

Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Robert Schwarz, Konstrukteur der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn.

I. Allgemeines.

Im Zuge von Gebirgsbahnen oder -straßen gelegene hohe Talbrücken weisen häufig, meist begründet durch die Lage in scharfer Krümmung, bei geringen Feldweiten hohe und kräftige Pfeiler auf, die den Windkräften große Angriffsflächen bieten. Obgleich die Pfeiler, ihren Abmessungen entsprechend, diesen Einwirkungen ohne Überanstrengung standhalten können, sind sie doch, der elastischen Nachgiebigkeit wegen, nur mehr in der Lage, einen Bruchteil der von den anschließenden Bogen herrührenden Windlasten aufzunehmen. Bei geringer Felderzahl, kleinen Öffnungsweiten und sehr hohen Pfeilern ist selbst der Fall denkbar, daß umgekehrt ein Teil der Pfeilerwindkraft auf die Bogen übertragen wird. Demnach sind in den Gewölben derartiger Brücken jedenfalls stärkere Beanspruchungen zu erwarten, als der Annahme vollkommener Einspannung in den Pfeilerköpfen entsprechen würde. Für beiderseits eingespannte Bogenbrücken mit großem Pfeilverhältnis liegen mehrfach Untersuchungen für Windbelastungen vor,¹⁾ nach denen die zusätzlichen Windspannungen bei Stützweiten über 50 m den erheblichen Betrag von 20 bis 40% der Eigenlast- und Verkehrsspannungen erreichen. Bei mehrfeldrigen Talbrücken treten schon bei geringen Lichtweiten, sobald die Pfeilerhöhen groß werden, recht beträchtliche Spannungen auf, und auch die für Bauwerke aus Stein, Beton oder Eisenbeton wichtigen Schubspannungen erreichen ansehnliche Werte.

Die Berechnung einer Bogenreihe auf Wind oder andere senkrecht zur Tragwand wirkende Lasten wird im folgenden derart durchgeführt, daß, vom Gleichgewicht der einzelnen Knotenpunkte des Systems ausgehend, zunächst die elastischen Verschiebungen festgelegt und damit nachträglich die zugehörigen Kraftwerte ermittelt werden. Das Verfahren, elastische Verformungen als Unbekannte aufzufassen, wird mehrfach bei Aufgaben der Statik und Festigkeitslehre angewendet, und derartige Rechnungsverfahren wurden auch zur Berechnung des durchlaufenden Bogens für Belastungen in der Tragwandebene von Engeßer²⁾ und Ostenfeld³⁾ aufgestellt. Dieses Verfahren gestattet, von beiderseits vollkommen eingespannten, also meist statisch bekannten Tragwerkteilen auszugehen und derart weiteraufbauend fortzuschreiten. Demnach werden auch der Berechnung einer Bogenreihe für Beanspruchungen senkrecht zur Tragwand die zum Teil bekannten⁴⁾ Gleichungen des beiderseits eingespannten Bogenträgers zugrunde gelegt. Bei unsymmetrischen Bauwerken, die sich aus einzelnen symmetrischen Systemteilen zusammensetzen, wird es durch vorübergehende Festhaltung der Grenzknotenpunkte möglich, die Teilsymmetrie zur Vereinfachung des Rechnungsganges auszunutzen. Ferner lassen sich die Einflußlinien der Bogenreihe in einfacher Weise mit Hilfe von Systemfestwerten aus den entsprechenden Linien des eingespannten Bogens ableiten, ein Verfahren, das an anderer Stelle ausführlich besprochen werden soll. Die folgenden Betrachtungen behandeln die Berechnung für ständige Belastung.

Die elastischen Verformungen werden ermittelt mittels der Beziehung

¹⁾ Hawranek, Berechnung von Bogenbrücken bei Beanspruchung in der Querrichtung. Mitteilungen des Deutschen Ingenieurvereines in Mähren 1917, Nr. 3. (Gmündertobel-Brücke. In dieser Abhandlung sind sechs weitere Quellen über Nebenspannungen von eingespannten Bogenträgern infolge Windbelastung angegeben.)

²⁾ Engeßer, Über Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern (Bogenreihen). Zeitschr. f. Bauw. 1901.

³⁾ Ostenfeld, Berechnung statisch unbestimmter Systeme mittels der Deformationsmethode. Der Eisenbau 1921. — Ders., Die Deformationsmethode. „Bauingenieur“ 1923.

⁴⁾ Engeßer, Das elastische Tonnengewölbe als räumliches System betrachtet. Zeitschr. f. Bauw. 1909, S. 107. (Es wird sowohl der allgemeine Fall des unsymmetrischen als auch der Sonderfall des symmetrischen Bogens behandelt.)

Hawranek, Nebenspannungen von Eisenbetonbogenbrücken. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 27. Berlin 1919. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. (In diesem Buche befindet sich auch eine umfassendere Literaturzusammenstellung über räumliche Beanspruchungen von Bogenträgern.) — Ders., Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Beton u. Eisen 1918, Heft 10 bis 18.

zwischen verhältnismäßiger Verdrehung und Moment. Bei Biegung gilt hinreichend genau die bekannte Gleichung:

$$\vartheta_b = \frac{M_b}{EJ}$$

Bezüglich des Drillungsmomentes kann eine ähnliche Beziehung aufgestellt werden, wobei der rechts stehende Ausdruck für rechteckige Querschnitte gilt.

$$(1) \quad \vartheta_t = \frac{M_t}{GJ_1} = \psi' \cdot \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3} \cdot \frac{M_t}{G}$$

Hierbei ist ϑ_t der verhältnismäßige Drillungswinkel, M_t das Drillungsmoment, G das Gleitmaß, J_1 eine für den Querschnitt feste, von den Seitenlängen b und h des Rechteckes abhängige Größe.

$$(2) \quad J_1 = \frac{1}{\psi'} \cdot \frac{b^3 h^3}{b^2 + h^2}$$

Durch Versuche mit flußeisernen Stäben rechteckigen Querschnittes fand Brettschneider⁵⁾ die geradlinige Abhängigkeit zwischen Drillungswinkel und Moment bestätigt und in guter Übereinstimmung mit der von St. Venant aufgestellten Theorie. Er ermittelte ψ' für Stäbe mit dem Seitenverhältnis $\frac{h}{b} = 1$ bis 6 als nahezu geradlinige Funktion dieses Verhältnisses und konnte hierfür folgende Gleichung angeben:

$$(3) \quad \psi' = 3,645 - 0,06 \cdot \frac{h}{b}$$

Für die folgende Berechnung wird G als fester Wert angenommen. Wie die Bachschen Versuche⁶⁾ zeigen, tritt erst bei Spannungsstufen über 12 kg/cm² die Abhängigkeit des Gleitmaßes von der Spannung deutlich hervor, und es genügt demnach bei kleineren Spannungen, mit einem unveränderlichen Wert G zu rechnen. Ferner werden in den weiteren Ableitungen die bei Drillung von eingespannten Trägern entstehenden Biegunormal- und -Schubspannungen außer acht gelassen und wird der Fall reiner Drillung vorausgesetzt. Die Normalspannungen⁷⁾, die infolge Behinderung der Querschnittwölbung durch Einspannungen sowie durch streckenweise starke Änderung der Drillungsmomente auftreten, sind bei Trägern rechteckigen Querschnittes geringfügig. Die Normalspannungen⁸⁾ infolge Angriffs der äußeren Drillungsbelastung längs der Oberfläche des Trägers (Windbelastung bei Bogenbrücken mit vollem Parapet) werden gleichfalls nicht berücksichtigt.

II. Knotenpunktgleichungen.

Um die Bedingungsgleichungen zur Lösung der vorliegenden Aufgabe aufzustellen, wird, wie eingangs erwähnt, von einem Grundsystem mit festliegenden, unbeweglichen Knotenpunkten ausgegangen. Ist das Tragwerk beliebig belastet, so wirken die Einspannungsmomente und Stützendrücke der einzelnen, beiderseits eingespannten Bogenöffnungen und Pfeiler auf die Knotenpunkte ein, und von den dort gedachten Klemmvorrichtungen müssen die entsprechenden Gegenmomente und Kräfte aufgebracht werden. Durch Lösen der Einspannungen wird der bestehende Gleichgewichtszustand gestört, die Knotenpunkte geben elastisch nach und bewegen sich in bestimmter Weise soweit fort, bis die notwendigen Widerstände

⁵⁾ Brettschneider, Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 121, S. 10.

⁶⁾ C. v. Bach, Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung. Deutscher Ausschluß für Eisenbeton, Heft 16.

⁷⁾ Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9. Aufl., S. 364. Berlin, Verlag von Julius Springer.

Huber, Der Einfluß einer Einspannung bei einem I-Träger auf den Widerstand gegen Verdrehen. „Bauingenieur“ 1925, Heft 5, S. 182.

Busemann, Formänderung durch Verdrehung. Z. d. v. D. I. 1911, S. 633. Zschetsche, Das Torsionsproblem. Österreich. Wochenschr. f. öffentl. Baudienst 1912, S. 114.

A. Föppl, Bayerische Akademieberichte 1920. — Ders., Drang und Zwang, 2. Bd., S. 351.

⁸⁾ Reiner, Über Torsion prismatischer Stäbe durch Kräfte, die auf den Mantel einwirken. Österreich. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1915, S. 354; auch Zeitschr. f. angewandte Mathem. u. Mech. 1925, S. 409.

wachgerufen und das Gleichgewicht des Tragwerkes wiederhergestellt ist. Werden die Knotenpunkte zwangsweise, mit Hilfe der Festhaltevorrchtungen in die richtige, endgiltige Lage gebracht, so sind hierzu Einwirkungen von entgegengesetzt gleicher Größe, wie sie früher zur Erhaltung der Einspannung notwendig waren, erforderlich. Die auf die Klemmen wirkenden Gesamtkräfte verschwinden demnach im Augenblick des Erreichens der Endlage, und es können nunmehr die Vorrichtungen vom Tragwerk abgenommen werden, ohne daß eine weitere Bewegung der Knotenpunkte eintritt. Es muß daher die Summe aller Kräfte und Momente, die zur Erhaltung der Einspannung in einem herausgegriffenen Knotenpunkte notwendig war, vermehrt um die Summe aller Wirkungen, die die Bewegung des Knotens in seine richtige Endlage verursachten, zu Null werden.

Werden nur die Belastungen eines ebenen Tragwerkes (Talbrücke in der Geraden) winkelrecht zur Tragwand behandelt, so ergeben sich für den betrachteten Knoten n drei Gleichgewichtsbedingungen von folgender Form:

$$(4) \begin{cases} m'_{xx} \Delta \varphi'_x + k_{xx} \Delta \varphi'_x + m''_{xx} \Delta \varphi''_x \\ + m'_{xy} \Delta \varphi'_y + k_{xy} \Delta \varphi'_y + m''_{xy} \Delta \varphi''_y \\ + m'_{xz} \Delta z'_z + k_{xz} \Delta z'_z + m''_{xz} \Delta z''_z = -\mathfrak{M}_x \\ \\ m'_{yx} \Delta \varphi'_x + k_{yx} \Delta \varphi'_x + m''_{yx} \Delta \varphi''_x \\ + m'_{yy} \Delta \varphi'_y + k_{yy} \Delta \varphi'_y + m''_{yy} \Delta \varphi''_y \\ + m'_{yz} \Delta z'_z + k_{yz} \Delta z'_z + m''_{yz} \Delta z''_z = -\mathfrak{M}_y \\ \\ m'_{zx} \Delta \varphi'_x + k_{zx} \Delta \varphi'_x + m''_{zx} \Delta \varphi''_x \\ + m'_{zy} \Delta \varphi'_y + k_{zy} \Delta \varphi'_y + m''_{zy} \Delta \varphi''_y \\ + m'_{zz} \Delta z'_z + k_{zz} \Delta z'_z + m''_{zz} \Delta z''_z = -\mathfrak{Z}_z \end{cases}$$

Hierbei bedeuten:

- $\Delta \varphi'_x, \Delta \varphi'_y, \Delta z'_z$ die Bewegungen des Punktes n ,
- $\Delta \varphi''_x, \Delta \varphi''_y, \Delta z''_z$ die Bewegungen des linken Knotens $n-1$,
- $\Delta \varphi'''_x, \Delta \varphi'''_y, \Delta z'''_z$ jene des rechten Knotens $n+1$ (Abb. 1),
- $k_{(x,y,z)x}$ die Einwirkungen auf Knoten n , um eine Bewegung $\Delta \varphi'_x = 1$ zu erzielen,
- $k_{(x,y,z)y}$ die Einwirkungen auf Knoten n , um eine Bewegung $\Delta \varphi'_y = 1$ zu erzielen,
- $k_{(x,y,z)z}$ die Einwirkungen auf Knoten n , um eine Bewegung $\Delta z'_z = 1$ zu erzielen;
- $m'_{(x,y,z)x}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta \varphi'_x = 1$ unbeweglich erhalten,
- $m'_{(x,y,z)y}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta \varphi'_y = 1$ unbeweglich erhalten,
- $m'_{(x,y,z)z}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta z'_z = 1$ unbeweglich erhalten,
- $m''_{(x,y,z)x}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta \varphi''_x = 1$ unbeweglich erhalten,
- $m''_{(x,y,z)y}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta \varphi''_y = 1$ unbeweglich erhalten,
- $m''_{(x,y,z)z}$ die Festhaltungswerte, die den Knoten n bei einer Verschiebung $\Delta z''_z = 1$ unbeweglich erhalten.

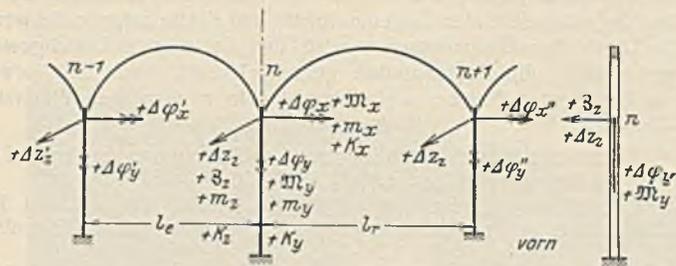


Abb. 1.

Die rechten Seiten der Gl. 4 ($\mathfrak{M}_x, \mathfrak{M}_y, \mathfrak{Z}_z$) geben die zur Einspannung des Knotens n im Grundsystem erforderlichen Festhaltungswerte an, die linken Seiten drücken die zur Bewegung des Punktes n in die richtige Endlage notwendigen Kraftwerte aus. Die Momente $\mathfrak{M}_x, m_x, k_x, \mathfrak{M}_y, m_y, k_y$ sowie die Verdrehungen $\Delta \varphi_{x,y}$ sind durch Vektoren mit doppelter Pfeilspitze derart dargestellt, daß sie gegen die Spitze gesehen im Sinne des Uhrzeigers drehen. Die Kräfte \mathfrak{Z}_z, m_z, k_z und die Verschiebungen Δz_z sind in der Richtung des mit einfacher Spitze versehenen Pfeiles

positiv gezählt (Abb. 1). Der erste Zeiger gibt die Art der Größe (x bedeutet ein Moment oder eine Verdrehung in der x -Richtung usw.), der zweite die Art der zugehörigen Bewegung an. Die Werte k setzen sich aus den Anteilen k' für die Bewegungseinheiten des linken, k'' für die des rechten Kämpfers von Knoten n , sowie den Pfeilerwerten p für die Bewegungseinheiten des Pfeilerkopfes n zusammen.

$$(5) \begin{cases} k_{x(x,y,z)} = k'_{x(x,y,z)} + k''_{x(x,y,z)} + p_{x(x,y,z)} \\ k_{y(x,y,z)} = k'_{y(x,y,z)} + k''_{y(x,y,z)} + p_{y(x,y,z)} \\ k_{z(x,y,z)} = k'_{z(x,y,z)} + k''_{z(x,y,z)} + p_{z(x,y,z)} \end{cases}$$

Bei symmetrisch ausgebildeten Pfeilern mit gerader Pfeilerachse wird

$$p_{xy} = p_{yx} = p_{yz} = p_{zy} = 0.$$

Besitzt das Tragwerk nur zwei Öffnungen mit vollkommen eingespannten Endkämpfern, so nehmen, da die Randknoten keine Bewegungen zeigen, die Gl. 4 folgende einfache Form an:

$$(4a) \begin{cases} k_{xx} \Delta \varphi'_x + k_{xy} \Delta \varphi'_y + k_{xz} \Delta z'_z = -\mathfrak{M}_x \\ k_{yx} \Delta \varphi'_x + k_{yy} \Delta \varphi'_y + k_{yz} \Delta z'_z = -\mathfrak{M}_y \\ k_{zx} \Delta \varphi'_x + k_{zy} \Delta \varphi'_y + k_{zz} \Delta z'_z = -\mathfrak{Z}_z \end{cases}$$

Dieselbe Gleichungsgruppe kann auch bei mehr als zweifeldrigen Reihen aufgestellt werden, nur bedeuten dann die Festwerte k die zu den einzelnen alleinigen Verschiebungseinheiten des betrachteten Knotenpunktes n gehörigen Kraftwirkungen, aber bei elastisch frei beweglichen Nachbarknoten $n-1$ und $n+1$.

Auf diese Art wird eine stufenweise Lösung des Systems ermöglicht, die sich namentlich bei der Untersuchung mehrerer Belastungsfälle sowie bei Ermittlung von Einflußlinien für bewegliche Nutzlast empfiehlt. Weiter wird dieses Verfahren bei unsymmetrischen Tragwerken besonders dann vorteilhaft, wenn durch vorübergehende Festhaltung von Knotenpunkten die Bogenreihe in symmetrische Teilsysteme zerlegt werden kann.

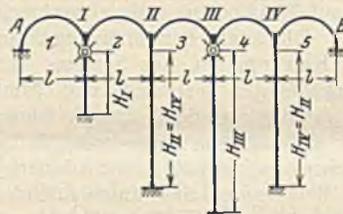


Abb. 2.

Liegt beispielsweise eine Talbrücke mit fünf gleichen Pfeilern und verschiedenen hohen Öffnungen vor (Abb. 2) und wird Knotenpunkt I fest eingespannt gedacht, so besteht das Tragwerk nun aus zwei voneinander unabhängigen Teilsystemen. Der links von I gelegene Teil ist ein beiderseits eingespannter Bogen, der rechtsliegende, da $H_{II} = H_{IV}$, eine symmetrische Bogenreihe, die sowohl für symmetrische, als auch für unsymmetrische Belastung (Verfahren der Belastungsumordnung) vereinfacht berechnet werden kann. Durch Festhaltung des Knotens III ist es weiter möglich, die vierfeldrige Reihe in zwei gleiche Teilsysteme mit je zwei Öffnungen zu zerlegen, für die die Gl. 4a sofort anwendbar sind. Infolge der Symmetrie dieser Tragwerke vereinfachen sich die genannten Gleichungen wesentlich. In der ersten und dritten Gleichung wird $\Delta \varphi_y = 0$, in der zweiten $\Delta \varphi_x = \Delta z_z = 0$.

Für zweifeldrige Bogen mit gleichen Öffnungen erscheinen demnach die Gl. 4a in der Form:

$$(4b) \begin{cases} k_{xx} \Delta \varphi'_x + k_{xz} \Delta z'_z = -\mathfrak{M}_x \\ k_{yy} \Delta \varphi'_y = -\mathfrak{M}_y \\ k_{zx} \Delta \varphi'_x + k_{zz} \Delta z'_z = -\mathfrak{Z}_z \end{cases}$$

Sind die Teilsysteme I—III und III—B berechnet, so werden die zu den Verschiebungseinheiten des linken und rechten Kämpfers von Knoten III zugeordneten Wirkungen $[k']_I, [k'']_I$ bei elastisch freibeweglichen Punkten II u. IV ermittelt und die Gleichungen für Punkt III aufgestellt, die wegen der Symmetrie des Systems I—B gleichfalls in der einfachen Form 4b erscheinen.

Nach Berechnung des Tragwerkes I—B wird durch Lösen der Klemmen des Knotenpunktes I die Verbindung zwischen den Systemen A—I, I—B hergestellt und werden zu diesem Zwecke vorher die Festwerte $[k'']_z$ für die Knotenpunktgleichungen I, mit Rücksicht auf die freie Beweglichkeit des Nachbarknotens II, ermittelt. Sind diese Werte bekannt, so ist mit einer Gleichungsgruppe nach Form 4a die Verbindung bewerkstelligt. Die endgiltigen Bewegungen aller Knotenpunkte für eine gegebene Belastung der vorliegenden Talbrücke ergeben sich durch Zusammenlegen der Knotenpunktverschiebungen der drei eben beschriebenen Bewegungsabschnitte. Bezüglich der Werte $[\mathfrak{M}_x], [\mathfrak{M}_y], [\mathfrak{Z}_z]$ sei bemerkt, daß sie bei stufenweiser Berechnung jene Einspannungswerte bedeuten, die von den links und rechts vom betrachteten Knoten n gelegenen Teilsystemen und vom Pfeiler n herrühren.

III. Die Festwerte k, m der Gleichungen.

1. Pfeilerwerte.

Um an einem Pfeilerkopf die Verschiebungseinheiten $\Delta\varphi_x = 1, \Delta\varphi_y = 1, \Delta z_z = 1$ hervorzubringen, sind folgende Einwirkungen p erforderlich (Abb. 3).

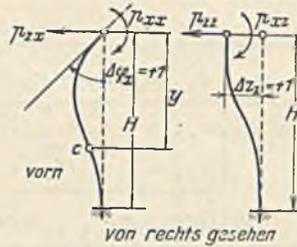


Abb. 3.

$$\begin{aligned}
 \Delta\varphi_x = 1 & \quad \Delta\varphi_y = 1 & \quad \Delta z_z = 1 \\
 \begin{cases} p_{xx} = \frac{1}{c - \frac{a^2}{b}} \\ p_{yx} = 0 \\ p_{zx} = \frac{1}{a \cdot c - a} \end{cases} & \quad \begin{cases} p_{xy} = 0 \\ p_{yy} = \frac{1}{d} \\ p_{zy} = 0 \end{cases} & \quad \begin{cases} p_{xz} = \frac{1}{\frac{b}{a} \cdot c - a} \\ p_{yz} = 0 \\ p_{zz} = \frac{1}{b - \frac{a^2}{c}} \end{cases}
 \end{aligned}
 \tag{6} \tag{7} \tag{8}$$

Hierbei bedeutet:

$$\begin{aligned}
 a &= \int_0^H \frac{y}{E J_p} \cdot dy, & b &= \int_0^H \frac{y^2}{E J_p} \cdot dy, \\
 c &= \int_0^H \frac{dy}{E J_p}, & d &= \int_0^H \frac{dy}{G J_{1p}}.
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

Bei einer endlichen Teilung m des Pfeilers nach festen Werten $\frac{\Delta y}{J_p} = \mu_p$ (nach Schönhöfer⁹⁾ können die Integrale näherungsweise in Summenwerten angeschrieben werden.

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m y, & b &= \frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m y^2, & c &= \frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m 1, & d &= \frac{\mu_p}{E} \cdot \sum_0^m \nu_p,
 \end{aligned}
 \tag{9a}$$

wobei

$$\nu_p = \frac{E J_p}{G J_{1p}}
 \tag{10}$$

bedeutet.

E ist das Elastizitätsmaß, G das Gleitmaß, J_p das Trägheitsmoment des Pfeilerquerschnittes, J_{1p} der entsprechende Querschnittswert nach Gl. 2 für Drillung, y die Abstände der einzelnen Pfeilerpunkte vom Pfeilerkopf.

2. Bogenwerte k', k'', m', m'' .

Zur Ermittlung der Bogenfestwerte sind zunächst die infolge der Kämpferbewegung l entstehenden statisch unbestimmten Größen der eingespannten Bogen zu berechnen und damit die von den Kämpfern auf die Bogen wirkenden Spannungswerte festzulegen. Die folgenden Gleichungen gelten für den ebenen, symmetrischen Bogenträger mit gleich hohen Kämpfern. In vorteilhafter, bekannter Weise wird der Bogen im Scheitel durchschnitten gedacht und werden das Drillungsmoment \mathfrak{X}_x , das Biegemoment \mathfrak{X}_y sowie die Schubkraft \mathfrak{X}_z als statisch unbestimmte Größen im elastischen Pol O wirkend angenommen. Der positive Richtungssinn dieser Werte sowie der Biegemomente $\mathfrak{M}_a, \mathfrak{M}_b$, Drillungsmomente \mathfrak{M}_1 und Schubkräfte Ω_z in beliebigen Bogenpunkten E, F ist in Abb. 4 angegeben.

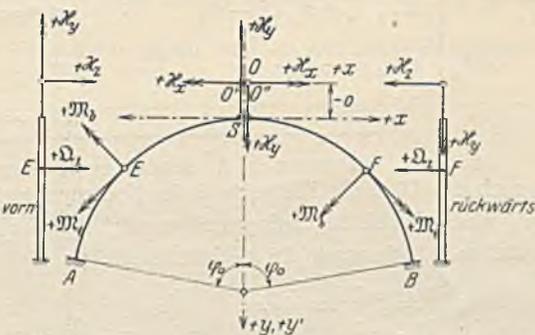


Abb. 4.

Die Lage des elastischen Poles folgt bekanntlich aus der gegenseitigen Unabhängigkeit der durch die statisch unbestimmten Größeneinheiten verursachten Verschiebungen des Poles O . Ist $\delta_{xy} = \delta_{xz} = \delta_{yz} = 0$, dann sind die Werte $\mathfrak{X}_x, \mathfrak{X}_y, \mathfrak{X}_z$ mit drei Gleichungen zu je einer Unbekannten zu berechnen.

$$\mathfrak{X}_x = -\frac{\Delta_x^0}{\delta_{xx}}, \quad \mathfrak{X}_y = -\frac{\Delta_y^0}{\delta_{yy}}, \quad \mathfrak{X}_z = -\frac{\Delta_z^0}{\delta_{zz}}.
 \tag{11}$$

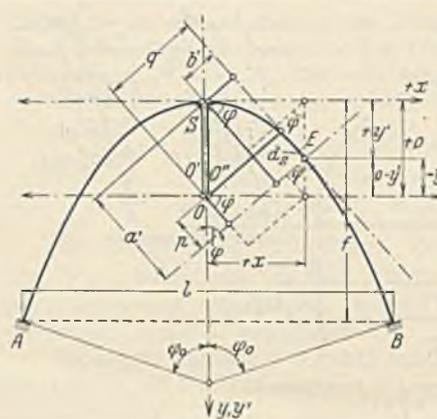


Abb. 5.

Hierbei bedeuten die Zählerwerte $\Delta_x^0, \Delta_y^0, \Delta_z^0$ die gegenseitigen Bewegungen der Pole O', O'' bei Belastung des freien Systems (im Scheitel durchschnittenen Bogen) mit der gegebenen Belastung, oder bei der vorgeschriebenen Einheit der Kämpferbewegung. Die Nennergrößen $\delta_{xx}, \delta_{yy}, \delta_{zz}$ sind die zu den Einheiten von $\mathfrak{X}_x, \mathfrak{X}_y, \mathfrak{X}_z$ gehörigen gegenseitigen Bewegungen der Pole.

Der Abstand o des Poles O vom Bogenscheitel S (Abb. 5) ist nach folgender Gleichung zu berechnen:¹⁰⁾

$$o = \frac{\int \frac{1}{J} \cdot a' \sin \varphi ds - \int \frac{E}{G J_1} \cdot b' \cos \varphi ds}{\int \frac{1}{J} \cdot \sin^2 \varphi ds + \int \frac{E}{G J_1} \cdot \cos^2 \varphi ds}
 \tag{12}$$

wobei J das Trägheitsmoment, J_1 die mit Gl. 2 gegebenen Werte für den Bogen bedeuten. Die Bedeutung der anderen Größen $a', b', \Delta s, \varphi, x, y, y'$ ist aus Abb. 5 zu ersehen.

$$\begin{cases} a' = x \cos \varphi + y' \sin \varphi \\ b' = x \sin \varphi - y' \cos \varphi. \end{cases}
 \tag{13}$$

Bei kreisförmiger Bogenachse mit dem Halbmesser r wird

$$\begin{cases} a' = r \sin \varphi \\ b' = x(1 - \cos \varphi). \end{cases}
 \tag{13a}$$

Bei allgemeiner Bogenform wird zweckmäßig die Bogenteilung nach Schönhöfer mit $\frac{\Delta s}{J} = \mu$ vorgenommen und nimmt Gl. 12 folgende Form an:

$$o = \frac{\Sigma(a' \sin \varphi - r b' \cos \varphi)}{\Sigma(\sin^2 \varphi + \nu \cos^2 \varphi)}
 \tag{12a}$$

wobei

$$\nu = \frac{E J}{G J_1} \text{ gesetzt ist.}
 \tag{14}$$

Mit Festlegung des elastischen Poles, in welchem Punkte ein Koordinatensystem $x y z$ gedacht wird, sind die Nennerwerte¹¹⁾ der Gl. 11 wie folgt bestimmt:

$$\begin{cases} \delta_{xx} = \frac{1}{E} \int \left(\frac{1}{J} \cdot \sin^2 \varphi + \frac{E}{G J_1} \cdot \cos^2 \varphi \right) ds \\ \delta_{yy} = \frac{1}{E} \int \left(\frac{1}{J} \cdot \cos^2 \varphi + \frac{E}{G J_1} \cdot \sin^2 \varphi \right) ds \\ \delta_{zz} = \frac{1}{E} \int \left(\frac{1}{J} \cdot p^2 + \frac{E}{G J_1} \cdot q^2 \right) ds. \end{cases}
 \tag{15}$$

Bei endlicher Bogenteilung mit festen Bogengrößen μ wird:

$$\begin{cases} \delta_{xx} = \frac{\mu}{E} \cdot \Sigma(\sin^2 \varphi + \nu \cos^2 \varphi) \\ \delta_{yy} = \frac{\mu}{E} \cdot \Sigma(\cos^2 \varphi + \nu \sin^2 \varphi) \\ \delta_{zz} = \frac{\mu}{E} \cdot \Sigma(p^2 + \nu q^2). \end{cases}
 \tag{15a}$$

Die Größen p und q haben die aus Abb. 5 ersichtliche geometrische Bedeutung und berechnen sich mit

$$\begin{cases} p = x \cos \varphi + y' \sin \varphi \\ q = x \sin \varphi - y' \cos \varphi, \end{cases}
 \tag{16}$$

für den Kreisbogen

$$\begin{cases} p = (r - c) \sin \varphi \\ q = r - (r - c) \cos \varphi. \end{cases}
 \tag{16a}$$

Um die statisch unbestimmten Größen $\mathfrak{X}_x, \mathfrak{X}_y, \mathfrak{X}_z$ für die Kämpferbewegungen l zu finden, sind noch die Zählerwerte $\Delta_x^0, \Delta_y^0, \Delta_z^0$ der Gl. 11 festzulegen. Die Verschiebungseinheiten des linken oder rechten Kämpferpunktes einer Öffnung rufen im freien System folgende Bewegungen der Pole $O' O''$ hervor (Abb. 6).

¹⁰⁾ Siehe die unter Fußnote 4 angegebenen Abhandlungen. Die gewählten Bezeichnungen wurden zum Teil der Arbeit von Professor Dr. Hawranek entnommen.

¹¹⁾ Siehe Fußnote 4. In der Engeberschen Abhandlung ist bei δ_{zz} auch der Einfluß der Querkkräfte, der hier vernachlässigt wurde, berücksichtigt.

⁹⁾ Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbtragwerken. Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

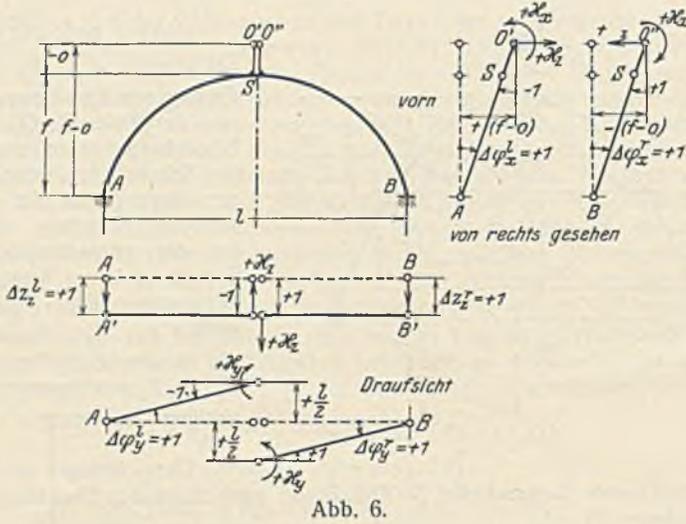


Tabelle α .

Bewegungen	Δ^0_x	Δ^0_y	Δ^0_z
$\Delta^1_{q_x} = 1$	-1	0	+(f-o)
$\Delta^1_{q_r} = 1$	+1	0	-(f-o)
$\Delta^1_{q_y} = 1$	0	-1	$+\frac{l}{2}$
$\Delta^1_{q_r} = 1$	0	+1	$+\frac{l}{2}$
$\Delta^1_{z_x} = 1$	0	0	-1
$\Delta^1_{z_r} = 1$	0	0	+1

Die Bewegungen $\Delta^0_x, \Delta^0_y, \Delta^0_z$ sind in der Richtung der statisch unbestimmten Größen X_x, X_y, X_z positiv gezählt.

Wird $\frac{1}{\delta_{xx}} = n_x, \frac{1}{\delta_{yy}} = n_y, \frac{1}{\delta_{zz}} = n_z$ gesetzt, so ergeben sich die gesuchten statisch unbestimmten Größen nach Tabelle α und den Gl. 11 wie folgt:

$\Delta q_x = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(17^l) $X_{xx}^l = +n_x, X_{yx}^l = 0, X_{zx}^l = -n_z(f-o)$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(17^r) $X_{xx}^r = -n_x, X_{yx}^r = 0, X_{zx}^r = +n_z(f-o)$

$\Delta q_y = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(18^l) $X_{xy}^l = 0, X_{yy}^l = +n_y, X_{zy}^l = -n_z \cdot \frac{l}{2}$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(18^r) $X_{xy}^r = 0, X_{yy}^r = -n_y, X_{zy}^r = -n_z \cdot \frac{l}{2}$

$\Delta z_x = 1$

Bei bewegtem linken Kämpfer A einer Öffnung

(19^l) $X_{xz}^l = 0, X_{yz}^l = 0, X_{zz}^l = +n_z$

Bei bewegtem rechten Kämpfer B einer Öffnung

(19^r) $X_{xz}^r = 0, X_{yz}^r = 0, X_{zz}^r = -n_z$

Hierbei bedeutet l die Stützweite, f die Pfeilhöhe des Bogens. Nun werden die gesuchten Größen k', k'', m', m'' berechnet. Dabei ist zu beachten, daß für diese Werte der Richtungssinn nach Abb. 1 zu berücksichtigen ist und es sich um Wirkungen vom Kämpfer auf den Bogen handelt.

Auf den linken Kämpfer A einer Öffnung wirken im Sinne der Abb. 1:

(20^l)
$$\begin{cases} \mathfrak{M}_{Ax} = +X_x - X_z(f-o) \\ \mathfrak{M}_{Ay} = +X_y - X_z \cdot \frac{l}{2} \\ \mathfrak{S}_{Az} = +X_z \end{cases}$$

Auf den rechten Kämpfer B einer Öffnung wirken im Sinne der Abb. 1:

(20^r)
$$\begin{cases} \mathfrak{M}_{Bx} = -X_x + X_z(f-o) \\ \mathfrak{M}_{By} = -X_y - X_z \cdot \frac{l}{2} \\ \mathfrak{S}_{Bz} = -X_z \end{cases}$$

Die Größen $k'_{(x,y,z)x}$ für eine Bewegung $\Delta q_x = 1$ des linken Kämpfers von Knoten n folgen aus den Gl. 17^l, 20^r, die Werte $k''_{(x,y,z)x}$ aus den Gl. 17^r, 20^l.

(21)
$$\begin{cases} k'_{xx} = +n_{xl} + n_{zl}(f_l - o_l)^2 & k''_{xx} = +n_{xr} + n_{zr}(f_r - o_r)^2 \\ k'_{yx} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & k''_{yx} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ k'_{zx} = -n_{zl}(f_l - o_l) & k''_{zx} = -n_{zr}(f_r - o_r) \end{cases}$$

Die Größen $m'_{(x,y,z)x}$, das sind die auf den linken Kämpfer von Punkt n wirkenden Werte bei einer Bewegung $\Delta q'_x = 1$ des Nachbar-knotens $n-1$, sind mit den Gl. 17^l, 20^r, die Größen $m''_{(x,y,z)x}$ mit den Gl. 17^r, 20^l festgelegt.

(22)
$$\begin{cases} m'_{xx} = -n_{xl} - u_{zl}(f_l - o_l)^2 & m''_{xx} = -n_{xr} - n_{zr}(f_r - o_r)^2 \\ m'_{yx} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & m''_{yx} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ m'_{zx} = +n_{zl}(f_l - o_l) & m''_{zx} = +n_{zr}(f_r - o_r) \end{cases}$$

In gleicher Weise ergeben sich $k'_{(x,y,z)y}$ aus den Gl. 18^r, 20^r, $k''_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^l, 20^l, $m'_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^l, 20^r, $m''_{(x,y,z)y}$ aus Gl. 18^r, 20^l.

(23)
$$\begin{cases} k'_{xy} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & k''_{xy} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ k'_{yy} = +n_{yl} + n_{zl} \cdot \frac{l_l^2}{4} & k''_{yy} = +n_{yr} + n_{zr} \cdot \frac{l_r^2}{4} \\ k'_{zy} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & k''_{zy} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \end{cases}$$

(24)
$$\begin{cases} m'_{xy} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2}(f_l - o_l) & m''_{xy} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2}(f_r - o_r) \\ m'_{yy} = -n_{yl} + n_{zl} \cdot \frac{l_l^2}{4} & m''_{yy} = -n_{yr} + n_{zr} \cdot \frac{l_r^2}{4} \\ m'_{zy} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & m''_{zy} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \end{cases}$$

Die Größen $k'_{(x,y,z)z}$ bestimmen sich mit den Gl. 19^r, 20^r, $k''_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^l, 20^l, $m'_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^l, 20^r, $m''_{(x,y,z)z}$ mit Gl. 19^r, 20^l.

(25)
$$\begin{cases} k'_{xz} = -n_{zl}(f_l - o_l) & k''_{xz} = -n_{zr}(f_r - o_r) \\ k'_{yz} = +n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & k''_{yz} = -n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \\ k'_{zz} = +n_{zl} & k''_{zz} = +n_{zr} \end{cases}$$

(26)
$$\begin{cases} m'_{xz} = +n_{zl}(f_l - o_l) & m''_{xz} = +n_{zr}(f_r - o_r) \\ m'_{yz} = -n_{zl} \cdot \frac{l_l}{2} & m''_{yz} = +n_{zr} \cdot \frac{l_r}{2} \\ m'_{zz} = -n_{zl} & m''_{zz} = -n_{zr} \end{cases}$$

Mit den Wirkungen k', k'' sowie den Pfeilerwerten p errechnen sich nach den Gl. 5 die Festwerte k der Knotenpunktgleichungen.

Bei gleichfeldrigen Bogenreihen wird $n_{xl} = n_{xr}$ usw., und es vereinfachen sich demnach die k -Werte wie folgt:

(27)
$$\begin{cases} k_{xx} = 2k'_{xx} + p_{xx} & k_{xy} = 0 & k_{xz} = 2k'_{xz} + p_{xz} \\ k_{yx} = 0 & k_{yy} = 2k'_{yy} - p_{yy} & k_{yz} = 0 \\ k_{zx} = +2k'_{zx} + p_{zx} & k_{zy} = 0 & k_{zz} = 2k'_{zz} + p_{zz} \end{cases}$$

3. Bogenfestwerte k

bei schrittweiser Berechnung des Tragwerkes.

Der stufenweise Rechnungsgang wird an dem in Abschnitt II gewählten 15fach statisch unbestimmten Beispiel einer Bogenreihe mit fünf gleichen Feldern und verschiedenen hohen Pfeilern erläutert (Abb. 2).

Zunächst stellt man die ermittelten Werte k', k'', m', m'' in einer Tabelle Ia, Ib übersichtlich zusammen. Bei gleichen Feldern unterscheidet sich k' von k'', m' von m'' nur dem Vorzeichen nach. Die oberen Vorzeichen in Tabelle I beziehen sich auf die Größen k'', m'' , die unteren auf k', m' .

	Ia.			Ib.			
Bewegung	$\bar{k}_{x(x,y,z)}$	$\bar{k}_{y(x,y,z)}$	$\bar{k}_{z(x,y,z)}$	$m_{x(x,y,z)}$	$m_{y(x,y,z)}$	$m_{z(x,y,z)}$	
$\Delta \varphi_x = 1$	$+\bar{k}_{xx}$	$+\bar{k}_{yx}$	$+\bar{k}_{zx}$	$-m_{xx}$	$-m_{yx}$	$-m_{zx}$	$\times \Delta \xi_{III(x,y,z)}$
$\Delta \varphi_y = 1$	$+\bar{k}_{xy}$	$+\bar{k}_{yy}$	$+\bar{k}_{zy}$	$+\bar{m}_{xy}$	$+\bar{m}_{yy}$	$+\bar{m}_{zy}$	$\times \Delta \eta_{III(x,y,z)}$
$\Delta z_z = 1$	$+\bar{k}_{xz}$	$+\bar{k}_{yz}$	$+\bar{k}_{zz}$	$+\bar{m}_{xz}$	$+\bar{m}_{yz}$	$+\bar{m}_{zz}$	$\times \Delta \zeta_{III(x,y,z)}$
	Summe = $h_{x(x,y,z)}$			$h_{y(x,y,z)}$			$h_{z(x,y,z)}$

a) Teilsysteme I (I-III, III-B).

Zunächst werden die Gleichungen für Knoten II u. IV nach Form 4b für die Einheiten der Festhaltungsgrößen $\mathfrak{M}_x^{II,IV} = 1, \mathfrak{M}_y^{II,IV} = 1, \mathfrak{M}_z^{II,IV} = 1$ gelöst und die ermittelten Bewegungen von II u. IV in Tabelle II zusammengestellt.

II.

Einspannungs- wert II, IV	$\Delta \varphi_{x(x,y,z)}$	$\Delta \varphi_{y(x,y,z)}$	$\Delta z_{z(x,y,z)}$	
$\mathfrak{M}_x = +1$	$-\Delta \varphi_{xx}$	0	$+\Delta z_{zx}$	$\times m_{x(x,y,z)}$
$\mathfrak{M}_y = +1$	0	$-\Delta \varphi_{yy}$	0	$\times m_{y(x,y,z)}$
$\mathfrak{M}_z = +1$	$+\Delta \varphi_{xz}$	0	$-\Delta z_{zz}$	$\times m_{z(x,y,z)}$
	Summe = $\Delta \xi_{III(x,y,z)}$	$\Delta \eta_{III(x,y,z)}$	$\Delta \zeta_{III(x,y,z)}$	

Nun berechnet man die zu den Verschiebungseinheiten von Knoten III gehörigen Bewegungen $\Delta \xi_{III(x,y,z)}, \Delta \eta_{III(x,y,z)}, \Delta \zeta_{III(x,y,z)}$ der Punkte II und IV wie folgt. Knoten II u. IV wird zunächst festgeklemmt gedacht. Dreht sich nun Punkt III um $\Delta \varphi_x^{III} = 1$, entstehen in Punkt II u. IV die in Tabelle 1b, erste Zeile, angegebenen Wirkungen. Hierbei gelten in

Tabelle 1b die oberen Zeichen für Punkt II, die unteren für Punkt IV. Werden nun die Festhaltungen in II u. IV gelöst, dann bestimmen sich die Bewegungen $\Delta \xi, \Delta \eta, \Delta \zeta$ dieser Punkte aus den genannten Wirkungen der Tabelle 1b und Tabelle II nach folgenden Gleichungen:

$$(28)^{12} \begin{cases} \Delta \xi_{III(x,y,z)} = \Delta \varphi_{xx} m_{x(x,y,z)} + \Delta \varphi_{xz} m_{z(x,y,z)} \\ \Delta \eta_{III(x,y,z)} = \Delta \varphi_{yy} m_{y(x,y,z)} \\ \Delta \zeta_{III(x,y,z)} = \Delta z_{zx} m_{x(x,y,z)} + \Delta z_{zz} m_{z(x,y,z)} \end{cases}$$

Wie Gl. 28 anzeigt, erhält man die Werte $\Delta \xi_{III(x,y,z)}, \Delta \eta_{III(x,y,z)}, \Delta \zeta_{III(x,y,z)}$, indem man Tabelle II mit der 1., 2. u. 3. Zeile der Tabelle 1b multipliziert und spaltenweise addiert. Die errechneten neun Größen werden in Tabelle III angeschrieben.

Die oberen Vorzeichen beziehen sich auf die Bewegung des Punktes II, die unteren auf Punkt IV.

III.

Bewegung von III	$\Delta \xi_{III(x,y,z)}$	$\Delta \eta_{III(x,y,z)}$	$\Delta \zeta_{III(x,y,z)}$	
$\Delta \varphi_x^{III} = 1$	$+\Delta \xi_{IIIx}$	$+\Delta \eta_{IIIx}$	$-\Delta \zeta_{IIIx}$	$\times \Delta \varphi_x^{III(x,y,z)}$
$\Delta \varphi_y^{III} = 1$	$+\Delta \xi_{IIIy}$	$+\Delta \eta_{IIIy}$	$+\Delta \zeta_{IIIy}$	$\times \Delta \varphi_y^{III(x,y,z)}$
$\Delta z_z^{III} = 1$	$-\Delta \xi_{IIIz}$	$+\Delta \eta_{IIIz}$	$+\Delta \zeta_{IIIz}$	$\times \Delta \varphi_z^{III(x,y,z)}$
	Summe = $\Delta \varphi_x^{II,IV}$	$\Delta \varphi_y^{II,IV}$	$\Delta z_z^{II,IV}$	

(Fortsetzung folgt.)

¹²⁾ Es sei hier zur Klarstellung bemerkt, daß die Bezeichnungen $\Delta \xi_{III(x,y,z)}, m_{x(x,y,z)}, \dots$ die Verschiebungsgruppe $\Delta \xi_{IIIx}, \Delta \xi_{IIIy}, \Delta \xi_{IIIz}$ und die Kraftgruppe $m_{xx}, m_{xy}, m_{xz}, \dots$ bedeuten, so daß beispielsweise durch die zweite Gleichung der Gruppe (28) folgende drei Gleichungen angegeben werden:

$$\Delta \eta_{IIIx} = \Delta \varphi_{yy} m_{yx}; \Delta \eta_{IIIy} = \Delta \varphi_{yy} m_{yy}; \Delta \eta_{IIIz} = \Delta \varphi_{yy} m_{yz}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erdbebensicherheit von Gebäuden.

Von Regierungsbaumeister Rudolf Briske, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin.

(Schluß aus Heft 30.)

4. Die Ziegelbauweise.

Hochbauten in Stein, vor allem in Ziegelmauerwerk, sind, allgemein gesprochen, in Erdbebenländern nicht zu empfehlen. Denn selbst bei guter Vermauerung in Zementmörtel sind Biegunszugfestigkeit und Scherfestigkeit zu gering, um den bei stärkeren Erdbeben ausgelösten Kräften gewachsen zu sein.

Abb. 18 zeigt das Trümmerfeld von Yokohama einige Wochen nach dem großen Erdbeben, zu einer Zeit, als gerade die ersten Aufräumarbeiten vollzogen waren. Der dort abgebildete Stadtteil längs des Hafens wies, neben japanischen Holzbauten, in großer Zahl Ziegelhäuser bis zu drei Stockwerken auf, deren Bauweise im wesentlichen der für gleichartige Bauten in Europa üblichen entsprach. Die Mehrzahl dieser Häuser hielt dem Erschütterungsgrade, der in Yokohama 30 bis 40 % betrug, nicht stand. Die wenigen Ziegelbauten, die beim Erdbeben unversehrt blieben, stürzten zum Teil nachträglich beim Brande infolge Einsturzes von Dach und Decken ganz zusammen.

In Tokio, wo der Erschütterungsgrad nur — von den tiefgelegenen

östlichen Stadtteilen abgesehen — 10 % betrug, blieb eine Anzahl älterer, vor 20 bis 30 Jahren gebauter Bureau- und Geschäftshäuser beim Erdbeben völlig unversehrt, nicht einmal Risse waren zu finden, während benachbarte Eisen- und Eisenbetonbauten zum Teil mehr oder minder schwer beschädigt waren. Diese Häuser waren auf Grund der trüben Erfahrungen eines größeren Erdbebens des Jahres 1891 besonders gediegen ausgeführt, mit erstklassigen Ziegelsteinen und satter Ausmauerung der Fugen mittels Zementmörtels; im übrigen wiesen sie eine über das sonst bei Ziegelbauten Übliche weit hinausgehende Mauerstärke auf, mit verhältnismäßig wenigen mäßig großen Fenster- und Türöffnungen und mit zahlreichen massiven Zwischenwänden.

Besonders günstig haben sich bei dem großen Erdbeben in Japan auch Gewölbekonstruktionen aller Art bewährt. Dies bestätigt auch die Erfahrungen aus anderen Ländern. So haben auch viele alte Ziegelbauten der Römer zahlreiche Erdbebenproben gut überstanden; besonders bewährt haben sich die byzantinischen Kuppelbauten, wie die Hagia Sofia in Konstantinopel, indem die Kuppelbauten die unter Voraussetzung von



Abb. 18. Das Trümmerfeld von Yokohama.

Ziegeln als Baustoff denkbar günstigste Erdbebenbauweise darstellen. (Sieberg, Erdbebenkunde, S.70). Wieviel besser alte, festgefügte Gewölbekonstruktionen standhalten als moderne Ziegelhäuser, zeigten an zahlreichen Beispielen die französischen Dörfer unweit der Front im Weltkrieg, wo zahlreiche Häuser, lediglich durch die Erschütterungen, auch ohne Volltreffer einfielen, während die alten Kirchenbauten trotz etlicher Volltreffer vor dem vollen Einsturz bewahrt blieben.

Kurz zusammenfassend bleibt zu sagen, daß Gewölbekonstruktionen oder sonstige zur Erhöhung der Erdbebensicherheit bei Ziegelbauten gebotene Maßnahmen zwar bei mäßig hohem Erschütterungsgrad sicher genug sind, zugleich sind sie aber dermaßen kostspielig, daß sie heute im Wettbewerb gegen Eisenbeton nicht mehr in Frage kommen.

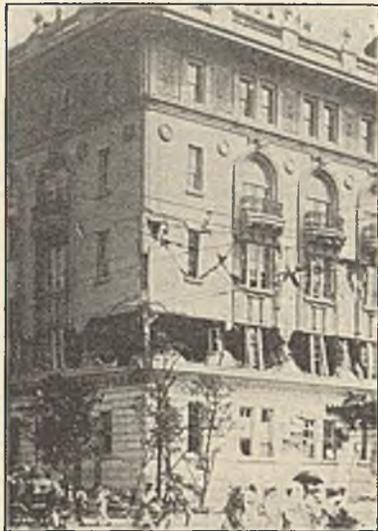


Abb. 19. Palasthotel in Tokio. Herausbruch des ganzen Füllmauerwerks im I. Stock.



Abb. 20. Palasthotel in Tokio. Eine ausgebogene Säule (Profil etwa entsprechend I 30 B, Maß der Abbiegung 30 cm).



Abb. 19a. Palasthotel in Tokio. Aufnahme eine Stunde nach dem Erdbeben; rechts daneben das brennende Imperial-Theater.

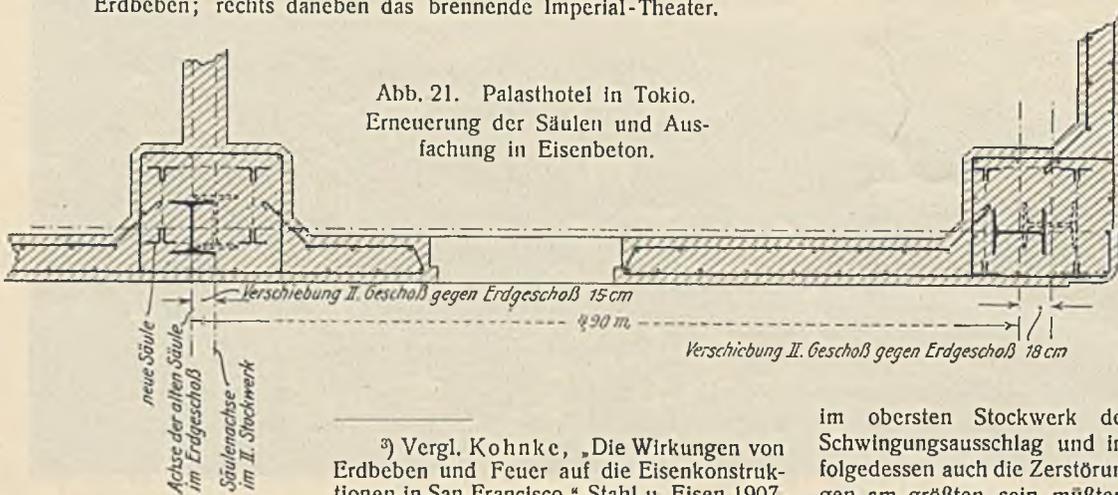


Abb. 21. Palasthotel in Tokio. Erneuerung der Säulen und Ausfachung in Eisenbeton.

³⁾ Vergl. Kohnke, „Die Wirkungen von Erdbeben und Feuer auf die Eisenkonstruktionen in San Francisco,“ Stahl u. Eisen 1907.

5. Die Eisenbauweise.

Hochbauten in Eisenkonstruktion haben sich, einwandfreie Durchbildung vorausgesetzt, bei Erdbeben besonders gut bewährt. So blieben bei einigen Fabrikbauten in Yokohama, die aus eisernen Dachbindern und regelrecht verstrebt Eisenfachwerkwänden bestanden, die Schäden auf unwesentliche Risse im Füllmauerwerk beschränkt. Die Unversehrtheit der hohen Eisenfachwerktürme der Telefunkenstationen erklärt sich einfach daraus, daß diese Türme schon im Hinblick auf Antennenzug und Wind für die Aufnahme größerer Seitenkräfte konstruiert sind und die Erschütterungskräfte bei dem geringen Eigengewicht verhältnismäßig klein bleiben.

Dagegen haben sich die früher bei Geschäftsbauten bevorzugten reinen Eisenhochbauten amerikanischen Musters im allgemeinen nicht sonderlich bewahrt. Zwar ist, soweit dem Verfasser bekannt, kein Einsturz vorgekommen. Man war auch vorsichtig genug, auf Grund der ungünstigen Erfahrungen von San Francisco, die Außenwände nicht vor das Eisengerippe vorzuhängen,³⁾ vielmehr wurden die einzelnen Fachnischen der Eisenkonstruktion mit Mauerwerk ausgefüllt. Jedoch riß dies Füllmauerwerk, oder es platzte auch ganz heraus. Wie bereits bei Besprechung der japanischen Holzhäuser erwähnt, hatte man bei den Eisenhochbauten die Verstrebung fortgelassen, vielleicht absichtlich, indem man in der größeren Nachgiebigkeit der Konstruktion noch einen Vorzug sah.

Wirtschaftlich liegt der Vorzug dieser in Amerika allgemein üblichen Bauweise in ihrer außerordentlich billigen und raschen Aufstellung ohne Verwendung von Hilferüsten, nur mittels weniger Derrick-Krane, so daß die Bauten, geringen Eisenpreis und hohe Löhne vorausgesetzt, billiger als Eisenbetonbauten werden. Solange es sich hinsichtlich seitlicher Kräfte nur um Wind handelt, genügt Ausfachung mit gewöhnlichem Mauerwerk von etwa 1 Stein Stärke vollauf. Im Erdbebenfalle ist derartiges Mauerwerk aber den auftretenden Beanspruchungen nicht gewachsen: Es reißt in kreuzförmig verlaufenden Schrägrißen (Abb. 21), wobei zunächst dreieckige Keile und schließlich die ganzen Füllungen herausplatzen.

Abb. 19 u. 19a zeigen, als besonders charakteristisches Beispiel, die Ansicht des Palasthotels in Tokio. Das Erdbeben hat im ersten Stockwerk fast das ganze Füllmauerwerk herausgedrückt. Die Formänderungen waren derartig groß daß die Säulen, die in ihrem Querschnitt etwa unseren I 30 B entsprechen, Verbiegungen bis zu 30 cm aufweisen (Abb. 20). Dabei blieben die kräftigen Eisenbetondecken sämtlicher Stockwerke unverletzt. In den oberen Geschoßen blieb alles, sogar das Fensterglas, unbeschädigt.

Die bei derartigen Gebäuden — auch beim kalifornischen Erdbeben 1906 in San Francisco — beobachtete Tatsache, daß gerade im ersten Stockwerk die stärksten Erschütterungen auftreten, erscheint auf den ersten Augenblick überraschend. Man neigt leicht zu dem Fehlschluß, daß

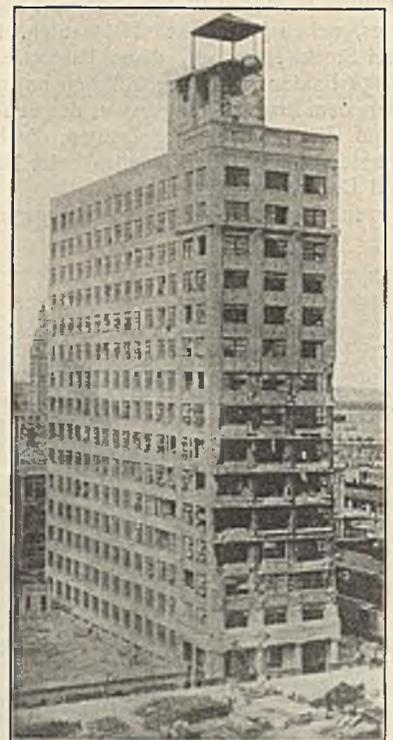


Abb. 22. Sturmschäden an einem Eisenfachwerkbau (Miami, Florida, 1926, aus Civ. Eng. News-Rec. 1926).

im obersten Stockwerk der Schwingungsausschlag und infolgedessen auch die Zerstörungen am größten sein müßten.

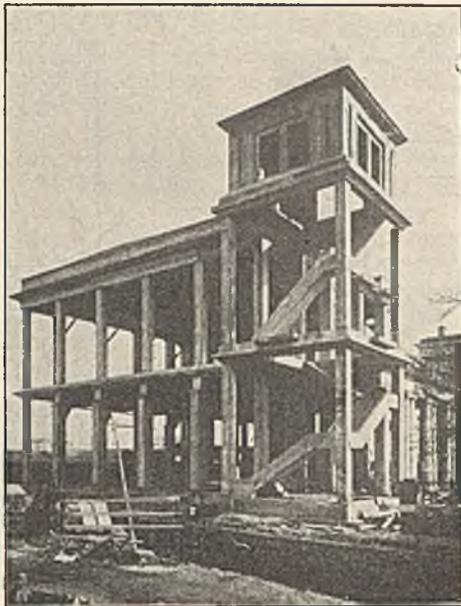


Abb. 23. Red cross society building, Tokio.

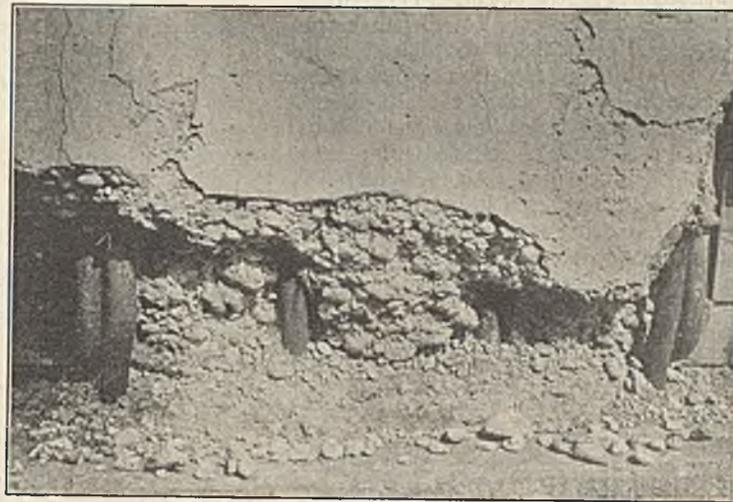


Abb. 24. Red cross society building, Tokio. Beginn der Zerstörung am Säulenfuß.

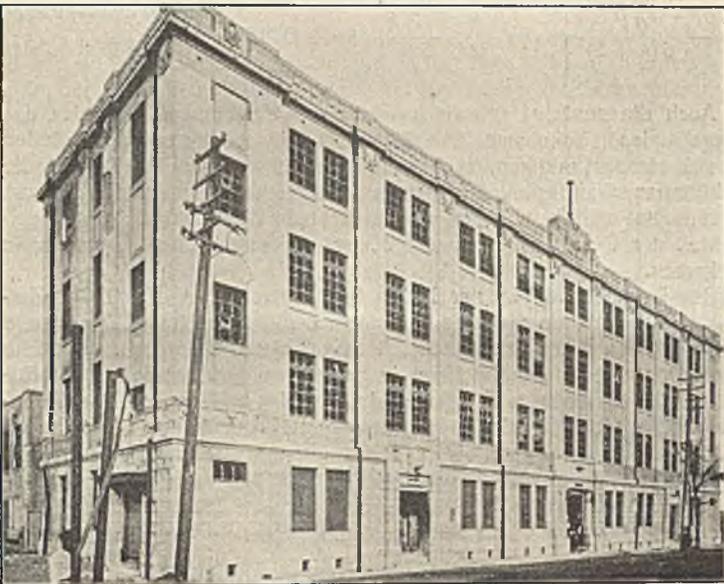


Abb. 25. Fifteenth Bank, Yokohama. Außenansicht.



Abb. 27. Fifteenth Bank, Yokohama. Zermalmung der Säulenköpfe.



Abb. 26. Fifteenth Bank, Yokohama. Zerstörung im Erdgeschoß.

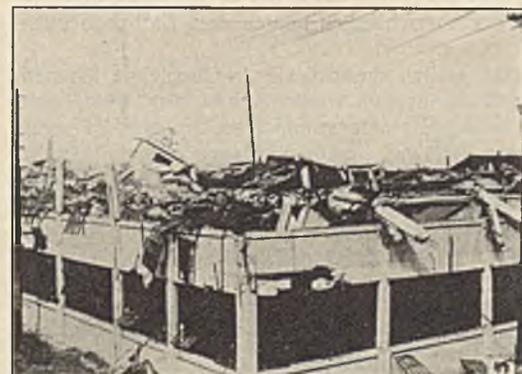


Abb. 28. Einsturz des Neubaus eines Geschäftshauses in Tokio.

Tatsächlich sind die Zerstörungen nicht abhängig von der Größe der Bewegung, die allerdings oben größer ist als unten, sondern von den auftretenden Spannungen. Je höher nach oben, desto geringer sind die Säulenlasten und desto geringer auch die auf Zerstörung hinarbeitenden wagerechten Zusatzkräfte, während die Stärke des Füllmauerwerks meist durch alle Stockwerke die gleiche ist. Im Sockelgeschoß sind die Zerstörungen geringer als im darüber befindlichen Stockwerk, da, trotz etwas größerer Zusatzkräfte, die dort vorhandene Werksteinverblendung offenbar den nötigen Widerstand hatte; auch die starke Ausbildung der Säulenfüße sowie die Verspannung des Mauerwerks mit dem Fundament erhöht hier die Sicherheit. Nicht ausgeschlossen ist es, daß auch Schwingungserscheinungen mitgesprochen haben, die die Gefahrstelle nicht an den Gebäudefuß, sondern weiter nach oben verlegt haben.

Im übrigen ergibt die statische Nachprüfung, auch ohne Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen, daß bei Einführung einer wagerechten Erdbeschleunigung von $\frac{1}{10}$ der Schwere-Beschleunigung (Erschütterungsgrad 10%) in den besonders stark ausgebogenen Säulen Spannungen entstehen, die nahe der Fließgrenze des Eisens liegen.

Trotz des Fließens einzelner Säulen blieb der Bau als Ganzes erhalten, da die Decken steif genug waren, um die Kräfte von den für wagerechte Kraftwirkung ausschaltenden Außen-

säulen auf die kräftigeren Mittelsäulen zu übertragen.

In der Erscheinung des Fließens im Falle einer Überbeanspruchung einzelner Säulen liegt der Hauptvorteil gegenüber Eisenbetonbauten vom Standpunkte der Erdbbensicherheit. Bei Eisenbetonbauten werden, wie die Zerstörungen beweisen, im Falle übermäßig großer wagerechter Kraftwirkung die Säulenköpfe zermalmte, die Säulen also auch ihrer Aufgabe der senkrechten

Lastübertragung entzogen. Bei Eisenbauten biegen überbeanspruchte Säulen zwar gemäß Abbild. 20 seitlich aus, bleiben aber zur Übertragung senkrechter Lasten noch genügend tragfähig, um völligen Einsturz zu verhindern. Dabei tritt wohl auch, wenn erst der Grenzzustand des Fließens einmal erreicht ist, eine Art Ausbalanzieren der

Bewegung ein, da alsdann das Elastizitätsmaß E so klein geworden ist, daß die Schwingungsdauer für die Eigenschwingung der Säule erheblich herabsinkt, sinngemäß auch die Formänderung dem Kraftantriebe so langsam folgt, daß vorher schon der Gegenstoß eintritt.

Die Wiederherstellung des Palasthotels geschieht zurzeit in der Weise, daß in den beschädigten Stockwerken das gesamte Mauerwerk herausgebrochen wird und neue vergitterte eiserne Säulen um die alten verbogenen Säulen herum errichtet werden (Abb. 21); ursprünglich dachte man an Abbruch des ganzen Gebäudes, jedoch erwies sich die Wiederherstellung als erheblich wirtschaftlicher, da sämtliche Decken und das Dach, zum Teil auch der innere Ausbau der Obergeschosse zu retten waren und somit die Kosten nur einen Bruchteil der Abbruch- und Neubaukosten betragen. Die Wände wurden in Eisenbeton ausgefacht (Abb. 21); diese auch bei Neubauten bevorzugte Anordnung ist konstruktiv, wirtschaftlich und im Hinblick auf Feuersicherheit günstiger als die Einfügung eiserner Streben, die bei Berücksichtigung der Erdbebenkräfte übermäßig große Ausmaße erhalten würden.

Nebenbei bemerkt, sind an Eisenfachwerkbauten mit unzureichender Seitensteifigkeit Zerstörungen sehr ähnlicher Art auch durch Sturmschäden beobachtet worden (Abb. 22, entnommen aus Eng. News-Rec. 1926).

6. Die Eisenbetonbauweise.

Zu Eisenbeton hatte man vor dem Erdbeben unbegrenztes Zutrauen: er galt in Laienkreisen schlechthin als unzerstörbar. Das Zutrauen geriet durch das Erdbeben von 1923 stark ins Wanken, weil unter den Geschäftshäusern von Tokio, bei dem nicht übermäßig hohen Erschütterungsgrade von etwa 10%, gerade die alten Ziegelbauten ganz unversehrt blieben, die Eisenfachwerkbauten mit mehr oder minder großen Schäden des Füllmauerwerks davorkamen, während Eisenbetonbauten zwar zum Teil gut erhalten blieben, zum Teil aber auch bis zur Abbruchreife beschädigt wurden oder sofort einstürzten.

Dieses unerwartete Ergebnis erklärt sich auch beim Eisenbetonbau aus der mangelnden Sicherheit der geschädigten und zerstörten Bauten gegen wagerechte Stoßkräfte. Die Abb. 23 bis 28 zeigen dies an der von Amerika her übernommenen Skelettbauweise mit den überschlanken Säulen, und zwar in der Reihenfolge des fortschreitenden Zerstörungsgrades.

Abb. 23 stellt einen Neubau in Tokio dar, der wie allgemein üblich, in Gußbeton hergestellt war. Die wagerechte Stoßkraft ruft eine übergroße Biegungsspannung am Säulenfuß hervor und führt dort zu den aus der Abbildung zu erkennenden Zerquetschungen. Abb. 24 zeigt die Zerstörung eines Säulenfußes in seinen Einzelheiten.

Abb. 25 zeigt die Ansicht eines Bankhauses in Yokohama; sie läßt keine nennenswerten Erdbebenschäden erkennen. Die Innenansichten (Abb. 26 u. 27) zeigen jedoch eine sehr erhebliche Zerstörung, und zwar an allen Säulenköpfen des Erdgeschosses. Abb. 27 läßt erkennen, daß die Säulen durch Zermalmen der Köpfe um etwa 25 cm verkürzt sind; die Unterzüge brachen unterhalb der Säulen, hielten jedoch dank ihrer Eisenlagen noch als einfache Balken und retteten so die gesamte Konstruktion. In den oberen Geschossen beschränkte sich die Zerstörung nur auf Risse in den Unterzügen.

Als Beispiel völliger Zerstörung sei noch das Trümmerfeld eines Neubaus in Tokio (Abb. 28) gezeigt; auch hier ist zu erkennen, wie die Zerstörung an den Säulenköpfen einsetzte. Das Gebäude begrub mehrere hundert Bauarbeiter unter seinen Trümmern.

Zu Unrecht wurde vielfach behauptet, daß die Zerstörung derartiger Bauten auf mangelhafte Herstellung zurückzuführen sei, mit der Beweisführung, daß ja andere Eisenbetonbauten standgehalten hätten. Gewiß ist gerade bei Eisenbetonbauten einwandfreie Herstellung viel mehr als im Eisenbau von Einfluß auf die Güte der Bauausführung. Dem Verfasser ist jedoch kein Fall bekannt geworden, wo die Zerstörung auf Fehler der Betonbereitung zurückzuführen war, vielmehr brachte stets die statische Nachprüfung den Beweis, daß die Bauten auch bei bester Bauausführung durch den Entwurfsfehler der überschlanken Säulen dem Erdbeben nicht standhalten konnten.

Die zerstörten Bauwerke stellen mehrstöckige, mehrstielige Rahmen dar. Die grundsätzlichen Erscheinungen werden schon klar, wenn man von dem Grundfalle eines beiderseits eingespannten rechteckigen Rahmens ausgeht. Für den häufigeren Fall, daß der Riegel länger und kräftiger ist als die Säule (Abb. 26 u. 27), entsteht das größere Moment (Abb. 29) und somit die erste Zerstörung am Säulenkopf. Nur für den Ausnahmefall, daß der Riegel schwächer und erheblich kürzer ist als die Säule, entsteht das größere Moment (Abb. 30) am Säulenfuß. Besonders gefährlich wirkt zweifellos der rasche Wechsel zwischen Druck- und Zugbeanspruchung.

Die zahlenmäßige Durchführung der statischen Berechnungen ergibt beispielsweise bei dem in Abb. 23 dargestellten Gebäude schon bei einem Erschütterungsgrade von 10% erhebliche Zusatzspannungen in den Säulen, und zwar von etwa 100 kg/cm² auf Druck, eine für Gußbeton zweifellos zu hohe Zusatzspannung.

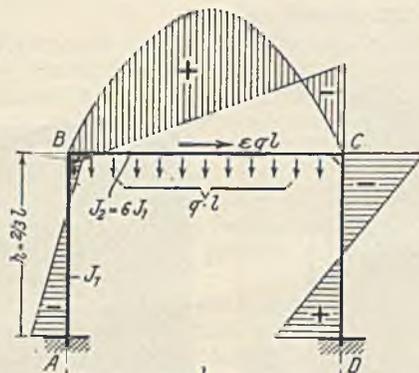


Abb. 29. Zweistieliger eingespannter Rahmen

$$h = \frac{2}{3} l$$

$$J_2 = 6 J_1$$

Momentenfläche für gleichmäßige Belastung und Erschütterungsgrad $\varepsilon = 25\%$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = 4$$

$$M_D = \frac{q l^2}{12(k+2)} + \varepsilon q l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3k+1}{6k+1} = 0,058 q l^2$$

$$M_A = \frac{q l^2}{12(k+2)} - \varepsilon q l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3k+1}{6k+1} = -0,030 q l^2$$

$$M_C = -\frac{q l^2}{6(k+2)} - \varepsilon q l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3k}{6+1} = -0,068 q l^2$$

$$M_B = -\frac{q l^2}{6(k+2)} + \varepsilon q l \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{3k}{6+1} = +0,012 q l^2$$

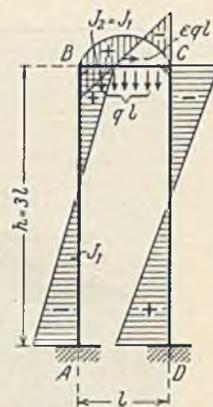


Abb. 30. Zweistieliger eingespannter Rahmen

$$h = 3 l$$

$$J_2 = J_1$$

Momentenfläche für gleichmäßige Belastung und Erschütterungsgrad $\varepsilon = 25\%$

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = 3$$

$$M_D = +0,229 q l^2$$

$$M_A = -0,195 q l^2$$

$$M_C = -0,223 q l^2$$

$$M_B = +0,157 q l^2$$

Auch die zunächst seltsam erscheinende Zerstörung der Säulen des Bankgebäudes in Yokohama (Abb. 25 bis 27) bei unzerstörten Außenwänden läßt sich statisch erklären, indem die übermäßig steifen Mittelsäulen die Erschütterungskraft fast allein aufzunehmen hatten, dadurch überbeansprucht und zermalmt wurden, während die elastischeren Wände nur einen geringen Bruchteil des Gesamtmoments und demzufolge ungefährliche Spannungen abbekamen.

Das Bankgebäude ist zur Hälfte in Anbetracht zu erheblicher Zerstörung niedergedrückt und neu errichtet worden, die andere Hälfte konnte gerettet werden unter Verstärkung aller Säulen und Unterzüge. Ähnliche Verstärkungsarbeiten sind vielfach ausgeführt worden, sowohl bei leichtbeschädigten als auch zur Vorsicht bei unversehrt gebliebenen Eisenbetonbauten. Besonders geeignet war hierzu die Ausbildung eines kreuzförmigen Säulenquerschnitts, in organischer Verbindung der Bewehrung mit derjenigen der Unterzüge. Die Ausführung (Abb. 31) geschah bei der Verstärkung der Säulen in Gußbeton nach Aufstimmung des alten Querschnitts bis zur Eiseneinlage. Für die Verstärkung der Unterzüge erwies sich das Beton-Spritzverfahren (Torkret-Verfahren) als die geeignete Lösung, da die Kosten der Ver-

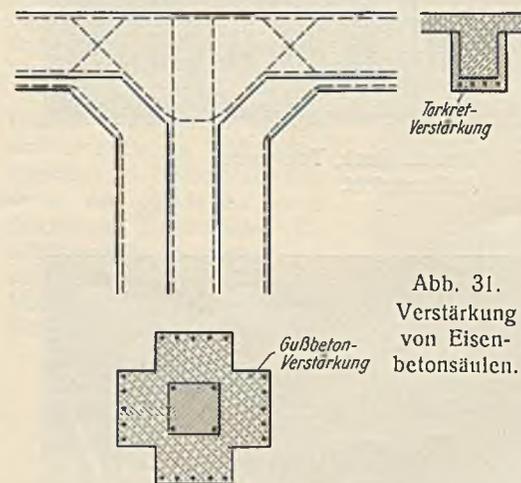


Abb. 31. Verstärkung von Eisenbetonsäulen.

schalung gespart werden und dazu die Gewähr, daß der neue Beton am alten haftet, mit viel größerer Sicherheit gegeben ist als bei Ausführung in Guß- oder Stampfbeton. Im einzelnen beruhte die Anwendung des Torkret-Verfahrens auf dem bekannten Muster der Verstärkungsarbeiten bei der Schokoladenfabrik Sarotti in Berlin-Tempelhof nach dem Brande.

Zusammenfassend darf also gesagt werden, daß überschlankte Säulen bei Eisenbetonbauten im Erdbebenfalle eine schwere Gefahr darstellen, daß man aber durch verhältnismäßig geringe Verstärkung der Säulen oder durch Bildung massiver Außen- und Zwischenwände es in der Hand hat, eine reichliche Erdbebensicherheit zu erzielen. Vielfach macht sich der Mehraufwand für die Säulen durch Ersparnis an den Unterzügen bezahlt, für die alsdann Rahmenwirkung in Frage kommt, mit geringeren Momenten als bei der Berechnungsweise als einfache bzw. durchlaufende Balken.

7. Allgemeine Gesichtspunkte bei der Konstruktion von Gebäuden.

Die allgemeinen Gesichtspunkte für die Konstruktion von Hochbauten, die im vorstehenden im wesentlichen am Erdbeben von Tokio 1923 erläutert waren, im übrigen mit den Erfahrungen der Erdbeben von 1906 in San Francisco, 1908 in Messina, 1925 in Santa Barbara (Kalifornien) übereinstimmen, sind im wesentlichen folgende:⁴⁾

1. Einwandfreie Gesamtanordnung des Gebäudes; nicht zu weit gehende Auflösung der Tragkonstruktion in einzelne schlanke Säulen; vielmehr soweit zugänglich massive, möglichst wenig durch Öffnungen unterbrochene Wandflächen; falls dies unmöglich, wenigstens kräftige Verstrebung oder Rahmenkonstruktion zur Aufnahme der seitlichen Zusatzkräfte.

2. Einwandfreie statische Berechnung unter Berücksichtigung eines nötigenfalls unter Hinzuziehung seismologischer Fachleute festzusetzenden Erschütterungsgrades.

3. Einwandfreie Gründung; bei kleineren Holzbauten Trennung von Fundament und Bauwerk, so daß letzteres nur lose aufliegt und gegebenenfalls als Ganzes rutscht (japanische Bauweise); bei allen größeren Bauwerken abscherungsfeste Verbindung zwischen Bauwerk und Fundament, im übrigen Verbindung der einzelnen Fundamenteile durch Eisenbetongerippe oder durchgehende Eisenbetonplatte.⁵⁾

4. Einwandfreie Konstruktion aller Einzelheiten des Tragwerks, insbesondere hinsichtlich der Ausbildung von Knotenpunkten bei Fachwerkbauten und von Eckverbindungen bei Rahmenbauten.

5. Für Wandausfachungen, die nicht zu tragen haben, möglichst leichtes Füllmauerwerk oder Verputz auf Draht- oder Rohrgeflecht.

6. Falls Ziegelbau, Bevorzugung der Gewölbekonstruktion, Vermeidung von Einzelpfeilern, besonders starke Wände mit wenig Öffnungen, keine Gesimse, kein Stuck.

7. Konstruktion möglichst leichter Zwischendecken, die jedoch im Eisenbetonbau und Eisenbau kräftig genug sein müssen, um als starre Scheibe zu wirken, mit kräftigen, für die Säulen als Einspannung wirksamen Unterzügen.

8. Möglichst leichte und feuersichere Dächer. Als Dacheindeckung eignen sich für kleine und mittelgroße Gebäude am meisten Asbestzementplatten wegen ihrer guten Befestigungsmöglichkeit gegen Herabfallen und Feuersicherheit. Ziegel- und Schieferdächer, bei denen die einzelnen Steine durch Schragstoß herabfallen können, sind unbedingt zu vermeiden, und zwar, abgesehen von den Kosten der Wiederherstellung, wegen der Erhöhung der Feuersgefahr, weil nach Herabfallen der Ziegel infolge eines Erdbebens ein irgendwo auftretendes, meist unvermeidliches Feuer sich übermäßig rasch ausbreitet, wenn herumfliegende Funken durch Löcher in den Dächern ins Innere fallen können.

9. Besonders vorsichtige Durchführung aller Feuerschutzmaßnahmen im Hinblick auf die bei Erschütterungen vermehrte Gefahr; im Eisenbau, wenn zugänglich, Betonumhüllung aller tragenden Eisenteile; vor allem erdbebensichere Konstruktion der Öfen und Küchenfeuerungen, Fernhaltung der Rauchrohren von Holzern und Konstruktionsteilen, sorgfältige Verlegung elektrischer Leitungen zur Vermeidung der Kurzschlußgefahr.

8. Wirtschaftliche Fragen bei Wahl der Bauweise.

Für die Wahl der Bauweise im allgemeinen ist, wie überall, so auch in Erdbebengebieten die Kostenfrage entscheidend.

Ziegelbauten scheiden heute praktisch so gut wie ganz aus, da sie zur Erdbebensicherheit erheblichen Materialaufwand bedingen und somit

⁴⁾ Vergl. u. a. Kohnke, „Die Wirkungen von Feuer und Erdbeben auf die Eisenkonstruktionen in San Francisco“, Stahl und Eisen 1907. Ferner Dewell, „Earthquake damages on St. Barbara buildings, Engineering News-Record 1925.

⁵⁾ Die Frage der Gründung von Gebäuden im Erdbebengebiet wird in einer demnächst in der „Bautechnik“ erscheinenden Abhandlung „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten“ ausführlicher behandelt werden (vergl. Fußnote ⁶⁾).

Alle Rechte vorbehalten.

Aus der Praxis des Holzbaues.

Die bisher für die Aufstellung von Festigkeitsnachweisen zu Holztragwerken ergangenen Vorschriften hatten den großen Nachteil, daß sie auf die Beschaffenheit und den Bau des Holzes nur wenig, meistens überhaupt nicht eingingen. Die Herausgabe der vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH) durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft¹⁾ war deshalb sehr zu begrüßen. Diese Bestimmungen enthalten in ihrem ersten Teil (A. Allgemeine Bedingungen für Lieferung, Abnahme und Aufstellung von Holztragwerken) Regeln, die es dem auch mit dem Baustoff Holz weniger Vertrauten ermöglichen, eine Prüfung der Ware vorzunehmen, und in ihrem zweiten Teil (B. Technische Vorschriften für das Entwerfen und Berechnen von Holztragwerken) Angaben über zulässige Spannungen, Einzelheiten der Ausführung usw., mittels deren auch Nichtspezialisten eine einwandfreie Berechnung von Holztragwerken aufzustellen in der Lage sind. Von der Aufnahme von Auswertungsformeln wurde abgesehen, um die Bestimmungen nicht unübersichtlich zu gestalten. In

¹⁾ Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

wirtschaftlich dem Eisenbeton unterlegen sind. Es bleiben, genannt in der Reihe der Herstellungskosten: Holzbau, Eisenbau mit nicht einbetonierten Tragteilen, Eisenbetonbau und schließlich Eisenbau mit einbetonierten Tragteilen.

Der Holzbau bleibt wirtschaftlich für kleinere Bauten die einzig mögliche Bauweise, so z. B. für ein- oder zweigeschossige einfache Wohnhäuser, wie sie z. B. in Japan im Hinblick auf die Lebensgewohnheiten der Bevölkerung fast ausschließlich in Frage kommen. Alle Gegenanschläge der Einführung einer feuersicheren Ersatzbauweise, die den Japanern nach 1923 von allen Seiten gemacht wurden, scheiterten am Kostenaufwande und zum Teil an der Unmöglichkeit, mit der Bauweise des Hauses auch Jahrhunderte alte Lebensgewohnheiten zu ändern.

Der Eisenbau mit nicht einbetonierten Tragteilen eignet sich in erster Linie für Fabrikbauten in einer im wesentlichen europäischen Eisenfachwerkbauten gleichenden Konstruktion. Die Mehrausgaben gegenüber dem Holzbau machen sich durch größere Dauerhaftigkeit und größere Feuersicherheit bezahlt. Von vollkommener Feuersicherheit ist freilich nicht die Rede, da die nichteinbetonierten Tragteile bei einem Großfeuer zusammenstürzen. Die Verwendung bleibt also auf den Fall beschränkt, daß die Fabrikgebäude isoliert stehen, also kein Großfeuer von außen her zu befürchten ist, und daß der Wert der bei etwaigem Feuer von innen heraus vernichteten Einrichtung nicht übermäßig groß ist.

In allen sonstigen Fällen ist die Eisenbetonbauweise die wirtschaftlichste, von den kleinsten Konstruktionen an, bei denen es auf vollkommene Feuersicherheit ankommt, wie feuersichere Aufbewahrungsschuppen als Anbauten holzerner Wohnhäuser, bis zu den größten Geschäftshaus- und Fabrikbauten. Die Bauten unterscheiden sich in ihrer Gesamtanordnung von den anderswo üblichen im wesentlichen nur durch die stärkeren Pfeilerabmessungen.

Eisenbauten mit zum Feuerschutz einbetonierten Tragteilen sind zwar kostspieliger als reine Eisenbetonbauten, sind aber, nach den Erfahrungen des japanischen Erdbebens von 1923, vom Standpunkte der Erdbebensicherheit vorzuziehen. Eine Entscheidung zwischen den beiden Bauarten erfordert einen genauen Kostenvergleich von Fall zu Fall. In Ländern mit im Verhältnis zum Eisenpreise hohen Löhnen, wie Kalifornien, ist jedenfalls die Eisenkonstruktion vorzuziehen, während in Kolonialländern mit geringen Löhnen und hohen Eisenpreisen die Kostenfrage oft den Ausschlag zugunsten des Eisenbetons geben wird.

Zusammenfassung.

Die vorstehende Arbeit konnte über das Gebiet der Erdbebensicherheit von Gebäuden nur einen kurzen Überblick geben.⁶⁾

Zusammenfassend ist auf die Zerstörungen von Gebäuden im Erdbebengebiet zu sagen, daß, wie überwiegend bei Baunfällen, so auch hier die Zerstörungen im wesentlichen auf Mängel in statischer Hinsicht zurückzuführen sind.

Der Vergleich beim Erdbeben von 1923 in Japan zerstörter und gut erhalten gebliebener Bauwerke zeigt, daß es mit verhältnißmäßig geringem wirtschaftlichem Mehraufwande möglich ist, erdbebensicher zu bauen. Leider hatte man die Warnungen berufener japanischer und auswärtiger Fachleute, vorsichtiger zu bauen, vor dem Erdbeben als Überängstlichkeit belächelt und für das Erdbebenland ungeeignete Bauweisen auf Grund ihrer vermeintlichen wirtschaftlichen Vorteile kritiklos hingenommen. Erzieherisch hat das Erdbeben gezeigt, wie immer wieder das statische Denken das Haupterfordernis auch für die praktische Bauausführung bleibt.

⁶⁾ Die Arbeit, zugleich mit der in Fußnote ⁵⁾ angeführten Abhandlung „Die Erdbebensicherheit von Ingenieurbauten“ — besonders von Brücken- und Tunnelbauten, Stütz- und Futtermauern — und mit einer Ergänzung in statischer Hinsicht, unter besonderer Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen bei hohen Schornsteinen u. dergl. wird demnächst als „erweiterter Sonderdruck“ im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, erscheinen. Die Schriftleitung.

der Praxis werden sich solche aber nicht vermeiden lassen, und daher soll auf solche, wie auch auf die Berechnung von im Holzbau üblichen Sonderausführungen, eingegangen werden.

1. In der Tafel 4 für die zulässigen Spannungen ist bei winkelrecht zur Längsfaser beanspruchtem Holz zwischen Schwellen- und Stempeldruck unterschieden. Letzterer ist dadurch gekennzeichnet, daß der Randabstand des Stempels wenigstens 2 cm betragen soll. Für mittelstarke Hölzer dürften 2 cm Randabstand genügen; für schwache Hölzer wäre dies zu groß, bei starken aber zu klein. M. E. wird ein Randabstand von 0,1 der Stempelbreite das richtige Maß treffen. Bei einem 10 cm starken Stempel wäre ein Randabstand von 1 cm, bei einem 30 cm starken Holz aber von 3 cm erforderlich. Da der Unterschied der Spannungen zwischen Schwellen- und Stempeldruck verhältnißmäßig groß ist, dürfte bei kleinerem Randabstand als dem 0,1 fachen der Stempelbreite die Einführung von Zwischenwerten für die dafür gültige Spannung durch geradlinige Vermittlung geboten sein.

Nach den „BH“ dürfen die Druckspannungen für schrägen Kraftangriff und einen Winkel von 30° zwischen Kraft- und Faserrichtung das 0,6fache und einen Winkel von 60° das 0,3fache der zulässigen Druckkraft in Faserrichtung betragen. Hierbei ist auf die zulässigen Schwellen- bzw. Stempeldrücke keine Rücksicht genommen, denn diese sind z. T. größer zugelassen, als sich die Spannung für nur 60° Abweichung zwischen Kraft- und Faserrichtung ergibt. Beide Werte berücksichtigt die nachstehende Gleichung 1, sowohl den für die Spannung in Faserrichtung als auch den für die winkelrecht dazu zulässige. Ist φ der Winkel zwischen Faser- und Krafttrichtung, σ_φ die zulässige Spannung für diesen Winkel, $\sigma_{||}$ die zulässige Druckspannung in der Faserrichtung und σ_\perp die zulässige Spannung winkelrecht zur Faserrichtung (Schwellen- oder Stempeldruck), so lautet die Auswertungsgleichung:

$$(1) \quad \sigma_\varphi = \sigma_{||} - (\sigma_{||} - \sigma_\perp) \sin \varphi = \sigma_{||} (1 - \sin \varphi) + \sigma_\perp \sin \varphi.$$

Diese Gleichung entspricht auch den Spannungswerten für Nadelholz und Schwellendruck, wie sie die Bestimmungen vorschreiben. In nachstehender Tabelle sind die Werte für σ_φ , wie sie sich nach Gl. 1 ergeben, für die einzelnen Holzarten, und zwar für Winkel von 0°, 30°, 45°, 60° und 90° zwischen Kraft- und Faserrichtung gegenübergestellt.

Winkel φ zwischen Kraft- und Faserrichtung	Eiche und Buche		Nadelholz	
	σ_φ kg/cm ²	σ_φ kg/cm ²	σ_φ kg/cm ²	σ_φ kg/cm ²
0°	100	100	80	80
30°	67,5	75	47,5	52,5
45°	54,1	64,7	34,1	41,1
60°	43,7	56,7	23,7	32,4
90°	35	50	15	25

Gl. 1 ist aber auch bei Verbindungsmitteln für schrägen Kraftangriff gut verwendbar. Multipliziert man sie beiderseits mit F und setzt für $F \sigma_\varphi = P_\varphi$, für $F \sigma_{||} = P_{||}$ und für $F \sigma_\perp = P_\perp$, so geht sie über in:

$$(2) \quad P_\varphi = P_{||} (1 - \sin \varphi) + P_\perp \sin \varphi.$$

P_φ bedeutet in dieser Gleichung die für den schrägen Lastangriff zulässige Kraft des Verbindungsmittels, $P_{||}$ die in Faserrichtung und P_\perp die winkelrecht dazu zulässige Kraft desselben.

Der Christoph & Unmack A.-G. in Niesky ist ein stufenartig abgesetzter Dübel patentiert, der so eingebaut wird, daß der kleinere Dübelteil in Faserrichtung, hingegen der größere schräg zur Faserrichtung zur Wirkung kommt. Durch die Anwendung dieser Dübel ist der schräge Kraftangriff stets berücksichtigt.

Bei Bolzenverbindungen ist ebenfalls auf den schrägen Lastangriff Rücksicht zu nehmen. Bei Mittelholzern beträgt der zulässige Lochleibungsdruck 100 kg/cm² in Faserrichtung und derjenige winkelrecht dazu $\frac{1}{3}$ dieses Wertes. Will man den Winkel zwischen Last- und Krafttrichtung feststellen, für den der dafür zulässige Leibsdruck und das Biegemoment gleich große Anschlußkräfte ergeben, kann man anschreiben:

$$(3) \quad P = \sigma_\varphi d a = 100 (1 - \frac{2}{3} \cdot \sin \varphi) d a = \frac{\pi d^3 \cdot 1200 \cdot 8}{32 a}, \text{ oder}$$

$$(4) \quad \sin \varphi = 1,5 \left(1 - 3 \pi \cdot \frac{d^2}{a^2} \right).$$

Für die Winkel 0° bis φ° ist sodann immer das Biegemoment und für die von φ° bis 90° immer der zugehörige Lochleibungsdruck zur Bestimmung der Anschlußkraft maßgebend.

Für Seitenholzer ergibt sich entsprechend:

$$(5) \quad P = \sigma_\varphi d a = 50 \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \sin \varphi \right) d a = \frac{27}{4} \cdot \frac{\pi d^3 \cdot 1200}{32 b} \text{ oder}$$

$$(6) \quad \sin \varphi = 1,5 \left(1 - 5 \pi \cdot \frac{d^2}{a^2} \right).$$

Fällt der Zahlenwert für $\sin \varphi$ größer als 1 aus, so ist, gleichgültig unter welchem Winkel die Kraft zur Faserrichtung angreift, das Biegemoment immer für die Tragfähigkeit der Bolzenverbindung maßgebend. In Bolzentragkrafttabellen können diese Grenzwerte angegeben werden.

2. Es herrscht auch in Fachkreisen noch vielfach die Meinung, daß die infolge der Verbiegung der Bolzen auftretende Kantenpressung die Tragfähigkeit der Verbindung wesentlich verringere. Es soll nachstehend gezeigt werden, daß dieser Einfluß nicht so groß ist. Nimmt man den Grenzfall an, daß der Lochleibungsdruck und das Biegemoment gleich große Kräfte ergeben, z. B. wenn man in Gl. 4 den Wert $\sin \varphi = 0$ setzt, so ist dafür $a = 3,07 d$. Die Tragkraft des Bolzens ist zu bewerten mit:

$$P = 3,07 d \cdot 100 d = 307 d^2.$$

Infolge der Kantenpressung ist die wirkliche Durchbiegung kleiner als für den gleichmäßig belasteten Balken auf zwei Stützen, der Einfachheit halber wird sie aber dieser gleich gesetzt, also:

$$f = \frac{5 P a^3}{384 E J} = \frac{5 \cdot 3,07 d^2 \cdot 3,07^3 d^3 \cdot 64}{384 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot \pi d^4} = 0,00112 d.$$

Die sogenannte Bettungsziffer ist bei Holz für größeren Druck abnehmend, für den vorliegenden Fall darf sie mit 600 kg/cm² angenommen werden; es ergibt sich deshalb die Kantenpressung um $600 \cdot 0,00112 d = 0,672 d$ kg/cm² größer als der verbleibende, gleichmäßige

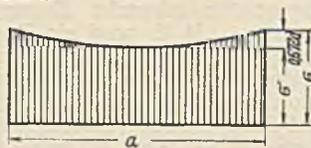


Abb. 1.

verteilt gedachte Druck. Das Belastungsschema ist aus Abb. 1 ersichtlich. Nimmt man die Biegelinie des Bolzens angenähert als Parabel an, so wird die Bolzentragkraft:

$$P = \sigma' d a + \frac{0,672}{3} \cdot d a d = 100 d a \text{ oder } \sigma' = 100 - \frac{0,672}{3} \cdot d$$

$$\text{und } \sigma = 100 + \frac{2}{3} \cdot 0,672 d = 100 + 0,448 d.$$

Bei Bolzen von 2 cm Durchm. ist die Kantenpressung demnach um 0,9% und bei Bolzen von 3 cm Durchm. um 1,34% größer als der gleichmäßig verteilt gedachte Flächendruck.

Vielfach wird noch die Berechnung der Bolzen auf Abscheren angegeben. In Wirklichkeit sind aber nur das Biegemoment oder der Lochleibungsdruck des Bolzens für dessen Querschnittbemessung maßgebend. Berücksichtigt man, daß der Baustoff Holz den fußstählernen Bolzen gegenüber nur eine geringe Festigkeit besitzt, so wird man zu dem Schluß kommen, daß das viel schwächere Holz niemals den Bolzen abscheren kann. Ein Nachweis des Abscherens des Bolzens erübrigt sich deshalb immer. Wenn bei Versuchen oder anderen Vorkommnissen fußstählerner Bolzen zerstört wurden, so war die Ursache dafür immer eine andere als das Abscheren, es handelte sich dabei immer um nicht biege- sicherere Bolzenverbindungen. Bolzenverbindungen können in vielen Fällen ebenso vorteilhaft angewandt werden wie Spezialverbindungsmittel. Die Aufnahme von Formeln zur Berechnung von Bolzen zur Verbindung von Holzkonstruktionen in den Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn ist deshalb zu begrüßen.

3. Zu den im Holzbau viel verwendeten Tragelementen gehören die Kopfbandbalken. Diese werden fast ausschließlich so berechnet, daß als Stützweite die zwischen den Kopfbändern verbleibende Länge angenommen wird. Für gleichmäßig schwankende Belastungen und gleiche Stützweiten in allen Belastungsfeldern läßt sich diese Regel als richtig anerkennen, jedoch nicht bei ungleichen Feldteilungen und bei wandernden Lasten, wie solche bei Holzbrücken, Speicher- und Wohngebäuden auftreten. Es soll deshalb auf die Berechnung von Kopfbandbalken eingegangen werden, die außer der ständigen Last eine feldweise auftretende, wandernde, gleichmäßige Belastung erhalten können. Die Berechnung von Kopfbandbalken, die durch andere wandernde Lasten beansprucht werden, oder auch solcher mit ungleichen Stützweiten ist sinngemäß vorzunehmen. Man darf annehmen, daß die Stützen nur im lotrechten Sinn tragfähig, jedoch nach der Seite vollkommen elastisch sind, und daß der mit nur ständiger Last beanspruchte Balken über dem Kopfband gelenkig gelagert ist. Der sodann über diesem entstehende Auflagerdruck wirkt in dem benachbarten, vollbelasteten Felde beim Angriff des Kopfbandes entlastend. Als Beispiel sei die Anordnung Abb. 2 gewählt. Die Feldteilung ist hierbei durchweg gleich groß, die Auskragung der Kopfbänder habe das Maß a , die Stützenentfernung das Maß l . Auf den Außenseiten der Endfelder sind keine Kopfbänder angeordnet. Zur Berechnung der Balken in den Endfeldern dienen folgende Gleichungen. Der Endauflagerdruck

$$(7) \quad A = (g + p) \frac{l}{2} - g \cdot \frac{l a}{2 l} = g \cdot \frac{l - a}{2} + p \cdot \frac{l}{2}, \text{ und}$$

$$(8) \quad M = \frac{A^2}{2(g + p)} = \frac{1}{8(g + p)} [g(l - a) + p l]^2.$$

Für ein Zwischenfeld, das nicht neben einem Endfelde liegt, läßt sich ohne weiteres anschreiben:

$$(9) \quad M = (g + p) \frac{l^2}{8} - g \cdot \frac{l a}{2}.$$

Für das neben einem Endfelde liegende Zwischenfeld, z. B. Feld IV—V, ist anzuschreiben:

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} C &= (g + p) \frac{l}{2} - g \cdot \frac{l^2 a}{2 l(l - a)} - g \cdot \frac{l(l - a)}{2 l} \\ &= p \cdot \frac{l}{2} - g \cdot \frac{a^2}{2(l - a)}. \end{aligned} \right.$$

Der gefährliche Querschnitt liegt bei

$$x = \frac{p - g}{p + g} \cdot \frac{l}{2} - g \cdot \frac{a^2}{2(g + p)(l - a)}.$$

Das größte Moment findet man zu

$$(11) \quad M = \frac{1}{8(g + p)} \left[(p - g) l - g \cdot \frac{a^2}{l - a} \right]^2 + g \cdot \frac{l a}{2}.$$

Für den Fall, daß nur zwei Felder vorhanden sind (Abb. 3), berechnen sich:

$$(12) \quad A = (g + p) \frac{l}{2} - g \cdot \frac{l^2 a}{2(l - a)l} = p \cdot \frac{l}{2} + g \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l - 2a}{l - a},$$

das Moment

$$(13) \quad M = \frac{A^2}{2(g + p)} = \frac{l^2}{8(g + p)} \left(g \cdot \frac{l - 2a}{l - a} + p \right)^2.$$

In den Außenfeldern, und zwar nach der Außenseite zu, sollte man möglichst keine Kopfbänder anordnen, es sei denn, daß die Außenwände für den wagerechten Schub durch das Kopfband statisch nachgewiesen werden. Bei einer Ausföhrung, zu der Verfasser zur Behebung der eingetretenen Schäden als Gutachter herangezogen worden war, war das Außenmauerwerk durch die Kopfbänder um etwa 3 cm nach außen gedrückt und der Kopfbandbalken entsprechend aus dem Mauerwerk gezogen worden, da die leichte Verankerung dem Seitenschub nicht widerstehen konnte. Auf eine gute Verbindung der Kopfbandbalken an den Stößen ist zu achten. Die Tragfähigkeit von Kopfbandbalken läßt sich erhöhen,

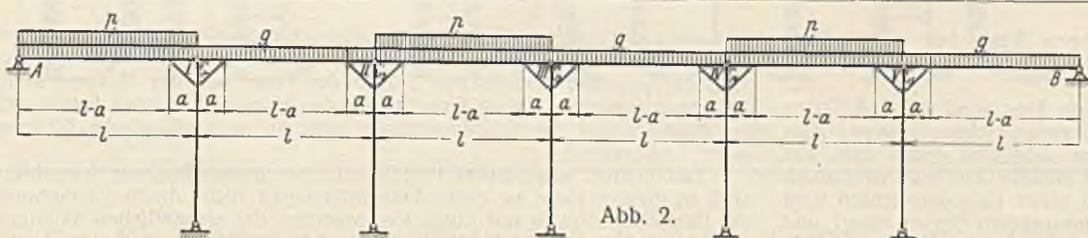


Abb. 2.

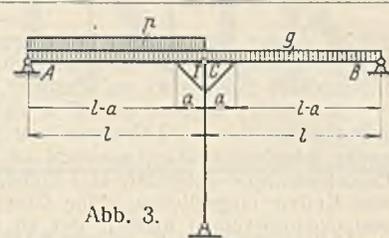


Abb. 3.

wenn diese miteinander verzapft werden, so daß das Ende des entlasteten Feldes durch das des belasteten Feldes nach unten gedrückt wird. Auf die Berechnungsweise derart verbundener Kopfbalken soll aber hier, da zu weitläufig, nicht eingegangen werden.

4. Eine häufige Ausführung im Holzbau ist die des Lamellentragers, zu deren Art auch Dübelbalken zu rechnen sind. Die hauptsächlichsten Fehler, durch die die Tragfähigkeit der Lamellenträger verringert wird, sind:

- a) Wahl ungeeigneter Verbindungsmittel,
- b) Ungenügende Anzahl der Verbindungen,
- c) Schlechte Bearbeitung in den Verbindungsstellen und
- d) Einbau der Verbindungen an falscher Stelle.

Geringe Nachgiebigkeit in den Verbindungsstellen erzeugt schon große Durchbiegungen. Wie bekannt, geben alle Verbindungen durch die dadurch entstehenden Kräfte, in den Stoßstellen nach, das eine Verbindungsmittel mehr, das andere weniger. Ist das Verbindungsmittel aber noch dem Schwinden und Quellen unterworfen, ohne daß eine häufige Kontrolle durch Nachstellen und dergl. möglich ist, so sollte es als ungeeignet verworfen werden. Als sehr nachgiebig sind auch Holzdübel jeder Art, die winkelrecht zur Faser beansprucht werden, zu bezeichnen, da Holz in diesem Sinne ungefähr 15 bis 20 mal so nachgiebig ist als in der Faserichtung. Die Herabsetzung der Widerstandsmomente bei verdübelten Balken nach den Vorschriften auf das 0,8fache für zweiteilige und auf das 0,6fache für dreiteilige Querschnitte ist für gewisse Arten berechtigt, aber nicht bei solchen Dübelbalken, die die zu a bis d aufgeführten Nachteile nicht aufweisen. Bei der Verwendung von starren Verbindungsmitteln in ausreichender Zahl, die in mechanisch hergestellte, dicht sitzende Vertiefungen und an richtiger Stelle eingebaut werden, liegt kein Grund vor, derartige Tragelemente anderen gegenüber statisch zu benachteiligen. Die Nachgiebigkeit der Verbindungselemente kann durch den Abbund mit Überhöhung behoben werden. Verfasser führt schon seit einer Reihe von Jahren mit Verwendung von Tellerdübeln der Fa. Christoph & Unmack Dübelbalken aus, für die die Widerstandsmomente nicht herabgesetzt wurden, ohne daß sich bisher Nachteile gezeigt hätten.

Es soll noch auf die statische Berechnung von Lamellentragern eingegangen werden. Es sind zweierlei Lamellenträger zu unterscheiden, solche, deren Lamellen miteinander verbunden sind, so daß sie als einheitlicher Körper wirken, und solche, deren Lamellen nicht voll schubseitig gegeneinander verbunden sind. Als Grundsystem sei der dreiteilige Träger gewählt, da von diesem auf alle anderen geschlossen werden darf, dieser bestehe aber auch aus drei voneinander verschiedenen Lamellen, deren oberste die Fläche F_o , das Trägheitsmoment J_o und die Schwerpunktabstände a_1 bzw. a_3 habe, die mittlere entsprechend F_m , J_m , a_3 und a_4 und die untere entsprechend F_u , J_u , a_3 und a_6 . Zwischen den oberen beiden Lamellen wirke eine durch das Moment infolge einer Schubverbindung erzeugte Längskraft T_o und zwischen dem mittleren und unteren Holz eine ähnliche Längskraft T_u . Unter Bezug auf Abb. 4 können die Momente der drei Lamellen angeschrieben werden:

$$(14) \quad M_o = M_1 - T_o a_2; \quad M_m = M_2 - T_o a_3 - T_u a_4; \quad M_u = M_3 - T_u a_5.$$

Man begeht keinen wesentlichen Fehler, wenn man die Krümmungshalbmesser aller drei Lamellen gleich groß setzt, letztere dürfen in Richtung der angreifenden Kräfte als gegenseitig aufeinandergehalten angesehen werden. Man kann sodann weiter anschreiben:

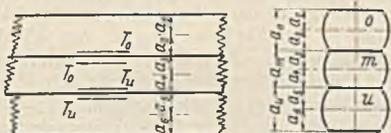


Abb. 4.

$$(15) \quad \begin{cases} q = \frac{E J_o}{M_o} = \frac{E J_m}{M_m} = \frac{E J_u}{M_u} = \frac{E J_o}{M_1 - T_o a_2} \\ = \frac{E J_m}{M_2 - T_o a_3 - T_u a_4} = \frac{E J_u}{M_3 - T_u a_5} \end{cases}$$

Durch Nebenrechnung sind hieraus ermittelt:

$$(16) \quad M_o = \frac{M J_o}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_o (a_2 + a_3)}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_u J_o (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}$$

$$(17) \quad M_m = \frac{M J_m}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_m (a_2 + a_3)}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_u J_m (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}$$

$$(18) \quad M_u = \frac{M J_u}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_o J_u (a_2 + a_3)}{J_o + J_m + J_u} - \frac{T_u J_u (a_4 + a_5)}{J_o + J_m + J_u}$$

Sind die Lamellen nicht voll auf Schub angeschlossen, so können nach Ermittlung von T_o und T_u die in den einzelnen Lamellen auftretenden Momente ermittelt und die Spannungen berechnet werden durch:

$$(19) \quad \sigma = \frac{\pm M}{W} + \frac{\Sigma(T)}{F}$$

Für allgemeine Fälle (beliebige Lamellenzahl) kann nach Gl. 17 angeschrieben werden, wenn anstatt $(a_2 + a_3) \cdot x_o$ und anstatt $(a_4 + a_5) \cdot x_u$ gesetzt wird:

$$(20) \quad M_x = \frac{M J_x}{\Sigma(J_x)} - \frac{T_o J_x x_o}{\Sigma(J_x)} - \frac{T_u J_x x_u}{\Sigma(J_x)} = \frac{J_x}{\Sigma(J_x)} (M - T_o x_o - T_u x_u).$$

Hierin bedeuten T_o die über dem bezogenen Trägerquerschnittsteilchen wirkende Schubkraft und T_u die unterhalb des Teilchens wirkende Schubkraft. Man kann also jeden beliebig vierteiligen Lamellenträger als aus drei Lamellen bestehend betrachten, indem der über der bezogenen Lamelle liegende Teil als eine und der darunterliegende Teil ebenfalls als eine Lamelle angesehen werden. Bei einem aus nur zwei Teilen bestehenden Lamellenträger ist entweder T_o oder $T_u = 0$ zu setzen; für diese behält Gl. 20 ebenfalls ihre Gültigkeit.

Dübelbalken werden aber auch öfters so ausgeführt, daß ein oder zwei Balken von Auflager zu Auflager durchgehend angeordnet sind, hingegen einer nur soweit, als dies die Momente bedingen. Da dieser Balken aber den Gesamtquerschnitt ergänzen soll, ist es Bedingung, daß er nicht nur für die Querkraft, sondern für das ganze Moment angeschlossen wird, es sind deshalb genau soviel Dübelverbindungen nötig, als wenn er auch von Auflager zu Auflager durchgeführt wäre, denn die gesamte Anschlußkraft ist immer nach den Gleichungen zu errechnen:

$$(21) \quad T_o = M \cdot \frac{S_o}{J};$$

$$(22) \quad T_u = M \cdot \frac{S_u}{J}.$$

Die Dübelentfernungen bei Dübelbalken ergeben sich aus den Momentendifferenzen in ähnlicher Weise, wie im Eisenbetonbau die Abbiegungen der Schrageisen zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte bestimmt werden. Geht man von dem Punkte des größten Momentes aus, so ergeben sich diese Abstände bei gleichmäßig verteilter Last nach den Auflagern zu, wenn zehn Dübel erforderlich sind, zu:

$$(0,2108 + 0,1747 + 0,1145 + 0,0915 + 0,0790 + 0,0705 + 0,0645 + 0,0600 + 0,0560 + 0,0535 + 0,0250) 0,5 \cdot l = 0,5 l.$$

Sind aber nur n Stück Dübel erforderlich, so kann man deren Abstände aus vorstehenden errechnen, indem man wiederum vom Punkte des größten Momentes ausgeht und nur n Abstände ermittelt. Benennt man obige Abstände mit e_{10} , so sind die für n Dübel anzuschreiben mit:

$$e_n = e_{10} \sqrt{\frac{10}{n}}.$$

Voraussetzung ist hierbei, daß n gleich oder kleiner als 10 ist.

Wilhelm Faust.

Vermischtes.

Gutachten der Akademie des Bauwesens betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow (vom 11. Mai 1927). Durch Erlaß des Herrn Finanzministers vom 14. Februar 1927 — Nr. III 10. I. — Ob. — 7. — ist die Akademie des Bauwesens beauftragt worden, ein Gutachten über den neuen Entwurf der Reichswasserstraßenverwaltung zu einem Schiffshebewerk bei Niederfinow zu erstatten.

Als Unterlagen für das Gutachten standen zur Verfügung:

1. die Entwurfszeichnungen, Berechnungen und Erläuterungen der Reichswasserstraßenverwaltung, von denen ein Auszug allen Mitgliedern zugegangen ist,

2. ein Vortrag des Herrn Ministerialrats Dr. Ing. Ellerbeck,
3. das Teilmodell im Maßstab 1:5 und die an ihm gesammelten Versuchsergebnisse und Erfahrungen,
4. die Versuchsergebnisse im Versuchsturm in Dahlem.

Der Grundgedanke des neuen Entwurfes der Reichswasserstraßenverwaltung¹⁾, den Trog an Seilen aufzuhängen, die über Seilscheiben laufen und an den freien Enden Gegengewichte tragen, lehnt sich an einen der drei Entwürfe an, über die im Gutachten der Akademie vom 27. Dezember

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 23, S. 330.

1912²⁾ gesagt war: „daß die eingeschlagenen Wege bei vollständiger Durcharbeitung im einzelnen sämtlich zu dem Ziele führen werden, betriebssichere Hebewerke zu schaffen“.

Der 4200 t schwere und 37 m zu hebende Trog wird von 256 Seilen getragen, an denen 32 Gruppen von je 6 Gegengewichten hängen. Das ganze erforderliche Gegengewicht ist in eine möglichst große Zahl von Einzelgewichten aufgelöst. Das Gewicht der ablaufenden Seile wird durch vier Ketten ausgeglichen. Eine Gruppe von sechs Gegengewichten wird von einem Rahmen umfaßt, der an zwei besonderen Seilen hängt und der im Falle eines Seilbruches das fallende Gegengewicht auffängt. Die Wahl dieses Gewichtsausgleiches muß als eine glückliche bezeichnet werden. In der vorgeschlagenen Konstruktion haben alle Einzelheiten eine erprobte Form und Größe. Die weitgehende Teilung des Gegengewichtes gibt den Seilen, Seilscheiben und Lagern Abmessungen, die eine ausreichende Lebensdauer sichern, und gewährt die größte Betriebssicherheit. Denn selbst für den unwahrscheinlichen Fall eines Seilbruches braucht der Betrieb nicht still zu stehen, können die beschädigten Teile leicht ausgewechselt werden. Die Last des Bauwerks wird auf die ganze Länge auf den ungünstigen Baugrund möglichst gleichmäßig verteilt.

Der vollkommen ausgewogene Trog wird an vier Zahnstockleitern durch vier Ritzel gehoben, die von vier 75pferdigen Elektromotoren angetrieben sind. Die vier Motoren sind durch eine Ringwellenleitung untereinander gekuppelt. Um bei einer erheblichen Gleichgewichtsstörung, insbesondere bei einem Leckwerden und Auslaufen des Troges den Trog festzuhalten, soll der Antrieb nach dem Patent Loebell ausgeführt werden. Außerdem sind elektrische Bremsen vorgesehen. Vier Schraubenspindeln, die sogenannten Drehriegel, laufen bei der regelmäßigen Bewegung des Troges zwischen vier Mutterbackensäulen, aber mit einem Spielraum zwischen den Schrauben und den Mutterbacken. Erst bei der Störung des Gleichgewichts verschieben sich die auf Schwingen unter bestimmter Federvorspannung gelagerten Ritzel durch Überschreitung der Federspannung und Drehung der Schwingen; die Drehriegel setzen sich auf und sperren die Bewegung; da das Gewicht des Troges vollkommen ausgeglichen ist, die Fahrwiderstände aber nach den Versuchen im Dahlemer Turm genau bestimmbar sind, kann die Stärke der Motoren vollkommen zuverlässig bemessen werden. In der geschlossenen Ringleitung zwischen den vier Motoren können wohl bei Formänderungen der Eisenkonstruktion Zwängungsspannungen entstehen; doch ermöglicht die geschlossene Ringleitung andererseits beim Ausfall eines Motors am sichersten eine gleichmäßige Verteilung der Belastung auf die noch laufenden Motoren. Ob man den Stirnrädern der Ritzelwellen Schrägzahne geben soll, muß bei der Durcharbeitung der Einzelheiten entschieden werden. Das Loebellsche Patent stellt einen sehr guten, vollkommen betriebssicheren Antrieb des Troges dar. Bei einem Unfall kann man bestimmt darauf rechnen, daß der Trog festgehalten wird, weil alle Teile der Vorrichtung dauernd in Betrieb sind. Es empfiehlt sich, den Schraubenspindeln solche Abmessungen zu geben, daß unter Umständen der vorgesehene Spielraum von 30 mm zwischen Schraube und Mutter auf 50 mm erhöht werden kann, damit bei Schwingungen und Windwirkungen keine unbeabsichtigte Sperrung entsteht. Auf die Verwendung einer Steuerung, die ein möglichst stoßfreies Anfahren gestattet, ist Bedacht zu nehmen.

Der Trog ist durch elektrisch angetriebene Hubtore geschlossen. Der notwendige Spielraum zwischen Trog und Haltung wird durch einen elektrisch bewegten U-förmigen Rahmen zuverlässig gedichtet, und der Zwischenraum beim Anschluß an die Haltung gefüllt. Dieses Verfahren bietet gegenüber der Keildichtung den Vorzug, daß die Kräfte für die Bewegung des Troges durch die Dichtung nicht beeinflußt werden.

Die Seilscheiben, die Führungen der Gegengewichte und des Troges, die Zahnstockleitern und die Mutterbackensäulen werden von einem Eisengerüst getragen, das aus Zweigelenkrahmen besteht, die gruppenweise zu drei räumlichen Fachwerken zusammengefaßt sind: einem Mittelurm mit den Zahnstockleitern und den Mutterbackensäulen, dem Osturm mit dem Pufferbalken zur Sicherung des Tores gegen die in den Trog einfahrenden Schiffe, dem Westurm mit der Längsführung des Troges und dem Auflager für die an das Hebewerk anschließende Kanalbrücke. Mittelurm und Westurm sind für sich standfest, der Osturm stützt sich gegen den Mittelurm.

Das ganze Hebewerk ist aus dem Hang herausgeschoben, um es nicht auf das unsichere Berührungsgebiet zwischen Diluvium und Tertiär zu stellen. Dieses Gebiet wird durch die Kanalbrücke mit einer Mittelöffnung von 84 m überbaut.

Für das Gerüst ist Flußstahl St 37 vorgesehen, für den Trog ein hochwertiger Baustoff.

Die Fundamentsohle reicht bis 19,5 m unter den Grundwasserspiegel. Daher soll der Grundbau in neun Senkkasten aus Eisenbeton aufgelöst und unter Anwendung von Grundwassersenkung und Druckluft ausgeführt werden.

Die Gliederung des Trogerüstes, die Stellung des Hebewerkes und sein Anschluß an die obere Kanalhaltung paßt sich gut den ungünstigen Eigenschaften des Baugrundes an. Die Wahl eines Eisengerüstes statt eines Eisenbetonbaues erschwert zwar eine gute äußere Gestaltung des Bauwerks, muß aber von konstruktiven Standpunkt und mit Rücksicht auf den ungünstigen Baugrund unbedingt als richtig bezeichnet werden. Die Verbindung der eisernen Antriebsteile, z. B. der Zahnstockleiter und der Mutterbackensäulen, mit einem Eisenbetongerüst wäre kaum einwandfrei zu lösen. Mit Recht sieht der Entwurf an dem die Zahnstockleitern tragenden Mittelurm seitliche Streben vor, die unentbehrlich sind, um die Schwingungen des hohen, schlanken Gerüstes mit den schweren Be-

lastungen zu dämpfen. Die Abmessungen dieser Streben müssen besonders sorgfältig bemessen werden, damit zwischen den Eigenschwingungen des Gerüstes und den periodischen Stößen der Ritzel und der Motoren keine Resonanz entsteht. Einige Einzelheiten des eisernen Gerüstes lassen sich im Hinblick auf die Kräfteverteilung und die architektonische Wirkung noch verbessern.

Das Gerüst aus Flußstahl St 37 zu bauen, ist durchaus berechtigt, weil in diesem Falle zu große Durchbiegungen nicht durch Vermehrung der Bauhöhe, sondern nur durch Vergrößerung der wesentlichen Stabquerschnitte vermindert werden können. Die Baustoff-Frage beim Trog wird bei der Vergebung noch einmal geprüft werden müssen, weil bis zu dem Zeitpunkt wohl eine größere Klärung der Stahlfrage zu erwarten ist.

Ob und gegebenenfalls bis zu welcher Tiefe eine Grundwasserabsenkung bei der Nähe der Schleusentreppe zulässig ist, kann auf Grund der der Akademie vorgelegten Unterlagen nicht beurteilt werden.

Die Akademie des Bauwesens kann ihr Urteil dahin zusammenfassen, daß der sehr sorgfältig durchgearbeitete und baureife Entwurf für das Schiffshebewerk in Niederfinow ein durchaus zweckmäßiges und betriebssicheres Bauwerk darstellt.

Auf Grund von Besprechungen der Abteilung für den Hochbau mit der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen kann Eisenbeton, der sich wohl wirkungsvoll gestalten ließe, als Material für das Traggerüst wegen konstruktiver Schwierigkeiten und mit Rücksicht auf den ungünstigen Baugrund nicht in Betracht gezogen werden.

Wenn auch bei einem solchen Bauwerk, das seinen berechtigten Charakter eines einer Maschine gleichzuachtenden Werkes hat, es nicht angängig erscheint, aus architektonischen Gründen ihm irgendwelche zusätzliche Formen zu geben, so empfiehlt es sich doch, zu prüfen, ob es möglich ist, ohne Schaden für die Betriebssicherheit, eine mehr künstlerisch befriedigende Gliederung des Eisengerüstes zu erreichen

1. und hauptsächlich durch Fortführung der Horizontalen des Brückensteiges um das Hebewerk herum. Letzteres würde dadurch eine wohlthuende, zweckentsprechende Teilung in seiner Höhenentwicklung erhalten;
2. durch Anbringung weiterer Streben an den beiden Stirnseiten, jedoch alle Streben tunlichst in einer mehr körperlichen, flächigen und leicht bogenförmigen Gestaltung gegenüber der vorgesehenen, mager und schwächlich wirkenden des Modelles;
3. durch Prüfung, ob es möglich ist, das Schiffshebewerk durch vollwandige Ausbildung einzelner Rahmenteile so zu gliedern, daß dadurch die tragenden Konstruktionsteile als solche mehr betont werden;
4. konnte durch Beseitigung des balkonartigen Aufbaues an der östlichen Stirnseite und durch Auskragung nur eines einfachen Balkons in Höhe der Brückensteglinie eine schlichtere und ruhigere Erscheinung des Werkes zu gewinnen sein.
5. Schließlich wird vorgeschlagen, für das dem frei im Gelände stehenden gewaltigen Bauwerk vorgelagerte Betriebsgebäude eine tunlichst einfache Umrissform zu wählen, sowie für den Anschluß und Übergang des Brückensteiges in den Anberg ein sichtbares Auflager zu schaffen.

Eine Überarbeitung des Entwurfs in architektonischer Hinsicht erachtet die Akademie daher für wünschenswert.

Akademie des Bauwesens.

Geyer.

Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Dresden vom 4. bis 6. Juli. Infolge der günstigen Entwicklung des Güterverkehrs ist das ursprünglich aufgestellte, zu Anfang 1927 gedrohte Beschaffungsprogramm wieder aufgenommen worden. Von den restlich bewilligten 120 Mill. R.-M. entfällt auf die Unterhaltung und Erneuerung der baulichen Anlagen einschl. des Oberbaues und Verstärkung der Brücken ein Mehraufwand von 43 Mill. R.-M., auf die Unterhaltung und Erneuerung der Fahrzeuge und maschinellen Anlagen weitere 34 Mill. R.-M., auf Ersatz von Fahrzeugen 50 Mill. R.-M. Ferner wird im Berliner Stadt- und Vorortverkehr die Nahzone (15-Pf.-Zone) von 7,5 auf rd. 12 km hinausgerückt und der Übergangsverkehr zwischen Stadt- u. Ringbahn und der bisherigen Nahzone verbilligt. Ls.

Personalnachrichten.

Sachsen. Straßen- und Wasser-Bauverwaltung Angestellt: Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Sachs als planmäßiger Regierungsbaumeister mit der Amtsbezeichnung „Regierungsbaurat“, ab 1. Juni 1927.

Versetzt: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Sachs vom Talsperren-Bauamt Crimmitschau in Langenhessen zum Talsperren-Bauamt Kriebstein in Kriebethal, ab 1. April 1927. Regierungsbaurat Gruhle vom Wasserkraft-Bauamt Wurzen als Vorstand zum Talsperren-Bauamt Lehmühle, ab 1. April 1927. Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. Schöber vom Straßen- und Wasser-Bauamt Schwarzenberg zum Kanal-Bauamt Leipzig, ab 1. Mai 1927.

INHALT: Berechnung gewölbter Talbrücken auf hohen, elastischen Pfeilern bei räumlichem Kraftangriff mittels des Formänderungsverfahrens. — Die Erdbbensicherheit von Gebäuden. (Schluß.) — Aus der Praxis des Holzbaues. — Vermischtes: Gutachten der Akademie des Bauwesens betreffend das Schiffshebewerk bei Niederfinow. — Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

²⁾ Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1913, S. 136.