</td><td>29%</td><td>41%</td></tr> <tr><td>500</td><td>480,5</td><td>318,0</td><td>162,5</td><td>34%</td><td>51%</td></tr> </tbody> </table>	l	$\frac{(g_b^I + g_z^I) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}$	$\frac{(g_b^{II} + 2 g_z^{II}) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}$	$D = KI - KII$	$\frac{D}{g_b^I + 2 g_z^I}$	$\frac{D}{g_b^{II} + 2 g_z^{II}}$	100	10,9	8,8	2,1	19%	24%	200	18,8	38,2	10,6	22%	28%	300	124,8	93,3	31,5	25%	34%	400	258,0	182,8	75,2	29%	41%	500	480,5	318,0	162,5	34%	51%
l	$\frac{GI}{g_k + p}$	$\frac{GII}{g_k + p}$	$\frac{GI - GII}{g_k + p}$	$\frac{GI - GII}{GII}$	$\frac{GI - GII}{GI}$																																																																					
100	10,9	7,6	3,3	43%	30%																																																																					
200	48,8	33,0	15,0	45%	31%																																																																					
300	124,8	80,7	44,1	54%	35%																																																																					
400	258,0	158,0	100,0	63%	49%																																																																					
500	480,5	274,5	206,0	75%	43%																																																																					
l	$\frac{(g_b^I + g_z^I) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}$	$\frac{(g_b^{II} + 2 g_z^{II}) \cdot l}{(g_k + p) \cdot E}$	$D = KI - KII$	$\frac{D}{g_b^I + 2 g_z^I}$	$\frac{D}{g_b^{II} + 2 g_z^{II}}$																																																																					
100	10,9	8,8	2,1	19%	24%																																																																					
200	18,8	38,2	10,6	22%	28%																																																																					
300	124,8	93,3	31,5	25%	34%																																																																					
400	258,0	182,8	75,2	29%	41%																																																																					
500	480,5	318,0	162,5	34%	51%																																																																					



von der Stützweite abhängig und entsprechende Funktionen von  $(g_k + p)$ . Die Rechnungsergebnisse für den Fall I und II sind in der Tafel 6 zusammengestellt und aus den dort gegebenen Erläuterungen ohneweiters verständlich. Die Zahlenwerte sind für die Stützweiten von 100 bis 500 m ermittelt und zeigen schon auf den ersten Blick die außerordentliche Gewichtsverminderung, die im Fall II also bei der Anwendung von Kabelzugbändern erzielt wird.

*Tafel 7.* Fassen wir die Rechnungsergebnisse der Tafel 6 graphisch zusammen, so erhalten wir im linken Drittel der Tafel 7 einen guten Vergleich der Einheitsgewichte für die beiden untersuchten Brückenformen. Das Gewicht des Kabelzugbandes ist gegenüber dem Stahlzugband ganz außerordentlich niedriger, was aus dem Vergleich der zulässigen Spannungen und der Konstruktionskoeffizienten ohneweiters hervorgeht, wenn wir berücksichtigen, daß der Horizontalschub keine wesentliche Änderung erfährt. Das Gewicht des Bogens dagegen ist bei kleineren Stützweiten im Fall II etwas größer als im Fall I, weil die Maximalmomente im Bogen infolge des verringerten Horizontalschubes zum Teil wesentlich größer werden. Die Gewichtsgleichheit der Bogen zwischen den beiden Brückenformen findet etwas unter 200 m Stützweite statt, von da ab überwiegt die Gesamtgewichtsverminderung der Hauptträger bei Anwendung des Kabelzugbandes derart, daß auch das Gewicht des Bogens allein im Falle II ganz wesentlich zurückgeht. Selbstverständlich ist schließlich das Gesamtgewicht des Hauptträgers infolge der Gewichtsverminderung des Zugbandes auch bei kleinen Stützweiten schon wesentlich geringer als beim Fall I.

Übertragen wir schließlich die ermittelten Einheitsgewichte auf das Gesamtgewicht der Hauptträger jeder Brücke nach Fall I und II, so sehen wir aus der mittleren graphischen Darstellung und aus der Tabelle die ganz besondere Verminderung des Gesamtgewichtes der Hauptträger bei Anwendung von Kabelzugbändern. Insbesondere geben uns die Prozentsätze der Gewichtsverminderung von Fall II gegenüber Fall I, bzw. der Gewichtsvermehrung von Fall I gegenüber von Fall II deutlich die technische und wirtschaftliche Überlegenheit des Kabelzugbandes bei größeren Stützweiten zu erkennen.

Im rechten Drittel der Tafel 7 schließlich ist auf gleicher Basis ein wirtschaftlicher Vergleich der Kosten der Hauptträger nach Fall I und II vorgenommen. Dabei sind die Kosten für die Baustahlkonstruktion zu 1 und die des Kabelzugbandes zu 2 je Tonne eingesetzt und wir können bei diesem rohen Vergleich, besonders auch wieder bei der Darstellung in Prozentsätzen, die außerordentlichen Ersparnisse und die überwältigende Kostendifferenz bei der Anwendung von Kabel ersehen.

### *Zusammenfassung.*

Nach unserer kurzen Erläuterung über die Art der Untersuchung und unter Hinweis auf die konstruktiven Möglichkeiten, die in den schon erwähnten Aufsatz in der Bautechnik zusammengestellt sind, fassen wir das Ergebnis der Untersuchung wie folgt zusammen.

1. Bei Bogenbrücken großer Stützweiten, bei welchen die Anordnung eines Zugbandes notwendig wird und bei welchen das Eigengewicht und die Verkehrslast außerordentliche Größe annehmen und erstere überwiegt, empfiehlt sich die Anwendung von Stahlkabeln für das Zugglied aus konstruktiven, technischen und wirtschaftlichen Gründen. Bei der Anordnung von Stahlzugbändern, also bei Verwendung des gleichen Baustoffes wie für den Bogen, ergeben sich unter obiger Voraussetzung äußerst große Querschnitte, die oft kaum mehr bemeistert werden können und deren Anordnung außerordentliche Nebenspannungen infolge Eigen-

gewicht, infolge der Verbindung mit den Hängestangen und dem Bogen entstehen und deren Querschnittsausmaße insbesondere auch noch durch die Nietschwächung ungünstig beeinflusst werden.

2. Die im Zugband aus Stahlkabeln auftretenden maximalen Züge verringern sich gegenüber Stahlzugbändern nur um ein Weniges (2 bis 4%), wenn der Vergleich unter Voraussetzung gleichen Eigengewichtes und gleicher Verkehrslast erfolgt. Die Verringerung ist eine außerordentliche, wenn man unter sonst gleichen Voraussetzungen die Verringerung des Bogengewichtes und des Zugbandgewichtes selbst bei einer Ausführung durch Stahlkabeln für das Zugband berücksichtigt. Erstere Vergleichsangabe weist darauf hin, daß die größere Längenänderung des Stahlkabelzugbandes gegenüber dem Stahlzugband auf den absoluten Wert des Horizontalzuges wenig, sozusagen gar keinen Einfluß hat (Tafel 4).

3. Die relativ geringfügige Änderung des Horizontalschubes bedingt aber trotzdem größere Änderungen in den Werten der positiven und negativen Querschnittsmomente besonders dann, wenn der Einfluß der Verkehrslast nahe an die Größe des Eigengewichtes heranreicht. In letzteren Fällen kann bei Kabelzugbändern der Wert der Momente um 15 bis 20% zunehmen, wodurch sich relativ die Querschnitte des Bogens vergrößern. Absolut tritt eine Vergrößerung der Bogenquerschnitte nur bei kleineren Stützweiten ein, weil darüber hinaus die Verringerung des Eigengewichtes (durch die Wirkung des Kabelzugbandes) bei der Dimensionierung der Bogenquerschnitte den Einfluß der größeren Momente wett macht (Tafel 5).

4. Das Eigengewicht des Kabelzugbandes pro Längeneinheit verringert sich entgegengesetzt proportional der Vergrößerung der zulässigen Spannung des Kabels gegenüber dem Bogen, es verringert sich proportional der Verringerung des Konstruktionskoeffizienten des Zugbandes bei der Ausführung in Stahlkabel und es verringert sich schließlich proportional der allgemeinen Gewichtsverringerung der Hauptträger (Bogen und Zugband) entsprechend (Tafel 7).

5. Das Eigengewicht des Bogens, für den laufenden Meter betrachtet, nimmt bei kleineren Stützweiten infolge der Vergrößerung der auftretenden Momente (siehe unter 3) teilweise beträchtlich zu, es nimmt aber bei größeren Stützweiten, wenn sich die Gesamtgewichtsverringerung durch die Kabelanordnung bemerkbar macht, rasch ab (Tafel 7).

6. Das Gesamtgewicht der Hauptträger, also Bogen und Zugband zusammen, erfährt unter Berücksichtigung des ganz außerordentlich geringen Kabelgewichtes bereits bei kleinen Stützweiten eine beträchtliche Verminderung, wenn wir diese an Stelle Stahlzugbändern verwenden (Tafel 7).

7. Betrachten wir das Eigengewicht der Hauptträger einer Bogenbrücke mit Kabelzugbändern für die ganze Brücke im Vergleich zu einer entsprechenden Ausführung des Zugbandes in Stahl, dann ergibt sich schließlich eine überragende Verminderung des Gesamtgewichtes und damit auch eine große Kostenverminderung, die die Wirtschaftlichkeit einer Ausführung mit Kabelzugbändern beweist (Tafel 7).

8. Da die Sicherheit der Stahlkonstruktionen, auf die Streckgrenze bezogen, höchstens eine zweifache, ja bei hochwertigen Stählen oder bei Si-Stahl noch wesentlich geringer ist, kann unter Berücksichtigung der gleichmäßigen Zugbeanspruchung des Kabels mit einer zweieinhalbfachen Sicherheit des Kabels, auf die Bruchfestigkeit bezogen, gerechnet werden. (In diesem Falle ergeben sich in unserer Tabelle 7 noch bedeutend günstigere Werte, weil dort mit einer dreifachen Sicherheit für das Kabel gerechnet wurde.)

9. Die Verwendung von Stahlkabeln als Zugbänder weitgespannter Bogenbrücken gestattet ein bedeutendes Hinaufrücken der Wirtschaftlichkeitsgrenze

dieser Bauform auch dort, wo man bisher nur mit der Anwendung von wesentlich teureren Hängebrücken gerechnet hat. Die konstruktive und technische Bewältigung der Querschnitte des Bogens und des Kabelzugbandes sowie die Durchführung der Anschlüsse des Zugbandes an den Bogen begeben auch bei großen Stützweiten keinen Schwierigkeiten und sind im allgemeinen leichter durchführbar als bei entsprechenden Hängebrückenausführungen.

Dr. Ing. FRANZ FALTUS, Pilsen:

### Über die Knickfestigkeit kontinuierlicher Bogenträger

Anschließend an die Ausführungen des Herrn Ing. KOPEČEK sei hier kurz eine theoretische Untersuchung dargestellt, die während der Bearbeitung der Wettbewerbsentwürfe der Skodawerke für die Nusler Brücke entstand. Die Untersuchung über die Knickfestigkeit kontinuierlicher Bogenträger stellt gleichzeitig einen Beitrag zu den Vorträgen über Knickfestigkeit und zu dem Vortrage des Herrn Prof. HAWRANEK über Probleme des Großbrückenbaues dar.

Der Entwurf 5 X weist in der Mittelöffnung einen schlanken Bogen von 279 m Spannweite und einem Verhältnis der Scheitelhöhe zur Spannweite von  $\frac{h}{L} = 1:70$

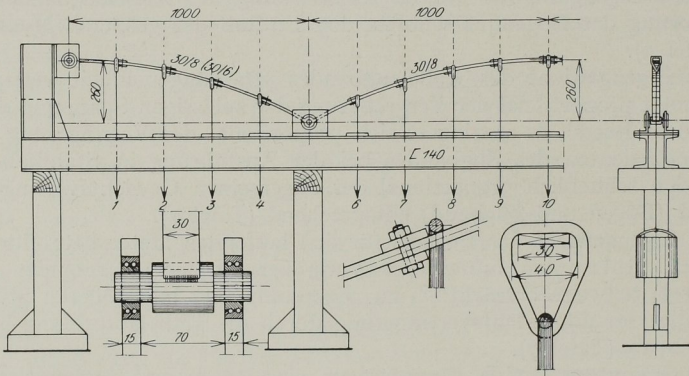


Abb. 1. Versuchseinrichtung: Ansicht, Querschnitt, Auflagerdetail

auf. Die Knickfestigkeit des mittleren Bogens ist wesentlich geringer, als die der kürzeren Seitenbogen. Durch die starre Verbindung der Bogen über den Auflagern ist der Mittelbogen nachgiebig eingespannt wodurch seine Knickfestigkeit gehoben wird.

Das Problem der Knickfestigkeit von Zweigelenkbogen ist näherungsweise gelöst, diese entspricht etwa der eines geraden Stabes von der halben Bogenlänge als Knicklänge. Die Übertragung des Problems auf kontinuierliche Bogen wurde jedoch noch nicht gefunden. Ich habe nun versucht, die Abminderung der Knicklänge des mittleren Bogens aus dem analogen Fall der Stabilität des Zweistabes abzuleiten. Zur Erhärtung der gefundenen Ergebnisse wurden mit einfachen Mitteln eine kleine Reihe von Modellversuchen durchgeführt. Abb. 1 zeigt die Versuchseinrichtung mit den Modellbogen von 1000 und 2000 mm Spannweite. Zu erwähnen ist die Art der Auflagerung, die in einfacher Weise mit Kugellagern und Lichtbogenschweißung gelöst wurde. Abb. 2 zeigt einen Bogen in voller Ausrüstung. Die Belastung der Bogen geschah mittels Nieten, die in angehängte Eimer in abgezählten Mengen eingelegt wurden. Abb. 3 zeigt einen der Bogen nach dem Ver-

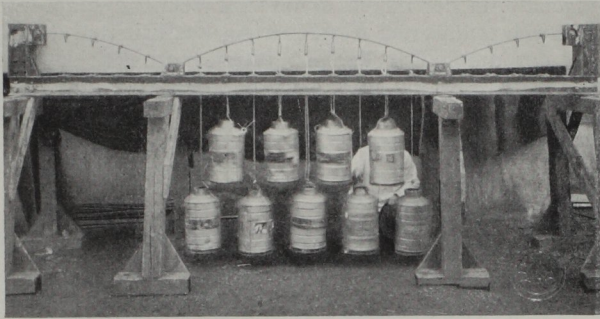


Abb. 2. Belasteter Bogen



Abb. 3. Bogen nach dem Ausknicken

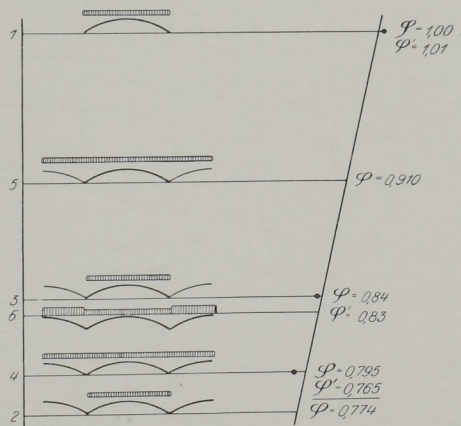


Abb. 4. Versuchsergebnisse

suche. In dem Diagramm Abb. 4 sind die Ergebnisse der Rechnung und der Versuche zusammengefaßt: in der linken Reihe sind Belastungsanordnungen gegeben.  $\varphi$  stellt den rechnerisch ermittelten Abminderungskoeffizienten der Knicklänge dar,  $\varphi^1$  den Wert, der durch den Versuch gefundenen Knicklast entspricht. Die Reihe zeigt deutlich den Einfluß der Nachbarbogen und auch deren Belastung. Der Abbildung ist jedoch auch eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch zu entnehmen.

Prof. G. G. KRIVOCHÉINE, Prague:

**Note supplémentaire pour l'article «La théorie exacte des ponts suspendus à trois travées»**

En admettant pour le pont sur la Delaware les moments d'inertie  $J = 586 \text{ p}^4$ . et  $J = 781 \text{ p}^4$ ., comme c'était fait par M. L. MOISSEIFF (Final report, 1927), nous pouvons obtenir:

(1) Si la surcharge couvre la moitié de la travée centrale, le moment fléchissant sera égal à  $M_{1/4} = +183516000 \text{ lp.}$  (déduction de 43%). (M. L. MOISSEIFF donne:  $+200500000 \text{ lp.}$  déduction de 38%).

(2) Si la surcharge couvre toute la longueur de la travée centrale, la déformation (max.) sera égale à  $\Delta y = 9,43 \text{ p.}$  (déduction de 28%). (M. L. MOISSEIFF donne  $\Delta y = 8,60 \text{ p.}$ )

Ainsi, d'après notre théorie exacte nous pouvons obtenir une économie encore plus considérable que ne donne l'auteur du calcul de pont sur la Delaware.

Prague, le 26 octobre 1929.