

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 18. April 1930

Heft 8

### Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, Berlin.

Die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken mit zwei Hauptträgern ist praktisch und theoretisch untersucht worden. Die praktische Untersuchung erstreckte sich auf die statische Messung der Durchbiegungen, Verdrehungen und Spannungen von sieben zweigleisigen Fachwerküberbauten mit und ohne Querverbände bei ein- und zweiseitiger Belastung. In der theoretischen Untersuchung wird versucht, die praktischen Meßergebnisse rechnerisch zu verwerten.

Berlin verschiedene Brücken praktisch untersucht und die gewonnenen Ergebnisse mit der Theorie verglichen worden. Diese rein statischen Versuche, welche durch dynamische sowie Modell-Versuche ergänzt werden sollen, sind noch nicht als abgeschlossen zu betrachten.

Die bisherigen praktischen Meßergebnisse sowie der Vergleich mit der Theorie werden in dem vorliegenden Bericht getrennt behandelt werden.

#### II. Durchführung der Versuche.

##### 1. Auswahl der Versuchsbauwerke.

Um die Versuche nicht zu weit auszudehnen, ist die Anzahl der untersuchten Brücken auf sieben verschiedene Überbauten beschränkt worden (Abb. 1), wozu bereits 7800 Messungen erforderlich waren.

Sämtliche Überbauten, bis auf eine Brücke mit Querrahmen in jedem Feld und gekrümmtem Obergurt, hatten parallele Gurtungen. Bei den Überbauten mit Querrahmen in jedem Feld sind die Hauptträger als Pfostenfachwerk, bei den übrigen als Strebenfachwerk ausgebildet.

Nähere Angaben der untersuchten Brücken gehen auch aus der Zusammenstellung I hervor.

##### 2. Meßgeräte.

a) Lotrechte Verschiebungen: Die meisten Überbauten führen über Flußläufe mit regem Schiffsverkehr und starker Strömung, so daß zur Messung der Hauptträgerdurchbiegung Nivellierinstrumente benutzt werden mußten. Nur bei zwei Überbauten war es

#### I. Zweck der Versuche.

Wie in den 90er Jahren der Übergang von Schmiedeeisen zum Flußstahl praktische und theoretische Schwierigkeiten hervorrief, läßt jetzt die Einführung der hochwertigen Stähle ähnliche Probleme auftauchen.

Die neuen Stähle weisen, ebenso wie seinerzeit das Schmiedeeisen, annähernd dieselbe Elastizitätszahl wie St 37 auf, und die Frage der größeren Durchbiegung von Baukonstruktionen, vor allem in welcher Weise etwa sich daraus ergebende betriebliche Schwierigkeiten, insbesondere bei Eisenbahnbrücken sich auswirken werden, ist wieder zu beantworten.

Hier soll nun der Sonderfall untersucht werden, wie z. B. die verschiedene Durchbiegung der Hauptträger bei einseitig belasteten, zweigleisigen Eisenbahnfachwerküberbauten zur Geltung kommt, d. h. ob und in welcher Weise die auftretenden Verwindungsspannungen berücksichtigt bzw. verringert werden müssen.

Zu diesem Zweck sind vom Reichsbahnzentralamt

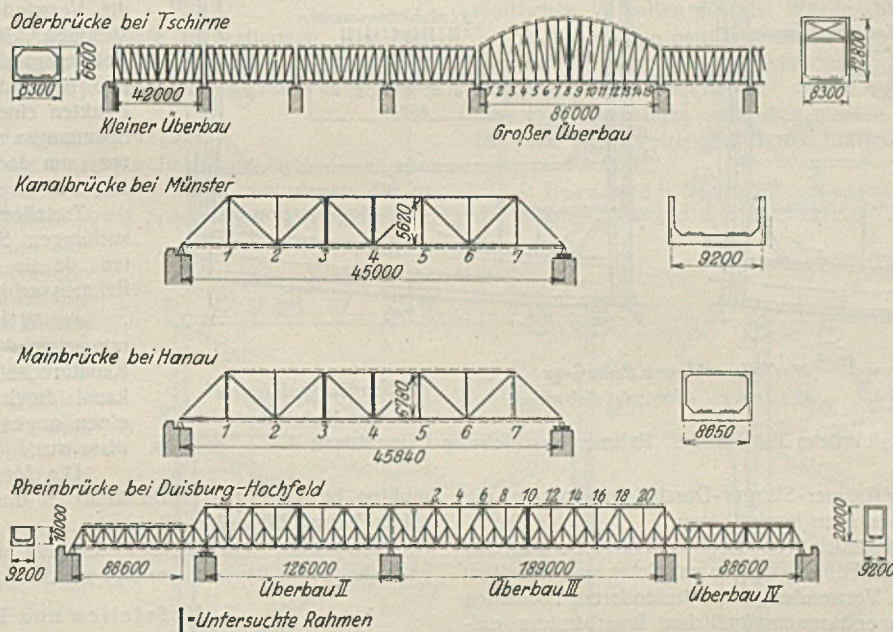


Abb. 1. Übersicht der untersuchten Brücken.

Zusammenstellung I. Untersuchte Brücken (nach Stützweiten geordnet).

Nr.	Bezeichnung	Stützweite <i>l</i> m	Breite <i>b</i> m	Systemhöhe <i>h</i> m	<i>h/l</i>	<i>h/b</i>	Bau- stoff <sup>2)</sup>	Mit oberem Wind- verband	Bemerkungen
1	Oderbrücke bei Tschirne .	42,00	8,30	6,60	1 : 5,1	1 : 1,16	St 37	ja	Querrahmen in jedem Feld
2	Kanalbrücke bei Münster .	45,00	9,20	5,62	1 : 5,6	1 : 1,63	St 48	nein	
3	Mainbrücke bei Hanau . .	45,84	8,65	6,78	1 : 6,8	1 : 1,28	St 48	ja	Unsymmetrische Gleislage
4	Oderbrücke bei Tschirne .	86,00	8,30	6,6 bis 12,8	1 : 6,7	1 : 0,65	St 37	ja	Querrahmen in jedem Feld
5	Rheinbrücke bei Duisburg Überbau IV . . . . .	88,60	9,20	10,00	1 : 8,7	1 : 0,92	St 48	ja	
6	Überbau II . . . . .	126,00	9,20	20,00	1 : 6,3	1 : 0,46	St 48	ja	
7	Überbau III . . . . .	189,00 (173,25) <sup>1)</sup>	9,20	20,00	1 : 8,7	1 : 0,46	St 48	ja	

<sup>1)</sup> Dieser Überbau mit einer Stützweite von  $l = 173,25$  m stützt sich auf den Kragteil des Überbaues II, so daß für die Untersuchung der Verwindung die ganze Stützweite von 189,00 m maßgebend ist.

<sup>2)</sup> Unterschiede durch die verschiedenen Stahlorten sind bei allen folgenden Untersuchungen zunächst nicht weiter verfolgt worden.

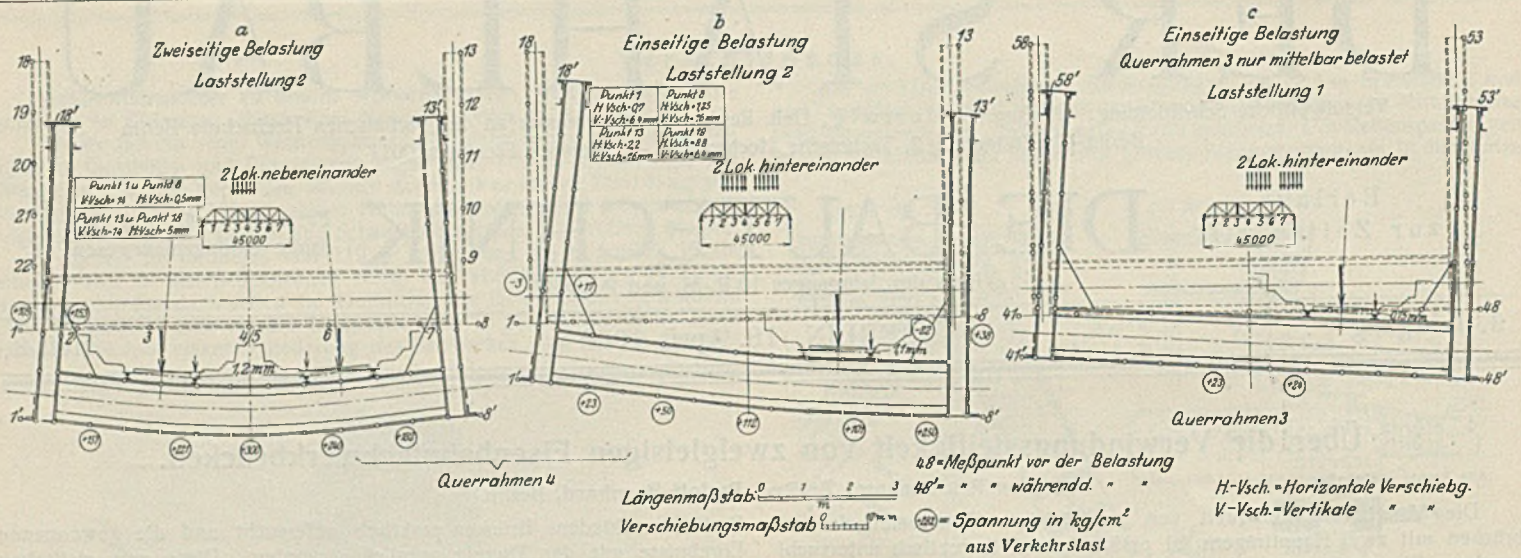


Abb. 2a bis c. Kanalbrücke bei Münster. Rahmenverschiebung Querrahmen 3 u. 4.

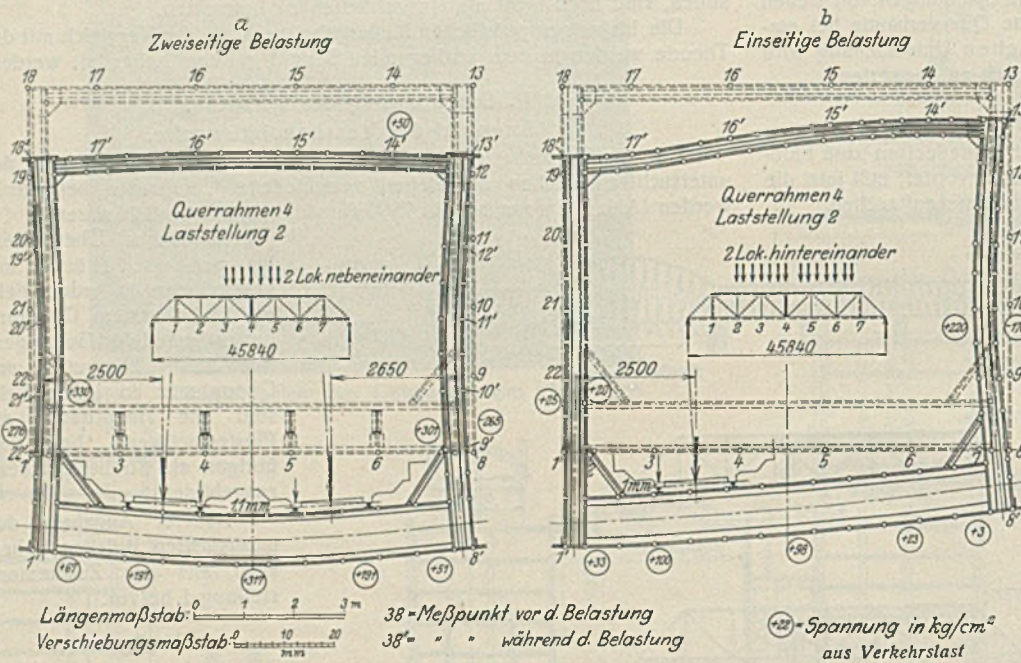


Abb. 3a u. b. Mainbrücke bei Hanau. Rahmenverschiebung Querrahmen 4.

möglich, durch direkte Messung (Leuner-Staeger-Durchbiegungszuhren) die Ergebnisse der Nivellierinstrumente zu kontrollieren.

Jeder Meßpunkt ist grundsätzlich von zwei Instrumenten zugleich beobachtet worden, um hierdurch Fehlmessungen möglichst auszuschalten. Die Genauigkeit wurde durch Verwendung von besonderen Meßblättern erhöht, deren Skalen auf temperaturunempfindlichen Invarbändern aufgebracht waren, welche durch eine Feder eine stets gleiche Vorspannung erhielten. Bei allen Messungen wurde ein Nivellierinstrument der Firma Carl Zeiss, Jena, benutzt, welches durch Heben der Ziellinie mit Hilfe einer planparallelen, kippbaren Glasplatte vor dem Fernrohrobjektiv eine besonders genaue Ablesung ermöglichte.

b) Waagerechte Verschiebungen: Außer den lotrechten Durchbiegungen tritt infolge der Verwindung bei einseitiger Belastung eine waagerechte Verschiebung der Hauptträger ein.

Um diese waagerechte Verschiebung, also die waagerechte Durchbiegung der Windverbände zu messen, wurden die oben erwähnten Nivellierlatten in den Eckpunkten der Querrahmen waagrecht angebracht und ihre Verschiebungen durch Theodoliten und für diese Zwecke umgebaute Kippregeln beobachtet.

c) Verwindung: Die Verwindungen wurden mit Hilfe von verstellbaren, sehr empfindlichen Libellen (System Stoppani, Bern) gemessen.

Die Feststellung der Verwindung bezweckte zunächst nur eine Nachprüfung der Durchbiegungsmessungen. Die ersten Ergebnisse veranlaßten jedoch, diese Messungen bei allen folgenden Untersuchungen nicht nur beizubehalten, sondern sogar zu erweitern.

d) Spannungen: Die Verwindungskräfte müssen sich in erster Linie in den Spannungen der Schrägen von Haupt- und Flachverbänden auswirken.

Durch vergleichende Spannungsmessungen, die mit gewöhnlichen, statischen Dehnungsmessern (System Huggenberger, Zürich) durchgeführt wurden, sollte auf die Kräfte geschlossen werden.

Das Auftreten von verhältnismäßig großen Nebenspannungen machte es jedoch unmöglich, trotz der zahlreichen Ablesungen die Verwindungskräfte einwandfrei zu bestimmen. Man hätte die Meßstellen und Belastungsfahrten so vermehren müssen, daß bei jedem Stab an mindestens vier Punkten eines Querschnittes drei und mehr Spannungswerte aufgenommen werden konnten, um dann daraus die Normalkräfte bestimmen zu können.

Trotzdem wurden bei allen Untersuchungen Spannungsmessungen beibehalten, da sie eine brauchbare Kontrolle der Rahmenverbiegung bildeten.

e) Witterungseinflüsse: Temperaturschwankungen übten nur bei der Kanalbrücke über den Dortmund-Emskanal durch einseitige Sonnenbestrahlung einen ungünstigen Einfluß auf die Ergebnisse aus.

Die Messungen an den Rheinbrücken mußten bei böigen Windverhältnissen durchgeführt werden. Die Windstärke betrug bisweilen 10 m/sek.

Temperatur und Wind sind daher mit Registrierinstrumenten aufzeichnet und dauernd verfolgt worden.

### 3. Meßstellen und Belastung.

Die Untersuchungen erstreckten sich bei den zuerst untersuchten Brücken Nr. 5 bis 7 in der Zusammenstellung I nur auf den mittelsten Querrahmen.

Um den Einfluß der unmittelbaren Querträgerbelastung auf die Verbiegung des zu untersuchenden Rahmens auszuschalten, wurde bei den übrigen Überbauten auch noch ein zweiter, dem mittleren am nächsten liegender Querrahmen untersucht und zwei verschiedene Belastungen vorgenommen.

Die erste Laststellung wurde so gewählt, daß die Belastungslokomotiven mit der vordersten Achse nur bis Brückenmitte vordringen, ein zu untersuchender Querrahmen also unbelastet blieb, die zweite Laststellung so, daß die Hauptträger die größte Durchbiegung erhielten.

Die einseitigen Belastungen wurden abwechselnd auf beiden Gleisen durchgeführt und jede Belastungsfahrt einmal wiederholt.

Um eine Vergleichsmöglichkeit gegenüber gleichmäßiger Belastung zu erhalten, sind auch doppelseitige Fahrten vorgenommen worden.

Nähere Einzelheiten über Meßpunkte, Stand der Belastungslokomotiven usw. gehen aus Abb. 2 bis 5 unmittelbar hervor.

## III. Praktische Meßergebnisse.

### 1. Allgemein.

Um aus der großen Zahl von Einzelergebnissen allgemeine Schlüsse ziehen zu können, ist versucht worden, von einer einzelnen Brücke sowie

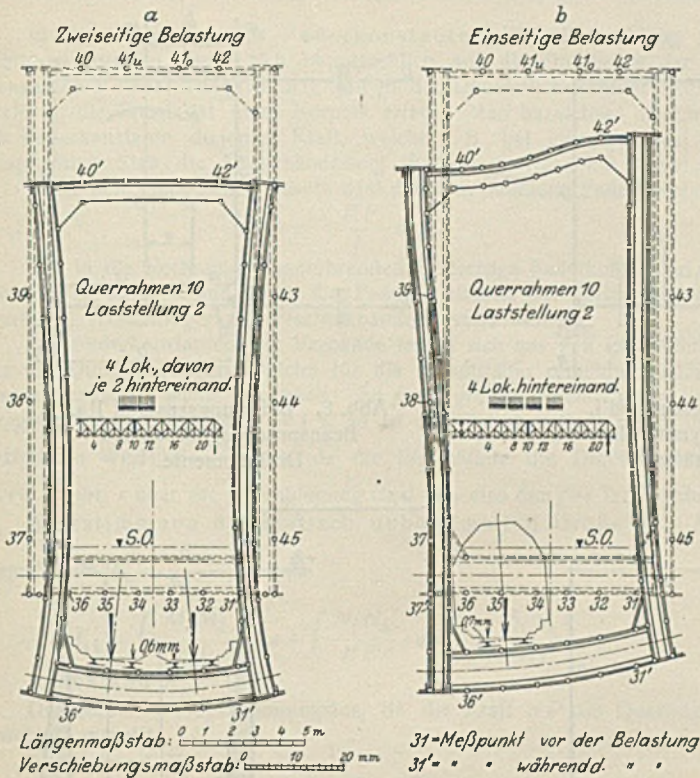


Abb. 4 a u. b. Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld. Rahmenverschiebung, Querrahmen 10, Überbau 3.

der jeweiligen Belastung unabhängige Werte zu bestimmen. Die Meßergebnisse haben zur graphischen sowie formelmäßigen Darstellung eines Verwindungsbeiwertes geführt, worauf jedoch erst später näher eingegangen werden soll.

2. Meßergebnisse.

Ein übersichtliches Bild der einzelnen Belastungszustände ergeben die zeichnerischen Darstellungen der Abb. 2 bis 5, aus denen die gemessenen Verdrehungen, Biegelinien sowie Spannungen hervorgehen.

Als wichtigstes Meßergebnis für den Eisenbahnbetrieb sei vorausgeschickt, daß die größte Überhöhung der Schiene des voll belasteten Gleises bei einseitiger Fahrt nur 1,75 mm beträgt, was als ganz unbedenklich bezeichnet werden kann, da die erforderliche Überhöhung in Krümmungen nach den Oberbauvorschriften (Obv) der Deutschen Reichsbahngesellschaft sogar bis 120 mm ansteigt.

Die Einspannung der Querträger an den Hauptträgern, insbesondere auf der Seite des belasteten Gleises, trägt wesentlich zur Verminderung der Schrägstellung bei.

Nur bei oben offenen Brücken und Belastung auf der ganzen Brückenlänge hat die Einspannung der Querträger keinen Einfluß.

Der größte beobachtete Höhenunterschied beider Hauptträger, z. B. bei dem großen Überbau der Brücke in Tschirne, betrug bei einseitiger Vollbelastung 9,6 mm.

IV. Theoretische Ergebnisse.

1. Allgemein.

Um die praktischen Meßergebnisse mit der Theorie vergleichen zu können, sind zwei verschiedene Berechnungsverfahren durchgeführt worden. Obgleich die zweiseitige Belastung für die Querschnittausbildung der Haupttragglieder stets maßgebend sein wird, kann es in Ausnahmefällen, z. B. bei kombinierten Eisenbahn- und Straßen-

brücken, jedoch erforderlich werden, die Berechnung auch für einseitige Belastung durchzuführen.

Aus den rechnerisch zu bestimmenden Deformationen des Raumfachwerks, die mit den Meßergebnissen angenähert übereinstimmen, können die Zusatzbeanspruchungen in den vier Verbänden (Hauptträger und Flachverbände) berechnet werden.

Von der Berechnung als vielfach statisch unbestimmtes, räumliches System ist wegen des praktisch kaum durchführbaren, verwickelten Rechnungsganges abgesehen worden. Auf die Schwierigkeiten bei der Annahme von Einspannungen, z. B. durch die Querträgeranschlüsse, sei besonders hingewiesen und bemerkt, daß die Annahme reibungsloser Gelenke bei Raumfachwerken, die noch dazu auf Torsion beansprucht werden, nicht zulässig ist und der Wirklichkeit widersprechende Resultate ergeben würde.

Es werden daher zwei Näherungsverfahren entwickelt, von denen das erste auf rein rechnerischem Wege unter Benutzung der Federkonstanten<sup>1)</sup> der Hauptträger und Flachverbände, das zweite unter Benutzung der gewonnenen Meßergebnisse für einen Verwindungsbeiwert  $\rho$  zum Ziel führt. Beide Verfahren gelten nur für Fachwerkträger auf zwei Stützen mit parallelen Gurtungen, das erste Verfahren nur für einen gelenkig angeschlossenen oberen Windverband.

2. Berechnung als elastisches Raumfachwerk.

a) Rechnungsgang: Es soll hier zunächst ein Näherungsverfahren entwickelt werden, das den Rechnungsgang erheblich abkürzt und dabei doch alle wesentlichen Eigenschaften des Raumfachwerks berücksichtigt.

Ein auf Verwindung beanspruchter Brückenquerrahmen stützt sich in den Eckpunkten gegen die vier Tragwände (Hauptträger und Windverbände) des Raumfachwerks. Die Komponenten dieser Auflagerdrücke rufen eine Belastung und damit eine Verschiebung bzw. Durchbiegung in den Ebenen der Tragwände hervor. Die Größe der Verdrehung des Rahmens ist also neben der Deformation des Rahmens selbst von dem elastischen Verhalten der vier Wände abhängig.

Das Verfahren geht nun davon aus, bei Aufstellung der Elastizitätsgleichungen nicht die einzelnen Stäbe, sondern die ganzen Tragwände als Einzelglieder einzuführen. Jede Tragwand kann in ihrer Wirkung als eine elastische Stütze angesehen werden. Das elastische Verhalten wird für jede Wand getrennt aus der Einflußlinie für die Durchbiegung be-

<sup>1)</sup> Bernhard u. Späth, Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken. „Der Stahlbau“, 1929, Heft 6.

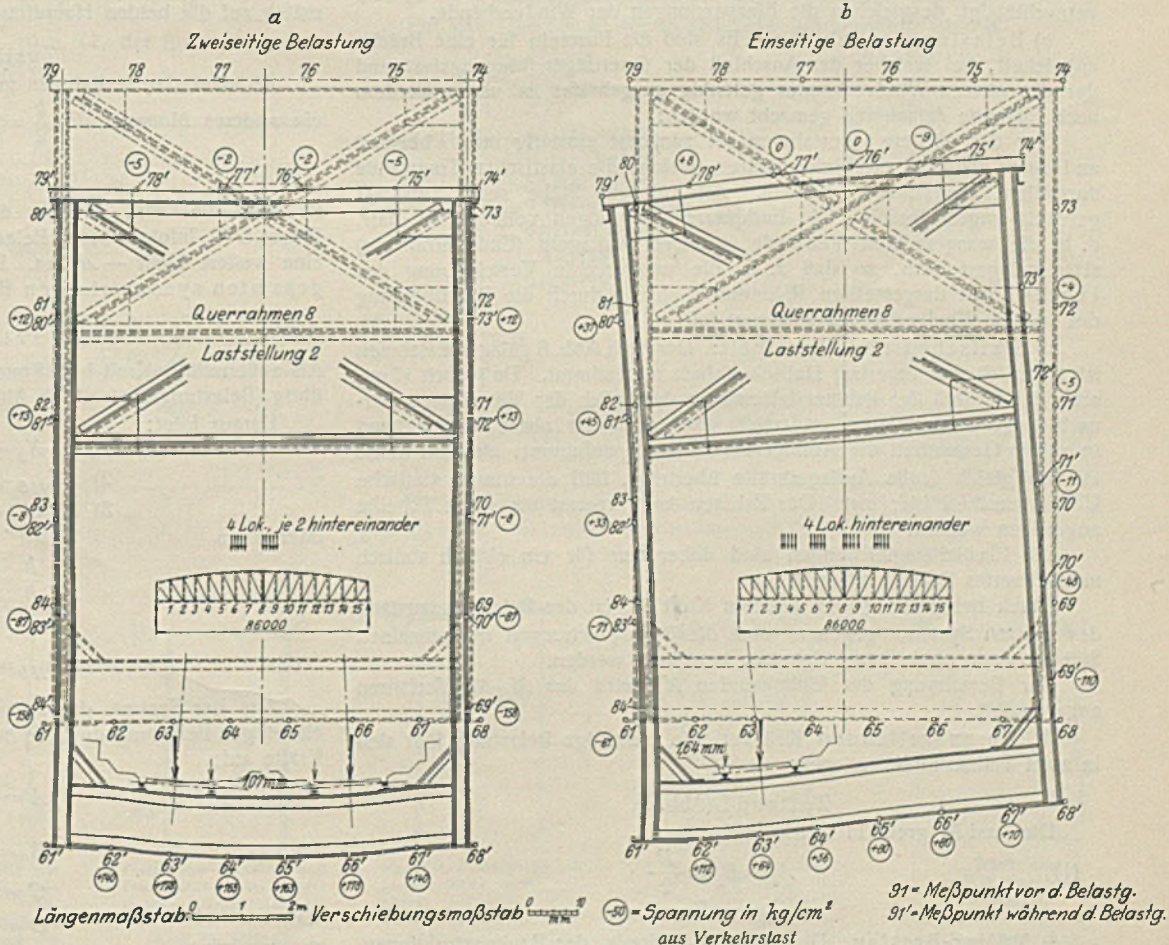


Abb. 5 a u. b. Oderbrücke bei Tschirne. Rahmenverschiebung. Großer Überbau.

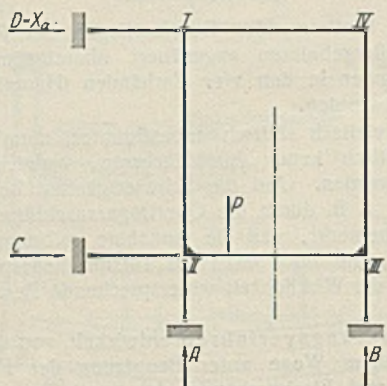


Abb. 6. Der elastisch gestützte Rahmen.

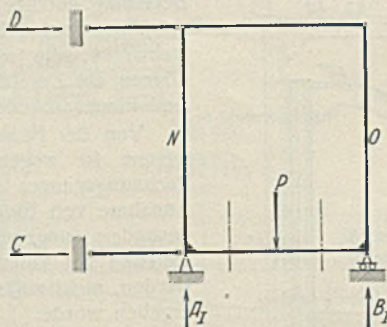


Abb. 7. Belastungszustand I. Belastung durch symmetrische lotrechte Kräfte.

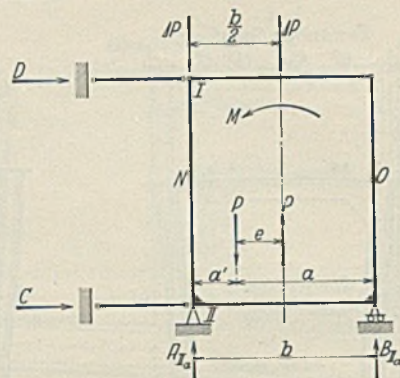


Abb. 8. Belastungszustand IIa. Beanspruchung durch die Drehmomente.

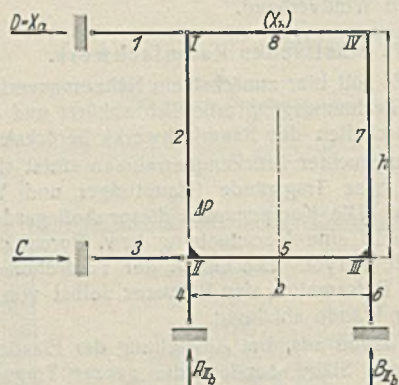


Abb. 9. Belastungszustand IIb. Außermittiger Kraftangriff.

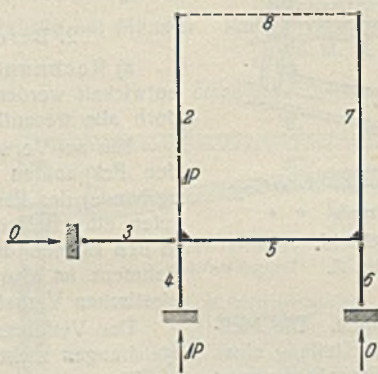


Abb. 10. Zustand  $X_a = 0$ .

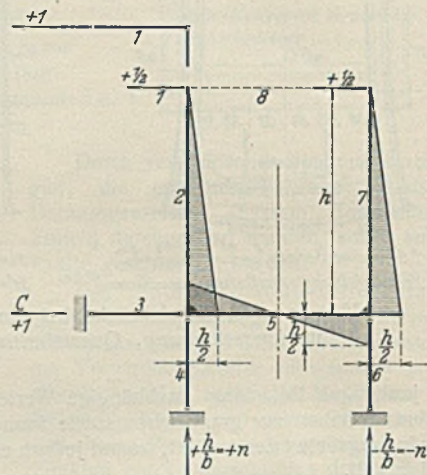


Abb. 11. Zustand  $X_a = -1$ .

stimmt und durch ihre Federkonstante ausgedrückt. Die Verwindungen der Tragwände in sich werden wegen ihrer untergeordneten Bedeutung vernachlässigt, desgleichen die Einspannungen der Windverbände.

b) Belastungsannahmen: Es sind die Formeln für eine Brücke entwickelt, bei welcher der Anschluß der Querträger biegefest und der des oberen Windverbandes gelenkig ausgebildet ist und außerdem noch folgende Annahmen gemacht worden:

Nur der mittlere Querrahmen sei zunächst einseitig mit  $P$  belastet und durch gedachte elastische Stützen, welche die elastischen Tragwände darstellen, abgestützt (s. Abb. 6). Alle übrigen Stäbe seien zunächst gelenkig angeschlossen. Die Endquerrahmen mögen vollkommen starr, d. h. die waagerechten Verbände in ihren Auflagern (Endquerrahmen) starr gelagert sein, so daß z. B. die waagerechte Verschiebung des linken  $I$  des dargestellten Rahmens eindeutig durch die Durchbiegung des oberen Windverbandes bestimmt ist.

c) Statische Unbestimmtheit: Der nach Abb. 6 gelagerte Rahmen ist äußerlich und innerlich statisch einfach unbestimmt. Da jedoch einerseits der Einfluß der Rahmendeformation bezüglich der Verwindung vernachlässigt werden kann, andererseits aber auch der obere Windverband in seiner Gesamtheit die Auflagerkraft  $D = X_a$  aufnimmt, also auf beide Pfosten gleich große Auflagerkräfte überträgt, fällt die innere statische Unbestimmtheit hier fort. Der Rahmen kann vorerst als starre Scheibe angesehen werden.

Die Elastizitätsgleichungen sind daher nur für ein einfach statisch unbestimmtes System aufzustellen.

Durch Bestimmung der äußeren Kraft  $X_a$  ist der Belastungszustand des ganzen Systems gegeben, und die Beanspruchungen der einzelnen Stäbe können ohne Schwierigkeiten berechnet werden.

Zur Berechnung der Unbekannten  $X_a$  wird das  $M_i - M_k$ -Verfahren angewandt<sup>2)</sup>.

d) Die angreifenden Kräfte: Die einseitige Belastung läßt sich in zwei Teilzustände zerlegen:

Zustand I (Abb. 7).

Die Last  $P_1$  greift in Brückenachse an.

$$(1) \quad \begin{aligned} A_I &= B_I = \frac{P}{2} \\ C &= -D = 0 \end{aligned}$$

Dieser Zustand ist der gewöhnliche Fall, welcher der zweigleisigen (symmetrischen) Belastung entspricht. Die Verkehrslast verteilt sich gleichmäßig auf die beiden Hauptträger  $N$  und  $O$ .

Zustand II (Abb. 8).

An dem starren Rahmen greift das Moment  $M = Pe$  an, das durch ein anderes Moment  $\frac{1}{2}P \cdot \frac{b}{2} = Pe$  ersetzt werden kann.

$$(2) \quad \frac{1}{2}P = \frac{2Pe}{b}$$

ist dann die Kraft, mit der der Träger  $N$  mehr belastet wird als der Träger  $O$ <sup>3)</sup>. Infolge dieses Belastungszustandes IIa greift in Brückenachse eine weitere Kraft  $-\frac{1}{2}P$  an. Damit werden die Auflagerdrücke aus der gesamten symmetrischen Belastung

$$(3) \quad A_{I+IIa} = B_{I+IIa} = \frac{P - \frac{1}{2}P}{2} = \frac{Pa'}{b}$$

Als außermittige Kraft bleibt nur die in der Ebene  $I/II$  angreifende Kraft  $\frac{1}{2}P$  übrig (Belastungszustand IIb Abb. 9).

Daraus folgt:

- 1)  $X_a + C = 0$ ;
- 2)  $A_{IIb} + B_{IIb} - \frac{1}{2}P = 0$ ;
- 3)  $B_{IIb}b - X_a h = 0$ ;

oder wenn

$$(4) \quad \frac{h}{b} = n;$$

$$(5) \quad B_{IIb} = X_a n;$$

$$(6) \quad A_{IIb} = \frac{2Pe}{b} - X_a n.$$

Aus der Summe der Teilzustände (I + IIa + IIb) treten infolge der einseitigen Belastung durch  $P$  in den Auflagern bzw. Tragwänden folgende Kräfte auf:

$$(7) \quad A = P \cdot \frac{a}{b} - X_a n$$

$$(8) \quad B = P \cdot \frac{a'}{b} + X_a n$$

$$(9) \quad C = -X_a$$

$$(10) \quad D = +X_a$$

<sup>2)</sup> Müller-Breslau, Die Graphische Statik der Baukonstruktionen, Band II, 2. Abteilung.

<sup>3)</sup> Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken.

e) Bestimmung der Federkonstanten: Die Entwicklung der weiteren Formeln stützt sich hauptsächlich auf die Einführung der sogenannten Federkonstanten<sup>1)</sup>, ein in der Dynamik bekannter Begriff, welcher die Elastizität eines Körpers erfaßt. Man bezeichnet allgemein als Federkonstante diejenige Kraft, welche z. B. bei einem normal beanspruchten Stab die Längenänderung (Federung) von 1 cm hervorruft.

Nach dem Hookeschen Gesetz wird die oben definierte Federkonstante

$$(11) \quad c = \frac{EF}{l} \cdot t/\text{cm}.$$

Die in die Rechnung einzuführenden, gedachten Federkonstanten der Einzelstäbe können nun durch die Federkonstanten der elastischen vier Verbände (Hauptträger und Flachverbände) ersetzt werden.

Die Federkonstanten der Verbände lassen sich aus den Einflußlinien für die Durchbiegungen, welche für die Hauptträger ohnehin bestimmt werden müssen, leicht errechnen. Ist  $f$  die größte Durchbiegung eines Tragwerks in cm infolge  $P = 1 \text{ t}$ , so ist die Federkonstante gleich dem reziproken Wert:  $c = \frac{1}{f} \text{ t/cm}$ , da die Einflußlinie die Durchbiegung  $f$  in cm ergibt,  $c$  aber die Durchbiegung für 1 cm, also den  $f$ ten Teil darstellt.

f) Bestimmung der statisch unbestimmten Größe  $X_a$ : Allgemein ist  $X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}}$ , wobei

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k}{EJ} \cdot ds + \int \frac{N_i N_k}{EF} \cdot ds + \sum \frac{S_i S_k s}{EF} + \dots$$

1. Zustand  $X_a = 0$ .

Der Stab 2 bleibt spannungslos, da die Kraft  $\Delta P$  am Querträgeranschluß angreift.

2. Zustand  $X_a = -1$ .

Die Kraft  $X_a = -1$  verteilt sich gleichmäßig auf die beiden Pfosten (Fortfall der inneren statischen Unbestimmtheit, da der Stab 8 des oberen Windverbandes als starr angenommen ist).

Zusammenstellung II.

Normalkräfte			Normalkräfte		
Stab	$N_o$	$N_a$	Stab	$N_o$	$N_a$
1	0	+1	5	0	0
2	0	0	6	0	+n
3	0	-1	7	0	0
4	$\Delta P$	-n	8	0	0

Der Einfluß der Momente geht aus Abb. 10 u. 11, der Einfluß der Normalkräfte aus der Zusammenstellung II hervor.

Daraus ergibt sich:

$$(12) \quad X_a = \frac{\Delta P n \cdot \frac{l_4}{F_4}}{\frac{l_1}{F_1} + \frac{l_3}{F_3} + n^2 \left( \frac{l_4}{F_4} + \frac{l_0}{F_0} \right) + \frac{h^3}{12 J_2} + \frac{h^3}{12 J_7} + \frac{h^2 b}{12 J_5}}$$

setzt man jetzt  $\frac{l_x}{F_x} = \frac{E}{c_x}$  (s. Gl. 11), so wird

$$(13) \quad X_a = \frac{2 P e}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_3}{c_3} + n^2 \left( 1 + \frac{c_4}{c_0} \right) + \frac{c_4 h^2}{12 E} \left( \frac{h}{J_2} + \frac{h}{J_7} + \frac{b}{J_5} \right)}$$

Bei gleichen Hauptträgern ist  $\frac{l_4}{F_4} = \frac{l_0}{F_0}$ ,  $c_4 = c_0$  sowie  $J_2 = J_7$ .

Die Formel lautet dann:

$$(14) \quad X_a = \frac{2 P e}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_4}{c_3} + 2 n^2 + \frac{c_4 h^2}{12 E} \left( \frac{2 h}{J_2} + \frac{b}{J_5} \right)} = \frac{2 P e}{b} \cdot Y.$$

Man erkennt, daß der Beiwert  $Y$  hauptsächlich von dem Verhältnis  $n = \frac{h}{b}$  (Höhe zur Breite) und von den Größen  $c$  abhängig ist. Das letzte Glied  $\frac{c_4 h^2}{12 E} \left( \frac{2 h}{J_2} + \frac{b}{J_5} \right)$  im Nenner stellt den Einfluß der Rahmensteifigkeit dar.

Die statisch unbestimmte Größe  $X_a$  bedeutet den oberen waagerechten Auflagerdruck eines Rahmens in Brückenmitte auf den gesamten oberen Windverband. Die Verhältniswerte  $\frac{c_4}{c_1}$  und  $\frac{c_4}{c_3}$  der Federkonstanten ändern sich auch bei außermittiger Belastung mehrerer Querrahmen nicht. Dagegen muß die Anzahl der Querrahmen bei dem die Rahmensteifigkeit darstellenden Glied berücksichtigt werden.  $P$ ,  $J_2$  und  $J_5$  vervielfältigen sich, und zwar kann man annehmen, daß der Einfluß der nach dem Auflager zu liegenden Querrahmen ( $J_2$  und  $J_5$ ) in bezug auf die Federkonstante  $c_4$ , der Biegelinie entsprechend, nach dem Gesetz einer Parabel abnimmt. Ferner ist zu beachten, daß sich neben den Pfosten auch die Schrägen an der Rahmenwirkung beteiligen.

Die endgültige Formel lautet dann:

$$(15) \quad X_a = \frac{2 e \Sigma P}{b} \cdot \frac{n}{\frac{c_4}{c_1} + \frac{c_4}{c_3} + 2 n^2 + \frac{c_4 h^2}{8 m E} \left( \frac{2 h}{J_2} + \frac{b}{J_5} \right)}$$

worin also

- $\Sigma P$  = äußere Kräfte
- $e$  = Exzentrizität
- $b$  = Hauptträgerabstand
- $h$  = Systemhöhe der Hauptträger
- $n = \frac{h}{b}$
- $c_1$  = Federkonstante des oberen Windverbandes
- $c_3$  = Federkonstante des unteren Windverbandes
- $c_4$  = Federkonstante des Hauptträgers
- $m$  = Anzahl der Querrahmen (ohne Portale)
- $E$  = Elastizitätsmodul
- $J_2$  = gemittelttes Trägheitsmoment der Pfosten
- $J_2'$  = gemittelttes Trägheitsmoment der Schrägen
- $J_5$  = Trägheitsmoment des Querträgers

bedeutet.

Mit Hilfe der Formeln (7) bis (10) kann nach Einsetzen des Wertes  $X_a$  der gesamte Spannungszustand der Brücke bestimmt werden.

Für den Überbau III der Rheinbrücke bei Duisburg ist z. B.

- $e = 175 \text{ cm}$
- $h = 2000 \text{ cm}$
- $n = 2,17$
- $c_1 = 45\,000 \text{ kg/cm}$
- $c_3 = 50\,000 \text{ kg/cm}$
- $c_4 = 58\,800 \text{ kg/cm}$
- $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$
- $J_2 = 270\,000 \text{ cm}^4$
- $J_2' = 1\,440\,000 \text{ cm}^4$
- $J_5 = 2\,600\,000 \text{ cm}^4$
- $b = 920 \text{ cm}$
- $m = 11$
- $2 n^2 = 9,41$
- $\frac{c_4}{c_1} = 1,31$
- $\frac{c_4}{c_3} = 1,18$

und mithin

$$X_a = \frac{2 \cdot 175 P}{920}$$

$$= \frac{2,17}{1,31 + 1,18 + 9,41 + \frac{58\,800 \cdot 4\,000\,000}{8 \cdot 11 \cdot 2\,100\,000} \left( \frac{2 \cdot 2000}{270\,000 + 1\,440\,000} + \frac{920}{2\,600\,000} \right)} = \sim 0,0552 P.$$

Die Anwendung der oben entwickelten Formel (15) ergibt, wie später gezeigt wird, eine gute Übereinstimmung mit der Messung.

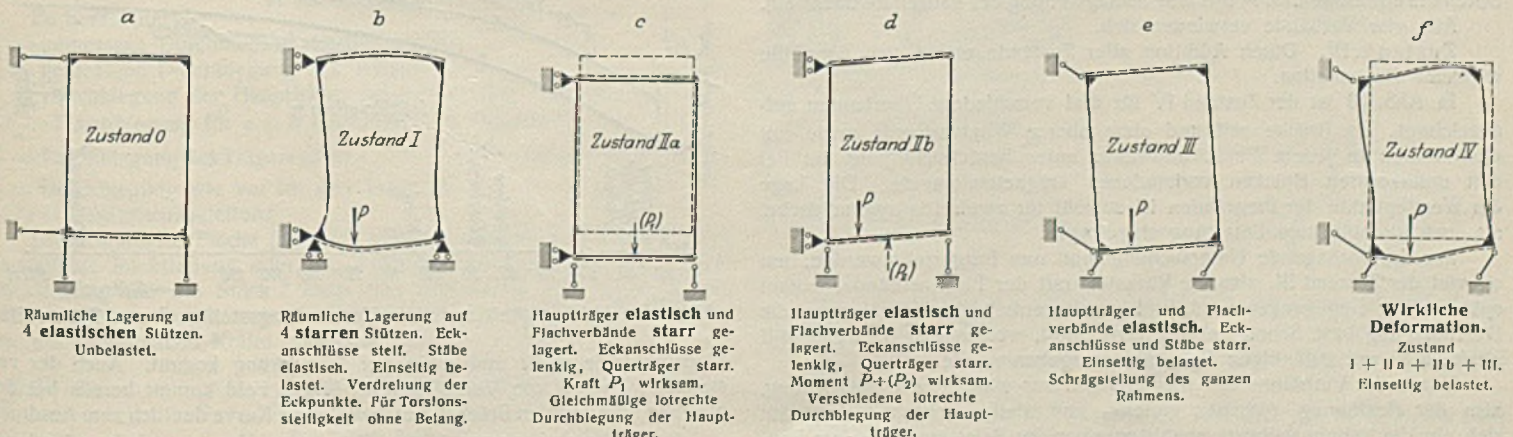


Abb. 12. Allgemeines Schema der Verformungsvorgänge eines Rahmens bei einseitiger Belastung. Vollrahmen.

g) Sonderfälle und Vereinfachungen: Zur Vereinfachung der Formel (14) und mit als Beweis ihrer Richtigkeit können die folgenden zwei Annahmen gemacht werden.

α) Vollkommen starre Querrahmen in den Angriffsebenen der Torsionsmomente.

Nimmt man einen vollkommen starren Querrahmen (starre Scheibe) an, so dürfen keine Rahmendeformationen infolge Biegemomente mehr auftreten. Dieser Zustand ist dadurch gekennzeichnet, daß in der entwickelten Formel (14) die Trägheitsmomente der Rahmenstäbe,  $J_2$  und  $J_3$ , für diesen Grenzfall  $= \infty$  gesetzt werden können.

β) Quadratischer Querschnitt.

Die Federkonstanten der vier Verbände (lotrechte und waagerechte Verbände) sind gleich groß.

$$c_1 = c_2 = c_3 = c_4; h = b; n = 1.$$

Es wird dann

$$(16) \quad X_a = \frac{M}{b(1+1)} = \frac{M}{2h}$$

$$(17) \quad X_a h = \frac{M}{2},$$

d. h. das Moment  $M$  verteilt sich gleichmäßig auf die vier Tragwände.

Zu gleichen Ergebnissen kommt man z. B. auch bei Untersuchungen an Gittermasten, welche ähnlichen Beanspruchungen ausgesetzt sein können.

### 3. Berechnung mit Hilfe der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit $\rho$ .

a) Verwindungsbeiwert: Zur Bestimmung eines von der Belastung unabhängigen, allgemeinen Maßstabes für die Verwindungssteifigkeit der Brücken können zunächst folgende Überlegungen angestellt werden:

Der Vorgang bei der Verwindung des räumlichen Tragwerkes läßt sich in vier Einzelzustände zerlegen, welche zusammen die endgültige Deformation ergeben.

Der allgemeine Fall einer Brücke mit oberem und unterem Flachverband ist in Abb. 12 für einen mittleren Brückenrahmen, der bei einseitiger Vollbelastung die größte Schrägstellung erfährt, dargestellt und näher erläutert.

Zustand 0 zeigt den auf vier elastischen Stützen, räumlich gelagert gedachten, mittelsten Rahmen in unbelastetem Zustand, vgl. auch Abb. 6.

Die Federwirkung der beiden Hauptträger und der beiden Flachverbände wird durch die elastischen Stützen wiedergegeben.

Zustand I zeigt die Wirkung der einseitigen Belastung auf den Querträger. Der Rahmen muß als auf vier, diesmal starren Stützen räumlich gelagert gedacht werden, d. h. bei beiden Hauptträgern und Flachverbänden ist die Federwirkung aufgehoben.

Für die späteren Untersuchungen kann dieser Zustand vernachlässigt werden, da er die Verwindungssteifigkeit nicht beeinflusst.

Zustand II. Die bislang steifen Eckanschlüsse werden als gelenkig vorausgesetzt. Die Hauptträger sind elastisch, die Flachverbände noch starr gelagert. Ebenso ist der Querträger als unelastisch anzunehmen.

a) Es wirkt nur die Last  $P_1$  in Querträgermitte und erzeugt eine lotrechte gleichmäßige Durchbiegung beider Hauptträger.

Die vier Ecken bleiben rechtwinklig.

b) Es wirkt das Kräftepaar  $P + (P_2)$ . Die bei Zustand IIa willkürlich hinzugefügte Last  $P_1$  hebt sich gegen  $(P_2)$  des Zustandes IIb fort. Das Gelenkviereck verschiebt sich infolge verschieden großer Durchbiegung der beiden Hauptträger.

Die Flachverbände erhalten eine Verwindung.

Ein weiterer Zustand IIc, ähnlich IIa, jedoch mit steifen Ecken, sowie starrer Lagerung der Hauptträger und elastischer der Windverbände, der sich mithin durch waagerechte Parallelverschiebung der Windverbände auszeichnet, ist der Übersichtlichkeit halber fortgelassen.

Zustand III. Hauptträger und Flachverbände sind beide elastisch gelagert, Eckanschlüsse und Stäbe jedoch wieder starr angenommen. Durch die einseitige Last  $P$  tritt eine Schrägstellung des ganzen Rahmens ein.

Alle vier Verbände verwinden sich.

Zustand IV. Durch Addition aller Zustände ergibt sich dann die wirkliche Deformation.

In Abb. 13 ist der Zustand IV für drei verschiedene Überbauten aufgezeichnet, als Brücke mit und ohne oberem Windverband, sowie mit Querrahmen in jedem Feld, und zwar unter Berücksichtigung der bei den untersuchten Brücken vorhandenen Trägheitsmomente. Die Lage der Wendepunkte der Biegelinien ist sowohl für zweiseitig symmetrische, als auch für einseitige Belastung eingetragen.

Für die vorliegende Untersuchung muß nun festgestellt werden, um wieviel der Zustand III, also die Rückstellkraft der Flachverbände, worauf später näher eingegangen wird, und gegebenenfalls des Vollrahmens, die Durchbiegung bzw. Schrägstellung vermindert, welche sich bei Zustand II allein, d. h. mit gelenkigen Eckpunkten ergeben würde.

Durch das Verhältnis der theoretischen zur wirklichen Durchbiegung, also der Beziehung zwischen Gelenk- und steifer Eckausbildung, läßt sich ein Verdrehungsbeiwert unabhängig von der Belastung und dem Baustoff, allein mit Hilfe der gemessenen Durchbiegungen ausdrücken.

Vernachlässigt man die Verwindung der Hauptträger und Flachverbände, so müssen sich die Durchbiegungen bei Annahme gelenkiger Querträgeranschlüsse umgekehrt wie die Abstände des Lastangriffspunktes von  $P$ , und die Querträgerauflagerkräfte wie die Durchbiegungen der Hauptträger verhalten (Abb. 14); mithin

$$\frac{B}{A} = \frac{a'}{a} = \frac{f_1}{f_2},$$

also unabhängig von  $P$ .

Für  $a = a'$ , d. h. symmetrische Belastung, wird  $f_1 = f_2$ .

Bei zunehmender Steifigkeit der Flachverbände und der Querrahmen, sowie unsymmetrischer Belastung wird

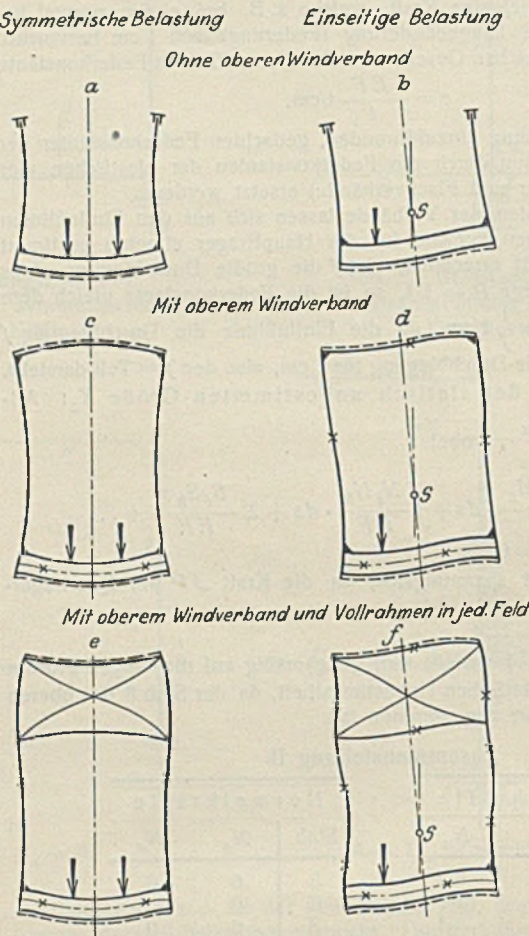
$$\frac{f_1}{f_2} > \frac{a'}{a} = \rho \cdot \frac{a'}{a},$$

wobei der Beiwert  $\rho$  die obenerwähnte Verwindungssteifigkeit darstellt. Mithin

$$(18) \quad \rho = \frac{f_1/f_2}{a'/a}.$$

Für  $\rho = 1$  wird die Steifigkeit  $= 0$ , d. h. es liegt gelenkiger Anschluß (Zustand II) vor; je größer  $\rho$  wird, um so mehr kommt die versteifende Wirkung der Flachverbände und der Querrahmen zur Geltung.

In Zusammenstellung III sind die  $\rho$ -Werte für Brücken mit und ohne Querrahmen in jedem Feld ermittelt und in Abb. 15 in Ab-



\* = Wendepunkte der elastischen Linien  
Abb. 13a bis f.  
Elastische Linien verschiedener Rahmen.

hängigkeit von der Stützweite aufgetragen. Der gesetzmäßige Verlauf dieser empirisch gefundenen  $\rho$ -Werte kann auch in Form von Gleichungen ausgedrückt werden.

Für Brücken mit üblicher Querrahmenausbildung ergibt sich:

$$(19) \quad \rho = 0,72 + \sqrt{0,0078 l - 0,25}.$$

Für Brücken mit Querrahmen in jedem Feld

$$(20) \quad \rho = 0,8 + \sqrt{0,0065 l - 0,1},$$

wobei  $l$  die Stützweite in  $m$  bedeutet.

Da bei den meisten Brücken das Verhältnis von  $h/l$  nur in engen Grenzen schwankt, können die Ergebnisse auch mit Brücken anderer Spannweiten verglichen werden.

Es stellt sich dabei heraus, daß mit zunehmender Spannweite durch Anwachsen des  $\rho$ -Wertes die durchbiegungsvermindernde Wirkung der

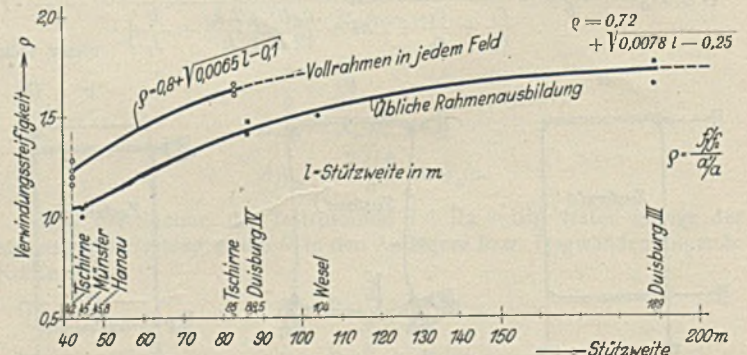


Abb. 15. Abhängigkeit zwischen Verwindungssteifigkeit und Stützweite.

Flachverbände mehr und mehr zur Auswirkung kommt. Auch der versteifende Einfluß von Vollrahmen in jedem Feld kommt bereits bei den wenigen untersuchten Brücken durch die obere Kurve deutlich zum Ausdruck.

b) Rechnungsgang: Unter Benutzung der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit  $\rho$  läßt sich nun der Spannungszustand des Raum-

fachwerks bei einseitiger Belastung noch in einfacherer Weise als bei dem vorher ausgeführten Näherungsverfahren bestimmen.

Nimmt man an, daß die gefundene Verwindungssteifigkeit  $\rho$  den in Abb. 15 dargestellten gesetzmäßigen Verlauf hat, so kann für jede beliebige Stützweite zwischen 40 und 250 m der zugehörige Verwindungsbeiwert  $\rho$  aus den Kurven oder den Formeln bestimmt werden. Alle für die Berechnung erforderlichen statischen Größen lassen sich in Abhängigkeit von  $\rho$  darstellen, insbesondere läßt sich errechnen:

die Verteilung der einseitigen Belastung auf die beiden Hauptträger; die durch die Verwindungssteifigkeit bedingte Rückstellung (Rückstellkraft und Rückstellmoment), d. h. der Anteil an dem Moment  $M = P e$ , den die waagerechten Verbände aufnehmen, und die Schiefstellung der Fahrbahn.

c) Verteilung der einseitigen Belastung auf die beiden Hauptträger: Nach Abb. 14 ist

$$(21) \quad A + B = P,$$

$$(22) \quad B = \frac{P \rho a'}{a + \rho a'},$$

$$(23) \quad A = \frac{P a}{a + \rho a'}.$$

Aus den Belastungsanteilen  $A$  und  $B$ , die Funktionen der Belastung und der Verwindungssteifigkeit sind, lassen sich weiter alle für die Spannungsermittlung erforderlichen Momente, Querkkräfte und Stabkräfte bestimmen.

d) Bestimmung der in den waagerechten Verbänden angreifenden Kräfte: Eine symmetrisch zur Brückenmitte angreifende Belastung beansprucht die waagerechten Verbände, abgesehen von der Rahmenwirkung infolge Querträgerbelastung, nicht. Dagegen nehmen die Flachverbände bei einseitiger Belastung einen Teil des Zusatzmomentes  $M = P e$  auf. Da das Kräftepaar  $X_a h = M_R$  den gelenkigen Zustand in den wirklichen Zustand zurückführt, kann man das Moment  $M_R$  auch als Rückstellmoment bezeichnen, und die Kraft  $R = \frac{X_a h}{b}$  als Rückstellkraft, d. h. diejenige Kraft, um welche der eine Hauptträger be-, der andere entlastet wird (Abb. 16). Die Größen von  $M_R$ ,  $R$  und  $X_a$  lassen sich durch Formeln in Abhängigkeit vom  $\rho$  darstellen.

Um den Sinn der Rückstellung, ein der Dynamik ebenfalls entlehnter Begriff, leichter verständlich zu machen, sollen vorher diese Größen praktisch an einer der durchgeführten Versuchsmessungen erläutert werden. Als Beispiel ist wieder der Überbau III der Rheinbrücke bei Duisburg gewählt.

a) Meßergebnis.

Es bezeichnet:  
 $f_1$  = gemessene Durchbiegung des Trägers  $O$ ,  
 $f_2$  = gemessene Durchbiegung des Trägers  $N$ ,  
 $f_0$  = Durchbiegung der Hauptträger für  $a = a'$  (sym. Belastung),  
 $2 f_0$  = Durchbiegung für  $a = b$  (Lastangriff im Hauptträger),  
 $f_1$  = Durchbiegung des Trägers  $O$  für  $\rho = 1$ , d. h. für das gelenkige System,  
 $f_2$  = Durchbiegung wie vor für den Träger  $N$ ,  
 $2 \Delta f$  = Gesamtschiefstellung.

Die schraffierte Fläche (Abb. 16) gibt die als Funktion von  $\rho$  und  $P$  darstellbare Rückstellung oder den Verwindungswiderstand wieder. Die Rückstellung um das Stück  $\delta$  kann man sich durch die Kraft  $R$  hervorgerufen denken. — Da sich die Durchbiegungen im elastischen Bereich wie die angreifenden Kräfte verhalten, ist (bei  $a = b$ ):

$$(24) \quad \frac{P}{R} = \frac{2 f_0}{\delta}, \text{ und die Rückstellkraft}$$

$$R = P \frac{\delta}{2 f_0} = 0,117 P.$$

Zusammenstellung III.

Brücke	Stützweite $l$ m	Syst.-höhe $h$ m	Haupt-Abstd. $b$ m	Durchbiegung gemessen		$\frac{f_1}{f_2}$	$\frac{\alpha'}{\alpha}$	$\rho = \frac{f_1}{f_2} \frac{\alpha'}{\alpha}$	Querschnittsskizze	Schiefstellung $\Delta f = \frac{f_1 - f_2}{2}$	Bemerkg.
				$f_1$ mm	$f_2$ mm						
Duisburg III	189,0	20,0	9,2	14,9 23,4	20,1 29,6	0,741 0,791	0,449 0,449	1,65 1,76		mm 2,6 3,1	
Duisburg II	126,0	20,0	9,2	16,1	16,1	0,628	0,449	1,40		3,0	Meßergeb- unvollständ. bei Auswertg. nicht berüks.
Wesel	104,0	10,5	3,9	21	32	0,656	0,436	1,50		5,5	Werte bei ein- früheren Probebelastg. ermittelt
Duisburg IV	88,6	10,0	9,2	11,8 17,7	19,6 26,7	0,634 0,663	0,449 0,449	1,41 1,48		3,4 4,5	
Tschirne	86,0	6,60 12,80	8,30	a) 15,9 b) 9,9 15,3	24,2 14,6 23,0	0,657 0,678 0,665	0,407	1,61 1,67 1,63		4,1 2,3 3,8	a) Rahmen 1 b) " " 2
Hanau	45,8	5,80	8,65	2,5	5,7	0,439		1,06		1,6	
Münster i/W.	45,0	5,6	9,2	a) 6,35 b) 3,6	16,0 9,0	0,397 0,400	0,388	1,01 1,03		4,8 2,7	Ohne oberen Windverb.
Tschirne	42,0	6,6	8,30	a) 5,7 7,0 4,9 6,1	11,4 14,4 9,4 12,9	0,500 0,487 0,521 0,473	0,407	1,23 1,20 1,28 1,16		2,8 3,7 2,2 3,4	

Berechnung der Verwindungssteifigkeit  $\rho$ .

Das Rückstellmoment  
 (25)  $M_R = R b = 1,08 P \text{ tm}$  oder

$$M_R = \frac{M \cdot 1,08 P}{P e} = 0,617 M.$$

Die waagerechten Verbände nehmen hier also mehr als die Hälfte des äußeren Moments auf. Die waagrecht in Brückenmitte angreifend gedachte Kraft ist

$$(26) \quad X_a = \frac{b}{h} \cdot R = 0,054 P.$$

$\beta$ ) Rechnerisches Ergebnis mit Hilfe des Verwindungsbeiwertes  $\rho$ .

Es ist ferner nach Abb. 16

$$(27) \quad f_1 = \bar{f}_1 + \delta$$

$$(28) \quad f_2 = \bar{f}_2 - \delta$$

$$(29) \quad \frac{f_1}{f_2} = \rho \cdot \frac{a'}{a}$$

$$(30) \quad \bar{f}_1 = \frac{2 a' \cdot f_0}{b}$$

$$(31) \quad \frac{\bar{f}_1}{\bar{f}_2} = \frac{a'}{a}$$

(bei gelenkigem Anschluß).

Aus den vorstehenden Bedingungen ergibt sich die Rückstellung:

$$(32) \quad \delta = f_1 \cdot \frac{\rho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \rho + 1} \text{ und}$$

$$(33) \quad R = \frac{P a'}{b} \cdot \frac{\rho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \rho + 1};$$

$$(34) \quad M_R = P a' \cdot \frac{\rho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \rho + 1};$$

$$(35) \quad X_a = \frac{P a'}{h} \cdot \frac{\rho - 1}{\frac{a'}{a} \cdot \rho + 1}.$$

Abb. 16. Auswertung der Meßergebnisse.

Setzt man jetzt für  $\rho$  den aus Formel (19) sich ergebenden Wert ein, so wird  $X_a = 0,0532 P t$ .

Nach dem ersten Berechnungsverfahren hatte sich aus Formel (15)  $X_a = 0,0552 P t$  ergeben.

Beide Werte weichen nur unerheblich von dem aus der Messung nach Formel (26) festgestellten Wert für  $X_a = 0,054 P t$  ab.

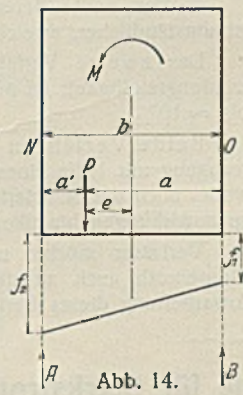
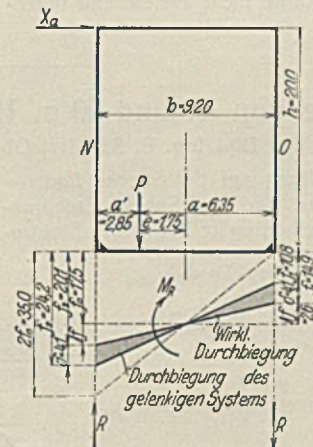


Abb. 14. Lotrechte Durchbiegung der Hauptträger.



e) Bestimmung der Schiefstellung der Fahrbahn. Die Schiefstellung  $\text{tg } \alpha = \frac{2 \Delta f}{b}$  läßt sich ebenfalls mit Hilfe von  $\rho$  bestimmen.

Es ist

$$(36) \quad \Delta f = \bar{f}_1 \cdot \frac{b}{2a'} \cdot \frac{a - \rho a'}{a + \rho a'} \quad \text{und}$$

$$(37) \quad \text{tg } \alpha = \frac{2 \Delta f}{b} = \frac{\bar{f}_1}{a'} \cdot \frac{a - \rho a'}{a + \rho a'}.$$

Bei den Meßversuchen konnten nur Teilbelastungen durchgeführt werden, so daß sich hierbei nicht die größten Schiefstellungen ergaben. Nimmt man nun an, daß die Einflußlinie für die Durchbiegung eine quadratische Parabel sei und die Durchbiegung  $f_{\Delta l}$  für Teilbelastung sich zur Durchbiegung  $f_l$  für Vollbelastung wie  $F_{\Delta l} : F_l$  der entsprechenden Flächen der Einflußlinie verhält, so wird,

$$(36) \quad f_l = f_{\Delta l} \cdot \frac{l^3}{x(3l^2 - 4x^2)}.$$

Da auch  $\Delta f$  eine Funktion von  $f$  ist, errechnet sich hieraus die Gesamtschiefstellung  $2 \Delta f$ , z. B. für den großen Überbau der Oderbrücke bei Tschirne unter einseitiger Vollbelastung auf der ganzen Brückenlänge zu 9,6 mm, oder auf die Spurweite umgerechnet zu  $\frac{9,6}{8,3} \cdot 1,5 = 1,75$  mm.

### V. Zusammenfassung.

Das praktische Ergebnis der Versuchsreihe kann also vorbehaltlich der Bestätigung durch weitere Untersuchungen wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Eine betriebsgefährliche Schrägstellung der Gleise, winkelrecht zur Fahrtrichtung, ist in keinem Fall beobachtet worden. Brücken aus hochwertigem Baustahl scheinen in dieser Hinsicht zu Bedenken keine Veranlassung zu geben.

2. Bei Überbauten mit kleinerem  $h/l$ , insbesondere aus hochwertigem Stahl, wird die Schrägstellung bei einseitiger Belastung zweigleisiger Brücken am wirksamsten durch einen steif angeschlossenen, oberen und unteren Flachverband, also z. B. mit Querrahmen in jedem Feld, vermindert.

Die erhöhte statische Unbestimmtheit bildet keinen Grund, der statischen Bestimmtheit zuliebe irgendwelche gelenkigen Anschlüsse auszubilden, insbesondere, da jede statische Unbestimmtheit stets eine Reserve an Sicherheit einschließt. Es sei hier erwähnt, daß die Lockerung von Nieten an derartigen steifen Querrahmenecken nur ein Beweis für ihre zu schwache Ausbildung ist.

Der obere Flachverband muß bei der üblichen Brückenquerschnittsausbildung ohne Querrahmen in jedem Feld seine waagerechten Auflagerkräfte möglichst durch Endrahmen über den Auflagern direkt auf die Widerlager übertragen und nicht vorher, also z. B. bereits im vorletzten Feld, durch Steifrahmen auf den unteren Verband abgeben.

Eine derartige Ausführung liegt bei der Mainbrücke in Hanau (Abb. 3) vor.

Bei den Querrahmen müssen auch die Pfosten und Schrägen und vor allem die waagerechten Verbände möglichst steif ausgebildet werden, wenn die Verwindung vermindert werden soll.

Dies trifft für den kleinen Überbau der Brücke bei Tschirne zu, ist aber für den großen Überbau bei Tschirne nicht ausreichend durchgeführt (Abb. 5).

3. Beide Hilfsmittel (Flachverband und Querrahmen), welche besonders bei größeren Spannweiten, etwa über 75 m, zweckmäßig werden, sind auch aus dynamischen Gründen zu empfehlen, da eine steifere Konstruktion stets Schwingungen mit geringerer Auslenkung ausführt und mithin kleinere Beanspruchungen erleidet.

Außerdem werden die Eigenschwingungen sowohl in lotrechter und waagerechter Richtung wie auch die Torsionsfrequenzen von steif ausgebildeten Überbauten kleinerer Spannweiten möglicherweise oberhalb ihrer kritischen Befahrgeschwindigkeiten gerückt. Ein Aufschaukeln zu gefährlichen Schwingungen, z. B. durch unausgeglichene, hin- und hergehende Triebwerkteile von Dampflokomotiven kann bei größerer Steifigkeit selbst bei hohen Geschwindigkeiten kaum noch erfolgen.

Dahingehende dynamische Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen.

Die theoretischen Untersuchungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Eine Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung bei einseitiger Belastung infolge der Flachverbände und Querrahmen kommt zwecks Materialersparnis nicht in Frage, da bei Eisenbahnbrücken für die Dimensionierung der Hauptträger stets eine zweigleisige Belastung ungünstiger ist und daher zugrunde gelegt werden muß, die Flachverbände aber schon aus rein konstruktiven Gründen meistens überdimensioniert werden.

Eine Durchführung der im Teil IV erfolgten Berechnungen einseitiger Belastungszustände ist demnach für gewöhnlich nicht erforderlich; sie kann jedoch zur Berechnung der Flachverbände, Quersteifigkeit, Eckanschlüsse und Verwindungsspannungen dienen.

2. Bei einseitiger Belastung tritt eine Entlastung des am stärksten belasteten Hauptträgers infolge der Verwindungssteifigkeit ein.

Die waagerechten Verbände dagegen, die meist nur für Windkräfte berechnet werden, erhalten aus der einseitigen Verkehrslast eine Zusatzbeanspruchung, die nach den beiden hier angegebenen Verfahren berechnet werden kann. In den Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (BE) ist dieser Zusatzbelastung durch Verringerung der zulässigen Spannung bereits teilweise Rechnung getragen.

3. Bei zweiseitiger Belastung erhalten die waagerechten Verbände, ausgenommen die Pfosten (oberen Riegel der Querrahmen), bei unmittelbarer Querträgerbelastung keine Beanspruchungen.

4. Das erste Berechnungsverfahren mit Hilfe der Federkonstanten ist umständlicher, erreicht aber Genauigkeiten bis  $\sim 5\%$ .

Das zweite Verfahren mit Hilfe der empirisch gefundenen Verwindungssteifigkeit ist äußerst einfach, erreicht jedoch nur Genauigkeiten bis  $\sim 10\%$ .

Beide Verfahren sind jedoch wesentlich kürzer als eine Berechnung mit Hilfe eines vielfach statisch unbestimmten Raumschwerwerks, wobei noch die Schwierigkeiten für die Annahme der verschiedenen Einspannwirkungen hinzukommen.

Verfasser möchte nicht versäumen, Herrn Reichsbahnoberspektor Morgenroth auch an dieser Stelle für die wertvolle Mitarbeit bei der Ausarbeitung dieses Berichtes zu danken.

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfreileitungen.

Von Dipl.-Ing. E. Schultz, Oberingenieur, Niesky, Ob.-Lausitz.

Zur Überführung der 100 000 Volt Leitung auf der Strecke Lautau—Zschornowitz über die Elbe südlich Torgau und der Strecke Zschornowitz—Bitterfeld über ein Grubenfeld bei Zschornowitz ließen die Elektro-

werke A.-G. Berlin durch die Christoph & Unmack A.-G., Niesky, Stahl-Gittertürme von 41 und 50 m Höhe ausführen. — Die zu beiden Seiten der Elbe stehenden 50 m hohen Türme sind Tragtürme.

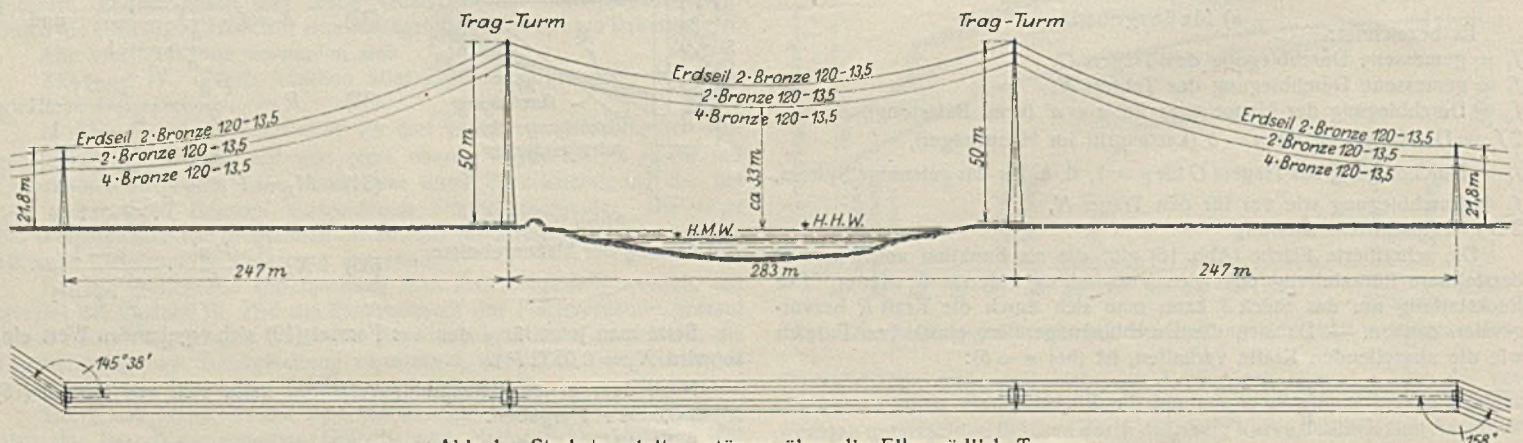


Abb. 1. Starkstromleitungstürme über die Elbe südlich Torgau.





Richtungen abgelenkt, so daß die Anker lotrecht in die Fundamente eingebaut werden konnten. Einzelheiten hierüber zeigt Abb. 3.

Für die Besteigung der Türme ist eine Steigeleiter ohne jeden Absatz von unten bis oben durchgeführt. Sie schmiegt sich der Form des benachbarten Eckstiels vollständig an. In Abständen von 10 bis 12 m wurden Podeste angeordnet, die für einen Mann Platz bieten und auch das Ausweichen beim Auf- und Absteigen gestatten bzw. eine ausreichende Möglichkeit zum Ausruhen bieten. In jeder Podestebene ist ein waagerechter Verband nach Abb. 4 angeordnet. Das unterste Podest liegt 2,5 m über dem Erdboden. Erst hier beginnt die Leiter, um das Besteigen durch Unbefugte oder durch Kinder zu verhindern.

Die Leitungsselle sind an drei Traversen aufgehängt. Die zweite Traverse sitzt 2 m unter der ersten, die dritte 3,4 m unter der zweiten. Der ungleiche Abstand ist dadurch bedingt, daß die oberste Traverse nur zwei Erdselle zu tragen hat, die unmittelbar an der Traverse angeschlossen sind, während die Starkstromleitungen an kräftigen, achtgliedrigen Hängisolatoren aufgehängt sind, für die genügend Raum frei zu halten war. Der gegenseitige Abstand der Leitungen selbst ist fast gleich, nämlich 3,5 und 3,4 m. Für das Begehen sind die Traversen mit quadratisch gelochten Blechen von 3 mm Stärke bei 30 x 30 mm Lochgröße und 10 mm breiten Zwischenstegen abgedeckt. Außerdem sind in 40 cm Höhe über diesen Blechen zur Sicherheit für das Arbeitspersonal Flachstabgeländer angebracht.

Die Berechnung der Türme erfolgte nach dem in Abb. 5 skizzierten Belastungsschema. Die hier angegebenen Belastungen beziehen sich jeweils auf die Summe der Drähte und entstehen durch den Winddruck auf die Leitungen und Isolatoren.

Die angegebenen Kräfte wirken nur in der Y-Richtung. Da die nach den Vorschriften in der X-Richtung (Leistungsrichtung) anzusetzenden Kräfte (ein Viertel des Winddrucks auf die halbe Länge der Leitungen) geringere Stabspannungen ergaben, wurden auch die gleichen Kräfte wie in der Y-Richtung angenommen. Zu den in Abb. 5 angegebenen Kräften kommen noch die Windlasten auf die Traversen und auf die Turmkonstruktion selbst, ferner die senkrechte Belastung aus Eigengewicht, Traversenlast, Leitungen und Eislast.

Abb. 6 zeigt die fertig montierten Türme, auf welchen die Leitungen bereits verlegt sind.

**2. Türme über das Grubenfeld bei Zschornewitz.**

Wie eingangs erwähnt, wurden zwei Tragtürme und zwei Winkeltürme zur Aufstellung gebracht. Die Tragtürme sind genau dieselben wie die der Elbekreuzung, jedoch ohne das unterste, 9 m lange Feld.

Von den beiden Türmen trägt einer die Leitung Lautau—Zschornewitz, der andere die Leitung Zschornewitz—Bitterfeld. In dem gleichen geringen Abstand stehen auch die beiden Winkeltürme dieser beiden Leitungen. Wenn deren Belastungen wegen der

Winkel-Abspann-Turm

Trag-Turm

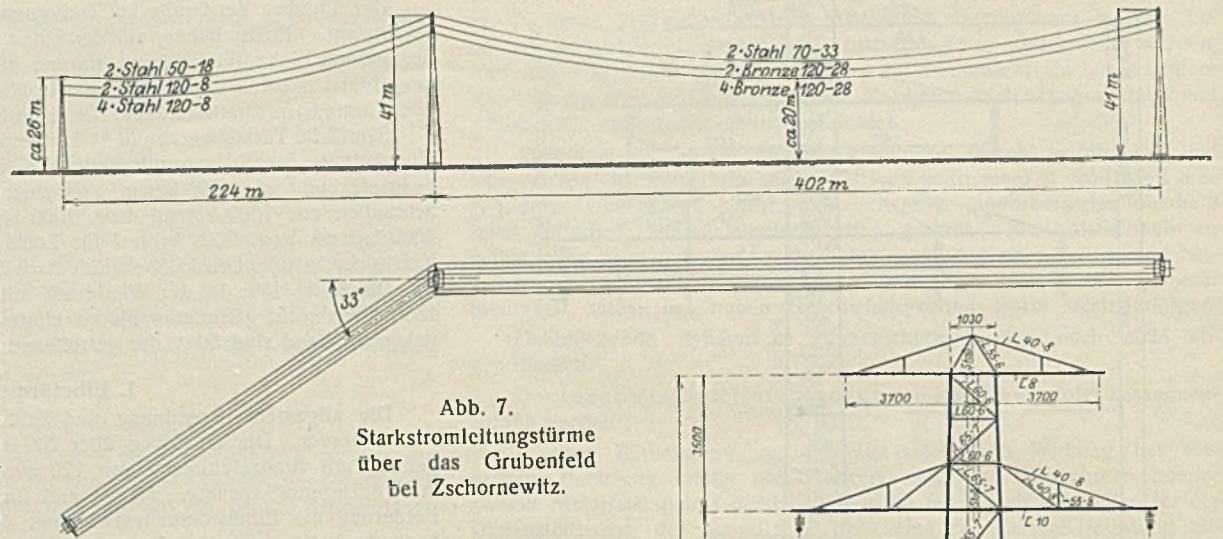


Abb. 7. Starkstromleitungstürme über das Grubenfeld bei Zschornewitz.

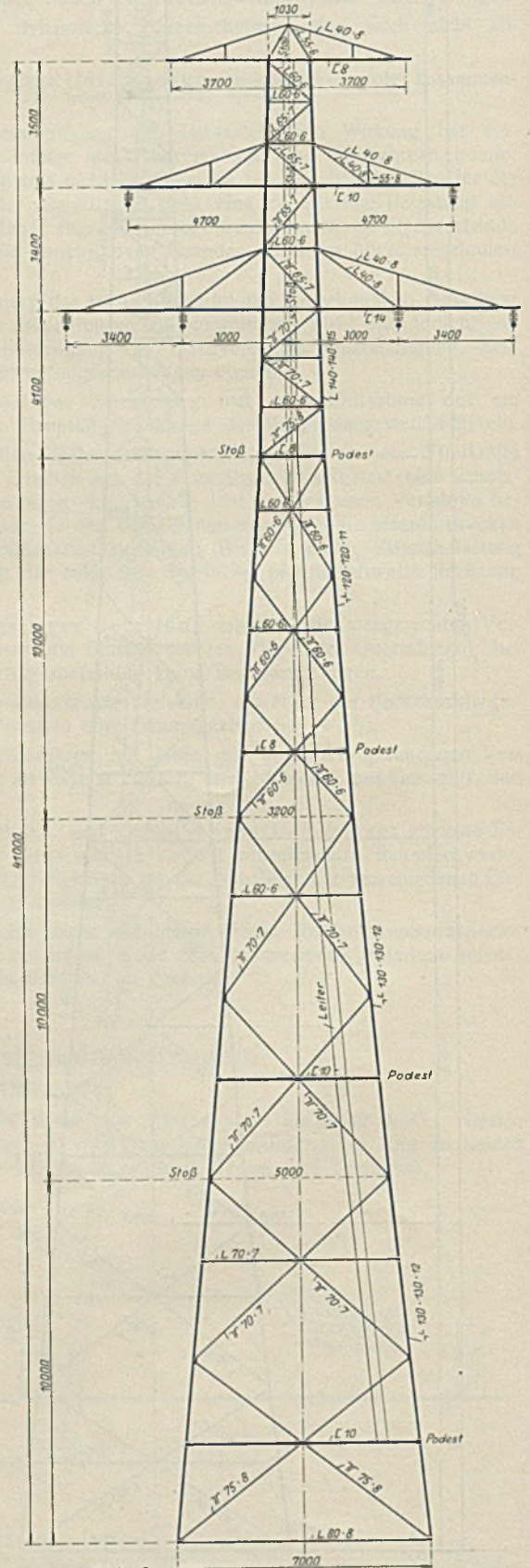


Abb. 9. System eines Eckturmes bei Zschornewitz. Die angegebenen Profile beziehen sich auf die stärker ausgeführte Wand.

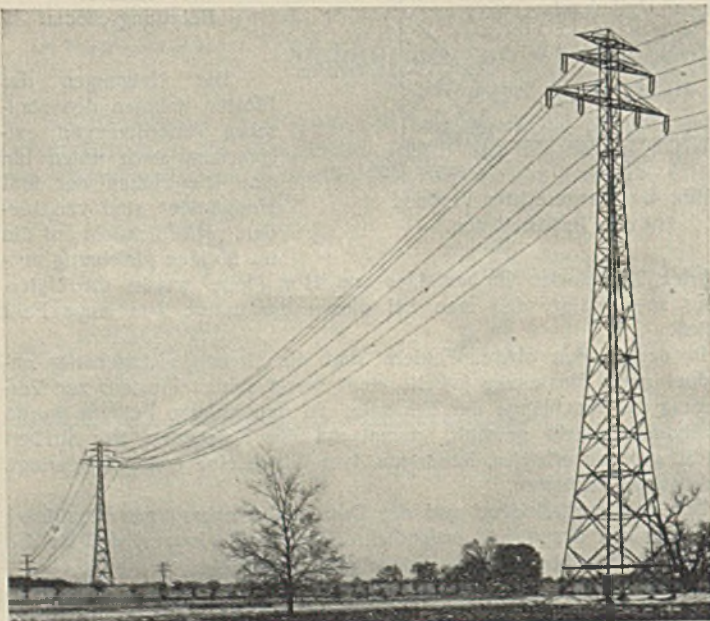


Abb. 6. Ansicht der fertig montierten Elbetürme.

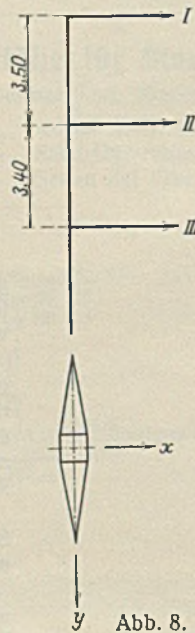


Abb. 8. Belastungsschema.

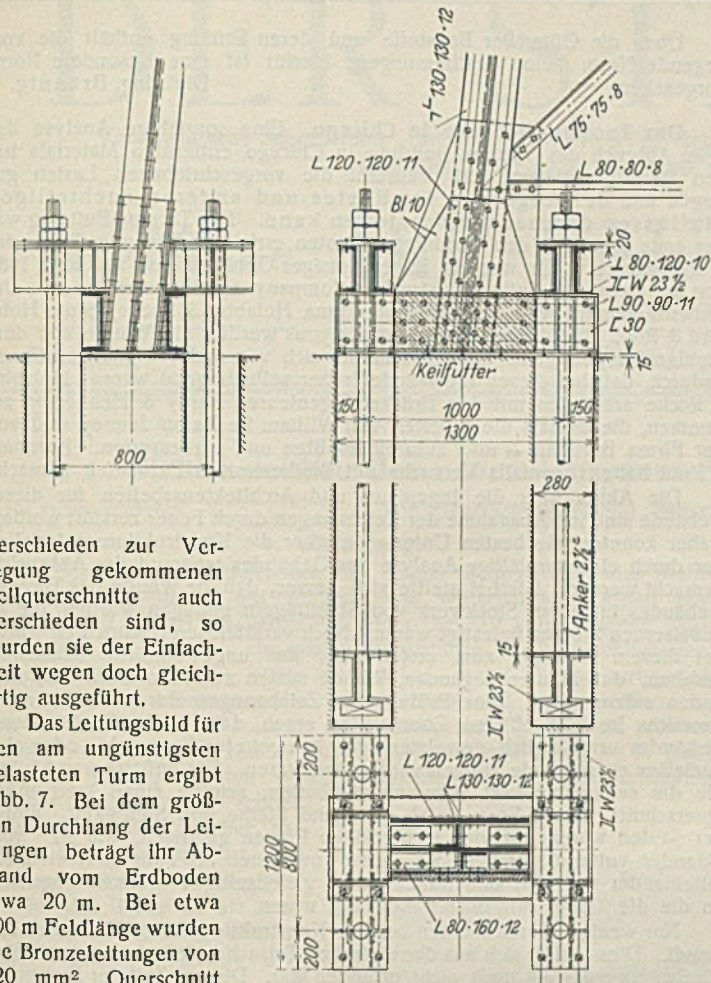


Abb. 10. Ausbildung der Verankerung.

verschieden zur Verlegung gekommenen Sellquerschnitte auch verschieden sind, so wurden sie der Einfachheit wegen doch gleichartig ausgeführt.

Das Leitungsbild für den am ungünstigsten belasteten Turm ergibt Abb. 7. Bei dem größten Durchhang der Leitungen beträgt ihr Abstand vom Erdboden etwa 20 m. Bei etwa 400 m Feldlänge wurden die Bronzeleitungen von 120 mm<sup>2</sup> Querschnitt mit 28 kg/mm<sup>2</sup> gespannt, die 70 mm<sup>2</sup> starken

Stahlseile der Erdleitung mit 33 kg/mm<sup>2</sup>, während die Spannungen in den Nachbarfeldern wesentlich geringer wurden, und zwar bei den Stahlseilen 18 kg/mm<sup>2</sup>, bei den Aluminiumseilen 8 kg/mm<sup>2</sup>. Diese sehr verschiedenen Spannungen ergeben große Unterschiede in den Zügen der Leitungen und verschieben bei normalem Belastungszustand die Resultierende erheblich in Richtung der stärker gespannten Leitungen. Für den Normalfall wurde dann auch die Berechnung unter Einsatz der Leitungszüge bei entsprechender Temperatur und Eisbelastung durchgeführt. Die zweite Forderung der Vorschriften, daß bei einseitigem Reißen der Leitungen der Mast mit 2/3 Gesamtzug der übrigen zu berechnen ist, kam nicht in Frage. Die großen Unterschiede in den Leitungszügen bedingen eine verschiedenartige Ausbildung der beiden Mastseiten. Sie wurden beide besonders berechnet und besonders bemessen. Nach dem Belastungsschema der Abb. 8 ergaben sich für die Berechnung nachstehend angegebene Kräfte, die sich jeweils auf die Summe der Leitungen beziehen.

Angriffstelle	Kräfte für Berechnung der		
	Eckstiele	Streben in der X-Richtung	Streben in der Y-Richtung
Obere Traverse . . .	4 090 kg	3 110 kg	1200 kg
Mittlere „ . . .	6 250 kg	5 210 kg	1400 kg
Untere „ . . .	12 500 kg	10 420 kg	2800 kg

Insgesamt beträgt also der obere Spitzenzug für die Berechnung der Eckstiele etwa 23 t bei einer Angriffshöhe von etwa 36 m über dem Erdboden. Zu diesen Lasten kommt noch der Winddruck auf die Traversen

und den Turm selbst, während der Winddruck auf die Leitungen und Isolatoren bereits in den vorerwähnten Zahlen enthalten ist. Die Belastung eines derartigen Turmes ist also außerordentlich stark, und es war in diesem Fall nicht mehr möglich in den unteren Teilen der Eckstiele mit einfachen Winkeln auszukommen. Die Bemessung ergab die in dem Systembild der Abb. 9 eingetragenen Querschnitte. In den leichten Wänden erfolgte der Anschluß der Streben an die Stiele unmittelbar ohne Knotenbleche. In den schweren Wänden machten die großen Kräfte solche notwendig, um die erforderlichen Niete und Schrauben unterbringen zu können. Das äußere Bild der Winkeltürme ist genau dasselbe wie das der Tragtürme, jedoch mit einer gleichmäßigen Feldeinteilung von 10 m

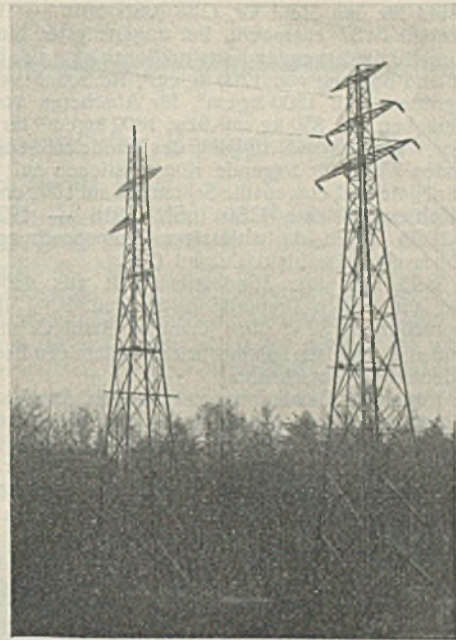


Abb. 11. Ansicht eines fertig montierten und eines noch im Bau befindlichen Eckturmes.

bei einem oberen Feld von 11 m Länge. Der Abstand der Eckstiele am Kopf ist 1,03 m, am Fuß 7 m.

Die Übertragung der Zugkräfte auf die Fundamente erfolgt für jeden Pfosten durch vier Anker von 2 1/2" Durchmesser. Die Anker sitzen senkrecht im Fundament und sind mittels Kellplatten an die Eckstiele angeschlossen. Die Abb. 10 veranschaulicht die Ausbildung im einzelnen.

Podeste, Leitern, Traversen und deren Abdeckung sind grundsätzlich in derselben Weise wie bei den Tragtürmen angeordnet, nur der Traversenabstand ist wegen Verwendung von Abspannketten an Stelle von Hängeisolatoren nicht so ungleich wie bei den Tragtürmen. Abb. 11 zeigt einen der beiden Ecktürme fertig montiert und mit Leitungen belegt, während sich der andere im Zustand der Montage befindet. Der Aufbau der Türme geschah grundsätzlich in der Weise, daß innen ein schlanker, stählerner Mast aufgestellt wurde, der an seinem oberen Ende mit einem drehbaren Ausleger versehen war, an dem die einzelnen Teile hochgezogen wurden. Um die Zeiten, die das häufige Hochziehen verursachte, möglichst kurz zu halten, wurden zum Antrieb Dampfwinden verwendet. Bei den Tragtürmen war es möglich, einzelne Felder der Wände für sich unten zusammenzubauen und im ganzen hochzuziehen. Die schweren Teile der Winkeltürme ließen dies nicht zu. Hier mußte jeder einzelne Stab für sich nach oben gebracht werden. Der Einbau der Traversen erfolgte ebenfalls mittels der vorerwähnten Masten.

Die Gewichte der Stahlkonstruktion einschließlich Traversen, Verankerungen und sonstigen Zubehörs stellten sich wie folgt:

1 Tragturm von 50 m Höhe . . . . .	14,3 t
1 „ „ 41 m „ . . . . .	10,8 t
1 Winkelturm von 41 m „ . . . . .	23,5 t

### Verschiedenes.

Die tschechischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau (CSN 1051, — 1929). Die vorliegende im Jahre 1929 in Kraft getretene Norm CSN 1051 — 1929 „Vorschriften für Eisenkonstruktionen im Hochbau“ wurde von einem Ausschuss bearbeitet, dem die deutschen und tschechischen Technischen Hochschulen zu Prag und Brünn, die tschechischen Fachministerien, Fachverbände, sowie einige größere Industriewerke angehörten. Die Norm schließt sich an die Norm CSN 1050 „Belastungen von Konstruktionen und Beanspruchungen von Baustoffen“ an und beschränkt sich daher nur auf die Anforderungen, die an den sachgemäßen Entwurf von Stahlkonstruktionen zu stellen sind. Man war bei der Ausarbeitung der Norm bemüht, die wissenschaftlichen Grundlagen ebenso zu berücksichtigen,

wie die wirtschaftlichen Folgen der einzelnen Bestimmungen. Bewährten Vorbildern des Auslandes verschloß man sich nicht, gab aber sonst den Gewohnheiten, sowie der guten einheimischen Praxis den Vorzug. Der Geltungsbereich der Vorschriften umfaßt alle Hochbauten, für die keine besonderen Bestimmungen bestehen (z. B. Drehscheiben, elektrische Leitungsmaste usw.).

Die Reihenfolge der Bestimmungen wurde dem Arbeitsvorgang in der Praxis angepaßt. Der erste Abschnitt behandelt den Bauentwurf und führt die Einzelarbeiten auf, die zum allgemeinen Entwurf und zum detaillierten Entwurf gehören. Die äußere Form der Entwürfe wird genau angegeben.

Die wichtigsten Bestimmungen sind im zweiten Abschnitt enthalten, der die statische Berechnung behandelt. Die Angaben über die in Ansatz zu bringende Belastung und über die Art der Berechnung weichen im allgemeinen nicht von unseren deutschen Bestimmungen und Gebräuchen ab. Die zulässigen Beanspruchungen des normalen Baustahles und der hochwertigen Stähle sind auf Grund eigener Versuche, sowie entsprechender Bestimmungen des Auslandes (u. a. Deutsche Reichsbahn) festgesetzt worden. Man hielt für normalen Baustahl bei Zug, Druck und Biegung durchschnittlich eine 3fache, im Minimum eine  $2\frac{1}{2}$ fache Sicherheit gegenüber der Zerreißfestigkeit für ausreichend. Bei Nietten wurde die zulässige Beanspruchung auf Lochleibungsdruck zu dem 1,5fachen der Zugbeanspruchung gewählt; die entsprechenden deutschen Werte wurden als zu hoch angesehen.

Demnach sind für den Stahl Cc, C 38 (CSN 1016 — 1926), der dem deutschen Flußstahl St 37 entspricht, bei ungünstigster Einwirkung aller Lasten außer Wind für die tragenden Konstruktionen eine zul. Beanspruchung für Zug, Druck und Biegung von 1200 kg/cm<sup>2</sup>, für Schub von 800 kg/cm<sup>2</sup>, für Lochleibungsdruck von 1800 kg/cm<sup>2</sup>, für Abscheren von Nietten und eingepaßten Schrauben von 850 kg/cm<sup>2</sup> bzw. 1800 kg/cm<sup>2</sup> für Lochleibungsdruck zugelassen. Bei Berücksichtigung des Windinflusses erhöhen sich die entsprechenden Werte für tragende Konstruktionen auf 1400, 900 und 2100 kg/cm<sup>2</sup>, für Niete und eingepaßte Schrauben auf 1000 und 2100 kg/cm<sup>2</sup>.

Für die Kohlenstoffstähle C 50 (CSN 1016 — 1926) und C 55 (CSN 1042 — 1929) liegen die zulässigen Beanspruchungen um 30% bzw. 37,5% höher als beim Stahl Cc und C 38.

Für Stahl St 48 mit einer Mindestfestigkeit von 4800 kg/cm<sup>2</sup> und Mindestdehnung am langen Proportionalstab von 20% liegen die zulässigen Beanspruchungen 50% über jenen für Stahl Cc und C 38.

Für Stahlguß und Gußeisen entsprechen die zulässigen Beanspruchungen ungefähr den deutschen Vorschriften.

Die dann folgenden Bestimmungen über die Dimensionierung der Stahlkonstruktionen bei Zug, reiner Druck- und Biegezugfestigkeit sind die gleichen wie bei uns. Bei Stäben, deren absteher Flansch nicht an das Knotenblech angeschlossen ist, muß je nach der Zahl der Anschlußniete ein Teil des abstehernden Flansches als unwirksam abgezogen werden.

Bei der Berechnung von Druckstäben ist auch nach tschechischen Vorschriften die Druckkraft mit einem Koeffizienten zu multiplizieren, der aus der Knickspannungslinie hergeleitet wird. Bei der Ermittlung des Koeffizienten wurde aber von dem Grundsatz ausgegangen, den Sicherheitsfaktor für alle Werte des Schlankheitsgrades  $\lambda$  gleich groß zu halten ( $\mu = 3,5$  bzw. 3,0). Die Grenze zwischen dem elastischen und plastischen Bereich wurde für Stahl Cc und C 38 auf  $\lambda = 100$  festgesetzt, bei den übrigen Stählen den verschiedenen Proportionalitätsgrenzen entsprechend. Eine Begrenzung des Schlankheitsgrades ist nicht vorgesehen, ebensowenig wie besondere Gebrauchsformeln für die Querschnittsermittlung angegeben sind. — Für die anzunehmende freie Länge der Knickstäbe sind für einfache Fälle Bestimmungen getroffen, sonst muß die Wahl der Knicklänge besonders begründet werden. So kann als freie Länge in der Trägerebene bei Druckgurten die 0,8fache theoretische Länge des Gurttabes, bei Füllungsstäben die 0,8fache Entfernung der Mittelpunkte der Anschlußnietgruppen eingeführt werden.

Bei mehrteiligen Druckstäben darf die Entfernung der Bindebleche ohne Rücksicht auf die Schlankheit des Gesamtstabes nicht größer sein als 30  $i$ , wobei  $i$  der kleinere der beiden Trägheitshalbmesser eines Profils in der Trägerebene oder senkrecht dazu ist. Für Druckstäbe aus Flach- und Profilstäben ist die größte Entfernung der Randniete der Bindebleche auf die 30fache Dicke des Flachstabes, jedoch auf höchstens 300 mm festgesetzt. Für Druckstäbe aus mehreren Teilen, die durch Querbleche oder Vergitterung untereinander verbunden sind, ist zur Spannungsnachprüfung eine Gebrauchsformel angegeben. Über den Abstand der Einzelstäbe voneinander bestehen keine Vorschriften.

Der III. Abschnitt faßt einige allgemeine Konstruktionsvorschriften zusammen, so über die Ausbildung von Lagern, Vollwand- und Fachwerkträgern, über Stoßdeckungen, Nietabstände und kleinst zulässige Blech- und Winkelstärken.

Der IV. Abschnitt behandelt die „Ausführung der Konstruktionen“. Die tschechischen Vorschriften weichen hier nur ganz unwesentlich von den deutschen Bestimmungen ab, die in der DIN 1000 „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken“ in den §§ 5, 6, 8, 9 und 10 enthalten sind.

Die dann folgenden Abschnitte „Abwiegen und Werkstattabnahme“ und „Verkittung und Anstrich“ entsprechen bis auf einige Abweichungen den §§ 12 und 7 der DIN 1000. So ist für Gußeisen und Stahlguß nach den tschechischen Bestimmungen ein größerer Unterschied zwischen dem tatsächlichen und dem errechneten Gewicht zulässig als bei uns. Das Gewicht der Nietköpfe wird bei genieteten vollwandigen Trägern mit 4%, bei Fachwerkträgern mit  $3\frac{1}{2}$ % und bei den übrigen genieteten Trägern mit 3% zu dem berechneten Gewicht der entsprechenden Tragkonstruktion zugeschlagen.

Der VII. Abschnitt über die „Untersuchung und Prüfung“ entspricht dem § 11 der DIN 1000. Die gemessenen elastischen Durchbiegungen der Konstruktionen dürfen nach den tschechischen Bestimmungen nur 10% größer sein als die berechneten. Die bleibenden Durchbiegungen dürfen höchstens 25% der berechneten erreichen.

Der letzte Abschnitt über „Instandhaltung“ schreibt alle 6 Jahre eine sachgemäße Untersuchung aller Konstruktionen vor, die sich auf die Auflagerkonstruktionen, auf einzelne Konstruktionsteile, auf Niet- und Schraubenverbindungen und auf den Anstrich zu erstrecken hat.

Die Norm ist ergänzt durch die Tafeln der Knickkoeffizienten für die vier Arten von Baustählen und für Gußeisen.

Über die Güte der Baustoffe und deren Prüfung enthält die vorliegende Norm keine Bestimmungen; hierfür ist eine besondere Norm Dipl.-Ing. Bräunig.

**Das Tacoma-Gebäude in Chicago.** Eine sorgfältige Analyse des beim Abbruch des Tacoma-Building in Chicago entfernten Materials hat den Beweis geliefert, daß Baustahl die vorgeschriebenen Lasten gut tragen und den Angriffen des Rostes und anderen nachteiligen Einflüssen durchaus widerstehen kann. Das Tacoma-Building war der erste jemals in den Vereinigten Staaten errichtete Bau vom Typus des Wolkenkratzers. Es war ein 13 geschossiges Gebäude, das im Jahre 1887 von der George A. Fuller Construction Company errichtet worden ist. Der Entwurf stammte von der Architektenfirma Holabird & Roche, heute Holabird & Root. Bei diesem Konstruktionstypus wurden die Wände von dem Stahlgerüst getragen. Es unterscheidet sich von anderen Konstruktionen dadurch, daß bei diesen die Wände früher selbsttragend waren. Holabird & Roche arbeiteten mit den Brücken-Ingenieuren Purdy & Henderson zusammen, die damals die Arbeiten von William Le Baron Jenney und von der Firma Burnham & Root zusammenfaßten und verbesserten. Burnham & Root hatten ebenfalls Versuche mit Wolkenkratzer-Entwürfen gemacht.

Die Akten über die Ingenieur- und Architektenarbeiten für dieses Gebäude sind mit Ausnahme der Zeichnungen durch Feuer zerstört worden. Daher konnten die besten Unterlagen über die Konstruktionsmaterialien nur durch eine sorgfältige Analyse des Gebäudes während des Abbruchs gemacht werden. Hierbei stellte sich heraus, daß die Wände des Tacoma-Gebäudes in jedem Stockwerk von Stahlträgern getragen wurden, die an gußeisernen Stützen befestigt waren. Nach verlässlichen Nachrichten wurde bei diesem Gebäude zum ersten Male das ungewöhnliche Schauspiel gesehen, daß Maurer begannen, Wände mitten zwischen Dach und Erdboden aufzumauern. Eine Prüfung der Zeichnungen durch Vertreter des American Institute of Steel Construction ergab, daß für das Gerüst dieses Gebäudes ursprünglich gewalzter oder bearbeiteter Formstahl, oder aber Gußeisen als tragende Stützen vorgesehen waren. Die gußeisernen Säulen, die die senkrechte Last aufzunehmen hatten, zeigten einen kreisrunden Querschnitt. Diese Form ergab genügend Stärke und Steifigkeit. Einige der Säulen waren mit vier rechteckigen Rippen gegossen, die 90° voneinander entfernt standen. Sie waren vom einen bis zum anderen Ende miteinander verbolzt, und ferner waren gleichzeitig Tragstücke gegossen, an die die Träger mit Bolzen befestigt waren.

Nur wenige Nietten wurden bei der Konstruktion dieses Gebäudes verwendet. Dies erklärt sich aus der einfachen Tatsache, daß ein automatischer Niethammer damals noch nicht erfunden war. Die zur Zeit der Errichtung des Tacoma-Gebäudes übliche Vernietung geschah durch einen Handhammer, der als „Flogging-Hammer“ bezeichnet wurde. Dieser Hammer besaß einen langen Stiel, der dem Schwung des Nieters größere Kraft verlieh. Nietten wurden nur an solchen Stellen verwendet, wo Stahl mit Stahl verbunden wurde, während Bolzen verwendet wurden, wo der Stahl mit gußeisernen Stücken verbunden wurde. Die Nietköpfe waren alle so gut ausgeführt, wie man es in einem modernen Gebäude unserer Zeit beobachten kann. Nur Ziegelsteine und Dachziegel wurden zur Deckung des Stahlgerüsts verwendet. Das war der ganze Schutz, der den Konstruktionsteilen während der 42 Jahre, die das Gebäude stand, gewährt wurde.

Wie wir hören, hat die Illinois Society of Architects ein Komitee eingesetzt, um den Zustand des Materials beim Abbruch des Gebäudes zu untersuchen. Henry Penn, der Distrikt-Ingenieur des American Institute of Steel Construction in Chicago, hat ebenfalls Proben des Materials an die Ingenieurfirma Robert W. Hunt Company in Chicago zur eingehenden Untersuchung überwiesen. Ein Bericht der Hunt Company, unterzeichnet von G. B. Givault, besagt:

„Wir verzeichnen unten das Ergebnis der Analyse eines Musterstückes eines Stahlrippes, das uns am gleichen Tage vorgelegt worden ist und das als Material aus dem Tacoma-Building, Chicago, bezeichnet wurde:

Kohlenstoff . . . . .	0,12 %
Mangan . . . . .	0,40 %
Phosphor . . . . .	0,063 %
Schwefel . . . . .	0,032 %

Die vorstehende Analyse ergibt, daß dieses Material Stahl und nicht Schmiedeeisen ist. Der Mangengehalt ist besonders bemerkenswert. Eine Probe, die an einem Teil des Stahlgerüsts gemacht ist, bestätigt diese Schlußfolgerung.

Der Stahl aus dem alten Gebäude ist einer chemischen Analyse sowie einem Ätzverfahren und einer mikroskopischen Untersuchung unterworfen worden. Dabei hat sich kein Anzeichen einer Verschlechterung in dem kristallinen Gefüge gezeigt, und man glaubt, daß das Stahlgerüst dieses Gebäudes noch für viele Jahre gut und gebrauchsfähig gewesen sein würde. Ursprünglich mit Farbe angebrachte Markzeichen waren noch so frisch und klar wie zu der Zeit, als die Träger eingebaut wurden. Das Material in den Geweben der Träger, die ursprünglich gewalzt waren, war weniger als  $\frac{1}{4}$ " dick und doch noch durchaus intakt und in der Lage, die vorgeschriebenen Lasten zu tragen, als die Profile entfernt wurden.

**INHALT:** Über die Verwindungssteifigkeit von zweigleisigen Eisenbahnfachwerkbrücken. — Stahltürme von 41 und 50 m Höhe für Starkstromfrellelungen. — Verschiedenes: Die tschechischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen im Hochbau. — Das Tacoma-Gebäude in Chicago.