

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

7. Jahrgang

BERLIN, 17. August 1934

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Windbelastungsversuche am Modell eines Werkstattgebäudes.

Mitgeteilt von Dr.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Modellversuche in Windkanälen und Windtunnels haben zu der Erkenntnis geführt, daß die Newtonsche Widerstandstheorie als Grundlage unserer Windbelastungsvorschriften für Bauwerke unhaltbar ist. Sie lieferten andererseits die Erklärungen für manche eigenartigen Windschäden, die mit den bisherigen Auffassungen von der Wirkungsweise des Windes, wie sie unseren bestehenden Winddruckvorschriften zugrunde liegen, im Widerspruch stehen. In Anlehnung an diese Ergebnisse der neueren Strömungsforschung, die vor allem zur rechnermäßigen Berücksichtigung der bisher vernachlässigten Saugwirkung des Windes zwingen, haben Rußland und Holland bereits neue Vorschriften herausgebracht. In Deutschland sind sie in Vorbereitung (DIN 1055, Bl. 5). Es kann daher erwartet werden, daß die von den amerikanischen Forschern H. L. Dryden und G. C. Hill¹⁾ in einem Windtunnel durchgeführten Modellversuche interessieren, zumal die Ergebnisse und deren ausführliche Darstellungsart besonders gut geeignet sind, die tatsächlichen Windbelastungsverhältnisse an Bauwerken zu veranschaulichen.

gleich dem Durchmesser des Tunnels²⁾ (Bild 4), ihre Länge beträgt 4,57 m.

Die stromaufwärts³⁾ liegende Kante der Plattform mußte abgeschrägt werden, um bemerkenswerte Störungen der Luftströmung auszuschalten. Zur Einstellung der verschiedenen Anblaswinkel war auf der Plattform eine Skala angebracht.

Um die Verteilung der Windbelastung auf die einzelnen Flächen

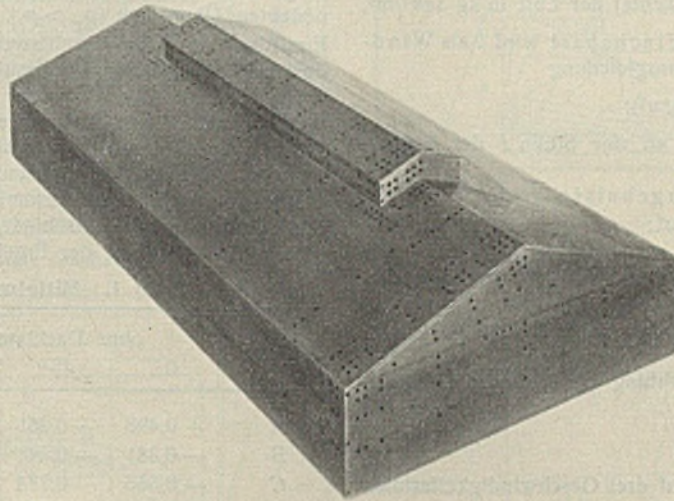


Bild 1. Ansicht des Modells.

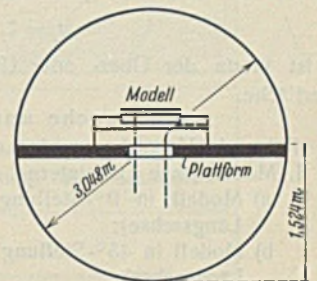


Bild 4. Anordnung des Modells im Windkanal.

des Modells einigermaßen zutreffend zu erfassen, mußte eine beträchtliche Anzahl Meßstellen in geeigneter Lage (Bild 1 bis 3) angeordnet werden. Ihre Durchbildung

Versuchsordnung.

Wie aus Bild 1 hervorgeht, stellt der benutzte Versuchskörper die Nachbildung eines Werkstattgebäudes dar. Er wurde ohne und mit Dachlaterne untersucht. Alle Dächer sind unter 20° gegen die Waagerechte geneigt. Das Laternendach krägt um 2,54 mm aus, während das große Dach keinen Überstand aufweist. Die Abmessungen des Modells sind aus Bild 2 u. 3 entnehmbar. Es ist hohl und besteht aus 6,35 mm dicken Aluminiumplatten, die miteinander verschraubt sind. Die Breite der Plattform, die den Versuchskörper trägt und gewissermaßen das angrenzende Gelände darstellt, ist

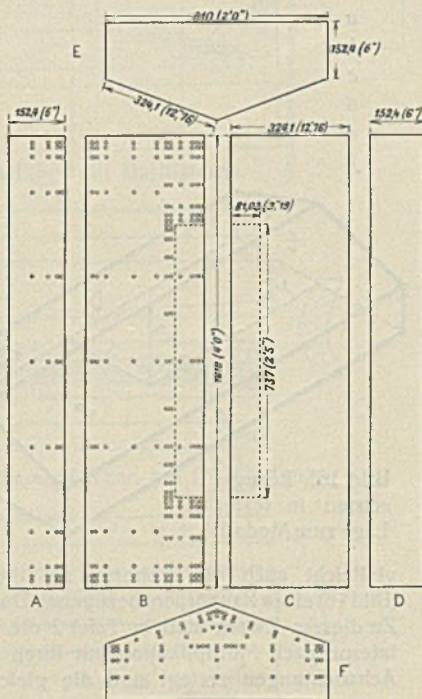


Bild 2. Abmessungen des Gebäudes und Meßstellenanordnung.

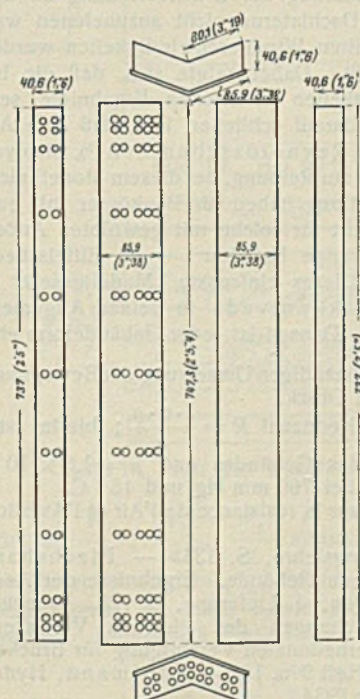


Bild 3. Abmessungen der Dachlaterne und Meßstellenanordnung.

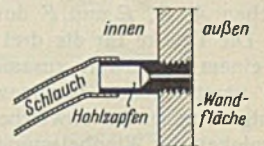


Bild 5. Ausbildung der Meßstellen.

zeigt Bild 5. Das Manometer war durch einen Gummischlauch und ein etwa 1 mm weites Loch im Gewindehohlzapfen mit dem zu messenden „Außendruck“ verbunden.

Von den sechs zur Längs- oder Querachse des Modells

²⁾ Der Windtunnel selbst ist in Scientific Paper Nr. 525 des National Bureau of Standards näher beschrieben. Auch die Methode der Windgeschwindigkeitsmessung und die Druckmeßeinrichtung sind hier eingehend erläutert.

³⁾ Die Bezeichnungen stromaufwärts und stromabwärts beziehen sich auf die jeweils senkrecht zum Windstrom liegende Symmetrieebene des Gebäudes.

¹⁾ H. L. Dryden und G. C. Hill, Wind pressure on a model of a mill building. Research-Paper Nr. 301; National Bureau of Standards. — Für die freundliche Überlassung der Abbildungsunterlagen sei den Herren Dryden und Hill auch an dieser Stelle verbindlichst gedankt.

symmetrisch gelegenen Flächenpaaren besitzt jeweils nur eine Fläche Meßstellen. Jeder Versuch mußte daher zweimal durchgeführt werden, zunächst mit stromaufwärts- und rechtsliegenden Meßstellen und nach Drehung des Modells um 180° mit stromabwärts- und linksliegenden Meßstellen.

Von den Meßstellen wurden jeweils 12 mit den 12 Röhren eines Mehrfach-Manometers verbunden, dessen Reservoir an eine Meßstelle in einer feststehenden Platte angeschlossen war, die sich in einer Entfernung von 3,8 m oberhalb des Modells befand. Bei stetiger Windgeschwindigkeit zeigte das Mehrfach-Manometer den Unterschied zwischen dem Bezugsdruck an der Platte und den Modellmeßstellen an. Zur Ermittlung der tatsächlichen Modellbelastungen machte sich noch eine Umwandlung notwendig. Der von dem Luftstrom auf das Modell ausgeübte Gesamtdruck p_g setzt sich aus dem statischen Druck p_s (Ruhedruck der Atmosphäre) und dem dynamischen Druck p_d , dem eigentlichen Winddruck, zusammen. Beträgt nun der an der Modellmeßstelle auftretende Gesamtdruck $p_g = p_s + p_d$, der Bezugsdruck $p_{g_1} = p_s + p_{d_1}$, so ergibt sich die vom Meßinstrument angezeigte Druckdifferenz zu $p = p_g - p_{g_1} = p_d - p_{d_1}$. Um den Druck p_d zu erhalten, muß zu $p_d - p_{d_1}$ die Druckdifferenz zwischen Bezugsdruck p_{g_1} und statischem Druck p_s addiert werden. Außerdem ist der Unterschied zwischen der Windgeschwindigkeit am Modell und derjenigen am Standort des den Bezugsdruck messenden Stauhohes durch eine Korrektur zu berücksichtigen.

Nachdem die abgelesenen Höhen der Flüssigkeitssäulen in absolute Drücke (kg/m²) umgerechnet und die beiden genannten Korrekturen angebracht waren, wurden die erhaltenen Werte im Verhältnis zum Staudruck q , also in $p_d : q = \zeta$ ausgedrückt. Der Staudruck⁴⁾ ist $q = \frac{\rho v^2}{2}$ in kg/m² und $\rho = \frac{\gamma}{g}$ die spezifische Masse (Dichte) der Luft in kg sek²/m⁴, v die Windgeschwindigkeit in m/sek. Nach Flachsbart wird ζ als Winddruckzahl bezeichnet gemäß der Definitionsgleichung

$$p_i = \zeta_i \cdot \frac{\rho v^2}{2} \text{ (kg/m}^2\text{);}$$

p_i ist hierin der Über- oder Unterdruck an der Stelle i der Körperoberfläche.

Versuche und ihre Ergebnisse.

Folgende Versuche wurden durchgeführt:

I. Modell ohne Dachlaterne.

- a) Modell in 0°-Stellung (Windrichtung senkrecht zur Gebäude-Längsachse);
- b) Modell in 45°-Stellung (Windrichtung unter 45° zur Gebäude-Längsachse);
- c) Modell in 90°-Stellung (Windrichtung parallel zur Gebäude-Längsachse);

II. Modell mit Dachlaterne.

Wie I. in a), b) und c) unterteilt.

Die Untersuchungen erstreckten sich auf drei Geschwindigkeitsstufen des Windstromes (14,3, 18,3 und 24,4 m/sek).

Bei den Versuchen der Gruppe II konnte man sich auf die Beobachtung der Meßstellen in der Dachlaterne und in den Dachflächen C und D beschränken, da eine Beeinflussung der Druckverteilung an den Flächen A, D, E und F durch die Dachlaterne nicht anzunehmen war.

Die Drücke für die drei mitgeteilten Windgeschwindigkeiten wurden zu einem Mittelwert zusammengefaßt. Dabei zeigte sich, daß die bei den verschiedenen Windgeschwindigkeiten erhaltenen Ergebnisse sehr wenig voneinander abweichen, was darauf schließen läßt, daß eine Abhängigkeit der Windbelastung von der Reynoldsschen Zahl⁵⁾, also von dem Verhältnis der Bewegungsenergie zur Reibung, bei diesem Modell nicht vorhanden ist. Zu derselben Feststellung haben für Baukörper mit quer überströmten, scharfen Kanten — nicht für solche mit gewölbten Außenflächen, wie zylinder- oder kugelförmige Behälter — die Eiffelschen⁶⁾ und Göttinger Versuche⁷⁾ geführt. Dieses einfachste „Modellgesetz“ ist in jüngster Zeit durch Versuche Nøkkentveds in seiner Allgemeingültigkeit etwas erschüttert worden⁸⁾. Danach ist jeder Gebäudeform eine

⁴⁾ Der Staudruck entspricht der vollständigen Umsetzung der Bewegungsenergie einer Luftmasse in statischen Druck.

⁵⁾ Sie ist eine dimensionslose Kennzahl $R = \frac{l \cdot v \cdot \rho}{\mu}$; hierin ist l in m eine charakteristische Länge des Gebäudes und $\mu = 1,8 \times 10^{-6}$ in kg sek/m² die Zähigkeit der Luft bei 760 mm Hg und 15° C.

⁶⁾ Eiffel, Nouvelles Recherches sur la résistance de l'Air et l'Aviation, 2. Edition, S. 287. Paris 1919.

⁷⁾ Prandtl, Abriß der Strömungslehre, S. 134. — Flachsbart, Winddruck auf geschlossene und offene Gebäude. Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen, 4. Lieferung, S. 128. München und Berlin. — Weitere Veröffentlichungen des gleichen Verfassers: 1. Band der „Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau; Stahlbau 1934, Heft 9 u. 10. — Kaufmann, Hydromechanik, II. Band, S. 269. Springer 1934.

⁸⁾ Nøkkentveds, 2. Band der „Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, S. 257.

„kritische Höhe“ eigentümlich, die dadurch gekennzeichnet ist, daß die vordere Wirbelfläche (Bild 6) gerade tangential entlang der Dachfläche läuft und „deswegen den Übergang zwischen zwei wesensverschiedenen Druckkurven bildet“. Nahe der kritischen Höhe ändert sich unter sonst gleichen Umständen⁹⁾ der Belastungsverlauf für die luvseitige Fläche von Satteldächern bestimmter Neigung (im Versuch etwa 20°) mit der Reynoldsschen Zahl und zwar um so mehr, je größer diese ist. Sie bewegte sich bei den Versuchen Nøkkentveds zwischen $1,75 \times 10^4$ und 40×10^4 , während sie für Bauwerke bei $v = 30$ m/sek etwa über 850×10^4 liegt. Entgegengesetzt wirkt sich die Rauigkeit der Geländeoberfläche aus, deren rechnermäßige Erfassung heute noch nicht möglich ist. Über die vereinte Wirkung beider Einflüsse läßt sich daher aus diesem theoretisch bedeutsamen Ergebnis für die Praxis noch keine Regel ableiten. Offenbar hatten die Modelle Eiffels, der Göttinger Versuchsanstalt und der in Rede stehenden Versuche nicht ihre kritischen Höhen, auch nicht beinahe, da sich sonst die Unabhängigkeit der Winddruckverteilung und der Widerstandsziffer nicht so klar erwiesen hätte.

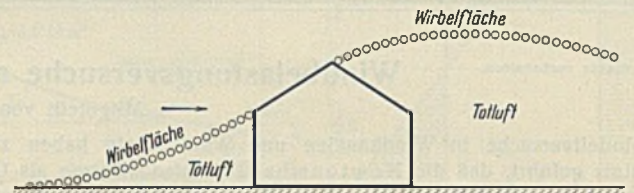


Bild 6.

Die Meßergebnisse sind in Form von Isobaren in den Bildern 7 bis 15 dargestellt. Das Intervall beträgt $\frac{1}{10}$ des Staudruckes. Positive Werte bedeuten Überdruck ($p_g > p_s$), negative Unterdruck ($p_g < p_s$). Bei der Ermittlung der Durchschnittswerte von ζ für die einzelnen Flächen, also desjenigen Wertes, der den Bauingenieur bei der Berechnung der einzelnen Tragwerke künftig in erster Linie interessieren wird, ging man folgendermaßen vor: die Flächen zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Isobaren wurden mit dem arithmetischen Mittel aus den diesen beiden Isobaren zugeordneten Drücken multipliziert. Wird die Summe dieser Einzelwerte durch den Gesamthalt der jeweiligen Fläche dividiert, so erhält man für die verschiedenen Versuche die in Tafel 1 zusammengestellten Mittelwerte der Ergebnisse.

Tafel 1. Mittelwerte der Winddruckzahl ζ .

Fläche	ohne Dachlaterne			mit Dachlaterne		
	0°	45°	90°	0°	45°	90°
A	+ 0,498	+ 0,255	- 0,354	+ 0,498	+ 0,255	- 0,354
B	- 0,381	- 0,441	- 0,381	- 0,238	- 0,245	- 0,340
C	- 0,563	- 0,774	- 0,381	- 0,584	- 0,691	- 0,340
D	- 0,518	- 0,517	- 0,354	- 0,518	- 0,517	- 0,354
E	- 0,620	- 0,449	- 0,205	- 0,620	- 0,449	- 0,205
F	- 0,620	+ 0,372	+ 0,615	- 0,620	+ 0,372	+ 0,615
a				+ 0,441	+ 0,180	- 0,197
b				- 1,026	- 1,320	- 0,251
c				- 0,560	- 1,370	- 0,251
d				- 0,488	- 0,938	- 0,197
e				- 0,913	- 0,762	- 0,250
f				- 0,913	- 0,160	- 0,850

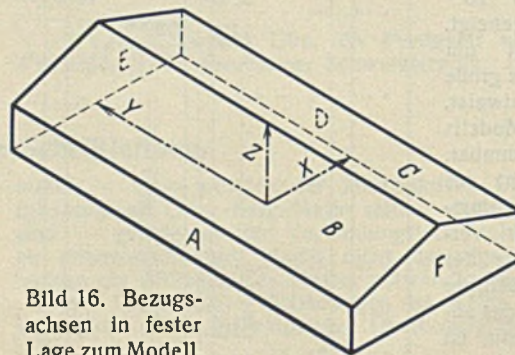


Bild 16. Bezugsachsen in fester Lage zum Modell.

Damit wäre die Verteilung der Windkräfte für die praktische Berechnung der Tragteile, z. B. der einzelnen Hallenrahmenbinder) ausreichend genau festgelegt. Wenn dann über die anzunehmende Windgeschwindigkeit entschieden ist, kann die Berechnung ohne weiteres durchgeführt werden. In manchen Fällen können vielleicht auch die weiteren auf die x-, y- und z-Projektionsflächen (Bild 16) eines Baukörpers bezogenen Durchschnittsbelastungen interessieren. Zu diesem Zweck sind in Tafel 2 die Werte ζ für 0°-Stellung mit Dachlaterne nach Multiplikation mit ihren zugehörigen Flächen nach den drei Achsrichtungen zerlegt und die gleichgerichteten Komponenten zu den

⁹⁾ Die Breite des Modells war 4mal so groß wie die Höhe der Seitenflächen.

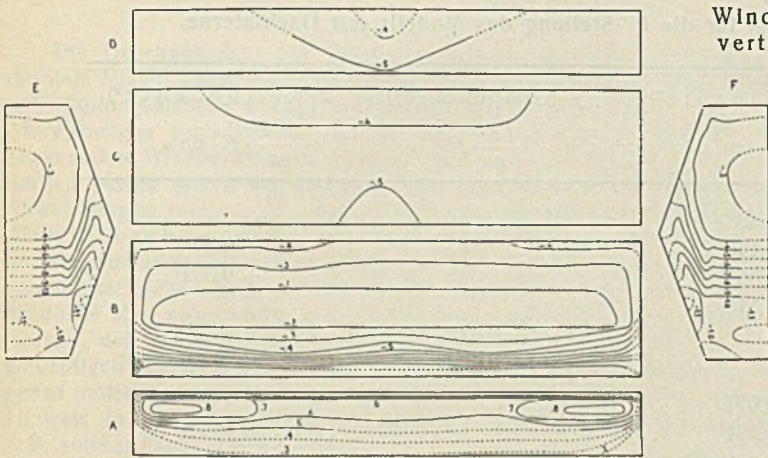


Bild 7. Bei 0°-Stellung, ohne Dachlaterne.

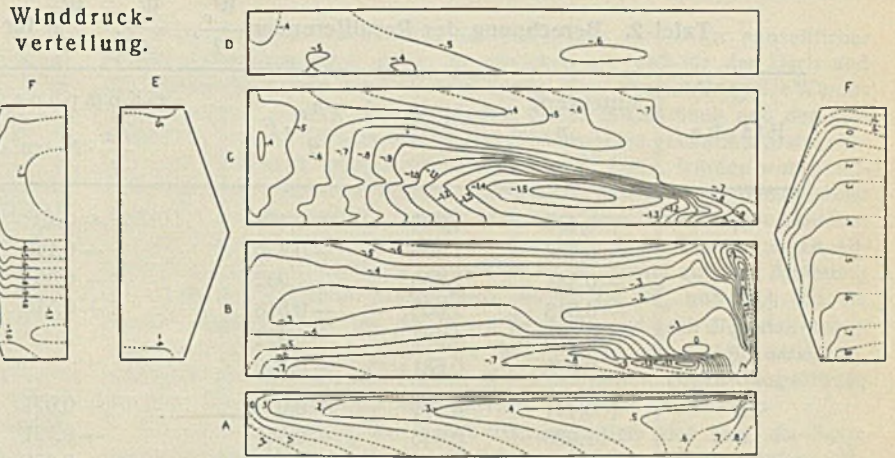


Bild 8. Bei 45°-Stellung, ohne Dachlaterne.

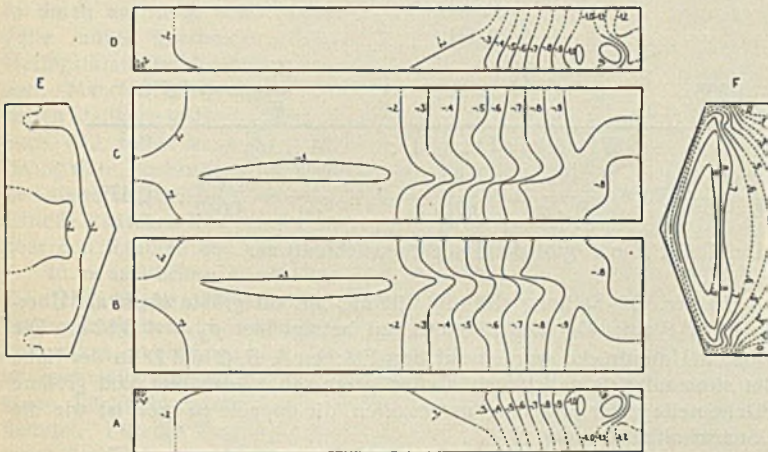


Bild 9. Bei 90°-Stellung, ohne Dachlaterne.

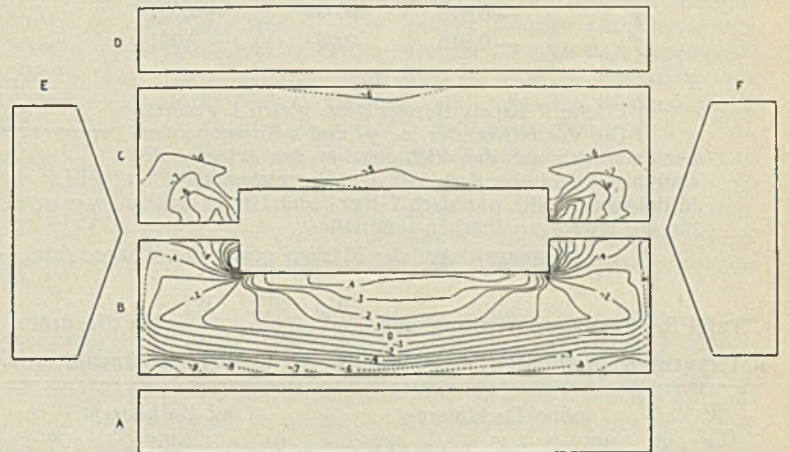


Bild 10. Bei 0°-Stellung, mit Dachlaterne.

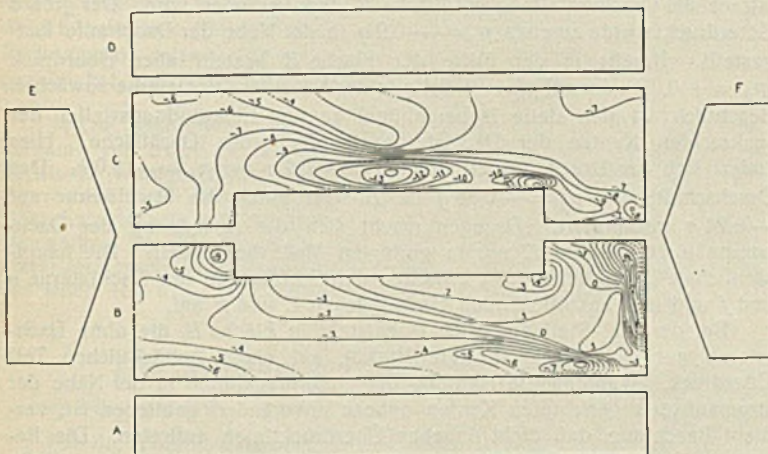


Bild 11. Bei 45°-Stellung, mit Dachlaterne.

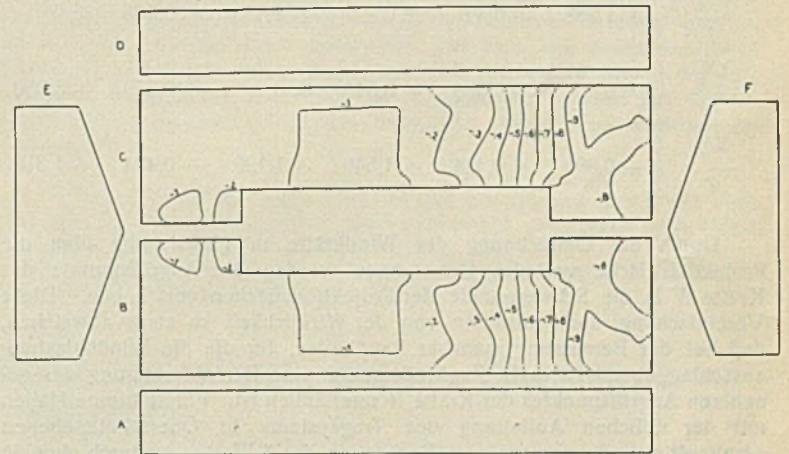


Bild 12. Bei 90°-Stellung, mit Dachlaterne.

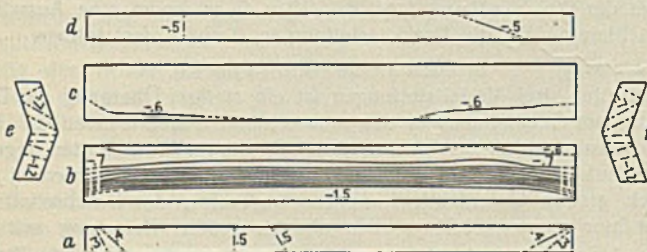


Bild 13. Auf den Dachlaterneflächen bei 0°-Stellung.

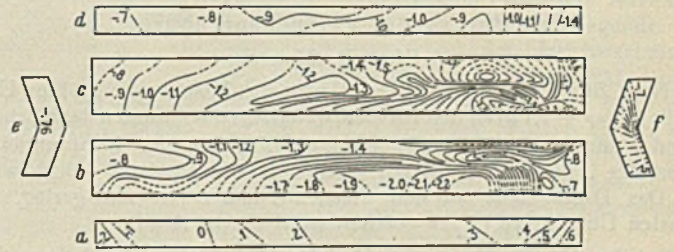


Bild 14. Auf den Dachlaterneflächen bei 45°-Stellung.

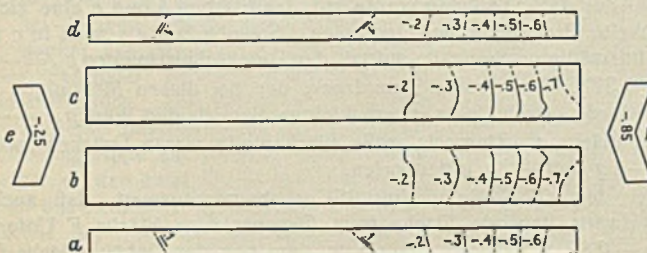


Bild 15. Auf den Dachlaterneflächen bei 90°-Stellung.

Größen $\frac{W_x}{q}$, $\frac{W_y}{q}$, $\frac{W_z}{q}$ addiert. Die Division dieser Werte durch die Projektionsflächen (F_x , F_y und F_z) ergibt die gesuchten Durchschnittsbelastungen, die nach Flachsbart als Windkraftzahl c bezeichnet werden. Demgemäß besteht für c die Definitionsgleichung

$$W_x = c_x \cdot \frac{\rho \cdot v^2}{2} \cdot F_x \text{ (kg); } c_x = \frac{W_x}{q \cdot F_x}$$

Für die 0°-Stellung des Modells mit Dachlaterne ist die Berechnung der c -Werte vollständig durchgeführt, während für die übrigen Fälle nur die Endergebnisse in Tafel 3 zusammengestellt sind.

Tafel 2. Berechnung der Resultierenden $\frac{W_x}{q}$, $\frac{W_y}{q}$, $\frac{W_z}{q}$ für die 0°-Stellung des Modells mit Dachlaterne.

Fläche	Mittelwerte	F ¹⁾	$\frac{p_d}{q} \cdot F$	x-Komponente ²⁾	y-Komponente ²⁾	z-Komponente ²⁾
	$\xi = \frac{p_d}{q}$			$\frac{p_d}{q} \cdot F \cdot \cos \alpha^3)$	$\frac{p_d}{q} \cdot F$	$\frac{p_d}{q} \cdot F \cdot \sin \alpha$
A	+ 0,498	1,000	+ 0,498	+ 0,498		
B	- 0,238	1,805	- 0,430	- 0,146		+ 0,404
C	- 0,584	1,805	- 1,052	+ 0,361		+ 0,334
D	- 0,518	1,000	- 0,518	+ 0,518		
E	- 0,620	0,681	- 0,422		+ 0,422	
F	- 0,620	0,681	- 0,422		- 0,422	
a	+ 0,441	0,161	+ 0,071	+ 0,071		
b	- 1,026	0,346	- 0,355	- 0,121		+ 0,334
c	- 0,560	0,346	- 0,194	+ 0,066		+ 0,182
d	- 0,488	0,161	- 0,079	+ 0,079		
e	- 0,913	0,033	- 0,031		+ 0,031	
f	- 0,913	0,033	- 0,031		- 0,031	
				$\frac{W_x}{q} = + 1,336$	$\frac{W_y}{q} = \pm 0$	$\frac{W_z}{q} = + 1,910$

1) Fläche A ist als Bezugsfläche gleich 1 gesetzt.
2) Die Vorzeichen der x-, y- und z-Komponenten beziehen sich auf den Richtungssinn der Achsen, sie sind also nicht identisch mit den Vorzeichen für die Mittelwerte ξ , die nur nach Über- und Unterdruck für die jeweiligen Flächen unterteilen.

3) α = Neigungswinkel der Flächen gegen die Waagerechte. — 4) Der Index von F gibt die Projektionsrichtung an.

Windkraftzahl c

$$\frac{W_x}{F_x \cdot q} = \frac{1,336}{1,896} = + 0,705^4) \quad \left| \quad \frac{W_y}{F_y \cdot q} = \frac{0}{0,714} = 0 \quad \right| \quad \frac{W_z}{F_z \cdot q} = \frac{1,191}{4,042} = 0,472$$

Tafel 3. Zusammenstellung von $\frac{W_x}{q}$, $\frac{W_y}{q}$, $\frac{W_z}{q}$ für die drei untersuchten Stellungen des Modells mit und ohne Dachlaterne.

$\frac{W}{q}$	ohne Dachlaterne			mit Dachlaterne		
	0°	45°	90°	0°	45°	90°
$\frac{W_x}{q}$	+ 1,258	+ 0,42	± 0	+ 1,336	+ 0,465	± 0
$\frac{W_y}{q}$	± 0	+ 0,586	+ 3,318	± 0	+ 0,579	+ 3,050
$\frac{W_z}{q}$	+ 0,895	+ 0,434	+ 1,540	+ 1,190	+ 0,434	+ 1,318

Durch die Umrechnung der Windkräfte in gleichmäßig über die Projektionsfläche verteilte Belastungen werden die Angriffspunkte der Kräfte W in die Schwerpunkte der Projektionsflächen verschoben. Diese Vereinfachung kann mitunter von der Wirklichkeit so stark abweichen, daß bei der Bemessung mancher Bauglieder, für die die Windbelastung ausschlaggebend ist (z. B. Zugfundamente) eine Berücksichtigung des genaueren Angriffspunktes der Kräfte W unerlässlich ist. Für stählerne Hallen mit der üblichen Aufteilung des Tragsystems in Querschnittsebenen empfiehlt sich die unmittelbare Benutzung der ξ -Werte, wodurch ohnehin die genaueren Angriffsverhältnisse der Windkräfte erfaßt werden.

Erläuterung der Versuchsergebnisse.

a) Ohne Dachlaterne.

Nach Bild 7 treten bei 0°-Stellung des Modells die größten Unterdrücke ($p_d = - 1,1 q$) an den stromaufwärts liegenden Kanten der Flächen B, E und F und in den Giebelflächen E und F selbst auf. In Stromrichtung nimmt der Unterdruck in diesen Flächen ab, für Fläche B jedoch wieder zu. Das Druckgefälle an den Flächen C und D ist nur gering. Die höchsten Überdrücke ($p_d = + 0,8 q$) weist Fläche A auf.

Bei der 45°-Stellung des Modells (Bild 8) ohne Dachlaterne treten die größten Überdrücke ($p_d = + 0,8 q$) in A und F auf, und zwar in der Nähe der stromaufwärts gerichteten Kanten. Nach den entgegengesetzt liegenden Kanten dieser Flächen zu fällt der Druck ab bis unter den statischen Druck. Auf den Flächen D und E herrscht überall nahezu gleich großer Unterdruck. Aus dem stark veränderlichen Verlauf der Isobaren in B und C, die nur Unterdruck aufweisen, geht hervor, daß zur genauen Ermittlung der Druckverteilung eine recht beträchtliche Anzahl Meßstellen notwendig ist. Die größten Unterdrücke erfahren die stromaufwärts liegenden Kanten von B und die Nähe des Dachfirstes in C. Die absolut größte Kraft wurde als Unterdruck in C ($p_d = - 1,5 q$) festgestellt. Während der Durchschnittswert $p_d = - 0,77 p$ beträgt, wächst er für einen beträchtlichen Teil dieser Fläche auf $p_d = - 1,3 q$ an.

In der 90°-Stellung (Bild 9) tritt die absolut größte Kraft als Überdruck in F auf. Der Durchschnittswert beträgt hier $p_d = + 0,62 q$. Die größten Unterdrücke wurden auf den Flächen A, B, C und D in der Nähe der stromaufwärts gerichteten Kanten gemessen. Auch hier sind größere Flächenteile einer Belastung unterworfen, die doppelt so groß ist wie die Durchschnittsbelastung.

b) Mit Dachlaterne.

Ein Vergleich des Bildes 10 mit Bild 7 zeigt, daß durch die Dachlaterne die Druckverteilung auf Fläche B stark verändert wird. Der größte Unterdruck wurde zu etwa $p_d = - 0,9 q$ in der Nähe der Dachtraufe festgestellt. Bereits in der Mitte der Fläche B besteht aber Überdruck ($p_d = + 0,2 p$), der auf $p_d = + 0,4 q$ in der Nähe der Dachlaterne anwächst. Beachtlich ist der steile Isobarenhügel an den Einmündungsstellen der senkrechten Kanten der Dachlaterne in die große Dachfläche. Hier ändert sich der Druck schnell von $p_d = + 0,2 q$ auf $p_d = - 1,0 q$. Der Durchschnittswert $p_d = - 0,38 q$ für B wird durch die Dachlaterne auf $- 0,24 q$ vermindert. Dagegen macht sich die Anordnung der Dachlaterne für die Fläche C nur in geringem Maße bemerkbar. Die hauptsächlichste Veränderung tritt zwischen den Stirnflächen der Dachlaterne e und f und den anschließenden Giebelflächen E und F auf.

Bei der 45°-Stellung (Bild 11) entsteht in Fläche B, die ohne Dachlaterne nur Unterdruck anzeigte (Bild 8), auf einem beträchtlichen Teil Überdruck. Während die Häufung der Unterdrucklinien in der Nähe der stromaufwärts gerichteten Kanten nahezu unverändert geblieben ist, verdient Beachtung, daß dicht daneben Überdrucklinien auftreten. Die Belastung der Fläche C wird durch die Dachlaterne ebenfalls beeinflusst, aber die Drücke ändern nirgends ihr negatives Vorzeichen.

Bei der 90°-Stellung (vgl. Bild 12 u. 9) ist kaum eine Auswirkung der Dachlaterne auf die Druckverteilung in B und C feststellbar.

c) Dachlaterne (Bild 13 bis 15).

Bei allen drei Modellstellungen ist ein stetiger Übergang des Druckverlaufs vom Gebäudedach zu den senkrechten Flächen feststellbar. In der 0°-Stellung (Bild 13) ist der Unterdruck für die im Windschatten liegenden Flächen auf deren Verlauf nahezu konstant. Die Stirnflächen e und f sind ziemlich großen Unterdruckwirkungen ausgesetzt; der Durchschnittswert beträgt hier $p_d = - 0,91 q$. Die absolut größte Belastung mit etwa $p_d = - 1,5 q$ tritt jedoch an der stromaufwärts liegenden Kante der Fläche b auf, während der entsprechende Durchschnittswert $p_d = - 1,03 q$ ist.

Bei der 45°-Stellung wurde auf den Flächen b und c eine ziemlich verwickelte Druckverteilung gemessen. Sowohl in b als auch in c treten verhältnismäßig große Kräfte auf mit den Durchschnittswerten $p_d = - 1,31 q$ und $- 1,37 q$. Der größte Unterdruck, der bei diesen Messungen beobachtet wurde, erreichte in einem kleinen Bereich den Wert $p_d = - 3,3 q$ auf der Fläche c. Ziemlich große Flächenteile waren Drücken zwischen $p_d = - 1 q$ und $- 2 q$ unterworfen.

Bei der 90°-Stellung (Bild 15) ist bemerkenswert, daß auch die stromaufwärts liegende Fläche f im Gegensatz zu Fläche F Unterdruck ($p_d = - 0,85 q$) aufweist, da sie in dem von der Gebäudelfläche F verursachten Sog liegt.

Schlußfolgerung.

Die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf Großausführungen, die dem Modell geometrisch ähnlich sind, steht außer Zweifel, wenn auch z. B. Lüftungsklappen in den senkrechten Wänden der Dachlaterne und Abweichungen ähnlicher Art von der Modellausführung in Wirklichkeit etwas andere Windbelastungen zur Folge haben können. Diese Änderungen dürften jedoch örtlich eng begrenzt sein und in der Größenordnung der Abweichungen bleiben, die auch durch nicht vollkommene geometrische Ähnlichkeit zwischen Modell und Bauwerk bedingt sind. Wie weit man im letztgenannten Falle mit den zulässigen Unterschieden der Abmessungsverhältnisse gehen darf, ist wohl noch nicht näher untersucht worden. Es dürfte aber zweckmäßig sein, vor der zu weitgehenden Auffassung zu warnen, daß die in neuzeitlichen Winddruckbestimmungen angegebenen eindeutigen Windbelastungen die tatsächlichen Verhältnisse immer haargenau treffen und zuverlässige Grenzwerte darstellen. Durch einen solchen Hinweis in den Bestimmungen könnte die unzureichende Bemessung z. B. solcher Fachwerkstäbe vermieden werden, für die sich auf Grund der Windbelastung nur sehr kleine Kräfte ergeben und bei denen die Möglichkeit besteht, daß schon eine geringfügige Änderung der Windlastverteilung in ihnen an Stelle einer Zugkraft eine Druckkraft hervorruft. Für diese Fälle müßte überhaupt vorgeschrieben werden, daß eine angemessene Geringstkraft für die Bemessung als Druckstab nicht unterschritten werden darf. Mancher Windschaden wäre bei Einhaltung einer solchen, gewissenhaften Statikern selbstverständlichen Regel verhütet worden. Hierfür spricht auch, daß, selbst wenn die angegebene Verteilung der Windbelastung stets richtig wäre, noch immer die Frage nach der einzusetzenden Windgeschwindigkeit als aerologisches Problem zunächst offen bleibt¹⁰⁾. Dadurch können Unterschiede zwischen Rechnungsannahme und Wirklichkeit entstehen, die weit über den Rahmen der vorerwähnten Vernachlässigungen hinausgehen.

In neuzeitlichen Windbelastungsvorschriften wird die Windbelastung für Gebäudequerschnitte angegeben, die meist identisch sind mit den Tragwerkebenen, und zwar gelten sie für alle gleichen Querschnitte eines Bauwerkes, unabhängig von deren Lage längs der Gebäudeachse. Auf die ungleichmäßige Verteilung der Windbelastung über eine Fläche wird also keine Rücksicht genommen. Mithin werden die Durchschnittswerte ζ benutzt. Für die Tragwerke selbst ist dies wohl ohne weiteres zulässig, wenn die Giebelbinder, für die bei 45° Anblaswinkel ein höherer ζ -Wert berechtigt ist, besonders berücksichtigt werden. Ob auch für die Wand- und insbesondere für die Dachflächen, wo oft örtlich eng begrenzte Unterdrücke auftreten, die weit über den Durchschnittswerten liegen, diese Rechnungsart zuverlässig ist, dürfte, wie der Einfluß der Dachlaterne gezeigt hat, in manchen Fällen der Überlegung wert sein.

¹⁰⁾ Die Bestimmung des zeitlichen Verlaufs und der räumlichen Ausdehnung von Böen ist erst in der Entwicklung begriffen. Mittels „trägheitsloser Windgeschwindigkeitsmesser“ hofft man, zuverlässige Unterlagen hierfür in den nächsten Jahren zu gewinnen. Der Einfluß der Böencharakteristik auf die Winddruckzahl ζ und die Beanspruchung eines Bauwerkes in Abhängigkeit von dessen Eigenschwingungsdauer und Materialeigenschaften ist auf Grund gewisser Annahmen über den Verlauf der Böen von Rausch untersucht worden (Z. d. VdI 1933, S. 433).

Die Musterentwürfe der Deutschen Reichsbahn für vollwandige, genietete Überbauten¹⁾ von 10 bis 25 m Stützweite.

Alle Rechte vorbehalten.

Für die Voraussetzungen und Ziele der Normung liegen die Verhältnisse im Brückenbau, insbesondere im Eisenbahnbrückenbau, günstiger als im Hochbau, hauptsächlich infolge einheitlicher Nutzbreite, Festlegung der Lastenzüge usw. nach den Vorschriften und infolge der geringen Zahl von Fahrbahnausbildungen. Die Nutzbreite ist durch die genormte Umgrenzung des lichten Raumes bedingt; erwähnt sei hier, daß zwischen dieser und der Konstruktion, mit Rücksicht auf Ungenauigkeiten, bei der Aufstellung noch ein Spielraum von 30 mm vorgeschrieben ist (vgl. Bild 2 u. 3). Bei der Fahrbahnausbildung liegen hölzerne Querschwellen entweder unmittelbar auf den Haupt- oder Längsträgern, oder sie ruhen in einem Schotterbett, das von Buckel- oder Tonnenblechen getragen wird. Die zuerst genannte Ausführung ist die häufigere. Die schwerere und daher teurere Anordnung von Buckelblechen wird vor allem innerhalb von Städten gewählt, weil sie dicht ist und lärmindernd wirkt. Bei genügender Bauhöhe sollte allerdings das stoßdämpfende Schotterbett gerade bei kleinen Brücken durchgeführt werden, sofern die höheren Kosten tragbar erscheinen. Zu unterscheiden ist ferner zwischen obenliegender Fahrbahn bei unbeschränkter und untenliegender bei beschränkter Bauhöhe. Die erstgenannte Ausführung ergibt bei kleineren Stützweiten eine besonders leichte und billige Konstruktion: Man spart das Fahrbahngerippe aus Längs- und Querträgern, da die Querschwellen unmittelbar auf den durch Verbände zusammengehaltenen, im Regelabstand von 2 m angeordneten vollwandigen Hauptträgern ruhen. Im anderen Fall wächst der Hauptträgerabstand mit der Trägerhöhe und diese mit der Stützweite, da die Obergurte nicht in das Lichtprofil hineinragen dürfen (vgl. Tafel 2 und Bild 2 u. 3). Bei etwas größeren Stützweiten sind daher für die Querträger bereits Blechträger erforderlich.

Wesentlich ist jedoch, daß der eigentliche Fortschritt neuzeitlicher Winddruckbestimmungen darin zu erblicken ist, daß für das Dach und die Umfassungswände die Berücksichtigung einer Saugwirkung des Windes vorgeschrieben wird¹¹⁾. Bei Befolgung dieser Bestimmung und des vorerwähnten Vorschriftenvorschlages, daß für besonders gefährdete Stäbe eine geringste Druckkraft stets berücksichtigt werden sollte, würden wohl sämtliche bisher an deutschen Ingenieurbauwerken beobachteten Windschäden vermieden worden sein¹²⁾. Danach brauchten neue Winddruckvorschriften in ihrer Form gar nicht so sehr von den bisherigen Bestimmungen abzuweichen, wie es oftmals den Anschein hatte; zumal zu einer Änderung der Größe der gesamten horizontalen Windkräfte (W_x und W_y), die ein Bauwerk aufzunehmen hat, die neuen Versuche und auch die Erfahrungen wohl keine Veranlassung geben. Es käme also in erster Linie darauf an, zusätzlich die Widerstandsfähigkeit der Dachflächen gegen Saugwirkung mit dem Durchschnittswert von etwa $\zeta = -0,6$ zu untersuchen.

Bei der Neufassung der Winddruckvorschriften wird auch die Frage des im Gebäudeinneren herrschenden Ruhedruckes eine Rolle spielen. Die Angaben hierfür schwanken in weiteren Grenzen, was begreiflich ist, wenn man sich vergegenwärtigt, daß sich Gebäude nach den baulichen Möglichkeiten, die eine Beeinflussung des inneren Druckes (Anordnung von Fenstern und Türöffnungen) hervorrufen können, ziemlich stark voneinander unterscheiden. Da andererseits dieser Wert die äußeren Windkräfte stark beeinträchtigt, empfiehlt sich vielleicht ein genaueres Studium dieser Frage. Nach Flachsart kommt hierfür ein größerer Betrag als $\zeta = -0,2$ kaum in Betracht. Die neuen holländischen Winddruckvorschriften setzen den Innendruck gleich dem Ruhedruck p_s . Die Verhältnisse können sich natürlich stark ändern, wenn es sich um sehr große Öffnungen handelt, die etwa den größten Teil einer Wandfläche einnehmen. Der Übergang zu dauernd einseitig offenen Bauwerken müßte dabei möglichst gewahrt werden.

Weiterhin kommen neue Winddruckvorschriften auch nicht um die Entscheidung der Frage herum, ob Wind- und Schneelast gemeinsam zu berücksichtigen sind. Die holländischen Vorschriften verneinen diese Frage unter Hinweis darauf, daß nach Mitteilung von De Bilt die größten Böen (jedenfalls für mitteleuropäische Verhältnisse) nur bei Temperaturen auftreten, bei denen es weder Schnee noch Eis gibt. Abgesehen davon darf wohl gesagt werden, daß eine gemeinsame Wirkung von Wind und Schnee nur dann in Betracht kommt, wenn sich auf dem Dach des betreffenden Bauwerkes Schneesäcke bilden können, in allen anderen Fällen nicht. Es ist selbstverständlich, daß man die neuen deutschen Winddruckvorschriften nach dem Grundsatz aufstellen wird, daß die einfachste Bestimmung die beste ist. Insofern dürfte auch der Grundgedanke einer Anpassung an die bisherigen Vorschriften manches für sich haben.

¹¹⁾ Bei offenen Bauwerken (Bahnsteigüberdachungen usw.) war auch nach den bisherigen Vorschriften schon mit einem „von innen nach außen wirkenden Druck“ von 60 kg/m² zu rechnen.

¹²⁾ Mensch: „Beitrag zur Frage der Gebäudeunfälle durch Windsaugwirkung“, Bautechn. 1932, S. 601.

Die Mehrzahl der kleinen und mittleren Reichsbahnbrücken ist, auch in zwei- oder mehrgleisigen Strecken, eingleisig, und zwar, aus den eben erwähnten Gründen, insbesondere bei obenliegender Fahrbahn. Aber auch bei versenkter Fahrbahn findet man häufig nebeneinanderliegende eingleisige Überbauten. Mit dieser Anordnung ist zwar der betriebstechnische Nachteil verbunden, daß die Gleise weiter auseinandergerückt werden müssen als auf freier Strecke; dementsprechend werden auch die Pfeiler und Widerlager länger. Für die Wahl eingleisiger Brücken spricht aber die Tatsache, daß solche Überbauten auch bei versenkter Fahrbahn u. U. noch in der Werkstatt vollständig zusammengebaut und im ganzen versendet, eingebaut und leicht ausgewechselt werden können. Selbstverständlich ist bei eingleisigen Brücken auch die Bauhöhe geringer.

Musterentwürfe für Blechträgerbrücken von 10 bis 20 m Stützweite (abgestuft um je 1 m) mit beschränkter, unbeschränkter und sehr beschränkter Bauhöhe sind bereits in den Jahren 1911 bis 1913 von den damaligen preußisch-hessischen Staatsbahnen herausgegeben worden²⁾. Bei der zuletzt genannten Gruppe wurde durch enge Querträgerteilung, Verwendung von Breitflanschträgern und I-Trägern mit Gurtplatten u. dgl. m. eine besonders weitgehende, allerdings mit ziemlichen Mehrkosten verknüpfte Begrenzung der Bauhöhe angestrebt (l. M. rd. 0,7 m³⁾). Die Zeich-

¹⁾ Der Eingang dieses Beitrages liegt längere Zeit zurück, was insbesondere mit Rücksicht auf die inzwischen erfolgte Herausgabe der neuen BE-Vorschriften zu beachten ist. Die Schriftleitung.

²⁾ Der Eisenbau 1916, S. 9 bis 13.

³⁾ s. a. Gottfeldt, Verringerung der Bauhöhe von Eisenbahnbrücken durch Verwendung von P-Trägern. Der P-Träger 1933, S. 29.

nungen waren werkstattmäßig ausgearbeitet und im Maßstab 1 : 20 in einem Atlas zusammengestellt. Die Berechnungen waren hierin nicht enthalten.

Wegen der Einführung neuer schwererer Lastenzüge, der grundlegenden Änderungen der Berechnungsvorschriften und wegen mancher Wandlung in den Ansichten über die zweckmäßige Ausbildung baulicher Einzelheiten sind diese Entwürfe heute nicht mehr verwendbar. Die Deutsche Reichsbahn entschloß sich daher alsbald nach dem Erscheinen der neuen Belastungs- und Berechnungsvorschriften, die Ausarbeitung neuer Musterentwürfe aufzunehmen. Dabei beschränkte man sich jedoch nicht auf eine schematische Änderung der vorhandenen Unterlagen, sondern wich auch in manchen grundlegenden Fragen von der früheren Art der Darstellung und der Veröffentlichung ab. So wurde im Hinblick auf das in den letzten Jahren zu beobachtende Vordringen der vollwandigen Systeme die obere Grenze der Stützweite von 20 m auf 25 m heraufgesetzt. Dafür wurden die Entwürfe für sehr beschränkte Bauhöhe als unerwünscht ausgeschieden. Die Zeichnungen wurden nicht werkstattfertig ausgearbeitet, sondern nur mit den wichtigsten Maßen versehen, um den konstruktiven Fortschritt nicht durch starre Festlegung aller Einzelheiten zu hemmen und um den Besonderheiten des einzelnen Falles nicht vorzugreifen.

Zu jedem Entwurf gehören i. a. zwei Blatt Zeichnungen (M. 1 : 10) und ein Heft mit den Festigkeits-, Gewichts- und Anstrichflächenberechnungen. Die Lager sind für sämtliche Stützweiten auf einem besonderen Blatt zusammengestellt. Die Unterlagen werden vom Reichsbahn-Zentralamt für Rechnungswesen, Berlin, zum Preise von 6 RM für eine Zeichnung und von 4,20 RM für eine Berechnung abgegeben.

Überbauten mit unbeschränkter Bauhöhe.

In Tafel 1 sind die wichtigsten Zahlenangaben für die Entwürfe mit oberliegender Fahrbahn zusammengestellt. Bild 1 zeigt zwei Querschnitte eines Überbaues für 20 m Stützweite. Mit Rücksicht auf die erforderliche

Zahlentafel 1.

Zahlenangaben für die Entwürfe mit unbeschränkter Bauhöhe²⁾.
Hauptträgerabstand: 2,0 m. Schwellen: 24/28.

l	Feldteilung	Bauhöhe	Stegbleche	Gurtwinkel	Gurtplatten	Stahlgewicht mit Lagern ¹⁾	Anstrichfläche ²⁾
m	m	m				t	m ²
10	5 · 2,000	1,612	1100 · 12	120 · 120 · 11	2 × 280 · 11	10,194	132
11	5 · 2,200	1,720	1200 · 12	120 · 120 · 11	2 × 290 · 13	11,561	148
12	6 · 2,000	1,790	1250 · 12	120 · 120 · 11	3 × 270 · 12	13,707	165
13	6 · 2,167	1,940	1400 · 12	120 · 120 · 11	3 × 270 · 12	14,914	176
14	7 · 2,000	2,090	1550 · 12	120 · 120 · 11	3 × 270 · 12	17,120	210
15	7 · 2,143	2,202	1650 · 12	120 · 120 · 11	3 × 280 · 12	19,109	226
16	8 · 2,000	2,302	1750 · 12	120 · 120 · 11	3 × 300 · 12	21,251	255
17	8 · 2,125	2,409	1850 · 14	120 · 120 · 11	3 × 290 · 13	24,093	273
18	9 · 2,000	2,502	1950 · 14	130 · 130 · 12	3 × 310 · 12	27,784	309
19	9 · 2,111	2,602	2050 · 16	130 · 130 · 12	3 × 310 · 12	30,713	331
20	9 · 2,222	2,709	2150 · 16	130 · 130 · 12	3 × 310 · 13	33,064	354
21	10 · 2,100	2,816	2250 · 16	130 · 130 · 12	3 × 310 · 14	36,756	388
22	10 · 2,200	2,873	2300 · 16	130 · 130 · 12	3 × 320 · 15	40,006	411
23	10 · 2,300	2,975	2400 · 16	140 · 140 · 13	3 × 330 · 15	43,339	440
24	10 · 2,400	3,082	2500 · 16	140 · 140 · 13	3 × 330 · 16	46,542	467
25	10 · 2,500	3,089	2500 · 16	140 · 140 · 13	3 × 340 · 18	50,028	485

¹⁾ In zweigleisiger Strecke, also mit einseitigem Fußweg.
²⁾ max M annähernd wie in Tafel 2, da Verkehrslast ausschlaggebend.

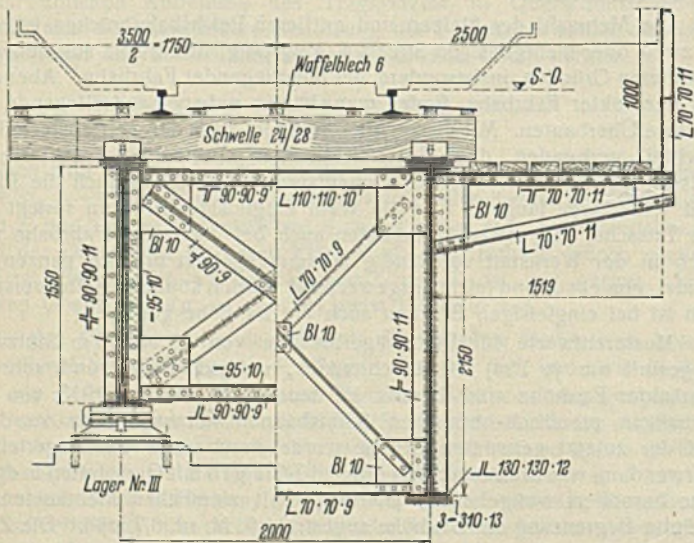


Bild 1. Musterentwurf für unbeschränkte Bauhöhe, l = 20,0 m. Querschnitte am Auflager und in Überbaumitte.

Belages liegt noch einige Millimeter unter Schwellenunterkante, um ein leichtes Auswechseln der Schwellen zu ermöglichen. Aus dem gleichen Grunde sind die Schwellen — außer an den Laschen eines etwaigen Gurtplattenstoßes — nicht eingekämmt. Die Gefahr einer Verschiebung quer zur Brückenachse ist mit Rücksicht auf die Reibung zwischen Schwelle und Träger und auch auf den Widerstand des Bolzens zu verneinen. In den Schwellenwinkeln sind Langlöcher mit senkrechter Achse vorgesehen, um dem Bolzen, wenn die Schwellen unter der Last zusammengedrückt werden, ein Mitgehen zu ermöglichen. An die Stelle des Langloches kann auch ein senkrechter Schlitz im hochstehenden Schenkel des Schwellenwinkels treten, da ein Abheben der Schwellen ebenfalls kaum zu befürchten ist. Bei Berechnung der Bauhöhe ist das Maß zwischen O. K. Schiene und O. K. Schwelle zu beachten, welches für den neuen Reichsbahnoberbau K 174 mm beträgt. Übrigens hat dieser Oberbau ohne Schwellen ein Gewicht von 150 kg/m. In der ersten Auflage der BE ist für die Lastenzüge N und E noch ein Oberbaugewicht von nur 130 kg/m angegeben.

Bei Konstruktionsteilen mit zweireihiger Vernietung soll der erste Niet im äußeren Riß sitzen. Ist das nicht möglich oder nicht zweckmäßig, so sind die Enden (z. B. der Gurtwinkel, der Gurtplatten, auch der größeren Verbandswinkel) abzuschragen. Daß sämtliche Aussteifungswinkel — die in halber Feldteilung vorgesehen sind — unterfüttert und nicht gekröpft sind, bedarf heute kaum noch besonderer Erwähnung. Die Futter stehen vor dem zu fütternden Teil rd. 5 mm vor. Entsprechendes gilt für die Futter der bei den Verbänden und Konsolen vorkommenden Doppelwinkel. Bei der Bemessung der Verbandstäbe wurden nach Möglichkeit bereits an anderer Stelle verwendete Profile gewählt, um die Anzahl der für ein Bauvorhaben zu beschaffenden verschiedenen Profile möglichst einzuschränken.

Zwischen und neben den Schienen ist eine Abdeckung aus Waffelblech vorgesehen; um auch andere Abdeckungsarten ohne Änderung der Bemessung verwenden zu können, wurde in der Berechnung das Gewicht des Belages mit 120 kg/m² eingesetzt, soweit der leichtere Belag nicht ungünstiger ist. Das 6 mm dicke Waffelblech ist in Bild 1 dachförmig dargestellt, so daß das Niederschlagswasser nach beiden Seiten ablaufen kann. Dabei trifft es allerdings gerade auf die durch die Befestigungsschrauben des Oberbaues ohnehin schon gefährdeten Punkte der Schwellen. Deshalb ist bei den Entwürfen mit beschränkter Bauhöhe das Waffelblech rinnenförmig ausgebildet. Zur Entwässerung sind Abflußlöcher im Grunde der Rinne zwischen den Schwellen vorgesehen (s. Bild 2 u. 3).

Der Berechnung des Hauptträgers wurde der ungünstigere Fall des einseitigen Fußweges (in zweigleisiger Strecke) zugrunde gelegt. Das gleiche gilt für die Untersuchung der Standsicherheit. Bei der Ermittlung der Trägheits- und Widerstandsmomente wurden Kopf- und Halsniete abgezogen, um hinsichtlich der Nietanordnung freiere Hand zu haben. Die Gurtplatten des Obergurtes gehen wegen der auflagernden Schwellen bis zum Hauptträgerende durch, die des Untergurtes sind abgestuft. Ihre Länge wurde zeichnerisch ermittelt. Als Kurve der größten Momente wurden die bekannten Parabeläste mit einer waagerechten Zwischengeraden angenommen. Die Momentenkurve infolge ständiger Last wurde also nicht gesondert ermittelt. Ebensowenig wurden bei den Brücken mit versenkter Fahrbahn die Knickpunkte an den Anschlußstellen der Querträger berücksichtigt; die Momentenkurve ist vielmehr auch hier stetig verlaufend angenommen. Bei oberliegender Fahrbahn sind die Querschnitte der Hauptträger nach Vorstehendem in der Nähe der Auflager unsymmetrisch. Entgegen dem üblichen Verfahren wurde diese Unsymmetrie bei der Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente sowie der Nietteilung in Rücksicht gezogen. Die Schwerpunktverschiebung wurde dabei für den unverschwächten Querschnitt ermittelt.

Die Stegblechdicke, d. h. die Gefahr des Ausbeulens, wurde sowohl am Auflager als auch in Trägermitte unter Zugrundelegung der Entwicklungen von Timoschenko nachgeprüft. Dabei ergab sich in Trägermitte für l = 10 m eine Sicherheit von rd. 7, für l = 25 m von weniger als 2, ein Ergebnis, das in vollständigem Widerspruch zu dem konstruktiven Gefühl steht. Das hängt damit zusammen, daß die Formeln für die Trägermitte nur unter ganz bestimmten, stark einschränkenden Bedingungen einigermaßen zutreffend sind. Da unter normalen Verhältnissen ein Ausbeulen wohl stets zuerst in der Nähe der Auflager zu erwarten ist, wird man sich in Zukunft voraussichtlich wieder auf die Nachprüfung an dieser Stelle beschränken.

Die Hauptträgerstöße sind ihrer Lage und Anzahl nach nicht festgelegt. Ihre Zahl soll möglichst beschränkt werden. Brücken mit nur einem Stehblechstoß und keinerlei Gurtstoß sind bereits mit mehr als 20 m Stützweite ausgeführt worden. In der statischen Berechnung der Musterentwürfe sind bei Stützweiten von 12 bis 14 m ein Stegblechstoß, von 15 bis 17 m ein Gesamtstoß, von 18 bis 20 m ein und darüber zwei weitere Stegblechstöße angenommen. Sämtliche Stegblechstöße sind dreireihig ausgebildet. Alle Stöße sind einmal für das größte Moment in Brückenmitte, einmal mit kleinerem Moment, aber großer Querkraft durchgerechnet, so daß sie im Ausführungsfall an beliebiger Stelle angeordnet werden können. Gurtwinkelstöße sind durch kleinere, dickere Winkel gedeckt. Die überstehenden Kanten der senkrechten Schenkel dieser Winkel sollen beim Untergurt entfernt werden, um Wasseransammlungen zu vermeiden.

mindestens 1,3fache Standsicherheit mußten die Stegbleche bei allen Stützweiten an den Enden eingezogen werden. Die Stahlkonstruktion der Fußwege ist für alle Stützweiten die gleiche. Sie sind durch Längsbohlen abgedeckt, für die eine Stärke von 5 cm genügt. Die Oberkante des

Zahlentafel 2.
Zahlenangaben für die Entwürfe mit beschränkter Bauhöhe. Längsträgerabstand: 1,75 m.

<i>l</i>	Feldteilung	Hauptträgerabstand	Bauhöhe	Schwellen	Längsträger	Querträger	max <i>M</i>	Stegbleche	Gurtwinkel	Gurtplatten	Stahlgewicht mit Lagern ¹⁾	Anstrichfläche ¹⁾	Abstand der Gleismitte ²⁾
m	m	m	m	cm ²			tm				t	m ²	mm
10	4·2,500	3,02	0,902	22/26	I 32	I 42 ^{1/2}	158	900·10	120·120·11	3×270·12	12,781	161	3710
11	4·2,750	3,12	0,916	22/26	I 32	I 45	193	950·10	130·130·12	3×300·12	14,650	179	3820
12	5·2,400	3,28	0,912	22/26	I 32	I 45	230	1020·12	130·130·12	3×300·14	17,677	206	3980
13	5·2,600	3,40	0,948	22/26	I 32	I 47 ^{1/2}	265	1100·12	130·130·12	3×310·15	19,823	229	4110
14	5·2,800	3,76	0,894	22/22	I 34	I 50	301	1400·12	130·130·12	3×300·12	22,224	268	4460
15	5·3,000	3,76	0,926	22/22	I 34	I 55	337	1500·12	130·130·12	3×300·13	25,203	291	4460
16	7·2,286	3,76	0,908	22/22	I 30	I 47 ^{1/2}	377	1470·12	130·130·12	3×300·16	27,947	322	4460
17	7·2,428	3,79	0,932	22/22	I 32	I 50	426	1500·12	150·150·14	3×330·15	31,402	345	4520
18	7·2,572	3,80	0,930	22/22	I 32	I 50	471	1500·12	150·150·14	3×340·16	35,285	364	4540
19	7·2,714	4,40	0,954	22/22	I 32	I 55	522	1780·13	150·150·14	3×340·14	38,670	422	5140
20	7·2,858	4,42	0,962	22/22	I 34	I 55	576	1780·13	160·160·15	3×360·15	42,640	451	5180
21	7·3,000	4,42	1,019	22/22	I 34	I 50	636	1830·14	160·160·15	3×360·16	46,111	490	5180
22	7·3,143	4,82	1,009	22/22	I 36	I 50	700	2000·14	160·160·15	3×360·16	51,207	552	5580
23	7·3,286	4,82	1,009	22/22	I 36	I 55	763	2150·14	160·160·15	3×360·15	54,175	587	5580
24	7·3,429	4,82	1,017	22/22	I 38	I 55	839	2200·15	160·160·15	3×360·18	59,266	614	5580
25	7·3,572	4,82	1,017	22/22	I 38	I 55	913	2350·15	160·160·15	3×360·18	62,460	651	5580

¹⁾ In zweigleisiger Strecke, also mit einseitigem Fußweg.

²⁾ In zweigleisiger Strecke, bei 400 mm lichtem Abstand der inneren Hauptträger.

Die Aussteifungen wurden unter Hinzurechnung eines Stegblechstreifens von der 30fachen Stegblechdicke als Knickstäbe für die Druckkraft *Q* bei einer Knicklänge von 70% der Stegblechhöhe berechnet. Außerdem wurde ein Biegemoment aus dem (unbelasteten) Fußwegkonsol eingerechnet. Mit Rücksicht auf die Einspannung der Aussteifung in den Knotenblechen des Querverbandes wurde dieses Moment nur zu 75% des für den Träger auf zwei Stützen ermittelten angesetzt.

Die Durchbiegung wurde nach der in den BE angegebenen Näherungsformel bestimmt. Die Ausführung der Überhöhung bei Stützweiten von 20 m und mehr richtet sich nach Zahl und Lage der Stöße und konnte daher nicht einheitlich festgelegt werden.

Am Schluß der Festigkeitsberechnung findet sich die in den BE geforderte, aber häufig übergangene Gewichtsnachprüfung.

Überbauten mit beschränkter Bauhöhe.

Tafel 2 enthält die wichtigsten Zahlenangaben für die Überbauten mit beschränkter Bauhöhe. Diese von der Stützweite nur wenig abhängige Bauhöhe schwankt von 0,9 bis 1,02 m. In Bild 2 ist der Musterentwurf für 20 m Stützweite wiedergegeben; Bild 3 zeigt die Querschnitte für *l* = 12 m und *l* = 24 m. Das nicht ausgenutzte Schwellen-

profil 22/26 bei den kleineren Überbauten von 10 bis 13 m Stützweite erklärt sich aus dem Wunsch, im Hinblick auf die zweigleisigen Strecken mit einem möglichst geringen Hauptträgerabstand auszukommen. Die Hauptträger stoßen nämlich hier gegen die schräge untere Kante der Umgrenzung des lichten Raumes (Bild 3), so daß man leicht einsieht, daß jedes Mehr an Bauhöhe eine Verminderung des Hauptträgerabstandes ermöglicht. Eine höhere Lage der Längsträger in Bild 3 ist wegen der Schlitze in den Querträgern nicht tunlich. Mit der Wahl eines höheren, also nicht ausgenutzten Querträgerprofils wären etwa die gleichen, im ganzen unerheblichen Mehrkosten verknüpft gewesen wie mit der Wahl des höheren Schwellenprofils. Die tiefe Lage der Längsträger bedingt bei Stützweiten bis zu 17 m, daß die Windverbandswinkel mit dem senkrechten Schenkel nach unten liegen und mit diesem um einige Zentimeter unter die Unterkante der Hauptträger reichen. Die Bauhöhe richtet sich also bei diesen Brücken nach der Unterkante der Verbandswinkel. Ein Bremsverband ist nur bei Stützweiten von 20 bis 25 m vorgesehen. Unter besonderen Umständen (z. B. bei starkem Gefälle) kann er auch bei kleineren Stützweiten eingebaut werden. Ebenfalls im Interesse eines geringen Hauptträgerabstandes wurden übrigens die Stegblechhöhen überall verhältnismäßig klein angenommen, so daß bis zu möglichst großen Stützweiten die Hauptträger noch unter den äußersten Vorsprüngen des Lichtraumprofils Platz finden (Bild 2).

Die Löcher in den Schwellenwinkeln sind um 20 mm gegen die Mitte der Längsträger nach innen versetzt, da die Bolzen sonst mit den Schrauben der Unterlagsplatten zusammentreffen könnten. Die Längsträger sind durchweg Walzträger in 1,75 m Abstand. Sie sind auch bei theoretischen Längen von weniger als 2,5 m zur besseren Aufnahme der Schlingerkräfte in der Mitte durch

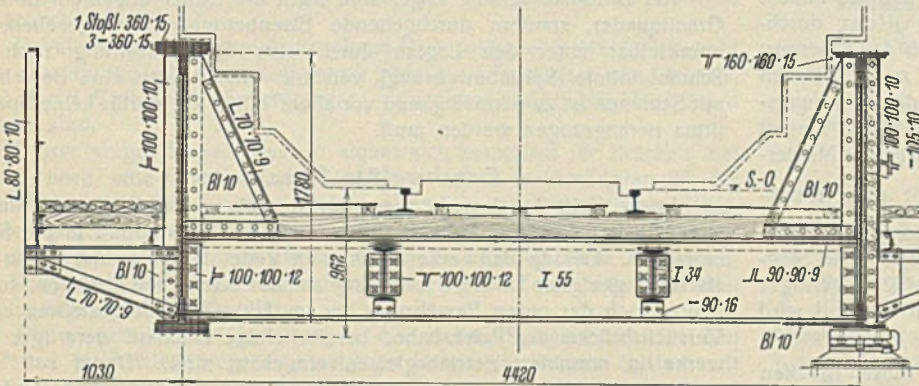


Bild 2. Musterentwurf für beschränkte Bauhöhe, *l* = 20,0 m. Querschnitte am Auflager und in Überbaumitte.

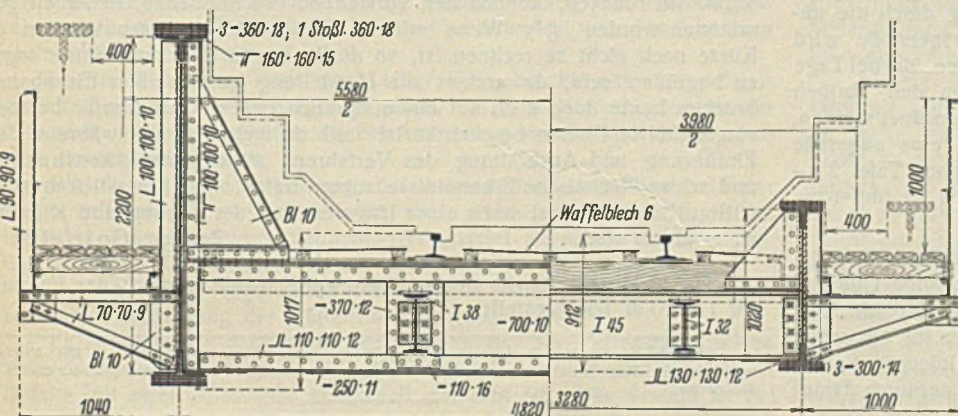


Bild 3. Musterentwürfe für beschränkte Bauhöhe. Querschnitte in Überbaumitte für *l* = 24,0 m (links) und *l* = 12,0 m (rechts).

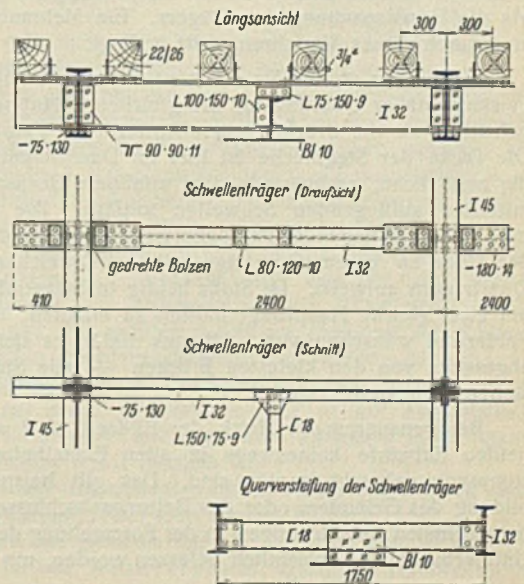


Bild 4. Musterentwurf für beschränkte Bauhöhe, *l* = 12,0 m. Einzelheiten des Fahrbahngerippes.

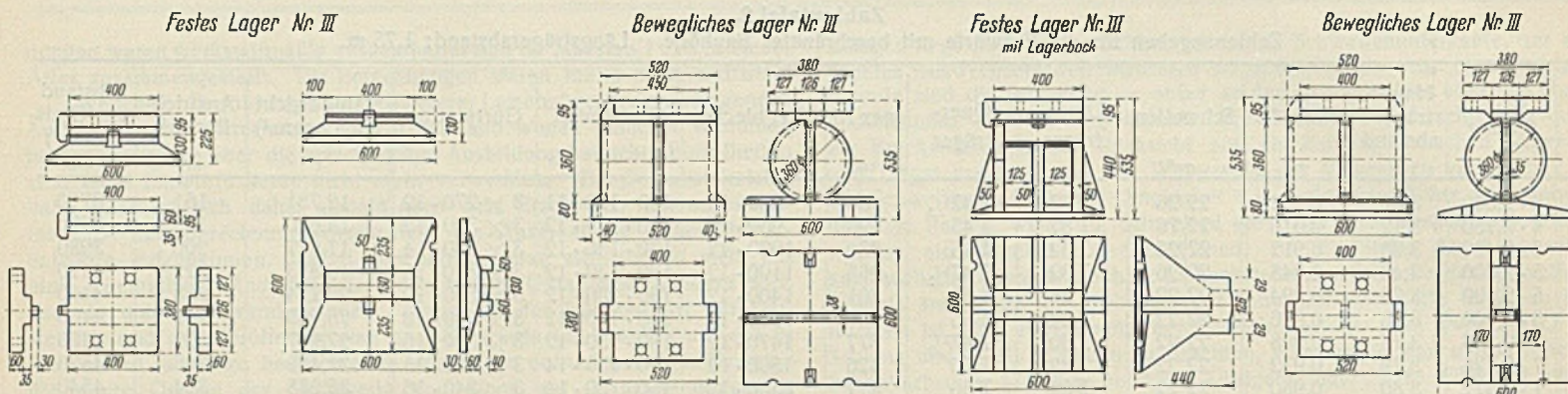


Bild 5. Musterentwürfe der Lager für $l = 18,0 - 21,0$ m ($A_H = 136$ t, $A_{H+Z} = 143$ t, $H_b = 23,2$ t, $H_{w+s} = 13,08$ t).
Links: Vorschlag A, rechts: Vorschlag B.

ein $\square 18$ verbunden, das seinerseits gegen den Kreuzungspunkt der Windverbandsschrauben festgelegt ist (Bild 4). Die Längsträger sind als Träger auf mehreren Stützen gemäß den Vorschriften der BE berechnet. Ihre Obergurte sind durch Laschen verbunden, die durch Schlitze in den Querträgerstegen hindurchgehen. Die Stege der Querträger sollen an solchen Stellen durch aufgelegte Laschen verstärkt werden; dies ist bei genieteten Querträgern geschehen. Bei kleineren Überbauten hätte die Verstärkung Schwierigkeiten verursacht (Bild 2 u. 3); sie wurde daher, auch mit Rücksicht auf die verhältnismäßig starken Stege der Walzträger, hier nicht ausgeführt. Die durchschleifenden Platten über den Längsträgern sind rechnerisch mit 10 bzw. 8 Nieten angeschlossen (Bild 4). Unmittelbar neben den Querträgern sind außerdem jeweils zwei Paare nichttragender Bolzen vorgesehen, welche Fugenbildung und Rostansatz verhüten sollen. Da diese Bolzen nicht mittragen, können sie in zylindrischer Form vorgesehen werden, zumal das Aufreiben der Bohrungen an diesen Stellen kaum möglich sein wird.

Die Knicksicherheit des Obergurtes bei oben offenen Brücken wird nach den BE dadurch gewährleistet, daß die Halbrahmen für zwei an den Köpfen angreifende waagerechte Kräfte von je $\frac{1}{100}$ der Obergurtstabskraft berechnet werden. Aus dem Wortlaut dieser Vorschrift geht nicht eindeutig hervor, ob sie auch auf vollwandige Überbauten angewendet werden soll. Die Eckbleche, die hier an die Stelle der Fachwerkposten treten, sind im allgemeinen offensichtlich bei weitem ausreichend für die von den erwähnten Kräften erzeugten Momente. In den Querträgern kann jedoch die zusätzliche Beanspruchung — die als Hauptspannung gilt — 10 bis 20% der Spannung aus Eigengewicht + Verkehrslast betragen und damit auf die Bemessung wesentlichen Einfluß haben. Bei den Musterentwürfen ist die vorstehende Rechnung nicht durchgeführt worden, weil man auf dem Standpunkt stand, daß der Obergurt eines Blechträgers kaum mit dem einer Fachwerkbrücke zu vergleichen sei. Bei ausgeführten Brücken wurde die Durchführung der Näherungsrechnung häufig gefordert; zu wünschen wäre, daß diese Frage einmal eindeutig beantwortet wird⁴⁾. Dagegen wurden die Obergurte der Musterentwürfe für eine Stabkraft $G = \frac{MS}{J}$ als Knickstäbe mit einer Knicklänge gleich der Feldweite nachgerechnet. Als Obergurtquerschnitt gelten die Gurtplatten und der zwischen diesen befindliche Stegblechteil. Die so gefundene Knickspannung ist übrigens weit geringer als die Randspannung des Trägers. Ein Mehraufwand an Baustoff wird also durch dieses Verfahren nicht bedingt.

Im übrigen gelten für die konstruktive Durchbildung dieser Brücken in sinnemäßiger Übertragung die gleichen Erläuterungen, die im vorhergehenden für die Brücken mit oberliegender Fahrbahn gegeben wurden. Die Dicke der Stegbleche ist hier im Durchschnitt etwas geringer, weil die zusätzliche, rechnerisch nicht erfassbare Beanspruchung durch die unmittelbar aufliegenden Schwellen fortfällt. Die Hauptträgerstöße wird man bei untenliegender Fahrbahn gern in ein Feld verlegen, da bei Lage der Stöße an einem Querträger dieser Abweichungen von den übrigen Querträgern aufweist. Da Stöße häufig in Trägermitte angeordnet werden, um zwei gleiche Hauptträgerhälften zu erhalten, ist also eine ungerade Felderzahl wünschenswert. Hieraus erklärt es sich, daß nach Tafel 2 — abgesehen von den kleinsten Brücken — alle Stützweiten in fünf bzw. sieben Teile geteilt sind.

Bei genauerem Vergleich der Bilder 1 u. 2 wird auffallen, daß die beiden Entwürfe keineswegs in allen Einzelheiten in völlige Übereinstimmung gebracht worden sind. Das gilt beispielsweise für die Ausbildung des Geländers oder des Bettungsabschlusses, ferner für die schon besprochenen Abweichungen in der Formgebung der Waffelleche. Solche Unterschiede sind absichtlich belassen worden, um schon hierdurch darauf

hinzuweisen, daß die Entwürfe keine starre Norm darstellen sollen. Die Bilder 2, 3 u. 4 zeigen sämtliche Längsträger, offensichtlich zur Erleichterung des Einbaues, entweder durch Keilfutter oder durch besondere Knaggen nach unten abgestützt. Will man auf diese geringfügige Erleichterung beim Einbau verzichten, so können diese Abstützungen ebenfalls wegbleiben.

Die Lager.

Die Lager wurden in vier Gruppen zusammengefaßt, für Stützweiten von 10 bis 13 m, von 14 bis 17 m, von 18 bis 21 m und von 22 bis 25 m. Alle beweglichen Lager sind Einrollenlager. Die festen Lager sind Linienkipplager, entweder in niedriger Bauart oder mit einem Lagerbock, derart, daß ihre Gesamthöhe gleich der der beweglichen Lager ist.

Für sämtliche Lager wurden zwei Vorschläge durchgearbeitet. Die Grundplatten der beweglichen Lager nach Vorschlag A haben überall die gleiche Dicke, beim Vorschlag B sind sie abgeschragt und daher leichter. Bei den festen Lagern des Vorschlags B sitzen alle Knaggen an der oberen Kopfplatte, beim Vorschlag A nur diejenigen zur Aufnahme der Kräfte quer zur Brückenachse. Letztere sind beim Vorschlag B in zweifacher Zahl vorhanden. Die Festlegung der Grundplatten gegen die Unterlage geschieht nicht durch angegossene Rippen oder Zapfen, sondern durch vier Flußstahldollen von 40 mm Durchmesser. Die Auswahl zwischen den beiden Vorschlägen ist freigestellt. Mit Rücksicht darauf, daß die Normung der Lager auch vom Normenausschuß betrieben wird, soll hier von einer ins Einzelne gehenden Beschreibung der Lager abgesehen werden. Bild 5 zeigt als Beispiel die Lager Nr. III, also für Stützweiten von 18 bis 21 m.

Als Unterbau für die Lager sind nicht die früher allgemein üblichen Granitquader, sondern durchgehende Eisenbetonbänke vorgesehen, die unmittelbar unter den Lagern durch eine Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) verstärkt sind. Auch eine Bewehrung mit Schienen ist zweckmäßig und vor allem billig, da hierfür keine Spezialfirma herangezogen werden muß.

Geschweißte Überbauten.

In die Zeit der Ausarbeitung der vorstehend beschriebenen Musterentwürfe fiel das stürmische Eindringen der Schweißtechnik in die Stahlbauweise. Gerade Bauwerke der hier in Rede stehenden Art haben sich als recht geeignet für die Umstellung auf das Schweißen erwiesen, so daß heute, nach der guten Bewährung der im Jahre 1928 hergestellten ersten Versuchsbrücke der Reichsbahn, bereits einige Dutzend derartiger Bauwerke in normalen Betriebsgleisen eingebaut sind. Damit soll nicht gesagt sein, daß das Nietverfahren in absehbarer Zeit völlig verdrängt werden wird. Die Bedeutung der Schweißtechnik ist aber heute doch schon so groß, daß bereits die Aufstellung von Musterentwürfen für geschweißte Brücken, ähnlich den vorstehend beschriebenen, in Arbeit genommen worden ist⁵⁾. Wenn mit der Fertigstellung dieser Arbeiten in Kürze noch nicht zu rechnen ist, so dürfte das im gewissen Sinne noch zu begrüßen sein, da erstens die Herstellung geschweißter Eisenbahnbrücken heute doch noch auf einen ziemlich engen Kreis hierfür bestens eingerichteter Firmen beschränkt ist und da weiter gerade während der Einführung und Ausbreitung des Verfahrens ständig neue konstruktive und schweißtechnische Erkenntnisse zutage treten, so daß wirklich muster-gültige Entwürfe erst nach einer längeren Zeit der Gärung und Klärung zu erwarten sind.

Dr.-Ing. Gottfeldt.

⁵⁾ Als Muster für die übrigen Stützweite wurde kürzlich der Entwurf für $l = 10$ m fertiggestellt.

INHALT: Windbelastungsversuche am Modell eines Werkstattgebüdes. — Die Musterentwürfe der Deutschen Reichsbahn für vollwandige, genietete Überbauten von 10 bis 25 m Stützweite.

⁴⁾ Nach der Neuauflage der BE vom 1. Februar 1934 ist diese Berechnung auch bei Blechträgerbrücken durchzuführen.