

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

8. Jahrgang

BERLIN, 10. Mai 1935

Heft 10

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

Alle Rechte vorbehalten.

2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Flachsbart, Hannover, und Dr. techn. H. Winter, Göttingen.
 (Schluß aus Heft 9.)

V. Versuche an Modellen vollständiger Gittermasten.

Wir haben nun nur noch über Versuche an Modellen vollständiger Gittermasten zu berichten.

Das Modell eines Abspannmastes für eine 100 000 V-Leitung wurde mit und ohne Traversen, auf glatter und rauher Bodenplatte untersucht.

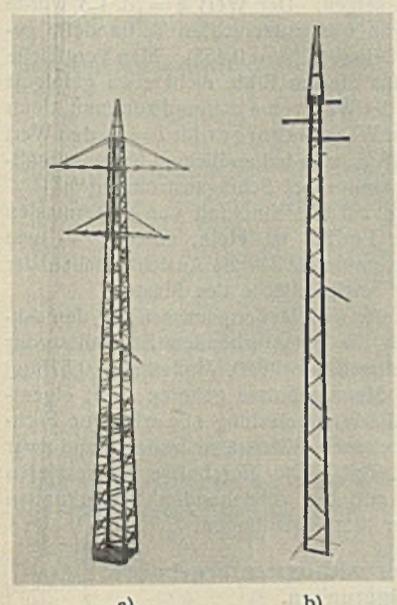


Bild 16a u. b. Modelle zweier Gittermasten. Links (a) Abspannmast, rechts (b) Tragmast. An den Modellen sind noch die Stiele und Ösen für die Aufhängung im Windkanal zu erkennen.

Die Modelle Bild 10a bis c bzw. 13a bis c sind Teilmodelle, die dem unteren, mittleren und oberen Drittel des Abspannmastes entsprechen. Die Geschwindigkeitsverteilung über der Bodenplatte bei glatter und rauher Bodenfläche ist Bild 17 zu entnehmen.

In Tabelle 2 sind u. a. die gemessenen C_{w_r} -Werte für den Abspannmast zusammengestellt. Am wichtigsten für uns sind die Meßwerte für den Mast ohne Traversen, da sie unmittelbar den Vergleich mit den Messungen an den Teilmodellen Bild 10 und den daraus gezogenen Schlüssen erlauben. Wir haben die C_{w_r} -Werte des Mastes ohne Traversen für $\alpha = 0^\circ$ rechnerisch aus den in Tabelle 1 mitgeteilten Widerstandszahlen der Teilmodelle ermittelt, und zwar sowohl für die Geschwindigkeitsverteilung Bild 17a (rauhes Boden) wie für Bild 17b (glatter Boden). Auf die Wiedergabe der Rechnung muß hier verzichtet werden. Die Abweichung der gerechneten von den gemessenen C_{w_r} -Werten des Mastes war in keinem Fall größer als 10%. Die Zuverlässigkeit des vor-

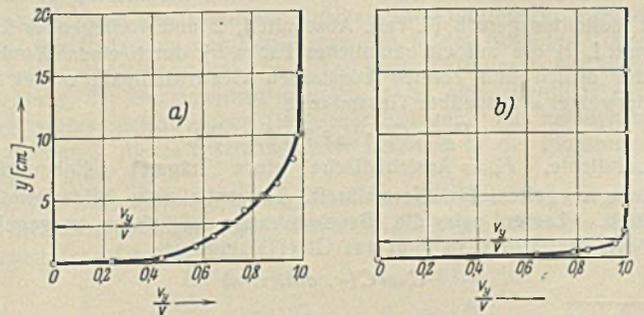


Bild 17a u. b. Geschwindigkeitsverteilung über der Bodenplatte. a) raue Bodenplatte, b) glatte Bodenplatte.

Tabelle 2.
 Vollständige Modelle von Gittermasten (Meßergebnisse).

Modell	Bild	φ	Traversen	Boden	α°	C_{w_r}	C_{a_r}	$\xi = \frac{C_{w_r}^{(max)}}{C_{w_r}^{(0)}}$	
Abspannmast	16a	0,334	ohne	glatt	0 (90, 180)	2,01		1,17	
					45 (135)	2,35			
				rau	0 (90, 180)	1,84	1,09		
		45 (135)	2,01						
		0,315	mit	glatt	0 (180)	2,01			
					45 (135)	2,00			
	rau		90	1,58					
			0 (180)	1,90					
	Tragmast	16b	0,363	ohne	glatt	0 (180)	1,16		
						45 (135)	1,73		
rau					0 (180)	1,15			
			45 (135)	1,66					
0,386			mit	glatt	0 (180)	1,22			
					20 (160)	1,28			
		rau	45 (135)	1,63					
			65 (115)	1,54					
0,187		ohne	An- gabe fehlt	An- gabe fehlt	0 (90, usw.)	2,544	0,0295	1,42	
					9	2,765	0,2335		
	18				3,060	0,2545			
	27				3,335	0,1590			
Funktturm (Versuche von Katzmayr und Seltz) Bauing. 15 (1934), S. 220				36	3,520	0,0423			
				45	3,620	0,0917			
				90	1,47				
				45 (135)	1,93				

Anmerkung: Der Wind dreht in einer Ebene parallel zur Bodenplatte. $\alpha = 0^\circ$ ist die Windrichtung quer zu einer Seitenwand, bei Masten mit Traversen im besonderen jene Richtung, die zugleich quer zu den Traversen liegt. — Bei der Berechnung von $\varphi = F_r / F$ wurde als Umrißfläche F die wirkliche Umrißfläche der Masten für $\alpha = 0^\circ$ eingesetzt, bei Masten mit Traversen daher die Umrißfläche einschl. Traversen. Die für die Berechnung von φ , C_{w_r} und C_{a_r} erforderliche Fläche F_r ist die Ansichtsfläche einer Seitenwand, bei Masten mit Traversen die Ansichtsfläche einer Seitenwand einschl. Traversen, und zwar für Blickrichtung $\alpha = 0^\circ$. — Ein leeres Feld in der Tabelle bedeutet: für C_{a_r} „nicht gemessen“.
 für ξ „die definierte Größe ξ ist für den betr. Fall ohne Sinn oder ohne Bedeutung“.

geschlagenen und hier benutzten Berechnungsverfahren ist damit bestätigt. Daß für seine Anwendung die Kenntnis besonderer Meßergebnisse für Teilmodelle nicht erforderlich ist, wurde schon im vorigen Abschnitt gezeigt. Es genügt die Benutzung der Gl. (7) einschließlich einer Angabe für η (etwa auf Grund von Bild 5 oder 6). Man beachte, daß das Verfahren nicht nur eine Aussage über den Gesamtwiderstand des Mastes liefert, sondern auch Auskunft gibt über die Verteilung des Widerstandes längs der Höhe und infolgedessen über das Kippmoment.

Daß die Widerstandszahl des Mastes bei rauher Bodenplatte kleiner ist als bei glatter, hängt mit dem Unterschied der Geschwindigkeitsverteilungen zusammen. Die mit verzögert strömender Luft erfüllte Reibungsschicht über dem Boden ist bei rauher Bodenplatte erheblich dicker als bei glatter. Kleinere Geschwindigkeit bedingt kleineren Widerstand. Also ist der Gesamtwiderstand eines Mastes unter sonst gleichen Umständen um so kleiner, je ausgedehnter der Bezirk verminderter Geschwindigkeit im ankommenden Windstrom ist.

In diesem Zusammenhang sei darauf aufmerksam gemacht, daß ganz allgemein die Windkraft auf einen umströmten Körper abhängig ist von der örtlichen Verteilung der ungestörten Windgeschwindigkeit. Übertragungen von Meßergebnissen sind daher — auch wenn die übrigen geometrischen und aerodynamischen Ähnlichkeitsbedingungen erfüllt sind — nur dann streng möglich, wenn die Geschwindigkeitsverteilungen ähnlich sind. Angewandt auf Gittermaste bedeutet das: Das Ergebnis einer Messung an einem Gittermast, der auf einer Bodenplatte (Erdboden) steht, kann nur dann unmittelbar auf einen geometrisch ähnlichen Gittermast übertragen werden, wenn in beiden Fällen der Geschwindigkeitsverlauf ähnlich und das Verhältnis von Dicke der Reibungsschicht zu Masthöhe das gleiche ist. Bei dem untersuchten Abspannmast war diese Bedingung für die beiden Fälle glatte Platte und rauhe Platte offensichtlich nicht erfüllt. Daher die Unterschiede im C_{w_r} .

Der Zuwachs des Gesamtwiderstandes beim Ausschwenken der Windrichtung von $\alpha = 0^\circ$ auf $\alpha = 45^\circ$ beträgt für den Abspannmast bei rauher Bodenplatte $(2,01 - 1,84)/1,84 = \text{rd. } 9\%$, bei glatter Bodenplatte $(2,35 - 2,01)/2,01 = \text{rd. } 17\%$, mit anderen Worten: im einen Fall ist $\xi = 1,09$, im anderen $\xi = 1,17$. Diese Werte entsprechen dem, was nach den Versuchen an den Teilmodellen erwartet werden muß. Um so bemerkenswerter ist es, daß Katzmayr und Seitz kürzlich erheblich größere ξ -Werte gemessen haben¹²⁾. Die beiden Autoren fanden für das Modell eines Holzfunkturms, das im Maßstab 1:30 etwa den Funktürmen des Großsenders Mühlacker entsprach¹³⁾, $\xi = 1,42$. Der Völligkeitsgrad einer Seitenwand des Modells betrug $\varphi = 0,187$. Für $\alpha = 0^\circ$ ergab sich $C_{w_r} = 2,544$, also ein Wert, der sich mit den Ergebnissen entsprechender Versuche aus unseren Versuchsreihen deckt (vgl. Tabelle 1 u. 2). Um so auffälliger ist es, daß für $\alpha = 45^\circ$ ein so wesentlich höherer Wert gefunden wurde. Schließt man Meßfehler aus, so kann die Ursache für diesen Unterschied wohl nur darin erblickt werden, daß das Modell von Katzmayr und Seitz Füllstäbe enthielt, die nach der im Holzbau üblichen Bauweise aus zwei getrennten Stäben („Zangen“ \square) bestanden — ein Fall, der bei allen von uns untersuchten Modellen nicht vorkommt. Solche Stäbe, die hier kurz als Doppelstäbe bezeichnet werden mögen, haben merklich höheren Widerstand als ein einzelner Stab, wenn sie schräg von oben oder unten vom Winde getroffen werden. Nun kommt eine derartige Schräganströmung, die für einfache Stäbe — gleichgültig, ob profiliert oder nicht profiliert — ziemlich belanglos ist, tatsächlich bei jedem Mast vor (ganz abgesehen von schräg von oben einfallendem Wind), und zwar deshalb, weil das freie Ende des Mastes umströmt wird und sich unter Umständen auch die Bodengrenzschicht vor dem Mast infolge des durch den Mast hervorgerufenen Druckanstiegs vom Boden ablöst und dadurch der oberhalb strömenden Luft Aufwärtskomponenten erteilt. Beide Effekte sind bei $\alpha = 45^\circ$ stärker als bei $\alpha = 0^\circ$ (da zwar der Völligkeitsgrad einer Seitenwand bei $\alpha = 45^\circ$ ebenso groß ist wie bei $\alpha = 0^\circ$, die wirkliche Durchlässigkeit des Mastes aber bei Schräganblasung geringer wird). Also kann die Tatsache, daß beim Holzfunkurm mit Doppelstäben ein größerer ξ -Wert gefunden wurde als bei den von uns untersuchten Fachwerken, dem Grunde nach als erklärt gelten. Auf die Größe des Unterschiedes kann aus dieser Überlegung nicht geschlossen werden. Es sei aber noch folgendes bemerkt:

Katzmayr und Seitz haben die Windkraft ihres Modells nicht durch Kraftmessungen am ganzen Modell ermittelt, sondern durch Messungen an einzelnen Höhenabschnitten des Modells, und zwar mit Hilfe einer besonderen, nicht näher beschriebenen Meßmethode, bei der die wirkliche

¹²⁾ Winddruck auf Fachwerkürme von quadratischem Querschnitt (Baugl. 15, 1934, S. 218 bis 221). Die Versuche wurden im Aeromechanischen Institut der Techn. Hochschule Wien ausgeführt. Zwei besondere Versuchsreihen über den Einfluß zeitlich schwankender Windströme (einmal Staudruck veränderlich um $\pm 30\%$, dann Windrichtung um $\pm 15^\circ$ schwankend, beides in Perioden von rd. 1 [s]) ergaben dabei das wichtige Resultat, daß derartige Schwankungen „die Ergebnisse innerhalb der Meßgenauigkeit nicht beeinflussen“.

¹³⁾ Vgl. H. Seitz, Die Holztürme des Großsenders Mühlacker (Baugl. 12, 1931, S. 529 bis 533).

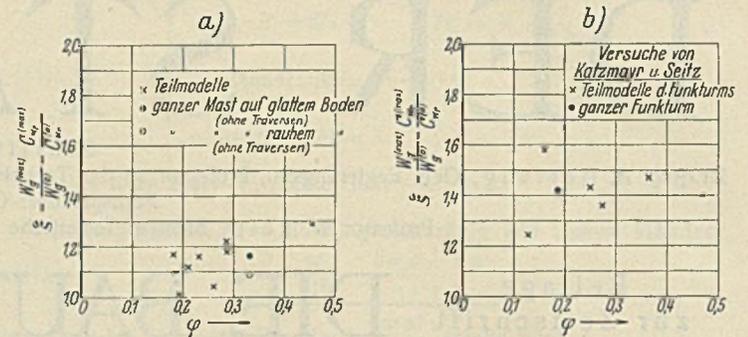


Bild 18a u. b. Gittermaste und -türme mit quadratischem Querschnitt bei Schräganströmung. ξ -Werte nach eigenen Versuchen (a) und nach Versuchen von Katzmayr und Seitz (b).

Zerlegung des Modells in Teilmodelle vermieden werden konnte. Die ξ -Werte der einzelnen Höhenabschnitte des Funkturmsmodells sind in Bild 18b eingetragen. Die Streuung der Meßwerte ist ziemlich groß, ein regelmäßiger Gang mit zunehmendem φ nicht sicher zu erkennen, so daß wir es nicht für ausgeschlossen halten, daß in den mitgeteilten ξ -Werten der einzelnen Abschnitte und infolgedessen auch in dem ξ -Wert des ganzen Turmes noch unerkannte störende Einflüsse enthalten sind, die in irgendeiner Weise mit dem benutzten Meßverfahren zusammenhängen. Es wäre zu begrüßen, wenn diese Frage geklärt würde¹⁴⁾. Auf jeden Fall wird man — zum mindesten vorläufig — annehmen müssen, daß Werte $\xi > 1,2$ vorkommen können, insbesondere dann, wenn im Fachwerk des Mastes Doppelstäbe enthalten sind. Es wird in solchen Fällen genügen, $\xi = 1,3$ bis $1,4$ zu setzen. Der Wert $\xi = \text{rd. } 1,3$ wurde im übrigen auch bei einem der von uns untersuchten Teilmodelle gemessen, und zwar bei großem Völligkeitsgrad ($\varphi = 0,455$). Man vergleiche dazu Bild 18a, beachte aber, daß aus diesem Bilde nicht etwa gefolgert werden darf, daß mit wachsendem φ der Wert von η dauernd zunimmt, denn für $\varphi = 1,0$ (quadratisches Prisma) fand Wieselsberger für $\lambda = \infty$ den Wert $\xi = 1,072$, für $\lambda = 5$ den Wert $\xi = 0,835$, also bei endlichem Seitenverhältnis sogar Verminderung des Widerstandes bei Schräganströmung¹⁵⁾.

Über den Einfluß, den Traversen auf die Windkraft von Gittermasten haben, unterrichtet Tabelle 2. Die Einfluß ist klein, solange — wie beim untersuchten Modell des Abspannmastes — die Ansichtsflächen der Traversen klein sind gegenüber der Ansichtsfläche des Mastes.

Im übrigen sind in Tabelle 2 außer den Meßergebnissen für den Abspannmast und den Funkurm noch die entsprechenden Ergebnisse für das Modell eines Tragmastes (Modellmaßstab 1:20, Modellhöhe 0,575 m) nach Abb. 16b aufgenommen. Die Meßergebnisse gehören nicht eigentlich in eine Veröffentlichung über die Windbelastung räumlicher Fachwerke, da der Tragmast aus einem ebenen Gitterträger besteht, und zwar von der Art des Bildes 19 im 1. Teil. Die Ergebnisse interessieren aber vielleicht im Zusammenhang mit den vorstehenden Bemerkungen über Gittermasten und mögen daher hier Platz finden.

VI. Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse. Schlußfolgerungen.

1. Während die Windkraftzahlen c eines einzelnen Trägers in örtlich und zeitlich gleichförmiger Strömung bei vorgegebener Windrichtung praktisch allein vom Völligkeitsgrad φ des Fachwerkes abhängen (vgl. 1. Teil), sind die Windkraftzahlen C räumlicher Fachwerke unter gleichen Umständen wesentlich abhängig von drei Zustandsgrößen: Völligkeitsgrad (φ), Verhältnis von Trägerabstand zu Trägerhöhe (e/d), Lage der Netze der Träger zueinander (auf Deckung oder versetzt). Ist τ ein symbolischer Parameter für die Trägerlage, so kann man den Zusammenhang kurz so anschreiben:

$$(11) \quad C = C(\varphi, e/d, \tau).$$

Unter räumlichen Fachwerken sind dabei offene Fachwerke verstanden, die aus gleichartigen ebenen Gitterträgern zusammengesetzt sind.

2. Wird unter C im besonderen die Gesamtkraftzahl C_{p_r} verstanden, so ist definitionsgemäß (1. Teil, Abschnitt 1, 2 und vorliegender 2. Teil, Abschnitt 1, 2) die auf ein räumliches Fachwerk durch einen Windstrom von der örtlich und zeitlich konstanten Geschwindigkeit v bei einem Anströmwinkel α ausgeübte Gesamtkraft

$$P_g = C_{p_r} \cdot \frac{1}{2} \rho v^2 \cdot F_r \quad [\text{kg}]$$

(ρ = Luftdichte, F_r = Ansichtsfläche eines Trägers). Entsprechende Gleichungen gelten für Normalkraft, Tangentialkraft, Widerstand und Quertrieb. Lassen wir die Beschränkung auf einen vorgegebenen Anströmwinkel fallen, so folgt aus Gl. (11) zunächst

$$(12) \quad C = C(\varphi, e/d, \tau, \alpha)$$

¹⁴⁾ Die Herren Katzmayr u. Seitz, an die wir uns dieserhalb brieflich wandten, konnten die Angelegenheit bislang noch nicht klären.

¹⁵⁾ C. Wieselsberger, Versuche über den Luftwiderstand gerundeter und kantiger Körper (II. Lieferung der Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen, München u. Berlin 1923, S. 22 ff.).

und hiermit aus der vorletzten Gleichung

$$\left. \begin{matrix} P_g \\ W_g \\ A_g \\ N_g \\ T_g \end{matrix} \right\} \text{wesentlich abhängig von } (\varphi, e/d, \tau, \alpha, \rho, v, F_r).$$

Das gilt für ein örtlich und zeitlich gleichförmiges Geschwindigkeitsfeld, das stets vorausgesetzt ist, wenn nichts anderes bemerkt wird. Ist der Windstrom nicht gleichförmig, so kommen weitere Parameter hinzu. Für einen einzigen Träger vereinfacht sich die Beziehung durch den Wegfall von e/d und τ .

3. Zwei Träger von gleichem Umriß, gleichem Fachwerktyp und gleichem Völligkeitsgrad, die parallel so hintereinander liegen, daß ihr Umriß sich, normal zu ihren Netzebenen gesehen, deckt, bilden ein Trägerpaar. Die Netzteilungen der beiden Träger brauchen dabei nicht notwendig auf Deckung zu liegen. Wird ein solches Trägerpaar quer zur Netzebene vom Wind getroffen, so erfährt jeder der beiden Träger eine Windkraft, die verschieden ist von derjenigen Windkraft, die auf ihn ausgeübt würde, wenn der andere Träger nicht vorhanden wäre. Der Unterschied ist für den windseitigen Träger gering, für den dem Wind abgewandten Träger erheblich. Der Windschatten des vorderen Trägers reicht sehr weit, so daß der rückwärtige Träger noch in weitem Abstand vom vorderen in merklichem Windschutz liegt. Bei großem Trägerabstand ist es dabei belanglos, ob die Netzteilungen der beiden Träger auf Deckung liegen oder nicht. Bei kleinen Trägerabständen ist die Windkraft auf den rückwärtigen Träger bei Lage auf Deckung kleiner als in versetzter Lage.

4. Bezeichnet man die Widerstände der beiden Träger eines quer angeströmten Trägerpaares mit W_1 und W_{II} , so ist der Gesamtwiderstand W_g des Trägerpaares [vgl. Gl. (1) bis (4)]

$$W_g = W_1 + W_{II} = \psi_1 W + \psi_{II} W = \psi_1 W \left(1 + \frac{\psi_{II}}{\psi_1} \right)$$

und seine Gesamtwiderstandszahl

$$C_{w_r} = \psi_1 \cdot c_{w_r} \left(1 + \frac{\psi_{II}}{\psi_1} \right) = \psi_1 \cdot c_{w_r} (1 + \eta).$$

Hierin bezeichnet W den Widerstand, $c_{w_r} = c_{w_r}^{(e=\infty)}$ die Widerstandszahl des einzelnen (isolierten) Trägers, wenn der andere Träger nicht da ist. Auf Grund der Versuche kann mit hinreichender Näherung die Abschirmungszahl des vorderen Trägers

$$\psi_1 = 1,0$$

gesetzt werden. Die Abschirmungszahl ψ_{II} des rückwärtigen Trägers und das Abschirmungsverhältnis η der beiden Träger sind dann praktisch gleichbedeutend. Der Ausdruck für C_{w_r} vereinfacht sich zu

$$(7) \quad C_{w_r} = c_{w_r} (1 + \eta).$$

Die c_{w_r} -Werte sind dem 1. Teil, und zwar Bild 21 bzw. Abschnitt VI, 7 und 8 zu entnehmen, die η -Werte Bild 5 oder 6 des vorliegenden 2. Teils. Für Abschätzungen genügt es zu setzen

$$(13) \quad \left\{ \begin{matrix} c_{w_r} = 1,6 \\ \eta = (1 - \varphi)^2 \end{matrix} \right\} \text{Träger auf Deckung}$$

$$\left\{ \begin{matrix} c_{w_r} = 1,6 \\ \eta = 1,2(1 - \varphi)^2 \end{matrix} \right\} \text{Träger versetzt.}$$

Über das Verhalten eines Trägerpaares bei Schräganströmung unterrichten die Bilder 7a u. b. Praktisch ist es kaum von Interesse.

Wie beim Einzelträger sind auch beim Trägerpaar die Tangentialkräfte vernachlässigbar klein, und zwar sowohl bei Quer- wie bei Schräganströmung. Seitenverhältnis und Umriß der Träger spielen keine wesentliche Rolle.

5. Die Windbelastung von Brücken mit zwei Hauptträgern und von Gittermasten läßt sich zurückführen auf die Windbelastung eines Trägerpaares. Da in dem Ausdruck für die Widerstandszahl eines Trägerpaares [Gl. (7)] außer der Widerstandszahl des Einzelträgers nur das Abschirmungsverhältnis η vorkommt, ist mit Hilfe von η die Windbelastung von Trägerpaaren und somit von Brücken und Gittermasten zurückgeführt auf die Windbelastung des Einzelträgers (d. h. des isolierten Trägers, der Gegenstand der Untersuchung im 1. Teil war). Gittermaste bei Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen lassen sich allerdings nur durch ein gedachtes gleichwertiges Trägerpaar ersetzen. Zur aerodynamischen Kennzeichnung dieses Ersatzträgerpaares bedarf es der Einführung einer weiteren Größe (ξ).

6. Die Windkraftberechnung einer Brücke mit zwei Hauptträgern kann nach Gl. (7) erfolgen. Soweit nicht im Einzelfall besondere Messungen vorliegen, ist zu setzen

$$\begin{matrix} \text{für } \varphi < 0,25 & c_{w_r} = 1,8 \\ \text{für } \varphi \geq 0,25 & c_{w_r} = 1,6. \end{matrix}$$

Da allerdings die bei Brückenträgern vorkommenden Völligkeitsgrade die Grenze $\varphi = 0,25$ kaum oder doch nur wenig unterschreiten, genügt im allgemeinen

$$c_{w_r} = 1,6 = \text{const.}$$

so daß sich die Entwurfsformel vereinfacht zu

$$(14) \quad C_{w_r} = 1,6(1 + \eta).$$

η ist dem Bild 6 oder der Formel Gl. (6) zu entnehmen bzw. entsprechenden Schaubildern oder Formeln (e bezeichnet dabei die Fahrbahnbreite, d den Abstand zwischen den Mittellinien der Gurte eines Trägers, näherungsweise also auch die Trägerhöhe).

Wie sich die Windkraft ungefähr auf die beiden Hauptträger verteilt, ist unmittelbar aus der Entwurfsformel abzulesen:

$$C_{w_r} = c_{w_r} (1 + \eta) = \underbrace{c_{w_r}}_{\text{vorderer}} + \underbrace{c_{w_r} \eta}_{\text{rückwärtiger Träger}}$$

bzw. mit $c_{w_r} = 1,6$

$$C_{w_r} = \underbrace{1,6}_{\text{vorderer}} + \underbrace{1,6 \eta}_{\text{rückwärtiger Träger.}}$$

Für Abschätzungen kann man auch hier wieder $\eta = (1 - \varphi)^2$ setzen (jedenfalls für Träger auf Deckung, mit denen man es bei Brücken fast ausschließlich zu tun hat). Für Entwurfsberechnungen wird man aber zweckmäßig auf Angaben zurückgreifen, die wie Bild 6a u. b obere Randwerte der gemessenen η liefern und dadurch das Ergebnis der Rechnung zur sicheren Seite neigen lassen. Die η -Werte der Abb. 6b ergeben in Verbindung mit der Entwurfsformel Gl. (7) oder (14) den Gesamtwiderstand der Brücke auch noch bei $\varphi = 1,0$ (Vollwandträger) hinreichend sicher. Die wirkliche Verteilung der Windkräfte auf vorderen und rückwärtigen Träger entspricht dabei (d. h. für $\varphi = 1,0$ und auch für Völligkeitsgrade in der Nähe von 1,0) meist nicht mehr der Verteilung, auf die aus der Entwurfsformel zu schließen wäre (Beweis: Bild 6b enthält nur positive η -Werte, liefert daher für den rückwärtigen Träger stets positive Widerstandszahlen, und zwar $c_{w_r} \eta$, also nur Kräfte in Windrichtung; in Wahrheit erfährt der rückwärtige Träger bei $\varphi = 1,0$ und kleineren Fahrbahnbreiten Kräfte entgegen der Windrichtung, vgl. Bild 1). Die Aerodynamik vollwandiger Brückenträger bedarf daher noch weiterer Untersuchungen. Im Rahmen der Dickmannschen Versuche ist diese Aufgabe in Angriff genommen. Für alle echten Fachwerkbrücken mit zwei Hauptträgern von überall einheitlichem Völligkeitsgrad¹⁶⁾ liefert das entwickelte Entwurfsverfahren aber praktisch ausreichende Auskunft über die größte Gesamtwindkraft und ihre Verteilung auf die Hauptträger. Dabei ist bereits der Tatsache Rechnung getragen, daß die größten Normalkräfte nicht bei Queranströmung, sondern bei Schräganströmung auftreten. Die nach der Entwurfsformel Gl. (7) oder (14) ermittelten Windkräfte sind normal zur Netzebene der Hauptträger wirkend zu denken. Die Tangentialkräfte dürfen vernachlässigt werden.

7. Die auf Gittermasten ausgeübten Windkräfte lassen sich aus den Windkräften der Teilmodelle (d. h. einzelner Höhenabschnitte der Masten mit im Mittel gleichem Fachwerktyp und gleichem Völligkeitsgrad in einem Windstrom konstanter Windgeschwindigkeit) ermitteln, und zwar auch dann, wenn die Eckpfosten der Masten — wie das in der Regel der Fall ist — nicht parallel sind und Völligkeitsgrad, Fachwerktyp und Windgeschwindigkeit sich mit der Höhe ändern. Man denkt sich zu diesem Zweck den Turm oder Mast in Höhenabschnitte mit jeweils im Mittel konstantem Völligkeitsgrad, konstantem Querschnitt und konstanter Windgeschwindigkeit aufgeteilt, berechnet für jeden Abschnitt die Windkraft auf Grund bekannter Messungen an Teilmodellen und fügt die berechneten Teilwindkräfte zur Gesamtwindkraft zusammen. Man erhält dabei außer der Größe und Richtung der Gesamtwindkraft auch ihren Angriffspunkt.

Für ein aus vier gleichartigen ebenen Gitterträgern gebildetes Kastenfachwerk mit parallelen Gurtungen (als Teilmodell eines Gittermastes zu betrachten) läßt sich der Widerstand bei Anströmung quer zu einer Seitenwand ($\alpha = 0^\circ$) gleichfalls aus der Entwurfsformel (7) für Trägerpaare berechnen. Damit ist zum Ausdruck gebracht, daß bei Queranströmung der Widerstand fast allein durch die beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände verursacht wird; die in Windrichtung liegenden Wände tragen so gut wie nichts zum Widerstand bei. η ist Bild 5 u. 6 zu entnehmen. Bezüglich c_{w_r} vgl. das in den vorangehenden Abschnitten VI, 4 und 6 Gesagte und die Meßergebnisse des 1. Teils. Meist sind die Mastquerschnitte quadratisch. Dann ist sehr angenähert $e/d = 1,0$. Sind dabei die Netzteilungen der beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände gegeneinander versetzt, so wäre als Entwurfskurve für η eine Kurve zu benutzen, die in Bild 5e oberhalb der Meßpunkte verläuft. Die in Bild 5a u. 6a für $e/d = 1,0$, und zwar für Träger auf Deckung eingetragene ausgezogene Kurve erfüllt diese Bedingung aber schon, da sie mit Rücksicht auf einen hier noch nicht veröffentlichten Versuche an Brückenmodellen und zur Vereinfachung des Berechnungsverfahrens für Gittermaste ziemlich hoch über die eingetragenen Meßpunkte gelegt wurde. Man kann daher bei der Windkraftberechnung quer angeströmter Kastenfachwerke mit quadratischem Querschnitt die gegenseitige Lage

¹⁶⁾ Bezüglich der Berechnung von Trägern mit nicht überall gleichem Völligkeitsgrad vgl. man die Bemerkungen in Abschnitt VI, 9 des 1. Teils.

der Netzteilung der beiden quer zum Winde liegenden Seitenwände in erster Näherung unbeachtet lassen, wenn man für die Berechnung des Gesamtwiderstandes die Entwurfsformel (7) und für η die Kurve mit dem Parameter $e/d=1,0$ in Bild 6a benutzt. Daß es dabei auch für Völligkeitsgrade $\varphi < 0,25$ meist genügt, $c_{w_r} = 1,6 = \text{const}$ zu setzen, ersieht man aus der drittletzten Spalte der Tabelle 1. In dieser Spalte sind die C_{w_r} -Werte eingetragen (als $C_{w_r}^{(0)}$ bezeichnet, da sie für den Fall $\alpha=0^\circ$ gelten), die nach der Formel Gl. (14) $C_{w_r} = 1,6(1 + \eta)$ berechnet wurden, und zwar mit den η -Werten des Bildes 6a für $e/d = 1,0$. Ebenso befriedigende Ergebnisse erhält man, wenn man $\eta = 1,2(1 - \varphi)^2$ setzt (vgl. die in eckige Klammern gesetzten Zahlen in der drittletzten Spalte der Tabelle 1). Grundsätzlich wird man natürlich sicherer gehen, wenn man für $\varphi < 0,25$ nicht $c_{w_r} = 1,6$, sondern $c_{w_r} = 1,8$ setzt.

Bei Schräganblasung ($\alpha \geq 0^\circ$, vgl. Bild 9) wächst der Widerstand des Kastenfachwerks. Der Größtwert ist meist bei $\alpha = 45^\circ$ erreicht, gelegentlich aber auch schon bei kleineren Winkeln. Für die technische Windkraftberechnung von Kastenfachwerken mit quadratischem Querschnitt wird es meist ausreichen, die Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen ($\alpha = 45^\circ$) als die Windrichtung zu betrachten, bei welcher der Widerstand seinen Größtwert erreicht ($W_g^{(\max)} = W_g^{(45)}$). Dann ist [vgl. Gl. (8)]

$$W_g^{(\max)} = W_g^{(45)} = \xi W_g^{(0)}$$

Die Werte für ξ sind den Ergebnissen besonderer Messungen zu entnehmen (Bild 18). Im allgemeinen genügt es, $\xi = 1,1$ bis $1,2$ zu setzen (vgl. Tab. 1). Enthalten die Seitenwände Füllstäbe, die aus zwei getrennten Stäben gebildet werden („Doppelstäbe“ **II**), so empfiehlt sich Erhöhung des ξ -Wertes auf $\xi = 1,3$ bis $1,4$. Dem Ausdruck für $W_g^{(45)}$ ist die Verteilung der Windkraft auf die einzelnen Seitenwände unmittelbar zu entnehmen; man vergleiche dazu das in Abschnitt IV, 2 Gesagte, im besonderen Gl. (9) u. (10).

Die Kräfte quer zur Windrichtung (Quertrieb, C_{a_r}) können sowohl für $\alpha = 0^\circ$ wie für $\alpha = 45^\circ$ vernachlässigt werden.

8. Die Aerodynamik des räumlichen Gitterfachwerks ist durch die vorgelegten Ergebnisse einigermaßen klagelöst. Auch die Grundzüge verbesserter technischer Berechnungsverfahren, die sich auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse entwerfen lassen, haben wir bereits angedeutet. Es ist aber wohl nützlich, wenn das Schema der Windkraftberechnung, wie es sich nun etwa ergibt, ohne die Last von Begründungen noch einmal angeschrieben wird. Dabei läßt sich dann auch leicht ein Vergleich mit den heute üblichen Berechnungsverfahren ziehen.

a) Windkraftberechnung für eine Brücke mit zwei Hauptträgern.

(Voraussetzung: Hauptträger mit überall gleichem Völligkeitsgrad¹⁷⁾)

Gegeben: Völligkeitsgrad φ je eines der beiden Hauptträger

Ansichtsfläche F_r „ „ „ „ „

$$c_{w_r} = 1,6$$

Luftdichte ρ (für normale Verhältnisse $\rho = 1/8$ [kg s²/m⁴]).

Weiterhin vorzuschreiben: Die in die Rechnung einzusetzende Windgeschwindigkeit v (etwa $v = 35$ [m/s] oder $v = 40$ [m/s]).

Gang der Berechnung: Auf die Brücke ausgeübte größte Windkraft

$$W_g = C_{w_r} \cdot 1/2 \rho v^2 F_r = C_{w_r} q F_r \quad [\text{kg}]$$

normal zu den Trägerebenen gerichtet. C_{w_r} ist nach der Entwurfsformel (7) bzw. (14)

$$C_{w_r} = c_{w_r} (1 + \eta) = 1,6 (1 + \eta)$$

Daher

$$(15) \quad W_g = 1,6 (1 + \eta) q F_r \quad [\text{kg}]$$

η ist Bild 6 oder Gl. (6) zu entnehmen bzw. entsprechenden Schaubildern oder Gleichungen. η ist abhängig vom Völligkeitsgrad φ der Träger und vom Verhältnis e/d der Fahrbahnweite e zum mittleren Gurtabstand d (der Gurtabstand unterscheldet sich im allgemeinen so wenig von der Trägerhöhe, daß d meist mit genügender Näherung als Trägerhöhe betrachtet werden kann).

Von der berechneten Gesamtkraft W_g entfällt angenähert

$W_I = 1,6 q F_r$ auf den vorderen Hauptträger,

$W_{II} = 1,6 \eta q F_r = \eta W_I$ auf den rückwärtigen Hauptträger.

[Anmerkung: Die η -Werte aus Bild 6b liefern für große φ -Werte, im besonderen für $\varphi = 1,0$, die Gesamtkraft W_g noch hinreichend sicher, sie gestatten dagegen nicht mehr, die Verteilung auf die beiden Hauptträger aus der Entwurfsformel (7) zutreffend zu berechnen.]

¹⁷⁾ Wo diese Voraussetzung nicht erfüllt ist, müssen die Teile mit einheitlichem Völligkeitsgrad für sich getrennt berechnet werden.

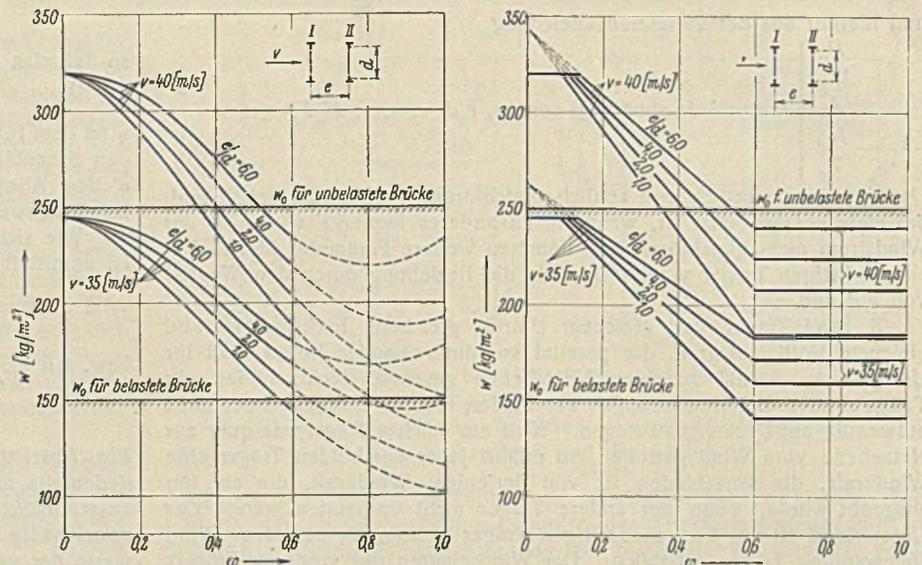


Bild 19a u. b. Vergleich zwischen dem vorgeschlagenen Verfahren und den geltenden Vorschriften für die Windkraftberechnung von Brücken. Es entspricht Bild 19a Bild 6a und Bild 19b Bild 6b.

Um einen Vergleich des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens mit den heute üblichen Vorschriften zu ermöglichen, schreiben wir mit der Abkürzung

$$(16) \quad w = 1,6(1 + \eta) q \quad [\text{kg/m}^2]$$

den Ausdruck für die Gesamtwindkraft in der Form

$$(17) \quad W_g = w F_r \quad [\text{kg}]$$

In den heute in Deutschland geltenden Winddruckvorschriften wird vorgeschrieben

$$W_g = w_0 F_r \quad [\text{kg}]$$

mit $w_0 = 150$ [kg/m²] für die belastete Brücke und $w_0 = 250$ [kg/m²] für die unbelastete Brücke¹⁸⁾. Wir haben auf Grund von Bild 6a u. 6b die w -Kurven für $v = 35$ [m/s] und $v = 40$ [m/s] berechnet und in Bild 19a u. 19b gemeinsam mit den w_0 -Werten aufgetragen. Man ersieht aus diesen Auftragungen, daß die w_0 -Werte der heutigen Vorschriften Mittelwerte von offensichtlich zutreffender Größenordnung sind (das entspricht ja auch der langen Erfahrung, die man mit diesen Vorschriften gemacht hat). Daß die geltenden Bestimmungen die Abhängigkeit der Windkraft von der Fahrbahnweite unberücksichtigt lassen, ist nahezu bedeutungslos. Wesentliche Mängel sind aber darin zu erblicken, daß die w_0 -Vorschrift weder die starke Abhängigkeit des w vom Völligkeitsgrad zum Ausdruck bringt, noch irgendeinen Anhalt für die Verteilung der Windkraft auf die beiden Hauptträger bietet. Es bleiben also physikalisch wichtige Zusammenhänge außer Betracht, deren Berücksichtigung (bei hinreichender Kenntnis der aerologischen Tatsachen) ein wirtschaftlicheres Bauen ermöglichen würde.

b) Windkraftberechnung eines Gittermastes mit quadratischem Querschnitt.

Gegeben: Völligkeitsgrad φ je einer Seitenwand

Ansichtsfläche F_r je einer Seitenwand

$$c_{w_r} = 1,6 \text{ (gegebenenfalls genauere Werte)}$$

Luftdichte ρ .

Weiterhin vorzuschreiben: Verteilung $v(y)$ der in die Rechnung einzusetzenden Verteilung der Windgeschwindigkeit v längs der Höhe y über dem Erdboden; dazu Größe der Windgeschwindigkeit in einer bestimmten Höhe.

Gang der Rechnung: Den Mast in Richtung seiner Hochachse einteilen in einzelne Abschnitte, und zwar derart, daß für jeden dieser Abschnitte Querschnitt, Völligkeitsgrad und Windgeschwindigkeit im Mittel konstant gesetzt werden können. Berechnung der Windkraft für jeden Abschnitt wie folgt:

Anströmung quer zu einer Seitenwand ($\alpha = 0^\circ$).

Gesamtkraft in Windrichtung

$$W_g^{(0)} = C_{w_r}^{(0)} \cdot 1/2 \rho v^2 F_r = C_{w_r}^{(0)} q F_r \quad [\text{kg}]$$

Dabei ist F_r die Ansichtsfläche einer Seitenwand des betreffenden Abschnittes. Mit

$$C_{w_r}^{(0)} = c_{w_r} (1 + \eta)$$

folgt

$$(18) \quad W_g^{(0)} = c_{w_r} (1 + \eta) q F_r \quad [\text{kg}]$$

oder mit $c_{w_r} = 1,6$

$$(19) \quad W_g^{(0)} = 1,6 (1 + \eta) q F_r \quad [\text{kg}]$$

¹⁸⁾ Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE). 3. Aufl. Berlin 1934. S. 48. Die von uns benutzte Bezeichnung w_0 findet sich dort nicht.

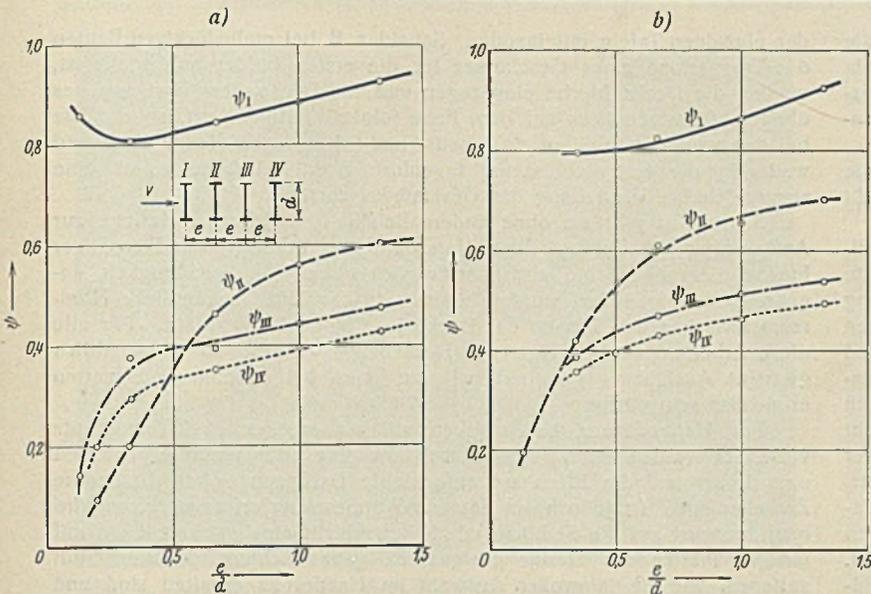


Bild 20 a u. b. Abschirmungszahlen einer Vierergruppe bei Queranströmung ($\alpha=0^\circ$) und unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$). Träger: Leiterfachwerke nach Bild 8b des 1. Teils, $\varphi = 0,178$. Links (Bild 20a) alle Träger auf Deckung, rechts (Bild 20b) jeder Träger gegen den benachbarten um eine halbe Feldweite versetzt.

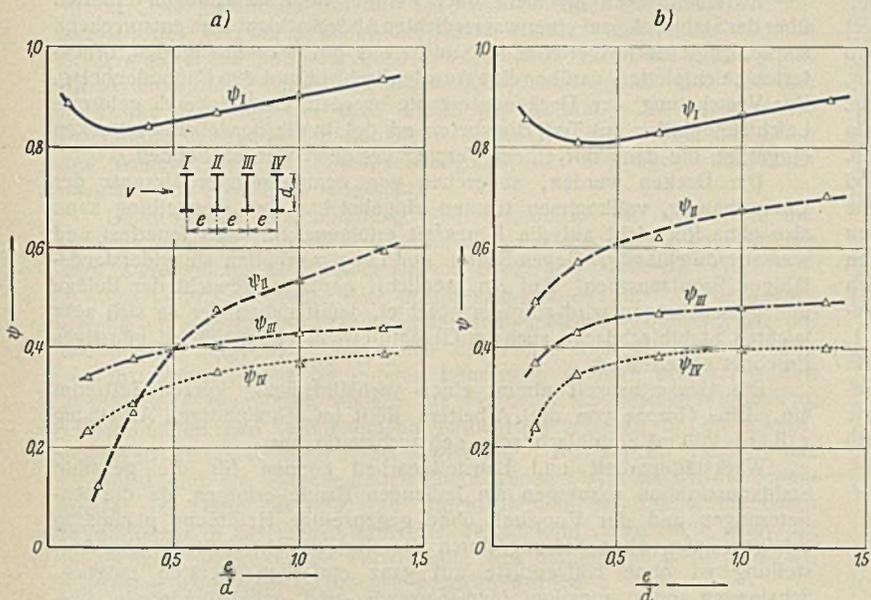


Bild 21 a u. b. Abschirmungszahlen einer Vierergruppe bei Queranströmung ($\alpha=0^\circ$) und unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$). Träger: Parallelträger mit V-Fachwerk nach Bild 8g des 1. Teils, $\varphi = 0,234$. Links (Bild 21 a) alle Träger auf Deckung, rechts (Bild 21 b) jeder Träger gegen den benachbarten um eine halbe Feldweite versetzt.

η ist dem Bild 6a, Kurve für $e/d = 1,0$, zu entnehmen, oder aber man setze $\eta = 1,2 (1 - \varphi)^2$.

Es entfallen ungefähr

$$1,6 q F_r = \frac{1}{1 + \eta} \cdot W_g^{(0)} \text{ auf die vordere Wand,}$$

$$1,6 \eta q F_r = \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot W_g^{(0)} \text{ auf die rückwärtige Wand.}$$

Die Kräfte sind (mit hinreichender Näherung) als normal zu den Wandflächen gerichtet zu denken. Die Seitenwände in Windrichtung erfahren praktisch keine Windbelastung.

Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen ($\alpha = 45^\circ$). Gesamtkraft in Windrichtung

$$(20) \quad W_g^{(45)} = \xi W_g^{(0)} \quad [\text{kg}].$$

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlblechdecken.

Von Obering, i. R. Hans Gruetz, Gustavsburg.

Bei Entwürfen von Hochbauten für Fabrikgebäude und Geschäftshäuser aller Art spielt für die Wahl des Deckensystems das Eigengewicht der verschiedenen Deckenarten eine wesentliche Rolle.

Die Erfindung des Eisenbetons brachte im Deckenbau erhebliche Vorteile, da sie nicht nur gestattete, die Decke dünner und leichter zu halten, sondern auch durch geeignete Gestaltung der Deckenquerschnitte

$\xi = 1,1$ bis $1,4$. Für Stahlkonstruktionen genügt meist $\xi = 1,1$ bis $1,2$, im besonderen dann, wenn keine Füllstäbe verwendet werden, die aus zwei getrennten, in einigem Abstand voneinander liegenden Einzelstäben bestehen („Doppelstäbe“, Beispiel: **II**). Wo Doppelstäbe vorkommen, wie vielfach im Holzbau (Zangen), sind Werte $\xi > 1,2$ zu benutzen. (Die vollständige Klärung dieser Fragen durch weitere Versuche bleibt abzuwarten.)

Von der Gesamtkraft entfällt etwa

$$\xi \cdot 1,6 q F_r = \frac{1}{1 + \eta} \cdot W_g^{(45)} \text{ je zur Hälfte auf die beiden wind- seitigen Wände}$$

$$\xi \eta \cdot 1,6 q F_r = \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot W_g^{(45)} \text{ je zur Hälfte auf die beiden dem Wind abgewandten Seitenwände.}$$

Die Kräfte wirken in Windrichtung.

Die Zusammensetzung der in dieser Weise für die einzelnen Höhenabschnitte des Mastes berechneten Windkräfte ergibt außer der Gesamtbelastung des Mastes gleichzeitig die Verteilung der Belastung längs der Höhe und das Kippmoment der resultierenden Windkraft.

Unterwirft man von diesen Ergebnissen aus die heute üblichen Verfahren zur Berechnung der Windbelastung von Gittermasten einer Kritik, so ist vor allem festzustellen, daß sowohl das sogenannte Sinusgesetz wie das Sinusquadratgesetz das in Wahrheit eintretende Anwachsen des Widerstandes bei Schräganströmung nicht liefern und daß im übrigen wie bei der Brückenberechnung kein Anhalt für die Verteilung der Windkraft auf die einzelnen Seitenwände gegeben ist. Man vergleiche hierzu außerdem die kritischen Bemerkungen bei Katzmayr und Seitz a. a. O.

9. Zum Schluß muß noch einmal darauf hingewiesen werden, daß alle hier mitgeteilten Ergebnisse nur für räumliche Gitterfachwerke gelten, die aus ebenen Gitterträgern zusammengesetzt sind und deren Windbelastung nicht oder doch nicht wesentlich beeinflusst wird durch Unebenheiten des Geländes oder durch benachbarte Bauwerke. In Fällen, in denen entweder diese Bedingungen nicht erfüllt oder aus den vorliegenden Ergebnissen keine hinreichenden Auskünfte über die Windbelastung des Bauwerks zu erhalten sind, empfiehlt es sich, besondere Modellversuche auszuführen.

VII. Anhang.

Wir teilen in Bild 20 und 21 noch Ergebnisse von Messungen an vier in gleichem Abstand parallel hintereinander liegenden gleichartigen Gitterträgern mit. Die Träger wurden zwischen Seitenwänden untersucht, also für unendliches Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$).

Die Messungen haben einiges Interesse im Hinblick auf die Windbelastung von Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern. Wenn ihre Ergebnisse trotzdem in einen Anhang verwiesen werden, so deshalb, weil sie möglicherweise mit Meßfehlern behaftet sind. Die Modelle wurden in einem kleinen Windkanal mit freil ausblasendem Luftstrom untersucht. Da der Freistrah sich seitlich ausbreitet, wird die gleichförmige Geschwindigkeitsverteilung im Strahl mit wachsendem Abstand von der Düsenmündung mehr und mehr zerstört. Außerdem ist zu befürchten, daß der Einbau von vier Trägern samt den Seitenwänden den Freistrah quer zur Spannweite der Träger etwas auseinandergetrieben hat. Beide Erscheinungen wirken in Richtung einer Verkleinerung der Trägerwiderstände. Kontrollmessungen sind noch nicht ausgeführt. Man darf aber wohl annehmen, daß die etwaigen Meßfehler so klein sind, daß aus den Ergebnissen noch mit genügender Annäherung auf das wirkliche Verhalten der Träger geschlossen werden kann.

Die Einzelträger, aus denen die Vierergruppen gebildet wurden, sind aus dem 1. Teil bekannt (vgl. dort Bild 8b u. 8g bzw. Bild 9 oder 21). Für den gleichen Trägertyp Bezeichnung der Meßpunkte hier wie dort durch gleiche Zeichen. Aufgetragen sind hier in Bild 20 und 21 die Abschirmungszahlen ψ der Träger über dem bezogenen Trägerabstand e/d . Man ermittelt daraus die Widerstandszahlen und die Widerstände der Träger in bekannter Weise. Beispiel: Widerstand W_{III} des Trägers III bei vorgegebenem Abstand e/d und vorgegebener Trägerlage (versetzt oder auf Deckung). Man entnimmt Bild 20 oder 21 den Wert ψ_{III} , dazu den obengenannten Bildern des 1. Teils die Widerstandszahl c_{w_r} des isolierten Trägers und erhält für Widerstandszahl und Widerstand des Trägers III im Verbands der Vierergruppe

$$c_{w_{r,III}} = \psi_{III} c_{w_r}, \quad W_{III} = c_{w_{r,III}} q F_r \quad [\text{kg}].$$

(Rippen u. dgl.) in bezug auf ihren Biegungswiderstand günstige Verhältnisse zu schaffen. Eine weitere Verbesserung ergibt sich, wenn für nicht allzu hoch beanspruchte Decken für das Betongemisch statt des üblichen Kieses der leichtere Bimskies verwendet wird. Die Festigkeit des Bimsbetons ist allerdings geringer, aber die durch das geringere Eigengewicht erzielten Vorteile können trotzdem in bestimmten Fällen

von maßgebendem Einfluß sein und waren die Ursache, daß, seit die Bimsbetondecken Ende vorigen Jahrhunderts durch die M. A. N. in die Bauwirtschaft eingeführt wurden, in kurzer Zeit eine sich rasch ausdehnende Industrie entstand, die sich mit der Herstellung von Bimsbeton- oder sonstigen Leichtbeton-Baukonstruktionen beschäftigt.

Mit Eisenbeton sind erhebliche Deckenstützweiten zu erzielen, die aber durch, das sich mit der Stützweite rasch vergrößernde Eigengewicht immerhin begrenzt sind.

Die Herstellung an der Baustelle selbst erfordert kostspielige, zeitverschlingende und andere Arbeiten behindernde Schalungen und Gerüste zum Aufbringen und Aufnehmen der Betonmassen bis zur Abbindung und Einrichtungen zur Beförderung und Mischung der erforderlichen Baustoffe und zur Wasserzuleitung. Für leichtere Zwischendecken und besonders Dacheindeckungen werden daher in hierzu besonders eingerichteten Werkstätten verlegungsfertige Betonbauteile, vornehmlich entsprechend geformte Normplatten u. dgl. hergestellt. Mit Rücksicht auf die Beförderung und die Verlegung sind aber den Größen solcher werkfertiger Platten ziemlich enge Grenzen gezogen, was bei dem Entwurf der Unterkonstruktionen oft nachteilig empfunden wird. Die Eisenbetondecke hat also trotz ihrer sonstigen guten Eigenschaften Nachteile, deren Vermeldung für die Bauindustrie in nicht wenigen Fällen erwünscht ist.

Zog man nun den Stahl für Decken in Betracht, so konnte Stahlblech mäßiger Stärke auf einer Biegemaschine zu einer zugleich biegungsfest tragenden und eindeckenden Form ohne Schwierigkeit ausgestaltet werden. Das übliche Wellblech, das an sich ja diese Eigenschaften auch besitzt, ist in zu geringem Grade tragfähig und wegen seiner Wellenform für sich allein nicht anwendbar.

Eine Bördelung ebener Stahlblechplatten zum Zusammenbau findet bereits bei den seit Jahren durch die M. A. N. hergestellten wasserlosen Scheibengasbehältern statt. Hierbei wird die Blechwand der Behälter, um die zum Auf- und Abgleiten der Gasabschlußscheibe erforderliche, glatte Innenfläche zu erhalten, mit nach außen liegenden Bördelschenkeln hergestellt, die von außen miteinander vernietet oder verschweißt werden. Hierbei erhält die aus verhältnismäßig dünnen Blechen bestehende Wand gleichzeitig genügende Steifigkeit. Die Formung der einzelnen Bleche muß nun in der Weise weitergeführt werden, daß die Platte einen genügend tragfähigen Querschnitt erhält, um auch unter größeren Lasten erhebliche Spannweiten zu überbrücken. Bei geringstem Stoffverbrauch ergab sich die für Biegefestigkeit, Steifigkeit und Zusammenbaumöglichkeit vorteilhafteste Form des Plattenquerschnitts nach Bild 1, die auch für die Herstellung mit der Biegemaschine und für die Beförderung am geeignetsten war. Die Platten werden dabei in einfacher Weise mit nur einer Schraubenreihe in der oberen Bördelkante aneinandergeschlossen, wie das Bild zeigt. (Durch D. R. P. geschützt.)

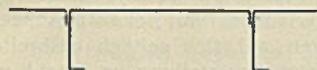


Bild 1. Regelquerschnitt einer Stahlblechplatte.

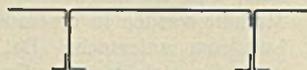


Bild 2. Verstärkter Querschnitt einer Stahlblechplatte.

Durch Veränderung der Rippenhöhe, der Plattenbreite und der Blechstärke können beliebige Querschnittformen für die jeweiligen Verhältnisse geschaffen werden, so, daß Eigengewicht und Tragfähigkeit der Platte am günstigsten sind.

Die Blechstärke liegt mit Rücksicht auf den Handel und die Bearbeitung im allgemeinen zwischen 2 und 6 mm, andere Stärken sind natürlich möglich; die Breite der fertig geformten Tafeln ergibt sich bei der Ermittlung des günstigsten Querschnitts, im allgemeinen werden walzfertige Bleche in Breiten von 700 bis 1000 mm verwendet. Bei der im allgemeinen von der Deckenstützweite abhängigen Länge der einzelnen Deckenplatten ist die Beförderung und der Zusammenbau zu berücksichtigen, 8 bis 9 m ist hierfür noch ein handliches Maß.

Um bei gegebener Rippenhöhe, Plattenbreite und Blechstärke die Tragfähigkeit zu erhöhen, läßt sich in einfacher Weise am unteren Rande des Rippenbördels eine Verstärkung etwa in Form eines angenieteten oder angeschweißten Winkel- oder sonstigen Profils nach Bild 2 anbringen. Das Widerstandsmoment und die Tragfähigkeit werden dadurch erhöht und es lassen sich mit geringen Kosten wirtschaftliche Querschnitte erzielen. Falls die Decke als Abschluß nach unten an der Unterkante eine Schalung erhält, erleichtern die waagerechten Bördel und gegebenenfalls die Verstärkungswinkel die Anbringung einer solchen wesentlich.

Die Herstellung der Stahlblechdecke im Werk und der Zusammenbau werden außerordentlich einfach und ihre Eigenart wirkt günstig auf die Gestaltung des Gesamttraggerüsts zurück. Da die Deckenbleche von Querachse zu Querachse freitragend ausgeführt werden, entfallen alle Zwischenglieder in der Längsrichtung der Decken, deren Aufgaben für Lastübertragung und Aussteifung restlos die Stahlblechdecke übernimmt. Das Tragskelett kann also in der denkbar einfachsten Form ausgebildet werden. Die Beförderung der verhältnismäßig leichten, nicht sperrigen Stücke und das Aufholen an der Baustelle sind auch ganz einfach. Der Zusammenbau der Decke beschränkt sich auf die einfache Verschraubung

der einzelnen Tafeln miteinander. Sobald z. B. bei mehrstöckigen Bauten das Traggerippe eines Geschosses für die ersten Felder aufgestellt ist, werden die Deckenbleche eingezogen und die Decke dem Fortgang des übrigen Zusammenbaus auf dem Fuße folgend fertiggestellt, so daß sie bei den weiteren Arbeiten als Arbeits- und Schutzdecke dienen kann und weiterhin die festgeschlossene, fugenlose Stahlblechebene sofort eine ausgezeichnete Verstellung des Gesamtbaus darstellt.

Schließlich gibt sie ohne andere Behelfe die sichere Unterlage zur Aufbringung der Deckenbeläge, Verschalungen, Leitungen und sonstiger Inneneinrichtungen, die auch nachträglich ohne jede Schwierigkeit angebracht oder geändert werden können, da der leicht zugängliche Hohlraum zwischen den Rippen der Decke jede Möglichkeit zuläßt. Für alle diese Arbeiten wird infolge der Deckeneigenart eine so wirtschaftlich günstige Ausführung gesichert, wie sie kaum bei anderen Deckenarten erreichbar sein dürfte.

Für Hallendächer, bei welchen auf weitergehenden Wärmeschutz verzichtet werden kann, genügen meistens eine oder mehrere Schichten unmittelbar auf die Blechhaut aufgeklebte Dachpappe ohne besondere Zwischenlage. Ist jedoch ein besserer Wärmeschutz erforderlich, so wird man zunächst auf die Stahlhaut als Schutzschicht eine stärkere Lage mit fertigen Platten aus hierfür geeignetem, ganz leichtem, porösem Stoff auflegen, wie sie in großer Auswahl im Handel zu erhalten sind und diese dann mit Pappabdeckung in üblicher Weise versehen. Soll das Dach auch eine untere Verschalung erhalten, zweckmäßig wohl aus Holz, so kann diese in einfachster Weise an den unteren waagerechten Bördelansätzen der Rippen angebracht werden.

Zwischendecken für mehr oder weniger hohe Belastungen erhalten über der Stahldecke auf einer wasserdichten Abdeckschicht eine entsprechend starke, zugleich lastverteilende Schicht aus gut wärmehaltenden, druckfesten Leichtplatten, darüber eine Ausgleichschicht und den Fußbodenbelag. Zur Verschalung der Deckenunterkante werden entsprechend geformte Leichtsteinplatten aus Ton, Bimsbeton od. dgl. in die Bördelkanten trocken eingefügt, die dann mit einem Verputz versehen werden können.

Die Decken werden, abgesehen von dem etwaigen Verputz der Unterschalung, vollkommen trocken eingebracht. Ihre Herstellung kann also ohne Rücksicht auf die Jahreszeit erfolgen. Sie sind feuerfest und wasserundurchlässig. Gegen Säuren und Laugen erhalten sie widerstandsfähigen Schutzanstrich. Auf ein möglichst geringes Gewicht der Beläge und Verschalungen wird sorgsam geachtet, damit neben der an sich sehr leichten Stahlblechdecke auch im Gesamtgewicht ein möglichst günstiges Ergebnis erzielt wird.

Die Gesamtbauzeit nimmt einen verhältnismäßig kurzen Zeitraum ein. Eine Gruppe von drei Arbeitern stellt im achtstündigen Arbeitstag z. B. rd. 200 m² Stahlblechdecke gebrauchsfertig her.

Werkstättenarbeit und Baustellenarbeit können für die gesamte Stahlkonstruktion sozusagen am laufenden Bande erfolgen, da die Anlieferungen und der Vorschub ohne gegenseitige Hemmung planmäßig erfolgen kann, ohne Störung durch die übrigen Bauarbeiten. Die Aufstellung ist ohne Hilfsgerüste mit ganz einfachen Geräten möglich. Schalungen oder sonstige raumsperrende und arbeitshindernde Einrichtungen kommen nicht in Frage und die Kosten hierfür werden erspart.

Lagerplatzraum an der Baustelle wird in geringem Umfang benötigt, da die angelieferten Teile sofort verbaut werden können. Bauten in engeren Stadtstraßen können also auch ohne Schwierigkeiten ausgeführt werden.

Mehrgeschossige Gebäude werden stockwerkweise fertiggestellt, ohne durch anderweitige Arbeiten beeinträchtigt zu werden.

Die Schallsicherheit der Decken ist bei Ausführung der Beläge und Schalungen in der vorgesehenen Art gewährleistet.

Da sämtliche Stahlteile vor Feuchtigkeit und sonstigen schädlichen Einflüssen geschützt sind, ist eine lange Lebensdauer gewährleistet.

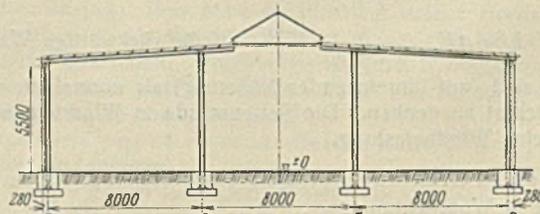


Bild 3. Anstrichhalle der M. A. N., Werk Gustavsburg. Gebäudequerschnitt.

Nachdem bei der Weiterverfolgung des neuen Baugedankens im Werk Gustavsburg der M. A. N. mit fertig gebördelten Stahlblechplatten Belastungsversuche mit dem erwarteten Ergebnis vorgenommen waren, wurde zu Beginn des Jahres 1931 eine zur Ausführung vorgesehene, neue Anstrichhalle in der Stahlblechbauweise im Werk Gustavsburg errichtet. In dieser Halle werden die Stahlträger angestrichen, nachdem sie durch das in einem Sonderraum untergebrachte Sandstrahlgebläse von Rost befreit sind. Wie aus der Querschnittzeichnung (Bild 3) hervorgeht, läßt die ihrem Zweck angepaßte Durchbildung dieser Halle an Klarheit und Einfachheit nichts zu wünschen übrig.

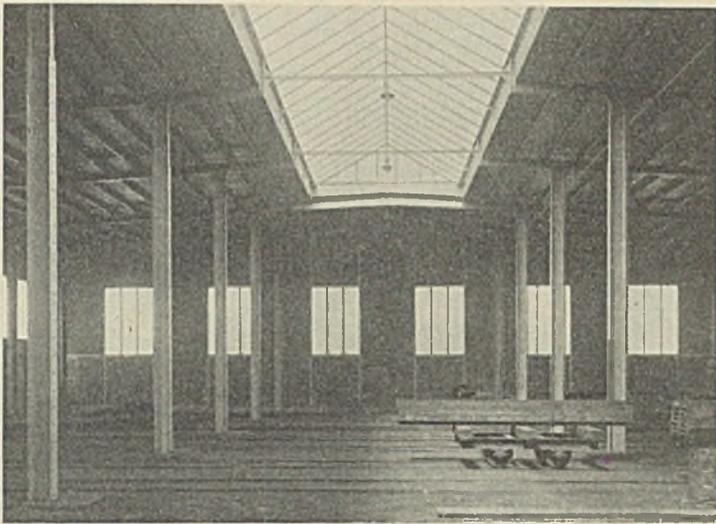


Bild 4. Anstrichhalle der M. A. N., Werk Gustavsburg. Innenansicht.

Ihre Länge von 40 m ist durch die in 5 m Abstand stehenden Stützen unterteilt. Beide Giebelwände sind mit je 1/2 Stein starkem Mauerwerk in Stahlfachwerk ausgemauert.

In Übereinstimmung mit der ins Auge fallenden geschlossenen Einfachheit des Tragwerks bildet die Stahlblechdecke unmittelbar auf den Bindern aufruhend und freitragend den Dachabschluß. Dazu wurde 2 mm starkes Stahlblech verwendet, die angebördelten Rippen sind 155 mm hoch und die Baubreite einer Platte ist 750 mm. Die abgewinkelte Blechbreite beträgt 1000 mm. Die seitlichen Abschlüsse über den Toren und Wänden sind im Zusammenhang mit der Blechdecke einheitlich ebenfalls aus Stahlblech ausgeführt.

Da besondere Wärmehaltung nicht erforderlich ist, wurde die mit rd. 5% Steigung ausgeführte Dachfläche mit Dachpappe abgedeckt, die ohne Zwischenlage unmittelbar auf das Blech aufgeklebt ist.

Die je 27,5 m² großen Tore in den Längswänden sind ebenfalls vollständig aus gebördelten Stahlblechplatten in gleicher Ausführung wie die Dachplatten hergestellt und laufen der Höhe nach glatt durch. Die oberen Laufrollen und die unteren Führungen sind an den verstärkten Randblechen angebracht, ebenso die Fenster. Da besondere Rahmen, Verstrebungen und Verkleidungen entbehrlich werden, ist die Zweckmäßigkeit dieser Ausführungsart augenfällig. Bis auf die Fenster, das Oberlicht und die ausgemauerten Giebelwände bietet sonach die Innenansicht der Halle das Bild einer durchlaufenden Stahlfläche, die durch Bördelrippen in ansprechender Weise belebt wird. Die Halle zeigt die Möglichkeit weitgehender Verwendung des Stahles, auch für Zwecke, die bisher noch nicht in Betracht gezogen wurden.

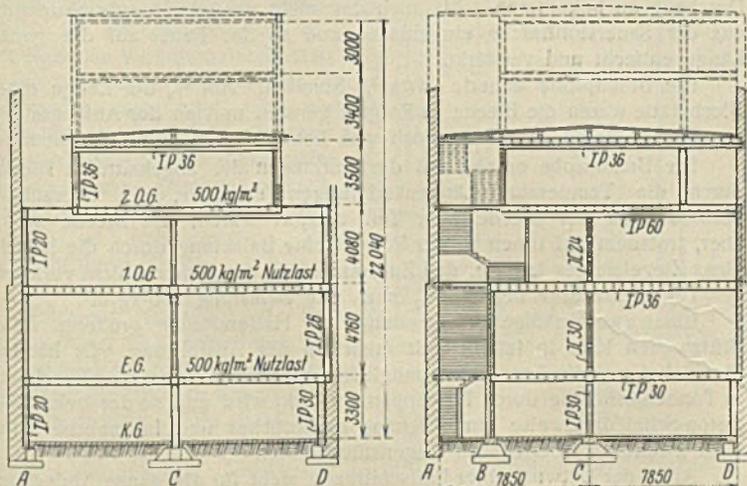


Bild 5. Geschäftshaus Darmstadt. Querschnitte.

Bild 4 zeigt das gefällige Innere dieser Bauweise.

Das Eigengewicht der Dacheindeckung, Stahlblech und Pappabdeckung beträgt 35 kg/m² Dachfläche, also nur einen Bruchteil auch der leichtesten, andersgearteten Dacheindeckungen.

Der M. A. N., Werk Gustavsburg, wurden bereits einige umfangreichere Bauaufträge erteilt, bei denen für sämtliche Decken und Dächer ausschließlich die neuen Stahlblechdecken verwendet wurden.

Hierzu gehört ein Geschäftshausbau, den Architekt Söder in Darmstadt der M. A. N. als Generalunternehmerin in Auftrag gab, für das vollständig fertige Gebäude einschließlich aller Baueinrichtungen, Einbauten

usw. Erwähnt sei, daß Decken aus Eisenbeton wegen zu großer Baufeuchtigkeit und Behinderung der weiteren Bauarbeiten durch Schalung und deren Steifen nicht erwünscht waren.

Es handelt sich um ein 16 m breites und insgesamt 41 m tiefes Gebäude, welches aus dem Kellergeschoß und zunächst drei Obergeschossen besteht, während der Ausbau von zwei weiteren Obergeschossen für später vorgesehen ist (Bild 5).

Neben dem vorderen Eingang von der Straße her liegt das Haupttreppenhaus im abgeschlossenen Raum, eine weitere Nebentreppe ist seitlich der Rückwand in die Obergeschosse eingebaut. Die Nebentreppe sind in Beton, die Haupttreppen in Stahl und Belag der Stufen und Wangen mit geschliffenen roten Tonplatten ausgeführt.

Die Bauplatzverhältnisse waren sehr ungünstig. Als seitliche Längsabschlüsse dienen die Mauern des alten Wohnhauses bzw. der Nachbargebäude, die gegeneinander durch Holzspreizen abgesteift werden mußten, bis der Neubau entsprechend weit hochgeführt war. Platz zur Lagerung war kaum vorhanden, der Zusammenbau mußte zeitweise von den auf der Straße haltenden Zubringerwagen aus erfolgen. Für diese Verhältnisse war die vorgesehene Bauweise mit Stahlblechdecken wie geschaffen, weil der Aufbau stockwerkweise Feld für Feld immer sogleich einschließlich der aussteifenden Stahlblechdecke gleichmäßig fortlaufend erfolgen konnte, so daß Stapelung großer Mengen von Bauteilen vermieden werden konnte. Auch die durchgängige Verwendung von einbaufertig gelieferten handlichen Bauteilen im trockenen Verfahren war hier besonders günstig.

Die in 5 m Abstand liegenden Deckenunterzüge werden beiderseits durch je eine neben den alten Mauern stehende Wandstütze und je eine Mittelstütze getragen. Als Wandstützen dienen einfache I-P-Träger, ebenso ist die Mittelstütze im nur 3,3 m hohen Kellergeschoß ausgeführt, die Mittelstützen in den Obergeschossen sind aus zwei C-Profilen zusammengesetzt (Bild 5). Oberhalb des zweiten Obergeschosses sind in den mittleren fünf Feldern die Wandstützen um rd. 2,8 m nach der Mitte zu versetzt, so daß hier ein vorläufig einstöckiger, später dreistöckiger Aufbau mit seitlichen Gängen entsteht und die Belichtung von außen ermöglicht wird.

Zur Aufnahme der für eine Nutzlast von 500 kg/m² vorgesehenen Deckentafel sind die in jeder Stützenreihe in der Querrichtung zwischen den Stützen angebrachten, aus einfach liegenden I-P-Trägern gebildeten Unterzüge bestimmt.

In der Längsrichtung dienen als Trag- und Aussteifungsglieder ausschließlich die 3 bzw. 3,5 mm starken gebördelten Stahlblechplatten, die sich unmittelbar auf die in 5 m Abstand liegenden Unterzüge abstützen und, um eine möglichst geringe Bauhöhe für die gesamte Decke zu erhalten, mit ihrer Oberkante bündig mit derjenigen der Unterzüge verlegt sind. Die Plattenbreite beträgt 300 mm, die Rippenhöhe 220 mm, an der Unterkante der Rippe ist ein Verstärkungswinkel angeschweißt (Bild 6).

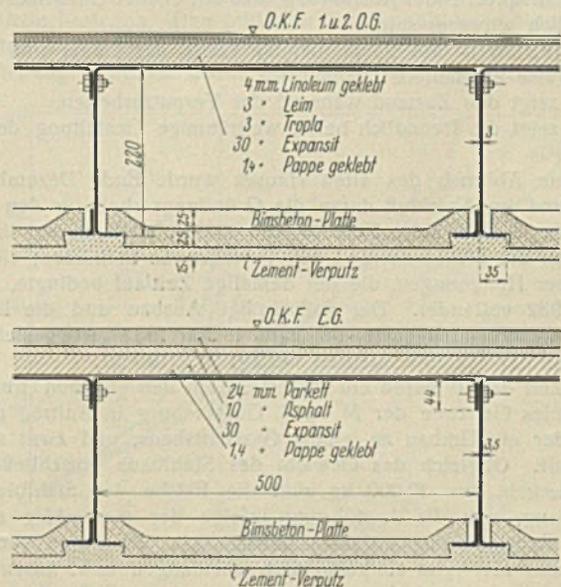


Bild 6 u. 7. Geschäftshaus Darmstadt. Deckenquerschnitte.

Bezüglich der statischen Verhältnisse sei kurz bemerkt, daß die Blechplatten der Decken einzeln als Träger auf zwei Stützen berechnet sind. Im Aufbau (2., 3., 4. Obergeschoß) sind die Decken- bzw. Dachunterzüge an die Seitenstützen steif angeschlossen, während die Stützenfüße gelenkartig mit den Unterzügen verbunden sind, so daß hier stockwerkweise Zweigelenrahmen mit Fußgelenken entstehen. Im ersten Obergeschoß, im Erd- und im Kellergeschoß sind die erste Wand- und die Mittelstütze gelenkartig mit den Unterzügen verbunden, während bei der zweiten Wandstütze steife Eckverbindungen vorgesehen sind. Auf dieser Seite entstehen also Halbrahmen, die zur Ableitung der Windlasten dienen

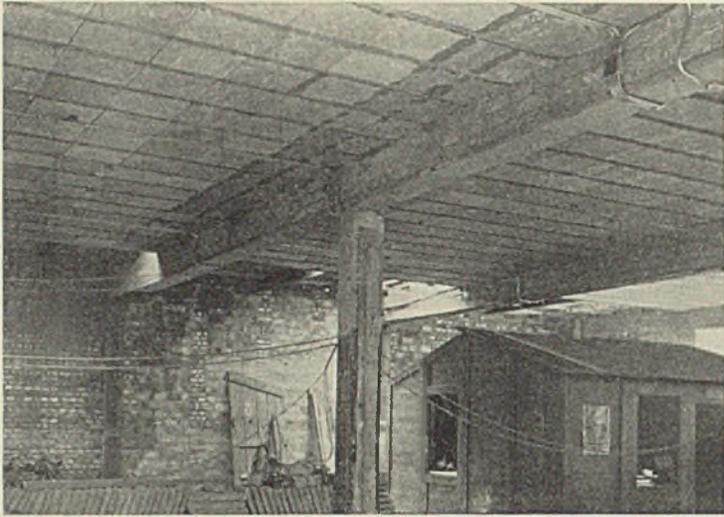


Bild 8.

Geschäftshaus Darmstadt. Innenansicht während der Verputzarbeiten.

und die Ausstufung in der Querrichtung übernehmen. Die Unterzüge über dem 1. Obergeschoß haben die Wand- und Deckenlasten der darüberliegenden Obergeschosse aufzunehmen. Sie sind mit IP 60 mit aufgeschweißten Verstärkungsplatten ausgeführt.

Zu erwähnen bleibt noch, daß die vordere Giebelwand über den Eingängen und Schaufenstern durch einen auf 12,83 m frei tragenden Unterzug abgefangen ist, der die Decken und Wandlasten der darüberliegenden Geschosse aufnimmt. Er ist aus einem geschweißten, 1160 mm hohen, einwandigen Blechträger gebildet.

Als Deckenbelag ist auf der Blechhaut ein Feuchtigkeitsschutz aufgeklebt, darüber liegt als Wärmeschutz und zur Lastverteilung eine 30 mm starke Expansit-Schicht aus einbaufertig gelieferten Platten. Im Erdgeschoß liegt über dem Expansit eine 10 mm starke Asphaltdecke zur Aufnahme des 30 mm starken Parkettfußbodens (Bild 7). In den übrigen Geschossen tritt an die Stelle der Asphaltschicht ein Leim- und Tropla-Belag und Abdeckung mit Linoleum.

Als Schaldecke an der Unterseite wurden entsprechend geformte, einbaufertig gelieferte, 35 mm starke Bimsbetonplatten in die Rippenbördel der Stahlblechplatten ohne Zutaten trocken eingehängt und an der Unterseite mit einem Zementverputz versehen. Das Gesamtgewicht dieser Decken einschließlich vollständigem Belag und Schalung beträgt im Erdgeschoß 165 kg/m², in den übrigen Geschossen 130 kg/m². Eine Eisenbetondecke entsprechender Ausführung, also mit ebener Unterfläche, würde ganz erheblich schwerer sein.

Die Stahlstützen und überstehenden Gurte der Träger sind in sorgfältigster Weise ummantelt.

Bild 8 zeigt den Zustand während der Verputzarbeiten.

Bild 9 zeigt die freundlich helle, weiträumige Gestaltung der Obergeschosse.

Mit dem Abbruch des alten Hauses wurde Ende Dezember 1931 begonnen und im Anschluß daran die Gründungsarbeit für den Neubau durchgeführt. Am 9. März 1932 begann die Aufstellung des insgesamt einschließlich der Stahldecken rd. 230 t wiegenden Stahlbaus; sie wurde trotz mancher Hemmungen, die der damalige Zeitlauf bedingte, bis zum 16. April 1932 vollendet. Der vollständige Ausbau und die Inneneinrichtungen wurden fristgemäß bis zum 1. Juli 1932 fertiggestellt. Die Gesamtfläche der Stahlblechdecken beträgt rd. 2100 m².

Kurze Zeit darauf wurde ein weiteres, nach den gleichen Grundzügen auszuführendes Gebäude der M. A. N. Gustavsburg in Auftrag gegeben. Es ist wieder ein Umbau zu einem Geschäftshaus, und zwar ebenfalls in Darmstadt. Obgleich das Gewicht des Stahlbaus einschließlich der Stahlblechdecken nur 40 000 kg und die Fläche der Stahlblechdecke 400 m² betrug, war die Ausführung infolge der räumlich sehr beschränkten Baustelle ungewöhnlich umständlich. Es waren vorhandene massive, mehr als 1/2 m starke Mauern abzufangen bzw. auszurechnen, Pfeiler zu entfernen und durch Stützen an anderen Stellen zu ersetzen, alte Decken fortzunehmen und durch neue zum Teil in anderer Höhenlage zu ersetzen. Vorhandene, durch mehrere Stockwerke hindurchgehende Stützen mußten durch Unterzüge besonderer Bauart abgefangen und teilweise Stücke aus ihnen herausgebrannt werden u. dgl. m. Eine Unzahl von unter sich in Länge und Abmessungen verschiedenen Trägern, Unterzügen, Wächseln, Stützen und Stützrahmen waren umzubauen, vorhandene Bauteile mußten auf die infolge der neuen Bauteile sich ändernde Inanspruchnahme untersucht und zum Teil verstärkt werden.

Wenn es trotz aller Schwierigkeiten gelang, die Arbeiten einwandfrei und in der verlangten kurzen Zeit von 9 Wochen ab Auftragserteilung durchzuführen, so war hierbei die Anwendung der neuen M. A. N.-Stahlblechdecken-Bauweise von wesentlichem Einfluß.

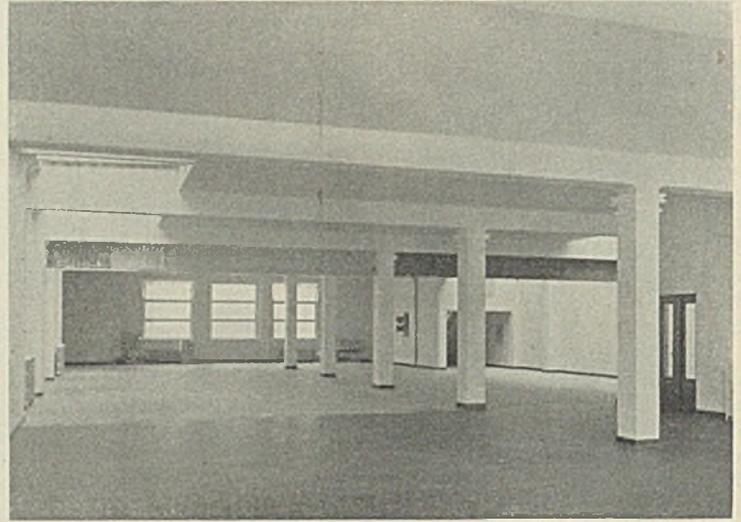


Bild 9.

Geschäftshaus Darmstadt. Innenansicht des Obergeschosses.

Eine Modellagerhalle der Firma Krauß-Maffei, München, erhielt eine unverkleidete und unbelegte Stahlblechdecke. Um über die Feuerwirkung einer solch unverkleideten Stahlblechdecke ein Urteil zu gewinnen, wurde am 7. Mai 1934 im Werk Gustavsburg ein Brandversuch vorgenommen, über den wie nachstehend berichtet wurde:

Auf dem Gelände der M. A. N. befindet sich ein kleiner Versuchsbau, Grundfläche 4,70 × 2,00 m. Er besteht aus einem 1 Stein starken Unterbau, etwa 2,5 m hoch, darüber eine Abdeckung aus geformten Stahlblechplatten, die in Trägern eingespannt sind, — die Nachbildung einer von der M. A. N. für ein Warenhaus ausgeführten Decke, die zum Zwecke der Erprobung der Schallsicherheit der Decken erstellt wurde. Die Deckenfläche war zu diesem Zweck unten mit Verputz versehen und oben mit einer Abdeckung von Pappe auf Asphalt, darüber Fasermatte und eine Celotex-Schicht mit Linoleum.

Dieser Versuchsraum wurde zu einer Brandprobe der Stahlblechdecke benutzt. Auf einer Breite von zwei Blechtafeln wurde der untere Verputz herausgeschlagen und von der Oberfläche die Schutzschicht ganz entfernt, bis auf den nicht leicht zu lösenden Klebeanstrich. In diesem Raum wurde auf Gerüsten von 1,5 m Höhe ein großer Holzstapel geschichtet und mit Petroleum durchtränkt. Der Bau hatte nur eine Türöffnung sowie auf einer Seite eine kleine Einschauöffnung.

Bei Beginn des Versuches wurde der Holzstapel in Brand gesetzt, doch zeigte sich, daß die eigentliche Feuerwirkung sich nur auf einen Teil der Tiefe des Raumes erstreckte, weil die Frischluftzuführung zu gering war. Es wurden deshalb noch auf der gegenüberliegenden Schmalseite versuchsweise Steine aus der Mauer geschlagen, um etwas Durchzug zu bekommen. Als auch das nicht genügte, wurde Sauerstoff aus der Sauerstoffflasche eingeblasen und so das Feuer auf die ganze Länge entfacht und verstärkt.

Die Brandprobe dauerte etwa 3/4 Stunden. Auf 2/3 der Länge einer Blechplatte waren die Bleche in Rotglut geraten und an der Anfangsstelle des Feuers waren zweifellos noch viel höhere Temperaturen vorhanden.

Die Brandprobe ergab, daß die Gurtungen der abgekanteten Bleche durch die Temperatur Längenänderungen erfuhren, die Schraubenverbindungen der Bleche zum Teil zerstört waren, die Bleche selbst aber, trotzdem auf ihnen in der Rotglut eine Belastung durch die Schicht eines Ziegelsteines lagerte, den Zusammenhalt des Ganzen nicht verloren.

Die Blechstärke betrug 4 1/2 mm. Die Belastung 100 kg/m².

Eine zweckmäßige Verwendung für Hallendächer größerer freier Stützweiten kam in letzter Zeit mehrfach zur Ausführung. Es handelt sich dabei um die Ausnutzungsmöglichkeit einer geschlossenen Blechhaut in Tonnenform, die durch Tragrippen verstärkt wird und so der bekannten Beton-Schalbauweise ein durchaus beachtliches und in mancher Hinsicht zweifellos überlegenes Gegenstück bietet.

Auch der Entwurf einer Luftschiffhalle sieht für die ganze Abdeckung des Bauwerks von der Sockelwand über den ganzen Querschnitt der Halle hinweg Bleche der eingangs beschriebenen Art vor. Als Abdeckung und Schutz gegen Sonnenbestrahlung wurde dabei eine Torkretierungsschicht auf der Oberfläche erwogen.

Von Interesse dürfte auch die Anordnung der Toranlage sein, die jedes Hervortreten der Torkonstruktion über den Hallenquerschnitt vermeidet. Sie entspricht dadurch vollkommen den Anforderungen auf Windführung und ordnet sich auch günstig dem Hallentragwerk ein.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. — Stahlblechdecken.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.