

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, 11. Mai 1934

Heft 10

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

1. Teil: Einzelne ebene Gitterträger.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Flachsart, Hannover.

(Schluß aus Heft 9.)

Alle Rechte vorbehalten.

III. Versuche an quer angeströmten ($\alpha = 0^\circ$) schematisierten ebenen Gitterträgern.

1. Parallelträger von unendlichem Seitenverhältnis ($\lambda = \infty$).

Um den Einfluß des Fachwerktyps auf den Widerstand eines Gitterfachwerks klarzustellen, wurden schematisierte Träger untersucht, die sich bei gleicher Umrißform nur durch die Gestalt des Stabnetzes unterscheiden. Die Abb. 8a bis g enthalten außer den Versuchsergebnissen die Skizzen der untersuchten Modelle. Es sind Parallelträger, zwischen deren Gurten die Ausfachung in verschiedener Weise vorgenommen wurde: allein durch Vertikalstäbe („Leiterfachwerk“), nur durch Diagonalstäbe („V-Verband“, Strebenfachwerk), durch Vertikal- und Diagonalstäbe („N-Verband“, Strebenfachwerk mit Pfosten). Die Schematisierung dieser Modell bezieht sich auf die Gestalt ihrer Stäbe: die Stäbe waren unprofiliert, sie bestanden aus 2 mm starkem Flachmessing. Knotenbleche waren nicht angebracht. Rücksichtnahme auf Vorkommen oder Nichtvorkommen der Fachwerktypen in der Praxis schied bei der Auswahl der Modelle für diese grundsätzlichen Versuche aus.

Um dem Gitter bei vorgegebenem Fachwerktyp verschiedene Werte des Völligkeitsgrades zu erteilen, mußten Feldweiten oder Stabbreiten oder beides geändert werden. Welche Wege im einzelnen eingeschlagen wurden, ist den Abb. 8 zu entnehmen, aus denen man auch Auskunft über die Bezeichnungen erhält. Um den Einfluß des Seitenverhältnisses auszuschalten, wurden alle Modelle zunächst bei ein und demselben Seitenverhältnis, und zwar bei $\lambda = \infty$

untersucht. Dieses Seitenverhältnis wurde gewählt, da man nach den beim Vollwandträger gemachten Erfahrungen (Abb. 4) erwarten mußte, daß es unter im übrigen gleichen Umständen die größten Widerstandszahlen liefert.

Die Spannweite der Modelle betrug im allgemeinen 300 mm. Nur

in der Modellgruppe der Abb. 8 b wurden bei der Untersuchung sehr kleiner Völligkeitsgrade Modelle von 450 mm Spannweite benutzt. Um mit diesen Modellen von geometrisch endlichem Seitenverhältnis (endlicher Spannweite) den aerodynamischen Zustand für unendliches Seitenverhältnis (unendliche Spannweite) der Träger zu erzielen, wurden sie zwischen zwei in Windrichtung stehenden parallelen ebenen Wänden untersucht. Die Wände bestanden aus kräftigen Messingplatten, deren Vorderkanten halbkreisförmig abgerundet waren. Die Modelle wurden mit je 1 [mm] Spiel gegen jede der Platten dicht hinter ihren Eintrittskanten aufgehängt. Vorversuche mit ebenen Platten als Modellen hatten gezeigt, daß die benutzte Versuchsanordnung die Verhältnisse der Strömung für unendliches Seitenverhältnis, die experimentell nicht streng zu verwirklichen ist, in guter Annäherung liefert.

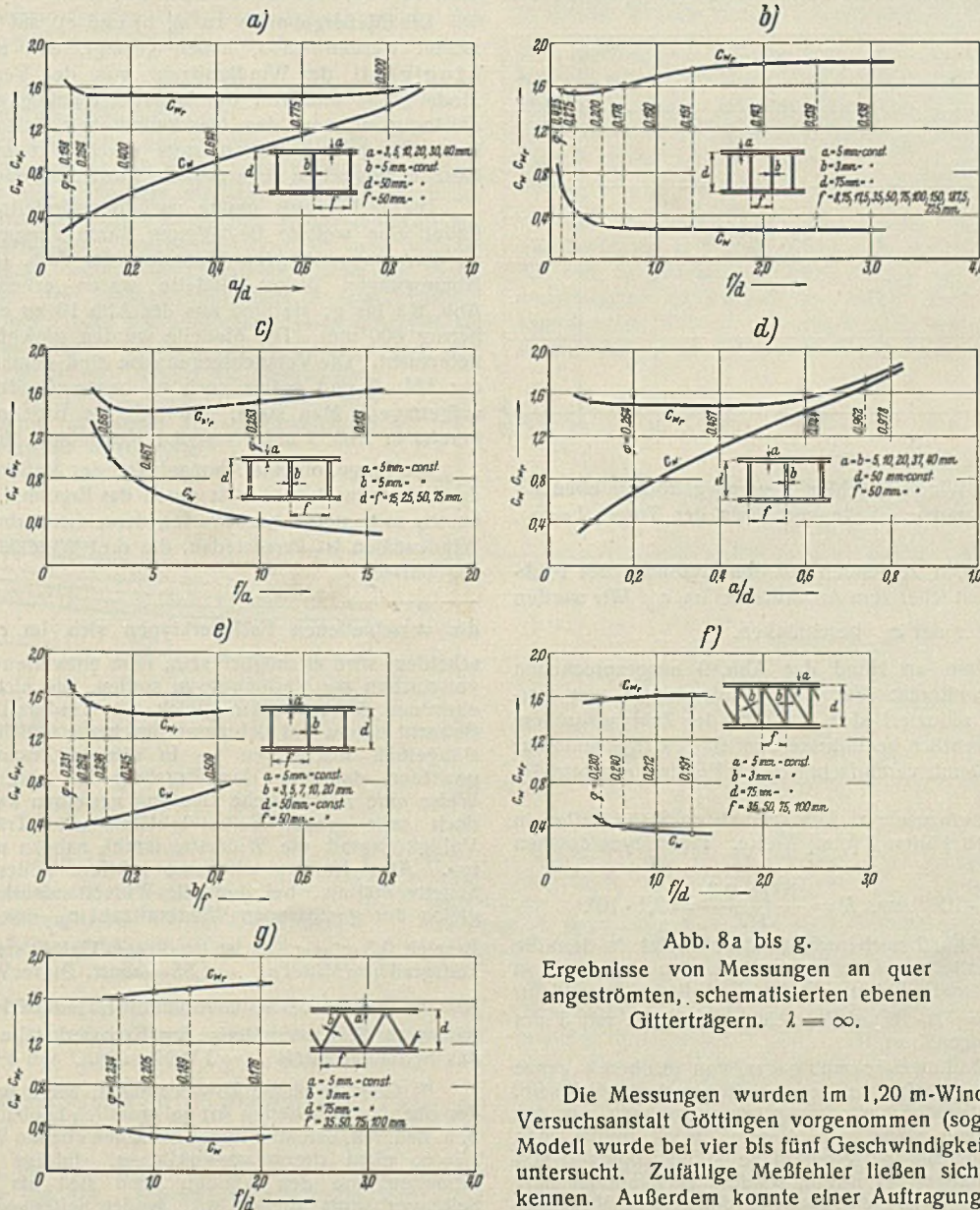


Abb. 8a bis g.
Ergebnisse von Messungen an quer angeströmten, schematisierten ebenen Gitterträgern. $\lambda = \infty$.

Die Messungen wurden im 1,20 m-Windkanal der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen vorgenommen (sog. Kleiner Windkanal). Jedes Modell wurde bei vier bis fünf Geschwindigkeiten zwischen 10 und 30 [m/s] untersucht. Zufällige Meßfehler ließen sich auf diese Weise leicht erkennen. Außerdem konnte einer Auftragung der gemessenen Windkraftzahlen (C_w oder C_{wr}) über der Windgeschwindigkeit ohne weiteres entnommen werden, ob bzw. wo das Gebiet der Reynoldsschen Zahlen erreicht war, in dem die Windkraftzahl konstant ist ($C_w = \text{const}$, $C_{wr} = \text{const}$). Die

Windkraftzahlen für $v = 10$ bis 15 [m/s] mußten meist ausgeschlossen werden, da sich bei ihnen noch ein Einfluß der Reynoldsschen Zahl zeigte¹⁰⁾.

In den Abb. 8 a bis g sind sowohl die gemessenen c_w -Werte wie die c_{w_r} -Werte aufgetragen. Beide unterscheiden sich lediglich dadurch, daß die gemessene Windkraft W im einen Fall auf die Umrißfläche F des Gitterträgers, im andern Fall auf seine Ansichtsfläche F_r bezogen ist. Mitgeteilt sind hier wie in allen folgenden Abbildungen stets die Mittelwerte der einwandfreien Meßergebnisse. Die Streuung der Meßwerte war in keinem Fall größer als $\pm 2\%$. Im übrigen sei darauf hingewiesen, daß zwischen c_w und c_{w_r} die Beziehung

$$c_w = c_{w_r} \cdot \varphi$$

besteht (φ = Völligkeitsgrad des Fachwerks), wovon man sich an Hand der Definitionsgleichungen für c_w , c_{w_r} und φ (vgl. 1, 2) sofort überzeugt.

Wir dürfen davon absehen, die Abb. 8 a bis g im einzelnen zu erörtern, da die Verhältnisse in einer anderen Auftragung sofort sehr viel übersichtlicher werden. Die Völligkeitsgrade φ der untersuchten Modelle sind schon in die Abb. 8 a bis g mit aufgenommen. Trägt man jetzt in einem Diagramm alle c_w - und c_{w_r} -Werte der Abb. 8 a bis g, und zwar in Abhängigkeit von φ auf, so erhält man das in Abb. 9 dargestellte überraschende Ergebnis, das sich so aussprechen läßt:

Der Widerstand eines quer angeströmten ebenen Gitterträgers von unendlichem Seitenverhältnis ist bei gegebenem Völligkeitsgrad des Fachwerks nahezu unabhängig vom Fachwerktyp.

Oder:

Die Widerstandszahl (c_w , c_{w_r}) eines quer angeströmten ebenen Gitterträgers von unendlich großer oder doch sehr großer Spannweite ist mit großer Annäherung allein eine Funktion des Völligkeitsgrades.

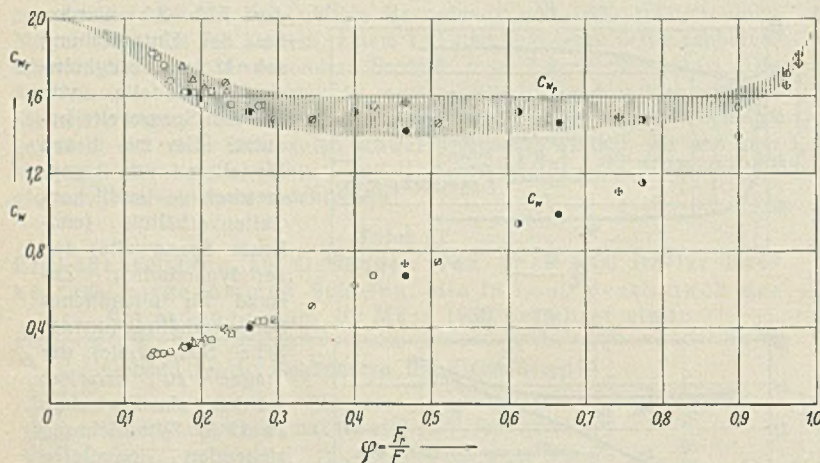


Abb. 9. Abhängigkeit der Windkraftzahlen quer angeströmter ebener Gitterträger vom Völligkeitsgrad φ . Seitenverhältnis der Träger $\lambda = \infty$.

Die sich in Wahrheit noch zeigenden kleinen Einflüsse des Fachwerktyps kommen im c_{w_r} deutlicher zum Ausdruck als im c_w . Wir werden die weitere Betrachtung daher auf c_{w_r} beschränken.

Die Bedeutung des eben an Hand der Abb. 9 ausgesprochenen Ergebnisses erhellt ohne weiteres: Für einen Gitterträger von vorgegebenem Seitenverhältnis reduziert sich die Zahl der Zustandsgrößen, die seine Widerstandszahl wesentlich beeinflussen, auf eine einzige, und zwar auf seinen Völligkeitsgrad. Damit vereinfacht sich das Problem erheblich¹¹⁾.

¹⁰⁾ Der Grund ist leicht einzusehen. Die schmalsten Stäbe hatten in der Regel 5 [mm], in einigen Fällen 3 [mm] Breite. Ihre Reynoldsschen Zahlen bei $v = 10$ [m/s] sind

$$R = \frac{1000 \cdot 0,5}{1,7} = 3,5 \cdot 10^3 \text{ bzw. } R = \frac{1000 \cdot 0,3}{1,7} = 2,1 \cdot 10^3.$$

Diese R -Werte liegen nach Abb. 2 noch nicht in dem Gebiet, in dem die Kurve der Windkraftzahl parallel zur R -Achse verläuft, also noch nicht in dem Gebiet, in dem $c_w = \text{const.}$ Bei $v = 20$ [m/s] ist dieser Zustand für Stäbe mit 5 mm Breite ($R = 7,0 \cdot 10^3$) voll erreicht, für Stäbe mit 3 mm Breite ($R = 4,2 \cdot 10^3$) sehr angenähert.

¹¹⁾ Dieser Erfolg zeigt, daß es zweckmäßig war, von vornherein ganze Gitterträger zu untersuchen. An sich muß es natürlich auch möglich sein, die Windkraft auf einen Gitterträger aerodynamisch aufzubauen aus den Windkräften auf die einzelnen Stäbe. Zu diesem Zweck müßte man allerdings nicht nur die Windkraft einzelner Stäbe in Abhängigkeit von ihrem Seitenverhältnis experimentell ermitteln, sondern auch untersuchen, wie groß die wirksamen Seitenverhältnisse der Stäbe im Verbands des Fachwerks sind. Das Verfahren würde außerordentlich zahlreiche Messungen erfordern und dem Ingenieur die Winddruckberechnung nicht gerade erleichtern. Wir sind auf dem von uns eingeschlagenen Wege erheblich einfacher zum Ziel gekommen. Da sich dabei gezeigt hat, daß

Allerdings kann nicht übersehen werden, daß unser Ergebnis vorläufig nur unter besonderen Voraussetzungen gilt: Parallelträger, unendliches oder doch sehr großes Seitenverhältnis, Fachwerk ohne Knotenbleche, schematisierte Modelle, Queranströmung. Der Umstand, daß statt profilierter Stäbe einfache Rechteckstäbe benutzt wurden, schränkt das Ergebnis nach dem früher Gesagten für den Fall der Queranströmung praktisch kaum ein. Auch kann die Aussage, daß die Windkraftzahl nur vom Völligkeitsgrad abhängt, unbedenklich auf schematisierte Parallelträger von endlichem Seitenverhältnis verallgemeinert werden. Immerhin muß beides experimentell unter Beweis gestellt werden. Wie groß die Windkraftzahlen der Träger bei endlichem Seitenverhältnis sind, kann nur besonderen Versuchen entnommen werden. Das gleiche gilt für den Einfluß der Umrißform, der Knotenbleche und der Schräganblasung.

Bevor wir uns den Ergebnissen dieser Versuche zuwenden, sei der Bericht über einige Experimente vorausgeschickt, die vorgenommen wurden, um die Gültigkeit der Modellregel sicherzustellen.

2. Kontrollversuche über den Einfluß der Versuchsanordnung, der Modellgröße, der Windgeschwindigkeit und der Windturbulenz.

Untersucht wurde im üblichen Geschwindigkeitsbereich

- ein und dasselbe Modell mit verschiedenen Aufhängungen (Modellbefestigungen) im gleichen Windkanal,
- ein und dasselbe Modell in drei verschiedenen Windkanälen,
- ein auf das $2\frac{1}{2}$ -fache vergrößertes Modell in einem Windkanal bei normalem Luftstrom,
- ein auf das 5fache vergrößertes Modell in einem Windkanal bei verschiedener Turbulenz des Luftstroms.

Benutzt wurde ein Leiterfachwerk.

Die Meßergebnisse zu a), b) und c), auf deren Mitteilung hier verzichtet werden kann, haben gezeigt, daß keine wesentliche Abhängigkeit der Windkraftzahl von der Versuchsanordnung, von der Modellgröße und von der Windgeschwindigkeit besteht. (Daß die Unabhängigkeit von der Geschwindigkeit, also von der Reynoldsschen Zahl, für jedes Modell stets durch Untersuchung bei verschiedenen Geschwindigkeiten sichergestellt wurde, ist oben bereits erwähnt worden.)

Dieses Ergebnis mußte nach der Modellregel erwartet werden. Es findet eine weitere Bestätigung durch Versuche, die Herr Dr. Winter an den schematisierten Modellen der Abb. 10 vorgenommen hat. Die Abmessungen dieser Modelle waren erheblich größer als die der Abb. 8 a bis g; sie sind aus der Abb. 10 zu entnehmen, die Spannweite betrug 800 mm. Die Modelle wurden gleichfalls zwischen Endscheiben untersucht. Die Versuchsergebnisse sind gemeinsam mit den Meßpunkten der Abb. 9 und später noch zu besprechenden Ergebnissen in Abb. 21 aufgetragen. Man sieht, daß sich die Ergebnisse gut in die Schar der bereits in Abb. 9 aufgetragenen Meßpunkte einfügen¹²⁾.

Die Frage, ob eine Abhängigkeit der Meßergebnisse von der Turbulenz des Luftstroms besteht, ist durch das Ergebnis für b) in gewissen Grenzen bereits mit „nein“ beantwortet, denn die Turbulenz in den verschiedenen Windkanälen ist verschieden, die drei Windkanäle liefern aber identische Ergebnisse.

die verschiedenen Fachwerktypen sich im c_{w_r} praktisch kaum unterscheiden, wird es möglich sein, dem entwerfenden Ingenieur Berechnungsvorschriften zur Verfügung zu stellen, die nicht die Windkraft auf einen einzelnen Stab, sondern gleich die Windkraft auf den ganzen Träger in Betracht ziehen und sich damit den heute üblichen Berechnungsvorschriften sinngemäß anschließen. — In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß man dem Ergebnis der Abb. 9 auch noch in folgender Weise eine anschauliche Deutung verleihen kann: Für unendliches oder doch sehr großes Seitenverhältnis des Trägers ist bei gegebenem Völligkeitsgrad die Widerstandszahl nahezu unabhängig vom Fachwerktyp. Also ist das wirksame mittlere Seitenverhältnis der Stäbe das Seitenverhältnis, bei dem die Widerstandszahl der Stabprofile im Mittel gleich der gemessenen Windkraftzahl c_{w_r} des Trägers ist. Beispiel: Im Bereich $0,3 < \varphi < 0,9$ ist (in diesem Gebiet sogar unabhängig vom Völligkeitsgrad!) im Mittel $c_{w_r} = 1,55 = \text{const.}$ Dieser Windkraftzahl entspricht nach Abb. 4 ein reziprokes Seitenverhältnis $1/\lambda_s = 0,04$ der Stäbe. Also ist das mittlere wirksame Seitenverhältnis der Fachwerkstäbe im Gebiet $0,3 < \varphi < 0,9$ das Seitenverhältnis $\lambda_s = 1/0,04 = 25$.

¹²⁾ Gewisse kleine Abweichungen, wie man sie bei Kontrollmessungen der oben beschriebenen Art gelegentlich beobachtet, finden ihre Erklärung u. a. dadurch, daß Messungen zwischen ebenen Wänden das Seitenverhältnis $\lambda = \infty$ nicht streng verwirklichen. Infolge der Spalte zwischen den Modellen und den Wänden kann sich als aerodynamisch wirksames Seitenverhältnis nur ein sehr großes Seitenverhältnis einstellen. Ändern sich die Spaltbreiten im Laufe einer Versuchsreihe oder sind bei Vergleichsversuchen die Spalte nicht ähnlich, so sind die Versuchsergebnisse nicht streng vergleichbar, da anderen Spalten andere aerodynamisch wirksame Seitenverhältnisse entsprechen.

Die Turbulenz der Göttinger Windkanäle ist nun allerdings gering¹³⁾.

Wir haben deshalb durch künstlichen Eingriff, und zwar durch den Einbau von kräftigen Drahtgittern in den Luftstrom, größere Turbulenz erzeugt. Unter solchen Umständen stößt allerdings die Messung der Windgeschwindigkeit auf Schwierigkeiten. Wir sind nach einigen nicht voll befriedigenden Versuchen dazu übergegangen, die Vergleichsmessungen von der Messung der Windgeschwindigkeit unabhängig zu machen. Zu diesem Zweck wurde die Druckverteilung an und hinter einem auf das Fünffache vergrößerten Modell gemessen, in geeigneter Weise dimensionslos aufgetragen und für verschiedene Turbulenz verglichen. Auf die Wiedergabe der ziemlich umfangreichen Meßergebnisse muß hier verzichtet werden. Es genügt die Mitteilung des Schlussergebnisses: Die Widerstandszahl des Gitterfachwerks erwies sich als unabhängig von dem Turbulenzgrad des Windkanalstroms.

Hiermit ist die Gültigkeit der Modellregel experimentell sichergestellt. Allerdings nur für Modelle, die im stationären Luftstrom von Windkanälen untersucht wurden. Die Turbulenz des Windes im Freien ist, vom Standpunkt der Ähnlichkeitsmechanik verglichen mit der Turbulenz, die in Windkanälen normalerweise herrscht oder dort künstlich erzeugt werden kann, und bezogen auf den Gitterträger bzw. sein Modell, wahrscheinlich noch immer groß. Außerdem weht der Wind, ganz abgesehen von den turbulenten Schwankungen, nicht gleichförmig, sondern beschleunigt und verzögert. Es ist zwar kaum anzunehmen, daß sich dadurch an den Zahlenwerten der Windkraftbeiwerte und an ihrer Unabhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl Wesentliches ändert. Ein strenger experimenteller Beweis dafür steht aber noch aus.

3. Parallelträger mit endlichem Seitenverhältnis. Einfluß des Umrisses.

Es wurde bereits gezeigt (Abb. 4), daß die Windkraftzahl einer quer angeströmten ebenen Platte um so kleiner ist, je kleiner ihr Seitenverhältnis ist. Wir hatten uns außerdem überlegt, daß der Abfall der Widerstandszahl mit abnehmendem Seitenverhältnis zusammenhängt mit der Umströmung der Schmalkanten. An diesem Ergebnis kann sich im Grundsätzlichen nichts ändern, wenn man die volle Fläche der Platte auflöst in eine Gitterfläche. Wir müssen also auch für parallelgurtige Gitterträger erwarten, daß ein Träger mit endlichem Seitenverhältnis bei gleichem Völligkeitsgrad und unter sonst gleichen Bedingungen eine kleinere Widerstandszahl hat als ein Träger mit unendlichem Seitenverhältnis. Daß der Einfluß des Seitenverhältnisses sich um so stärker auswirken muß, je größer der Völligkeitsgrad ist, ist anschaulich ohne weiteres verständlich.

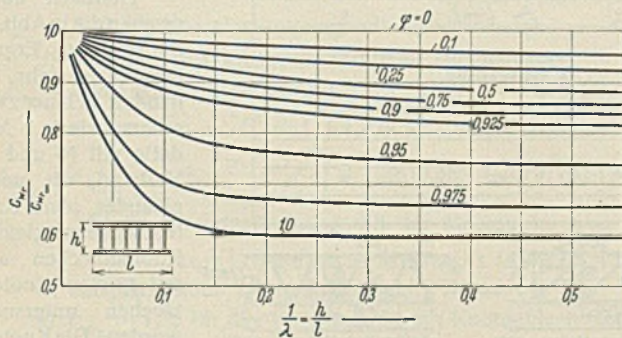


Abb. 11.

Abhängigkeit der Windkraftzahlen
quer angeströmter schematisierter ebener Gitterträger
vom Seitenverhältnis λ .

Die auf Grund von Messungen entworfene Abb. 11 bestätigt die Richtigkeit dieser Überlegungen. Aufgetragen ist dort über dem reziproken Wert des Seitenverhältnisses der Quotient $c_{wr} / c_{wr\infty}$. Zur Erklärung ist zu sagen, daß c_{wr} der Widerstandsbeiwert für ein endlich langes Gitter mit

¹³⁾ Das einzige Mittel, die Turbulenz von Windkanalströmen quantitativ anzugeben, ist heute die sog. „kritische Reynoldssche Zahl“ von Kugeln, Zylindern oder anderen Körpern mit gewölbter Oberfläche. Vgl. hierzu: O. Flachsbart, Der Widerstand von Kugeln in der Umgebung der kritischen Reynoldsschen Zahl. AVA IV, S. 106. Dort sind die Ergebnisse von Kugelmessungen in den Göttinger Windkanälen mitgeteilt.

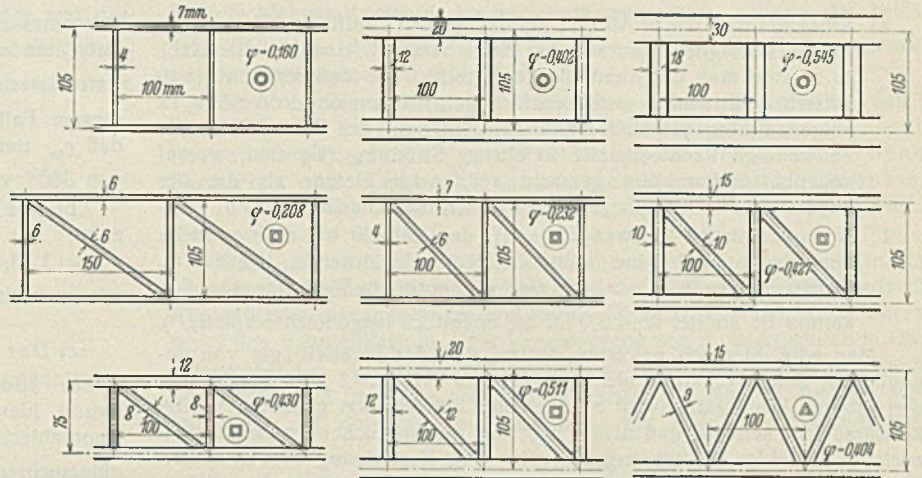


Abb. 10. Einige weitere schematisierte ebene Gitterträger. Sie wurden mit $\lambda = \infty$ untersucht. Die Meßergebnisse sind mit den Bezeichnungen, die in der vorliegenden Abbildung den einzelnen Modellen zugeordnet sind, in Abb. 21 eingetragen.

dem Völligkeitsgrad φ ist, $c_{wr\infty}$ der Widerstandsbeiwert für das unendlich lange Gitter gleichen Völligkeitsgrades. Die Messungen wurden an Leitermodellen vorgenommen. Aus den gemessenen Werten sind die in Abb. 11 gezeichneten Kurven für die angeschriebenen φ -Werte interpoliert.

Praktisch hat man es meist mit Völligkeitsgraden $\varphi < 0,5$ zu tun. In diesem Bereich beträgt die Abweichung des c_{wr} vom $c_{wr\infty}$ selbst bei sehr gedungenen Trägern nicht mehr als 12%, für die praktisch überwiegend gebräuchlichen schlanken Träger mit $h/l < 0,1$ sogar höchstens 5%. Das ist so wenig, daß man den Einfluß des Seitenverhältnisses, hinreichend kleinen Völligkeitsgrad vorausgesetzt, für die Zwecke der Praxis ganz vernachlässigen kann. Der begangene Fehler wirkt, da $c_{wr} < c_{wr\infty}$ ist, stets im Sinne erhöhter Sicherheit.

Wie die Dinge für den ganz extremen Fall $\lambda = 1$, d. h. für Gitter mit quadratischem Umriß, liegen, ist an Hand besonderer Messungen in der Abb. 12 gezeigt. Es handelt sich um Gitter, die aus einer ebenen quadratischen Platte entstanden, indem man in der in Abb. 12 links unten angedeuteten Weise (1. u. 2. Modellskizze) die schraffierten Flächen herauschnitt. Man sieht, daß sich die Windkraftzahl des quadratischen Gitters mit

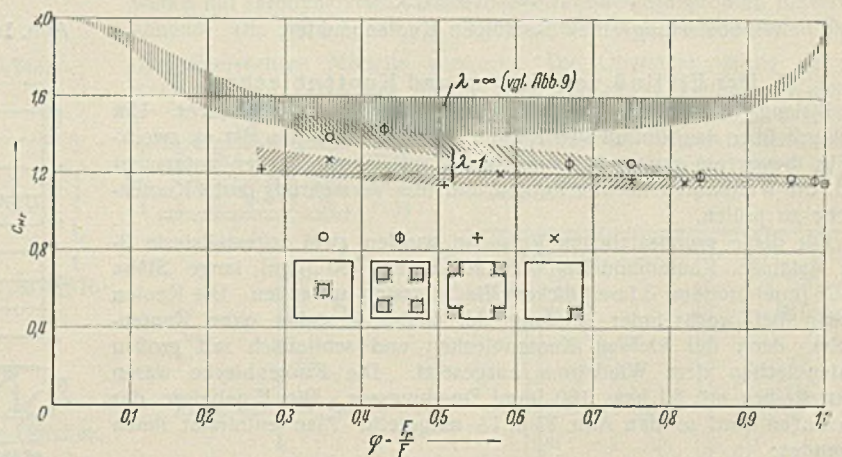


Abb. 12. Vergleich der Windkraftzahlen quer angeströmter schematisierter ebener Gitterträger vom Seitenverhältnis $\lambda = \infty$ mit den Windkraftzahlen für Gitterträger vom Seitenverhältnis $\lambda = 1$. Als Umrißfläche F der aus einer ursprünglich unversehrten quadratischen Fläche hergestellten Modelle ist in jedem Fall die volle Fläche des ursprünglichen Quadrats eingesetzt.

abnehmendem φ mehr und mehr der Windkraftzahl des Gitterträgers von unendlicher Spannweite nähert. Unterhalb $\varphi = 0,3$ — einem Völligkeitsgrad, der im Versuch nicht mehr ganz erfaßt werden konnte — dürfte selbst in diesem Falle der Unterschied zwischen den Windkraftzahlen für $\lambda = 1$ und $\lambda = \infty$ so gering sein, daß er vernachlässigt werden kann.

Darüber, wie sich die Windkraftzahlen von Gitterflächen ändern, wenn der Umriß des Gitters nicht mehr rechteckig ist, kann man auf Grund bekannter Ergebnisse für ebene Platten zunächst eine Vermutung aussprechen. Es ist bekannt, daß von allen quer angeströmten ebenen Flächen die Rechteckplatte von unendlichem Seitenverhältnis die größte Windkraftzahl hat. Für Rechteckflächen verschiedener Seitenverhältnisse ist das schon durch die Abb. 4 belegt. Zwei weitere Beweise seien hier hinzugefügt:

- a) Schneidet man die in Abb. 12 rechts unten schrafflierten Flächen aus einer ursprünglich quadratischen Platte heraus (3. u. 4. Modellskizze), so zerstört man den quadratischen Umriß. Die Meßwerte für die so entstehenden winkel- und kreuzförmigen Flächen sind in die Abb. 12 aufgenommen; sie sind erheblich kleiner als der Wert 2,0 für die vollwandige Rechteckplatte in ebener Strömung (sie sind, worauf nebenbei aufmerksam gemacht sei, auch kleiner als die der quadratischen Gitterplatte mit unversehrt Umriß).
- b) Der unverstellte Vollwandträger ① der Abb. 20 hat eine endliche Spannweite und eine vom Rechteck abweichende Umrißform. Gemessen wurde $c_{w_f} = 1,27$, also wiederum ein Wert, der erheblich kleiner ist als der Wert 2,0 für die unendlich lange Rechteckplatte¹⁴⁾.

Man wird hiernach erwarten dürfen, daß der Parallelträger von unendlichem Seitenverhältnis nicht nur für den Fall $\varphi = 1$ (Vollwandträger) den größten Windkraftbeiwert aller ebenen Flächen von gleichem Völligkeitsgrad hat, sondern daß dieses Ergebnis mit hinreichender Genauigkeit auch für beliebige Völligkeitsgrade gilt. Eine Bestätigung werden späterhin die Brückenträgermodelle ② bis ⑤ der Abb. 20 liefern, deren Meßergebnisse in Abb. 21 aufgetragen sind. Indem wir dieses Ergebnis vorausnehmen, fassen wir zusammen:

Die Windkraftzahlen des ebenen Gitterträgers von unendlichem Seitenverhältnis (Abb. 9) dürfen als größte Werte der Windkraftzahlen quer angeströmter ebener Gitterflächen überhaupt angesehen werden. Da der Umriß des Gitterfachwerks, soweit nur praktisch gebräuchliche Formen in Betracht gezogen werden, keine wesentliche Rolle spielt, können die Windkraftzahlen der Abb. 9 vorbehaltlich der Ergebnisse der nachfolgenden Untersuchungen über den Einfluß der Knotenbleche und der Stabprofilierung allgemein als Windkraftzahlen quer angeströmter ebener Gitterflächen betrachtet werden.

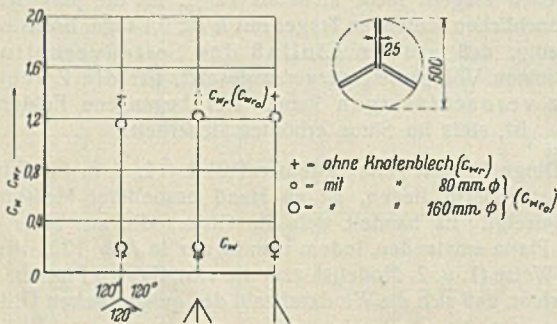


Abb. 13. Windbelastung eines 3-ständigen Knotenpunktes.

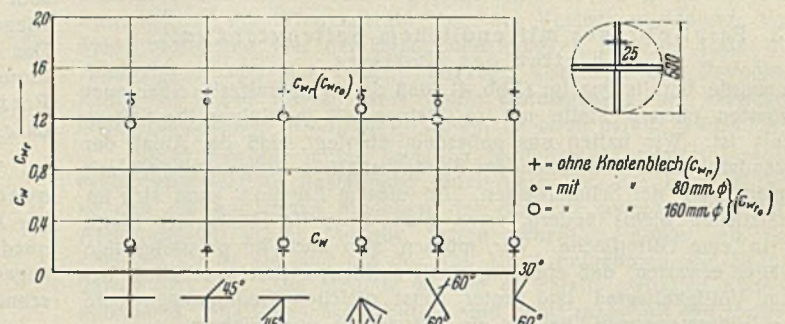


Abb. 14. Windbelastung eines 4-ständigen Knotenpunktes.

4. Der Einfluß von Knoten und Knotenblechen.

Bislang wurden nur Stabnetze ohne Knotenbleche untersucht. Um Auskunft über den Einfluß von Knotenblechen zu erhalten, ist es zweckmäßig, bevor ein ganzes Fachwerkmodell mit Knotenblechen untersucht wird, die Windkraft einzelner Knoten und ihre Vermehrung durch Knotenbleche zu prüfen.

Für diese grundsätzlichen Versuche wurden zwei schematisierte 3- und 4stägige Knotenmodelle benutzt, deren 250 [mm] lange Stäbe aus 25 [mm] breitem, 3 [mm] dickem Flachmessing bestanden. Die Knoten wurden bei wechselnder Stellung der Stäbe zunächst ohne Knotenbleche, dann mit kleinen Knotenblechen und schließlich mit großen Knotenblechen dem Windstrom ausgesetzt. Die Knotenbleche waren Kreisscheiben mit 80 bzw. 160 [mm] Durchmesser. Die Ergebnisse der Messungen sind in den Abb. 13 u. 14 mitgeteilt. Man entnimmt ihnen folgendes:

- a) Die Windkraft eines Knotens mit oder ohne Knotenblech ändert sich in sehr geringem, praktisch zu vernachlässigendem Maße, wenn man die Stellung der Stäbe zueinander durch Drehungen um den Knotenpunkt ändert¹⁵⁾. Für Knoten mit Knotenblechen gilt das allerdings nur, solange das Verhältnis von Knotenblechfläche zu Stabfläche nicht erheblich größer wird, als es in der Praxis üblich ist. Mit dem Knotenblech 160 [mm]

¹⁴⁾ Definiert man das Seitenverhältnis für diesen Träger unter Benutzung der mittleren Höhe $h = F/l^2$, so ergibt sich $\lambda = l/h = 9,5$ oder $1/\lambda = 0,105$. Es ist nicht uninteressant, daß eine Rechteckplatte von diesem Seitenverhältnis ungefähr den gleichen Windkraftbeiwert wie der Träger ① der Abb. 20 hat. Hier ist also mit Hilfe einer allgemeineren Definition des Seitenverhältnisses die Reduktion auf die Rechteckfläche möglich. (Das ist immer möglich, wenn der Plattenumriß nicht sehr stark vom Rechteck abweicht.)

¹⁵⁾ Ausgeschlossen ist der Zustand, in dem sich die Stäbe des Knotenpunktes ganz oder zum Teil decken. In einem solchen Fall liegt kein wirklicher Knoten vor, sondern ein (ganz oder nahezu) zu einem Einzelstab entarteter Knoten.

Durchmesser ist diese Grenze überschritten. Infolgedessen zeigt sich eine merkliche Abhängigkeit des c_{w_f} von der Stabstellung. Die Extremwerte des c_{w_f} weichen aber von dem mittleren Wert auch in diesem Fall um nicht mehr als $\pm 4\%$ ab. Man bemerkt im übrigen, daß c_{w_f} um so kleiner ist, je gleichmäßiger die Stäbe über den Bereich von 360° verteilt sind.

- b) Die Windkraftzahl eines Knotens wächst mit der Stabzahl. Für den untersuchten 3stägigen Knoten ohne Knotenbleche ist $c_{w_f} = 1,38$, für den 4stägigen $c_{w_f} = 1,41$. Der Unterschied ist aber, wie man sieht, nicht groß.

- c) Der c_{w_f} -Wert eines Knotens ist um so kleiner, je größer unter sonst gleichen Umständen das Knotenblech ist. Der Grund hierfür ist darin zu suchen, daß der Windkraftbeiwert der Knotenbleche erheblich kleiner ist als das c_{w_f} eines Stabnetzes. Die untersuchten Knoten ohne Knotenbleche hatten ein $c_{w_f} = 1,38$ bzw. 1,41. Für die Kreisscheiben wurde dagegen $c_{w_f} = 1,10$ gemessen (Rechteckplatten mit kleinem Seitenverhältnis haben $c_{w_f} = 1,16$, einen Wert, der neuerdings auch für Kreisscheiben gefunden wurde). Durch die Einfügung von Knotenblechen in ein Fachwerk wächst seine F_r -Fläche und infolgedessen der Gesamtwiderstand des Fachwerks. Die zusätzliche Fläche der Knotenbleche bedingt aber wegen ihres kleineren c_{w_f} (1,10 bis 1,16) eine geringere Widerstandsvermehrung als eine in der Projektion (nicht im „Umriß“!) gleich große Zusatzfläche von Fachwerkstruktur, also sinkt das c_{w_f} des ganzen Stabnetzes durch Hinzufügung der Knotenbleche.

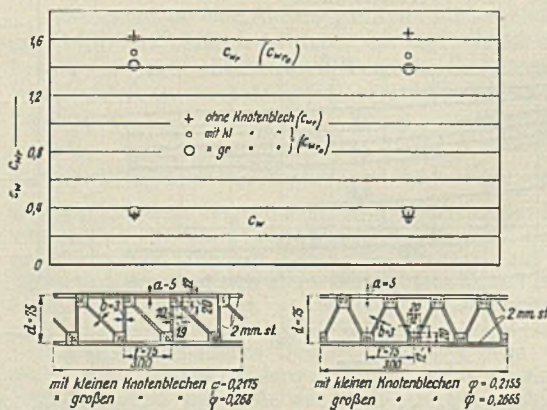


Abb. 15. Einfluß von Knotenblechen auf die Windbelastung ebener schematisierter Gitterträger. $\lambda = \infty$.

die c_{w_f} -Werte der beiden Fachwerke durch die Knotenbleche verkleinert.

5. Rechnerische Ermittlung der durch Knotenbleche verursachten Änderung in der Windbelastung des Fachwerks.

Wir nehmen an, daß sich der Widerstand der Knotenbleche in erster Näherung dem Widerstand des Fachwerks additiv überlagert, und zwar derart (Abb. 16), daß der Widerstand des Systems „Fachwerk einschließlich der Knotenbleche“ gleich ist der Summe aus den Widerständen der isolierten Knotenbleche und dem Widerstand des Stabnetzes, das übrigbleibt, wenn man aus dem System „Fachwerk einschließlich der Knotenbleche“ die durch die Knotenbleche bedeckten Flächen herauschneidet. Das c_{w_f} des hiernach übrigbleibenden „Rumpffachwerks“ setzen wir gleich

Hiernach überraschen die in Abb. 15 mitgeteilten Ergebnisse nicht mehr. Es handelt sich um zwei schematisierte Modelle mit N- und V-Verband, die nacheinander ohne Knotenbleche, mit kleinen Knotenblechen und mit großen Knotenblechen untersucht wurden. Die Knotenbleche hatten die im Stahlbau gebräuchliche geradlinig begrenzte Form. Wie man sieht, wurden

dem c_{w_r} des vollständigen Fachwerks ohne Knotenbleche oder, was dasselbe ist, gleich dem c_{w_r} des Fachwerks mit verschwindenden Knotenblechen, wie es Gegenstand aller vorhergehenden Untersuchungen war.

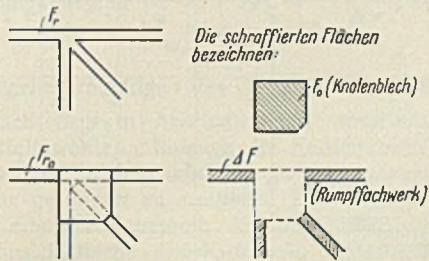


Abb. 16. Zur rechnerischen Ermittlung der Wirkung von Knotenblechen.

Folgende Bezeichnungen werden benutzt:

Flächen

F_r Ansichtsfäche des Fachwerks ohne Knotenbleche, d. h. des Fachwerks mit verschwindenden Knotenblechen.

F_{r_0} Ansichtsfäche des Systems „Fachwerk einschließlich der (endlichen) Knotenbleche“.

F_0 Summe der Ansichtsfächen aller Knotenbleche.

$\Delta F = F_{r_0} - F_0$ Ansichtsfäche des „Rumpffachwerks“.

Windkräfte

W_r Widerstand des Fachwerks mit der Ansichtsfäche F_r .

W_{r_0} Widerstand des Fachwerks mit der Ansichtsfäche F_{r_0} .

Windkraftzahlen

$c_{w_r} = W_r / q F_r$ Widerstandszahl des Fachwerks mit der Ansichtsfäche F_r (gegeben),

$c_{w_{r_0}} = W_{r_0} / q F_{r_0}$ Widerstandszahl des Fachwerks mit der Ansichtsfäche F_{r_0} (gesucht),

$\Delta c_w = c_{w_r}$ Widerstandszahl des Fachwerks mit der Ansichtsfäche F (gegeben),

c_{w_0} Widerstandszahl der Knotenbleche allein (gegeben).

Dann errechnen sich die gesuchten $c_{w_{r_0}}$ -Werte wie folgt:

Dreistabiger Knotenpunkt (Abb. 13).

a) Kleines Knotenblech 80 [mm] Durchmesser

$$F_{r_0} = 207,3 \text{ [cm}^2\text{]} \quad F_0 = 50,3 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_r} = 1,38 \text{ (Mittelwert)}$$

$$\Delta F = 157 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_0} = 1,10$$

$$\frac{W_{r_0}}{q} = c_{w_{r_0}} F_{r_0} = c_{w_r} \Delta F + c_{w_0} F_0$$

$$c_{w_{r_0}} = \frac{W_{r_0}}{q F_{r_0}} = c_{w_r} \left(\frac{\Delta F}{F_{r_0}} + \frac{c_{w_0}}{c_{w_r}} \cdot \frac{F_0}{F_{r_0}} \right) = c_{w_r} (0,76 + 0,797 \cdot 0,243)$$

$$= 1,38 \cdot 0,954$$

$c_{w_{r_0}} = 1,32$ (in Übereinstimmung mit der Messung).

b) Großes Knotenblech 160 [mm] Durchmesser

$$F_{r_0} = 328,4 \text{ [cm}^2\text{]} \quad F_0 = 201 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_r} = 1,38 \text{ (Mittelwert)}$$

$$\Delta F = 127,4 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_0} = 1,10$$

$$c_{w_{r_0}} = c_{w_r} \left(\frac{\Delta F}{F_{r_0}} + \frac{c_{w_0}}{c_{w_r}} \cdot \frac{F_0}{F_{r_0}} \right) = 1,38 (0,388 + 0,797 \cdot 0,612) = 1,38 \cdot 0,876$$

$c_{w_{r_0}} = 1,21$ (in Übereinstimmung mit der Messung).

Vierstabiger Knotenpunkt (Abb. 14).

In entsprechender Weise findet man:

a) $c_{w_{r_0}} = 1,35$ für den Knotenpunkt mit Knotenblech 80 [mm] Durchm.

b) „ = 1,24 „ „ „ „ „ „ 160 „ „

Beide Werte befinden sich in Übereinstimmung mit den Messungen.

Parallelträger mit N- und V-Fachwerk (Abb. 15).

N-Fachwerk mit großen Knotenblechen.

$$F_{r_0} = 64,5 \text{ [cm}^2\text{]} \quad F_0 = 30,4 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_r} = 1,62 \quad c_{w_0} = 1,16$$

$$\Delta F = 34,1 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$c_{w_{r_0}} = \frac{c_{w_r}}{F_{r_0}} \left(\Delta F + \frac{c_{w_0}}{c_{w_r}} \cdot F_0 \right) = \frac{1,62}{64,5} (34,1 + 0,726 \cdot 30,4) = 0,0252 \cdot 56,15$$

$c_{w_{r_0}} = 1,41$.

V-Fachwerk mit großen Knotenblechen.

$$F_{r_0} = 64 \text{ [cm}^2\text{]} \quad F_0 = 32 \text{ [cm}^2\text{]} \quad c_{w_r} = 1,65 \quad c_{w_0} = 1,16$$

$$\Delta F = 32 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$c_{w_{r_0}} = \frac{c_{w_r}}{F_{r_0}} \left(\Delta F + \frac{c_{w_0}}{c_{w_r}} \cdot F_0 \right) = \frac{1,65}{64} (32 + 0,703 \cdot 32) = 0,0258 \cdot 54,5$$

$c_{w_{r_0}} = 1,40$.

Für die kleinen Knotenbleche berechnet man die $c_{w_{r_0}}$ -Werte der beiden Träger in genau derselben Weise. Sie stimmen wie alle vorhergehenden mit den Meßergebnissen gut überein.

Damit ist die zu Beginn der Rechnung gemachte Annahme, daß in erster Näherung das Superpositions-gesetz gilt, bestätigt. Das vorgelegte Berechnungsverfahren gestattet infolgedessen, für ein ebenes Fachwerk ohne Knotenbleche, dessen Widerstand bekannt ist, vorauszusagen, welche Änderung sein Widerstand durch Knotenbleche erfährt.

Meist sind die Knotenbleche der Stahlbauten allerdings so klein, daß es kaum notwendig ist, die Änderung der Widerstandszahl durch die Knotenbleche besonders zu ermitteln. Die Existenz der Knotenbleche wirkt sich dann einfach in einer Vergrößerung von F_r und dadurch in einer entsprechenden Änderung von φ und W aus. Der begangene Fehler wirkt außerdem im Sinne erhöhter Sicherheit. In Abb. 21 sind die Meßergebnisse für die Brückenträgermodelle der Abb. 20 aufgenommen¹⁰⁾.

Modell ③.

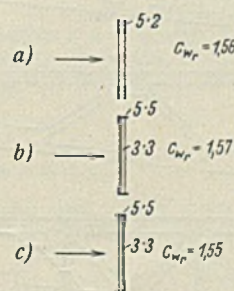
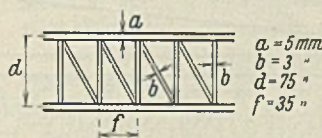
	F_r	F	$\varphi = F_r / F$
AVA III	442 [cm ²]	1250 [cm ²]	0,354
Genauere Werte	449 „	1226 „	0,366

Bei den Trägern ② bis ④ dieser Modelle handelt es sich um schematisierte Gitterträger mit Knotenblechen. Abb. 21 zeigt, daß die Meßergebnisse für diese Modelle sich in befriedigender Weise in die Schar der an anderen Modellen ohne Knotenbleche gefundenen Meßwerte einfügen.

IV. Versuche an quer angeströmten ($\alpha = 0^\circ$) ebenen Gitterträgern aus Profilstäben.

Alle bis hierher mitgeteilten Meßergebnisse wurden an Gitterträgern aus nicht-profilierten Stäben gewonnen. Daß die Profilierung der Stäbe wahrscheinlich nicht viel ausmacht, war schon im Anschluß an die Aerodynamik einzelner Profilstäbe ausgesprochen worden. Die Richtigkeit dieser Vermutung wird durch die folgenden Experimente unter Beweis gestellt:

1. Ein Parallelträger mit N-Fachwerk, der vorher bereits mit Rechteckstäben untersucht worden war (Abb. 8f, $\varphi = 0,280$), wurde mit gleicher Ansicht- und Umrißfläche aus gleichschenkligen Winkelprofilen neu hergestellt, und zwar so, daß die abgespreizten Schenkel der Winkelprofile sich alle nach einer Seite kehrten (Abb. 17). Indem man diesen Träger einmal gegen die Vorderseite, ein anderes Mal gegen die Rückseite anbläst, muß man an einem Modell das Verhalten zweier Fachwerke mit aerodynamisch verschieden wirksamen Stabprofilen untersuchen können. Die gemessenen c_{w_r} -Werte sind in Abb. 17 neben den Skizzen der untersuchten Modelle vermerkt. Die Übereinstimmung der Meßwerte ist gut. Daß das Modell Abb. 17c etwas kleineren Widerstand als das Modell Abb. 17b hat, mußte auf Grund der Widerstandszahlen einzelner Profilstäbe (vgl. Tafel 1) erwartet werden.



a Stäbe mit Rechteckprofil.
b u. c Stäbe aus Winkelprofilen.

Abb. 17. Vergleichende Messungen an einem ebenen Gitterträger. $\lambda = \infty$.

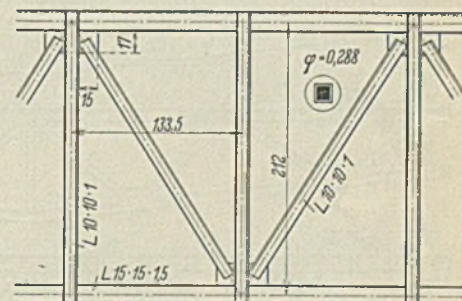


Abb. 18. Modell eines ebenen Gitterträgers aus Profilstäben. Das Modell wurde zwischen Seitenwänden, also für $\lambda = \infty$ untersucht. Das Meßergebnis ist mit den in der Modellskizze angegebenen Zeichen in Abb. 21 eingetragen.

2. Parallelträger mit N-Verband nach Abb. 18. Anblasung in Blickrichtung normal zur Zeichenebene der Abb. 18. Ergebnis:

$$\lambda = \infty \quad \varphi = 0,288 \quad c_{w_r} = 1,58.$$

¹⁰⁾ Herr Professor Rein, Breslau, war so freundlich, auf meine Bitte hin das Modell des Brückenträgers ③ noch einmal aufmessen zu lassen und mir die Zeichnung zur Verfügung zu stellen. Anhand dieser Zeichnung konnte festgestellt werden, daß die Flächen und der Volligkeitsgrad dieses Modells etwas andere Werte haben, als sie in AVA III angegeben sind. Infolgedessen ändert sich auch der c_{w_r} -Wert des Trägers.

3. Fachwerk eines Tragmastes (Modell in etwa 1/2 natürlicher Größe) nach Abb. 19. Anblasung in Blickrichtung normal zur Zeichenebene. Ergebnis:

$$\lambda = \infty \quad \varphi = 0,281 \quad c_{w_r} = 1,58.$$

4. Modell ⑤ eines Brückenträgers nach Abb. 20. Anblasung in Blickrichtung normal zur Zeichenebene. Ergebnis:

$$\lambda = l^2/F = 9,5 \quad \varphi = 0,458 \quad c_{w_r} = 1,47.$$

Die Meßergebnisse zu 2. bis 4. sind gleichfalls in Abb. 21 eingetragen. Sie ordnen sich in die Schar der Meßwerte ein, die früher an schematisierten Modellen gewonnen wurden. Für praktische Zwecke wird es daher genügen, die an schematisierten Modellen gewonnenen Meßwerte der Abb. 9 als allgemeingültig für quer angeströmte ebene Gitterträger zu betrachten.

V. Versuche an ebenen Gitterträgern bei Schräganblasung ($\alpha \geq 0^\circ$).

Mit dem eben ausgesprochenen Ergebnis ist die Aerodynamik des einzelnen ebenen Gitterträgers so weit geklärt, daß nur noch der Einfluß der Schräganblasung zu prüfen bleibt. Versuche hierüber liegen für drei der im Jahre 1921 untersuchten Brückenträgermodelle der Abb. 20 vor. Es handelt sich um den Vollwandträger ①, um den schematisierten Gitterträger ④ und um den Gitterträger ⑤ aus Profilstäben¹⁷⁾. Die Modelle wurden bei Schräganblasung von oben und von der Seite bei Anblaswinkeln $\alpha = 0^\circ$ bis $\alpha = 45^\circ$ untersucht. Die Meßergebnisse sind den Abb. 22 u. 23 zu entnehmen.

Das Ergebnis für den Vollwandträger ① bestätigt das früher an der Rechteckplatte (Abb. 6 u. 7) für $\lambda = 5$ gewonnene Ergebnis, obwohl der Brückenträger ① einen anderen Umriß und ein anderes Seitenverhältnis als die Rechteckplatte hat. Die Übereinstimmung ist vollkommen, sogar der Anstieg des c_n -Wertes oberhalb $\alpha = 30^\circ$ bei seitlicher Schräganblasung

¹⁷⁾ In AVA III sind die Profile des Trägers ⑤ nicht angegeben. Herr Dipl.-Ing. R. Langer, Göttingen, war so freundlich, sie auf meine Bitte am Modell aufzumessen.

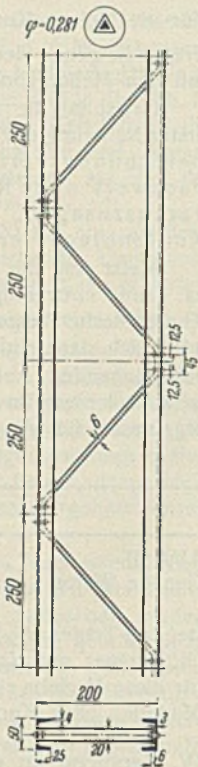


Abb. 19. Teilmodell eines Tragmastes, untersucht für $\lambda = \infty$. Das Meßergebnis ist in Abb. 21 eingetragen.

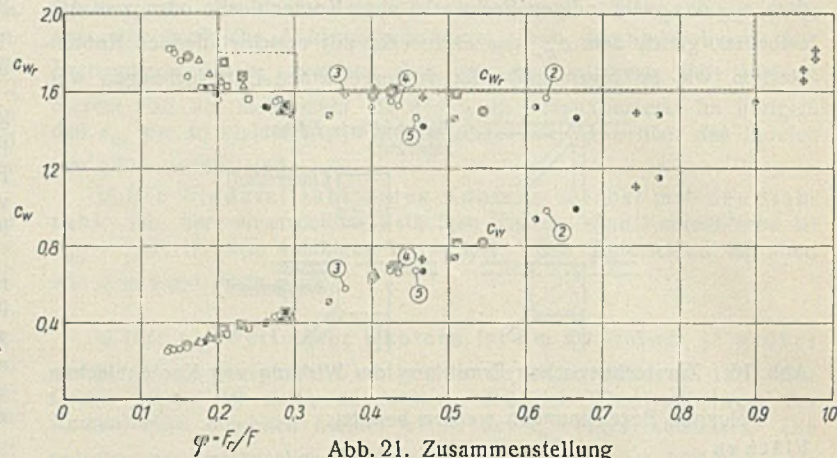


Abb. 21. Zusammenstellung der Meßergebnisse für quer angeströmte ebene Gitterträger.

wurde wieder beobachtet. Daß die Zahlwerte andere sind, hängt mit dem anderen Seitenverhältnis zusammen.

Die beiden Gitterträgermodelle ④ u. ⑤ zeigen den Wiederanstieg des c_n bei seitlicher Schräganblasung nicht. Für sie gilt daher, was früher bereits angedeutet wurde: daß die c_{n_r} -Werte von Gitterträgern bei kleinen Anblaswinkeln ($\alpha \rightarrow 0^\circ$) ihren Größtwert annehmen. Fügt man hinzu, daß auch (wie bei Vollwandträgern) die c_{l_r} -Werte durchweg vernachlässigbar klein sind, so erhält man die beiden Aussagen, die als erste in die nachstehenden Schlußfolgerungen aufgenommen worden sind.

VI. Schlußfolgerungen.

1. Die auf einzelne ebene Gitterträger ausgeübten Tangentialkräfte sind im allgemeinen vernachlässigbar klein.

2. Die Normalkraft erreicht ihren Maximalwert für gegebenen Gitterträger und gegebene Windgeschwindigkeit bei Queranströmung des Trägers ($\alpha = 0^\circ$) oder doch bei sehr kleinem Schräganblaswinkel. Es genügt, den bei Queranströmung gemessenen c_{n_r} -Wert als Größtwert zu betrachten und der Windkraftberechnung zugrunde zu legen. Dabei ist zu beachten, daß für $\alpha = 0^\circ$ $c_{n_r} = c_{w_r}$ ist. Wenn weiterhin kurz von c_{w_r} gesprochen wird, so ist damit stets der c_{w_r} -Wert für $\alpha = 0^\circ$ gemeint.

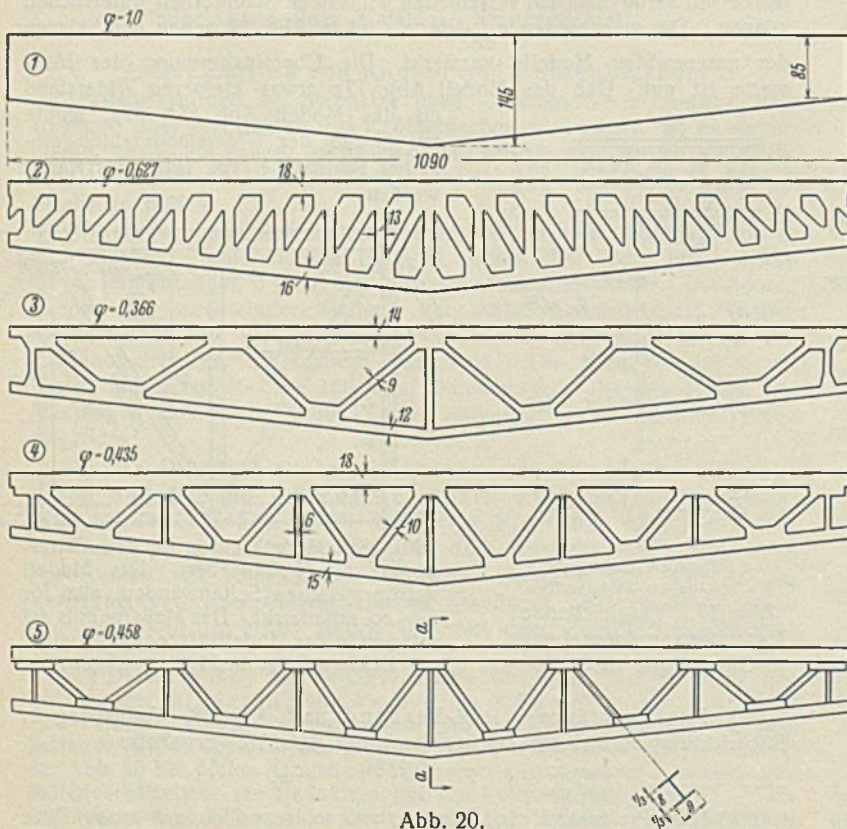


Abb. 20.

5 Brückenträgermodelle, die 1921 im Auftrage des Deutschen Eisenbauverbandes in der AVA Göttingen untersucht wurden. $\lambda = l^2/F = 9,5$. Die Meßergebnisse für Queranströmung ($\alpha = 0^\circ$) sind für die Modelle ② bis ⑤ der Abb. 21 zu entnehmen. Es sind die Meßpunkte, die durch die in Kreise gesetzten Zahlen ② bis ⑤ kenntlich gemacht sind.

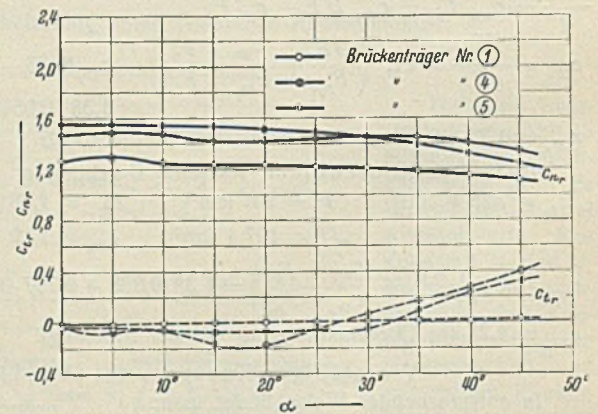


Abb. 22. Brückenträgermodelle bei Schräganblasung von oben. Es handelt sich um die Modelle ①, ④ und ⑤ der Abb. 20.

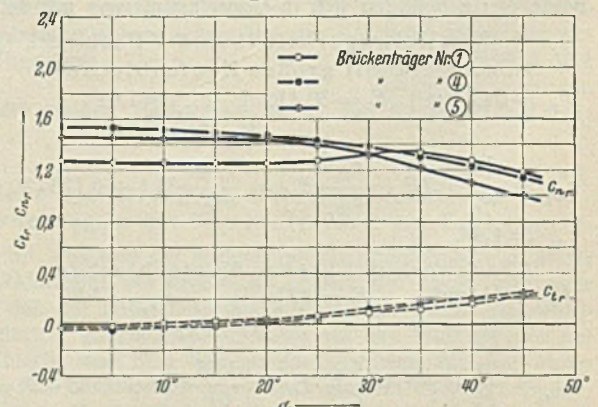


Abb. 23. Brückenträgermodelle bei seitlicher Schräganblasung. Modelle ①, ④ und ⑤ der Abb. 20.

3. c_{w_r} ist mit hinreichender Näherung unabhängig vom Fachwerktyp, von den Stabprofilen und für die in der Baupraxis gebräuchlichen Trägerformen auch unabhängig vom Trägerumriß. c_{w_r} ist praktisch allein abhängig vom Völligkeitsgrad φ :

$$(7) \quad c_{w_r} = c_{w_r}(\varphi).$$

4. Knotenbleche erniedrigen das c_{w_r} eines Gitterträgers. In welchem Maße, kann nach dem in Abschnitt III, 5 mitgeteilten Berechnungsverfahren ermittelt werden. Solange die Knotenbleche nicht sehr groß sind, was meist der Fall sein wird, ist es nicht notwendig, den Einfluß der Knotenbleche gesondert zu ermitteln. Der dadurch begangene Fehler wirkt im Sinne erhöhter Sicherheit. Als Ansichtsfläche F_r des Fachwerks ist dann die Ansichtsfläche des Fachwerks einschließlich der Knotenbleche zu betrachten.

5. Kennt man die Funktion $c_{w_r}(\varphi)$, so läßt sich für ein Fachwerk, das die Ansichtsfläche $F_r = \varphi F$ hat, die bei der Windgeschwindigkeit v auf den Träger ausgeübte Windkraft W aus

$$(8) \quad W = c_{w_r} \cdot \frac{1}{2} \rho v^2 F_r \text{ [kg]}$$

berechnen. W wirkt normal zur Gitterebene.

6. In welcher Weise c_{w_r} vom Völligkeitsgrad φ abhängt, ist der Abb. 21 zu entnehmen, in der die wichtigsten Meßergebnisse zusammengestellt sind. Wenn für ein auf Windkräfte zu berechnendes Fachwerk keine besonderen Meßergebnisse vorliegen, ist es geraten, als c_{w_r} einen Wert einzusetzen, der einer oberen Begrenzungskurve der Schar der gemessenen c_{w_r} -Werte angehört. Im Intervall $0,3 < \varphi < 0,9$ ist c_{w_r} praktisch unabhängig von φ , hier würde die Grenzkurve also eine Gerade sein, etwa die Parallele zur φ -Achse $c_{w_r} = 1,6 = \text{const.}$ Außerhalb dieses Bereiches müßte die Grenzkurve sowohl gegen $\varphi = 0$ wie gegen $\varphi = 1$ hin auf $c_{w_r} = 2$ ansteigen. Wählt man statt einer stetigen Kurve un stetig aneinandergefügte Parallelen zur φ -Achse, so erhält man etwa die in Abb. 21 punktiert eingezeichnete Grenze, der folgende φ - und c_{w_r} -Werte entsprechen:

φ	c_{w_r}
0 bis etwa 0,20	2,0
0,20 " " 0,30	1,8
0,30 " " 0,90	1,6
0,90 bis 1,0	2,0

7. Für praktische Zwecke kann man dieses Ergebnis noch weiter vereinfachen. Wir betrachten die c_{w_r} -Werte der Abb. 9 u. 21 als für ebene Gitterträger allgemein gültig, unabhängig vom Umriß und vom Seitenverhältnis der Träger. Wie früher gezeigt wurde, entspricht diese Annahme der Wirklichkeit nur näherungsweise. Die Näherung ist um so besser, je kleiner der Völligkeitsgrad des Fachwerks ist. Bei sehr großen Völligkeitsgraden, vor allem beim Völligkeitsgrad $\varphi = 1$, der praktisch eine Rolle spielt (Vollwandträger), machen sich Umriß und Seitenverhältnis des Trägers durchaus deutlich bemerkbar (Abb. 4). Die Widerstandszahl für eine quer angeströmte Rechteckplatte ist beim Seitenverhältnis $\lambda = \infty$ der Platte $c_{w_r} = 2,0$, beim Seitenverhältnis $\lambda = 1$ aber $c_{w_r} = 1,16$. Der Wert $c_{w_r} = 2,0$, der aus den Abb. 9 u. 21 für Träger großer Völligkeitsgrade entnommen wird, gilt also in diesem Bereich von Völligkeitsgraden nur für Träger sehr großer (streng: unendlicher) Spannweite. Die Spann-

weiten wirklicher Träger weichen meist so stark von der unendlichen Spannweite ab, daß es genügt, auch für Träger großer Völligkeitsgrade, insbesondere für Vollwandträger ($\varphi = 1$) mit $c_{w_r} = 1,6$ zu rechnen.

Eine entsprechende Vereinfachung im Gebiet kleiner Völligkeitsgrade derart, daß man nach Möglichkeit im ganzen Bereich $\varphi = 0$ bis $\varphi = 1$ die Windkraftzahl $c_{w_r} = 1,6 = \text{const}$ setzt, würde der Praxis erwünscht sein, kann aber vom Standpunkt der Aerodynamik nicht oder doch nur unter Vorbehalt vertreten werden. Dagegen wird kaum etwas dagegen einzuwenden sein, daß man den Gültigkeitsbereich der Windkraftzahl $c_{w_r} = 1,6$ noch bis herab auf $\varphi = 0,25$ ausdehnt und für $\varphi < 0,25$ mit $c_{w_r} = 1,8 = \text{const}$ rechnet, da sehr kleine Völligkeitsgrade ohnehin selten vorkommen. Man erhält dann folgende Vorschrift:

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

8. Setzt man zur Abkürzung $c_{w_r} \cdot \frac{1}{2} \rho v^2 = w$, so nimmt der Ausdruck für die Windkraft W die aus den heute geltenden Winddruckvorschriften bekannte Form

$$(9) \quad W = w F_r \text{ [kg]}$$

an. Mit $c_{w_r} = 1,6$ und $\rho = 1/8 \text{ [kg/s}^2 \text{ m}^3]$ ergibt sich

$$(10) \quad w = 0,1 v^2 \text{ [kg/m}^2 \text{]}^{18)}$$

wobei v in m/s einzusetzen ist. Infolgedessen nimmt für

v	30	35	40	45
bzw. v^2	900	1225	1600	2025

w die Werte $w = 90, 122,5, 160, 202,5 \text{ [kg/m}^2]$

an. Für $c_{w_r} = 1,8$ erhöhen sich diese w -Werte auf das $\frac{1,8}{1,6} = 1,25$ fache.

9. Alle hier mitgeteilten Untersuchungen und Schlüsse beziehen sich auf Fachwerke mit einheitlichem Völligkeitsgrad. Wo diese Bedingung nicht erfüllt ist, wie z. B. beim Bogenträger mit aufgehängter Fahrbahn, müssen — falls nicht die Ergebnisse besonderer Messungen vorliegen — die Windkräfte auf die einzelnen Bauglieder mit jeweils einheitlichem Völligkeitsgrad getrennt berechnet werden, beim Bogenträger mit aufgehängter Fahrbahn also getrennt für den Bogenträger, für das aus den Zugstangen gebildete Gitter (eine Art „Leiterfachwerk“) und gegebenenfalls für das Geländer.

10. Schließlich sei noch einmal darauf hingewiesen, daß die vorstehenden Ergebnisse zunächst nur für einzelne ebene Gitterträger gelten. Werden mehrere Gitterträger zu einem räumlichen Fachwerk vereinigt, so beeinflussen sie sich gegenseitig. Zum Glück zeigt sich, daß der dem Wind zugewandte Träger meist nahezu dieselbe Windkraft erfährt, wie wenn er allein vorhanden wäre. Die Untersuchung räumlicher Fachwerke wird daher im wesentlichen zu klären haben, wie stark die abschirmende Wirkung ist, die ein Gitterträger auf andere, hinter ihm liegende Träger ausübt. Darüber soll in dem angekündigten 2. Teil dieser Veröffentlichung berichtet werden.

¹⁸⁾ Diese einfache Gebrauchsformel ist bereits von Rein (Versuchsarbeiten des Deutschen Eisenbauverbandes. Vortrag München 1921, Bericht darüber im Bauing. 1921, S. 587) und von Buchegger (Windgeschwindigkeit und Winddruck, Bauing. 1922, S. 491) vorgeschlagen worden.

Verschiedenes.

Wiederverwendung von gebrauchten Stahlkonstruktionen. In den Kriegsjahren 1916/17 ließ die Köln-Röttweil A.-G. in Dünneburg, Bez. Hamburg, zum Zwecke der Munitionsherstellung eine Reihe kleiner Gebäude errichten. Die Eigenart des Betriebes erforderte fast nur eingeschossige Bauten, die in Stahlfachwerk ausgeführt wurden. Abb. 1 zeigt einen Querschnitt und die Giebelwand eines solchen Gebäudes. Im einzelnen dienten diese Gebäude als Pulver-Walzwerk, Schneidwerk, Ablage- und Motorenräume.

Durch den Versailler Vertrag mußten in den Jahren 1920/21 rd. 80 derartiger Bauten und einige andere Betriebsgebäude niedergelegt werden. Die Köln-Röttweil A.-G. hatte sich inzwischen auf die Herstellung von Vulkanfaser und Kunstlinoleum (Triolin) umgestellt. Für diese Zwecke brauchte man große Hallen. Es lag also der Gedanke nahe, die alten abgebrochenen Materialien nach Umbau erneut zu verwenden, zumal beim Abbruch schon für eine Wiederverwendung Sorge getragen wurde, z. B. blieben die einzelnen Wandfelder mit der $\frac{1}{2}$ Stein starken Ausmauerung im Fachwerkrahmen unbeschädigt.

Der Umbau wurde der Stahlbaufirma J. Gollnow & Sohn, Stettin, übertragen, die, um Transportkosten zu sparen, auf dem Abbruchgelände einen fliegenden Werkstatt- und Montagebetrieb einrichtete. Aus den alten Konstruktionsteilen entstand u. a. eine fünfschiffige Halle von 45 m

Breite und 156 m Länge, deren Querschnitt in Abb. 2 dargestellt ist. Die \square -Profile der Pfetten und Fachwerkwände der alten Gebäude wurden

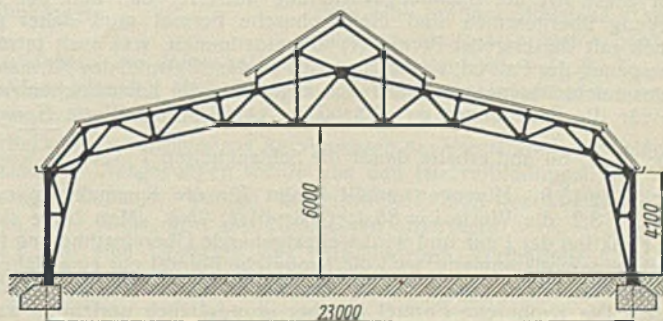


Abb. 3. Neue Halle von 23 m Stützweite.

zu Stützen und Binderkonstruktionen benutzt. Pfetten und die die Bimsbetonplatten tragenden Sprossen wurden, ihrem Zweck entsprechend, auf dem neuen Dach verwendet. Türen, Oberlichter und Fenster konnten eben-

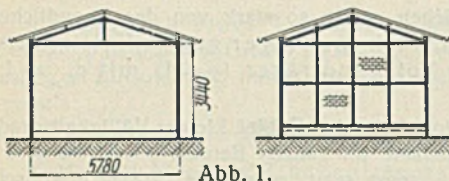


Abb. 1.
Querschnitt und Giebelwand
der alten Gebäude.

falls übernommen werden. Das Stahlgewicht dieser Halle betrug rd. 580 t.

Als zweites aus altem Werkstoff errichtetes Gebäude sei eine Halle von 23 m Binderstützweite und 58 m Länge erwähnt. Die Binder (Abb. 3) wurden ebenfalls an Ort und Stelle aus alten C-Profil-Beständen hergestellt.

Außer diesen zwei besonders charakteristischen großräumigen Hallen wurden aus dem Altmaterial noch mehrere kleinere Gebäude errichtet, so z. B. ein Trockenhaus, ein Lagerhaus für Fertigfabrikate, ein Preßraum, eine Eindampferlei, ein Zerkleinerungssaal, ein Mühlengebäude, ein Lokomotivschuppen, ein Laugenschuppen, sowie eine Bühne in einer schon bestehenden Halle und eine Reihe von Gittermasten für Hochspannungsfreileitungen. Die letzteren Bauwerke gestatteten eine Wiederverwendung von rd. 600 t Stahlkonstruktion. Im Durchschnitt wurde nur 10 bis 15 % Neumaterial benötigt.

Bei dieser Bauaufgabe ist es möglich gewesen, rd. 1200 t Stahl in wirtschaftlicher und nutzbringender Weise wieder zu verwerten. Dieses Beispiel zeigt wiederum¹⁾, welche große Bedeutung der hohen Anpassungsfähigkeit einer Bauweise zukommen kann.

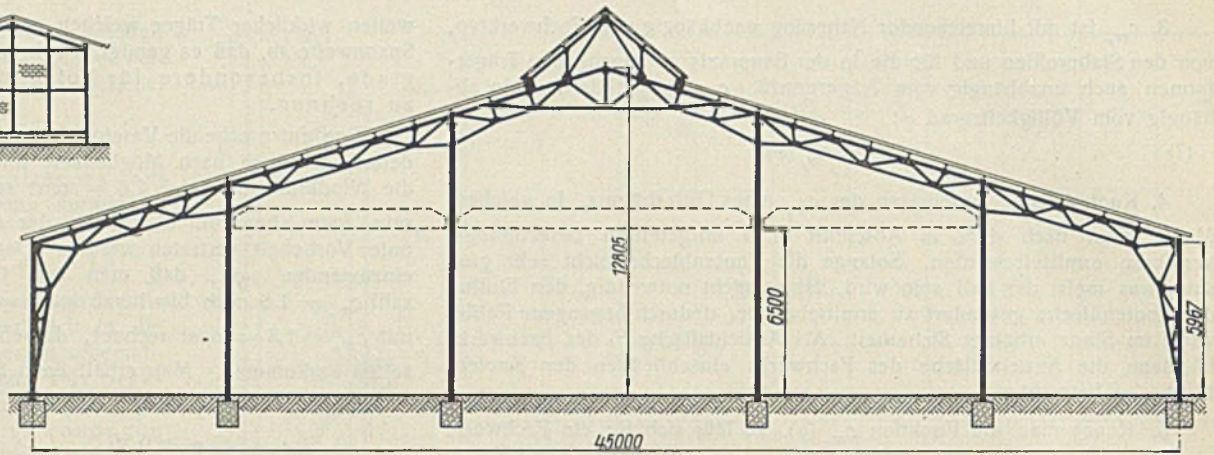


Abb. 2. Neue fünfschiffige Halle von 45 m Breite.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Bemerkungen zu dem Aufsatz „Knickspannungsgleichungen für den elastischen und unelastischen Bereich mit Hilfe der allgemeinen Knickgleichung“ von Dr.-Ing. K. Hoost (Stahlbau 1934, Heft 4).

Da die Auswertung der Krohnschen Knickformel (Bautechn. 1923) sehr umständlich ist, wird sie in dem vorliegenden Aufsatz für den praktischen Gebrauch auf eine einfachere Form gebracht. Bekanntlich hat als erster Engeßer eine strenge Theorie der Knickung im plastischen Bereich gegeben. Er hat zunächst 1889 in der Z. d. Ing.-u. Arch.-Ver. Hannover und im März 1895 in der Schweiz. Bauztg. die Knickformel aufgestellt

$$(1) \quad P_k = \frac{\pi^2 T J}{l^2}, \text{ wobei } T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}.$$

Der Modul T in dieser Formel bedeutet, daß die Biegespannungen im ausgebogenen Stab sowohl auf der Druckseite als auch auf der Zugseite der Arbeitslinie entnommen wurden. Auf eine Einwendung Jasinskys hin hat Engeßer bereits in der Schweiz. Bauztg. 1895 (Juni-Heft) die richtige Formel für beliebigen Querschnitt gegeben

$$(2) \quad T = E_1 \cdot \frac{J_1}{J} + E_2 \cdot \frac{J_2}{J}, \text{ wobei } E_1 = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \text{ und } E_2 = E,$$

also genau dieselbe Formel, die 1910 auch von Kármán gebracht wurde, wobei die Spannungsverteilung auf der Biegezugseite mit Hilfe der Entlastungsgeraden bestimmt wurde.

Krohn hat in der Bautechn. 1923 bei der Behandlung des exzentrischen Druckes durch Nullsetzung der Ausbiegung eine Knickformel erhalten, die beim Vergleich mit der Kármánschen Kurve für den von Kármán verwendeten Stahl im plastischen Bereich kleinere Knickspannungen ergibt als diese. Natürlich ist genau dasselbe auch bei der Hoostschen Formel der Fall. Der Widerspruch der Krohnschen Formel mit der Engeßer-Formel (2) ist sehr einfach zu erklären. Da Krohn vom exzentrischen Druck ausging, nahm er die Spannungsverteilung auf der Biegezug- und Druckseite nach der Arbeitslinie verlaufend an, wie dies bei größeren Hebelarmen streng richtig ist. Durch Nullsetzung der Ausbiegung wurde somit diese Art der Spannungsverteilung auch für den Fall der reinen Knickung übernommen und die Krohnsche Formel muß daher grundsätzlich mit der Engeßer-Formel (1) übereinstimmen, was auch tatsächlich genau genug der Fall ist, wovon man sich an dem Beispiel des Kármánschen Stahles leicht überzeugen kann. Ich entnehme der Kármánschen Arbeitslinie für die Spannungen $\sigma = 2,8; 3,0; 3,1; 3,24$ die Werte $E_1 = 1980;$

$1540; 1120; 60$ und erhalte damit die Schlankheiten $\lambda = \pi \sqrt{\frac{E_1}{\sigma}} = 83,6; 71,2; 59,7; 13,5$. Hingegen erhält Krohn für die Spannungen $\sigma = 2,7; 3,0; 3,1; 3,2$ die Werte $\lambda = 85,4; 68,6; 61,2; 25,8$. Man trage sich die σ als Funktion der λ auf und wird weitestgehende Übereinstimmung finden. Sie ist keine vollkommene, weil die Krohnsche Formel nur eine Näherungsformel ist und weil E_1 nur durch Messung aus einer Zeichnung erhalten wurde. Die Krohnsche Formel ist aber grundsätzlich unrichtig, weil bei sehr kleinen Hebelarmen a die Biegespannungen nicht mehr durchaus der

Arbeitslinie folgen, sondern auf der Biegezugseite zwischen den Spannungen der Arbeitslinie und jener der Entlastungsgeraden liegen. Mit abnehmendem Hebelarm nähern sie sich immer mehr jenen der Entlastungsgeraden, und im Grenzfalle $a = 0$ folgen sie ihr genau, wie dies bei der Engeßer-Formel 2 der Fall ist. Ich habe dieses Verhalten untersucht und in einem Aufsatz über exzentrischen Druck in der Z. d. OeIAV 1933, H. 11/12, kurz erläutert. Auch Prof. Chwalla in Brünn ist zu demselben Ergebnis gekommen. Die Formel (2) von Engeßer gibt also die strenge Lösung des reinen Knickproblems. Kármán hat für kleinste Schlankheiten Knickspannungen auch oberhalb der Stauchgrenze σ_F gefunden, die für die Praxis übrigens belanglos sind, die entsprechende Kurve aber nur mangelhaft gezeichnet. Bei richtiger Zeichnung ergibt sich die merkwürdige Tatsache, daß man für gewisse Schlankheiten drei verschiedene Knickspannungen oder, besser gesagt, kritische Spannungen erhält. Wie es sich damit verhält, wird mein Beitrag im Bericht der Pariser Brückenbautagung zeigen.

Für die Praxis ist es allerdings vollkommen gleichgültig, ob man die Formeln (1) oder (2), also auch die Krohnsche oder Hoostsche Formel benutzt, weil selbst für ein und dieselbe Stahlgattung der Verlauf der Arbeitslinie zwischen σ_P und σ_F sehr verschieden sein kann und weil vor allem σ_F sehr schwankend ist. Die Formel (2) von Engeßer und die Krohnsche Formel geben höchstens 5% Unterschied, hingegen kann z. B. bei St 37 für $\lambda = 80$ bei $\sigma_F = 2,2$ und weichem Verlauf der Arbeitslinie $\sigma_K = 2,1$ sein, während bei $\sigma_F = 2,7$ und hartem Verlauf der Arbeitslinie ($\sigma_P \sim \sigma_F$) die Knickspannung $\sigma_K = 2,65$ sein kann (siehe auch Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes). Der Unterschied erreicht hier 26% der niedrigeren Spannung und das bei genauest durchgeführten Versuchen! Daraus folgt, daß man für die Praxis überhaupt keine Formel braucht. Es genügt die Kenntnis der aus der Engeßerschen Theorie geschöpften Tatsache, in der der hohe Wert dieser Theorie liegt, daß die Linie der Knickspannungen im plastischen Bereich eine Kurve ist, die die Eulerkurve in σ_P berührend verläßt und bei $\lambda = 0$ in die Horizontale σ_F übergeht. Diese Kurve kann man ohne jede Rechnung zeichnen. Will man sicher gehen, wird man sie möglichst flach halten. Ich habe in dem Bericht über die Pariser Brückenbautagung hierfür einen Ellipsenbogen vorgeschlagen, der besonders einfach zu zeichnen ist. Exzentrische Wirkungen müssen besonders behandelt werden, und zwar auch im elastischen Bereich, da sie in der Nähe von σ_P fast ebenso groß sind wie im plastischen Bereich.

Wien, am 23. Feber 1934.

Hartmann.

Zu den Bemerkungen des Herrn Professor Hartmann gebe ich folgende Stellungnahme:

Die Krohnsche Formel ist, wie auch Hartmann angibt, eine Näherungsformel, die in dem Bereich der praktischen Anwendung Werte ergibt, die mit der Kármánschen Arbeitslinie weitestgehend übereinstimmen. Bei einem geringen Verhältnis $\lambda = \frac{l}{i}$, d. h. bei gedungenen Stäben, trifft die Krohnsche Formel nicht zu. Dieses hat auch Krohn in seiner Abhandlung „Knickfestigkeit“ (Berlin 1923, Wilh. Ernst & Sohn) in Abs. 7 auf S. 43 bis 51 dargelegt.

Da solche Stäbe aber im Bauwesen nur sehr selten zur Anwendung kommen, so ist die Krohnsche Berechnungsmethode bis zu dieser Grenze sehr gut zu verwenden. Auch die in diesem Bereich auftretenden kritischen Spannungen sind bei Krohn ebenfalls erwähnt und als Gleichgewichtszustände bezeichnet.

Dr.-Ing. Hoost.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. (Schluß.) — Verschiedenes: Wiederverwendung von gebrauchten Stahlkonstruktionen. — Zuschrift an die Schriftleitung.

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.

¹⁾ Stahlbau 1929, Heft 24: Obering. Schwarz, Bemerkenswerte Wiederverwendung von alten Brückenkonstruktionen. — Stahlbau 1933, Heft 2: Dr.-Ing. G. Abisch, Umbau einer Förderbrücke zu einer Brikettlagerhalle usw.