

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
Fernsprecher: C I 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, 27. April 1934

Heft 9

## Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

### 1. Teil: Einzelne ebene Gitterträger.

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

Alle Rechte vorbehalten.

#### I. Vorbemerkungen.

##### 1. Einleitung.

Nachdem in der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen bereits in den Jahren 1921 und 1922 im Auftrage des Deutschen Stahlbauverbandes Berlin einige Modellversuche über die Windkräfte auf Profilstäbe und Brückenträger ausgeführt worden waren<sup>1)</sup>, konnten in der gleichen Anstalt im Jahre 1928 dank der Unterstützung durch eine Reihe von Behörden und industriellen Verbänden systematische Versuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte in Angriff genommen werden. Ziel der Untersuchungen war, eine breite und zuverlässige experimentelle Grundlage für die Winddruckberechnung von Gitterfachwerken zu schaffen. Begonnen wurde mit Modellversuchen im Windkanal, und zwar mit der Durchführung eines ersten Teilprogramms, dessen Gegenstand Versuche an einzelnen ebenen Gitterträgern und an Gittermasten bildeten. Da die finanzielle Beihilfe der interessierten Behörden und Verbände erneuert wurde, konnten die 1928 begonnenen Windkanalversuche in den folgenden Jahren weitergeführt werden. Vor kurzem sind sie, nachdem dem ersten Teilprogramm ein zweites und drittes gefolgt ist (Fortsetzung der Versuche des ersten Teilprogramms, Versuche an zwei und mehr hintereinanderliegenden Gitterträgern, Klärung von Einzelfragen), zu einem gewissen Abschluß gelangt<sup>2)</sup>. Die Versuche haben in einer für bautechnische Zwecke im wesentlichen ausreichenden Weise Klarheit geschaffen über das aerodynamische Verhalten ebener Gitterträger und einfacher, aus ebenen Gitterträgern zusammengesetzter räumlicher Gitterfachwerke (Brückenüberbauten, Gittermaste, Funktürme) in einem Windstrom bekannter Eigenschaften. Trotz der Vielgestaltigkeit der Bauwerksklasse, mit der man es bei Gitterfachwerken zu tun hat, ist es gelungen, ihr aerodynamisches Verhalten in einfacher Form auszudrücken; im besonderen gelang die Zurückführung der Windbelastung eines räumlichen, aus ebenen Gitterträgern zusammengesetzten Gitterfachwerks auf die Windbelastung des einzelnen ebenen Gitterträgers.

Mit diesen Ergebnissen liegt im großen und ganzen das vor, was die Aerodynamik durch Laboratoriumsversuche zur Beantwortung der Frage nach der Windbelastung von Gitterfachwerken beizusteuern vermag.

<sup>1)</sup> Vgl. W. Rein, Versuchsarbeiten des Deutschen Eisenbauverbandes, Vortrag München 1921, Bericht darüber im Bauing. 1921, S. 587. Vgl. ferner in der III. Lieferung der Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen (München und Berlin 1927) die beiden Berichte über die oben genannten Versuche: Betz und Langer, Messungen von Brückenträgern (S. 146); Nagel und Langer, Messungen von Profilträgern (S. 151).

<sup>2)</sup> An der finanziellen Unterstützung der Versuche haben sich außer der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen folgende Behörden und Verbände beteiligt: Preußisches Ministerium für Volkswohlfahrt, Reichspostministerium, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Deutscher Stahlbauverband, Deutscher Kran- und Fördermittelverband, Verband Deutscher Elektrotechniker. Ihnen allen sei auch an dieser Stelle gedankt. Das Forschungsprogramm wurde im Einvernehmen mit den genannten Behörden und Verbänden vom Verfasser aufgestellt, und zwar unter Benutzung eines älteren Programms von Prof. Dr. A. Betz, dem Leiter der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen. Die Leitung der Versuche lag in den Händen des Verfassers. Um die Durchführung des dritten Teilprogramms hat sich nach der Übersiedlung des Verfassers von Göttingen nach Hannover Herr Dr. Winter, Göttingen, in dankenswerter Weise verdient gemacht. Über einen Teil der Versuchsergebnisse ist bereits früher ein vorläufiger kurzer Bericht veröffentlicht in O. Flachsbar, Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke. Verhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Bd. 1, S. 153. Zürich 1932.

Das Problem ist damit nicht vollständig gelöst. Windkanalversuche geben nur Auskunft über die Belastung, die ein Gitterfachwerk in einem Windstrom bekannter Eigenschaften erfährt. Welche Eigenschaften hat der Wind draußen im Freien? Wir wissen darüber manches, aber nicht genug. Was daher noch aussteht — zum Teil allerdings schon in Angriff genommen ist —, sind Untersuchungen über die Eigenschaften des Windes im Freien (größte Windstärken, Bögigkeit, Verteilung der Windgeschwindigkeit über dem Erdboden bei Sturm), über den Einfluß der Bögigkeit auf die Windbelastung und endlich Kontrollmessungen an ausgeführten Gitterbauwerken. Erst wenn die Ergebnisse dieser Untersuchungen vorliegen, wird man über die Windbelastung von Gitterfachwerken volle Klarheit haben. Bis dahin muß man sich mit den bereits vorhandenen aerologischen Meßergebnissen begnügen und mit diesen Unterlagen die durch die Modellversuche gewonnenen Einblicke in das aerodynamische Verhalten von Gitterfachwerken der Praxis nutzbar machen.

Anlaß zu der vorliegenden Veröffentlichung und einer in Kürze folgenden, die sich mit der Aerodynamik räumlicher Gitterfachwerke beschäftigen wird, bot der Abschluß der systematischen Windkanalversuche. Aufgabe der beiden Aufsätze ist es, über den erreichten Stand der Forschung zu berichten und damit eine der für die Neufassung der Winddruckvorschriften erforderlichen Unterlagen zu geben. Zu diesem Zweck werden außer den Ergebnissen der 1928 begonnenen systematischen Modellversuche, soweit erforderlich, auch die außerhalb dieser Versuche gewonnenen Ergebnisse herangezogen.

Mit einer einzigen Ausnahme (Abb. 5) sind alle Messungen, über deren Ergebnisse hier berichtet wird, in den Windkanälen der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen vorgenommen worden. Einzelheiten der Versuchstechnik werden im allgemeinen nicht erörtert; die benutzten Meßmethoden sind geläufige Verfahren der experimentellen Aerodynamik, über die man in den neueren Lehr- und Handbüchern das Notwendige nachlesen kann.

Der Verfasser hat sich bemüht, die Darstellung so zu halten, daß sie auch jemandem verständlich ist, dem die Grundlagen der Aerodynamik nicht geläufig sind. Um den Text nicht allzusehr zu überlasten, mußten die Auseinandersetzungen über elementare Dinge allerdings kurz gehalten werden. Für eine eingehendere Beschäftigung mit ihnen wird gleichfalls auf die neueren Lehr- und Handbücher verwiesen<sup>3)</sup>.

#### 2. Bezeichnungen.

##### Windgeschwindigkeit

$v$  [m/s] ungestörte Windgeschwindigkeit, praktisch gleichbedeutend mit der Windgeschwindigkeit weit vor dem Bauwerk.

##### Windrichtung

$\alpha$  Winkel zwischen der Windrichtung und der Normalen zur Gitterebene. Der Kürze halber wird im Text die Anströmung

$\alpha = 0^\circ$  als Queranströmung,

$\alpha \geq 0^\circ$  als Schräganströmung

bezeichnet.

##### Physikalische Eigenschaften der Luft

$\rho$  [kg s<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>] Dichte = Masse der Raumeinheit. Für normale Verhältnisse ist  $\rho = \text{rd. } \frac{1}{8}$  [kg s<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>];

$\mu$  [kg s/m<sup>2</sup>] Zähigkeit;

<sup>3)</sup> Der II. Band des Lehrbuchs der angewandten Hydrodynamik von W. Kaufmann (Berlin 1934) enthält in dem Beitrag des Verfassers „Die Belastung von Bauwerken durch Windkräfte“ eine Einführung in den Gegenstand.



$\nu = \frac{\mu}{\rho}$  [m<sup>2</sup>/s] sog. „kinematische Zähigkeit“. Wählt man als Längeneinheit nicht [m] sondern [cm], so gilt für normale Verhältnisse der leicht zu merkende Wert  $\nu = \text{rd. } 1/7$  [cm<sup>2</sup>/s].

Geometrische Eigenschaften des ebenen Gitterfachwerks

$F$  [m<sup>2</sup>] Umrißfläche;  
 $F_r$  [m<sup>2</sup>] Ansichtsfläche (normal zur Fachwerkebene gesehen) = Summe der Ansichtsflächen aller Stäbe und Knoten. Sie entsteht als „Restfläche“, wenn man sich aus der Umrißfläche  $F$  alle nicht mit Stäben und Knoten ausgefüllten Flächenstücke entfernt denkt; daher der Zeiger  $r$ ;  
 $\varphi = F_r/F$  Völligkeitsgrad. Maß für die Dichte des Gitters ( $\varphi \leq 1$ ). Je größer  $\varphi$ , desto dichter das Gitter. Ein Vollwandträger hat den Völligkeitsgrad  $\varphi = 1$ .

Winddrücke

$p$  [kg/m<sup>2</sup>] statischer Druck an irgendeiner Stelle des Windstroms, im besonderen auf der Oberfläche des vom Winde umströmten Bauwerks;  
 $q = 1/2 \rho v^2$  [kg/m<sup>2</sup>] Staudruck der ungestörten Windgeschwindigkeit, gleichbedeutend mit kinetischer Energie je Raumeinheit im ungestörten Luftstrom.

Windkräfte (Abb. 1)

$P$  [kg] auf das Fachwerk ausgeübte resultierende Windkraft;  
 $W$  [kg] Komponente von  $P$  in Richtung von  $v$ , „Widerstand“;  
 $A$  [kg] Komponente von  $P$  normal zur Richtung von  $v$ , „Auftrieb“ oder „Quertrieb“;  
 $N$  [kg] Komponente von  $P$  normal zur Fachwerkebene, „Normalkraft“;  
 $T$  [kg] Komponente von  $P$  tangential zur Fachwerkebene, „Tangentialkraft“.

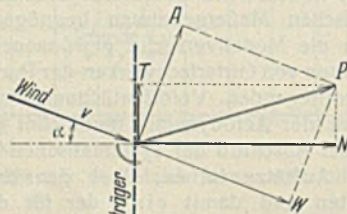


Abb. 1.  
Bezeichnung der Windkräfte.

Zwischen den Windkräften bestehen folgende aus Abb. 1 abzulesende Beziehungen:

- (1)  $P^2 = A^2 + W^2$
- (2)  $P^2 = N^2 + T^2$
- (3)  $N = A \cdot \sin \alpha + W \cdot \cos \alpha$
- (4)  $T = A \cdot \cos \alpha - W \cdot \sin \alpha$

Für  $\alpha = 0^\circ$ , Windrichtung normal zur Fachwerkebene, wird  $W \equiv N$ ,  $A \equiv T$ .

Dimensionslose Windkraftbeiwerte, kurz „Windkraftzahlen“.

Für die resultierende Windkraft, je nachdem ob man als „Bezugsfläche“  $F$  oder  $F_r$  benutzt,

$$c_p = P/qF \quad \text{bzw.} \quad c_{p_r} = P/qF_r;$$

entsprechend für die Komponenten

$$\begin{aligned} c_w &= W/qF & \text{bzw.} & \quad c_{w_r} = W/qF_r \\ c_a &= A/qF & \quad \cdot & \quad c_{a_r} = A/qF_r \\ c_n &= N/qF & \quad \cdot & \quad c_{n_r} = N/qF_r \\ c_t &= T/qF & \quad \cdot & \quad c_{t_r} = T/qF_r \end{aligned}$$

Zwischen den Windkraftzahlen gelten die Beziehungen, die man erhält, wenn man in Gl. (1) bis (4) die Kräfte durch die zugehörigen Windkraftzahlen ersetzt:  $c_p^2 = c_a^2 + c_w^2$  oder  $c_{p_r}^2 = c_{a_r}^2 + c_{w_r}^2$  usw.

Für  $\alpha = 0^\circ$ , Windrichtung normal zur Fachwerkebene, wird  $c_w \equiv c_n$ ,  $c_{w_r} \equiv c_{n_r}$ ,  $c_a \equiv c_t$ ,  $c_{a_r} \equiv c_{t_r}$ .

Die außerdem vorkommenden Bezeichnungen werden an den betreffenden Stellen im Text oder in den Abbildungen erklärt. Nur eine gelegentlich benutzte Abkürzung für Literaturangaben sei noch erwähnt. Es bedeutet:

- AVA I I. Lieferung der Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt Göttingen (München und Berlin 1921, 2. Aufl. 1923);
- AVA II desgl. II. Lieferung (1923);
- AVA III desgl. III. Lieferung (1927);
- AVA IV desgl. IV. Lieferung (1932).

II. Aerodynamik des Vollwandträgers und des einzelnen Stabes. Modellregel.

Es empfiehlt sich, der Aerodynamik der Gitter die Aerodynamik des Vollwandträgers und des einzelnen Stabes voranzustellen. Sie müßte in jedem Fall erörtert werden. Indem wir sie vorausnehmen, machen wir von dem Vorteil Gebrauch, daß sich am Vollwandträger und am einzelnen Stab die auch für Gitter gültigen grundlegenden aerodynamischen Tatsachen am einfachsten auseinandersetzen lassen. Allen nachfolgenden Betrachtungen liegt, soweit nicht ausdrücklich anderes bemerkt ist, die Voraussetzung eines örtlich und zeitlich gleichförmigen (oder doch sehr angenähert gleichförmigen) Windstromes zugrunde.

1. Die ebene rechteckige Platte als Modell eines unverteiften Vollwandträgers oder eines Flacheisenstabes.

Gegeben sei eine ebene rechteckige Platte von der Länge  $l$ , der Höhe  $h$  und der sehr geringen Dicke  $\delta$ . Die Ansichtsfläche der Platte hat dann das „Seitenverhältnis“  $\lambda = l/h$ . Ihr Völligkeitsgrad ist  $\varphi = F_r/F = 1$ , da Ansichtsfläche  $F_r$  und Umrißfläche  $F$  in diesem Falle identisch sind. Hält man eine derartige Platte, die man als Modell eines unverteiften Vollwandträgers (Blechträgers,  $\varphi = 1$ ) oder eines Flacheisenstabes betrachten kann, so in einen gleichförmigen Windstrom, daß der Wind normal zur Plattenebene bläst ( $\alpha = 0^\circ$ , Abb. 1), so erfährt die Platte aus Symmetriegründen lediglich eine Windkraft  $W$  (oder, was für  $\alpha = 0^\circ$  gleichbedeutend ist, eine Normalkraft  $N$ , oder auch eine resultierende Kraft  $P$ ) in Richtung des Luftstromes; der Quertrieb  $A$  (die Tangentialkraft  $T$ ) ist Null:

$$W \equiv N \equiv P \neq 0 \quad A \equiv T = 0,$$

also ist auch

$$c_w \equiv c_n \equiv c_p \neq 0 \quad c_a \equiv c_t = 0.$$

Nun interessieren drei Fragen:

- a) Wie hängt die Windkraft bzw. die Windkraftzahl der quer angeströmten ebenen Rechteckplatte bei gegebenem Seitenverhältnis  $\lambda$  von der Windgeschwindigkeit  $v$ , von den absoluten Abmessungen  $h$  und  $l$ , von der Oberflächenrauigkeit der Platte, von der Dichte, der Zähigkeit und der Turbulenz der Luft ab? Da wir Windgeschwindigkeit  $v$  und eine lineare Bauwerksabmessung (etwa die Plattenhöhe  $h$ ) gemeinsam mit der Dichte  $\rho$  und der Zähigkeit  $\mu$  der Luft zu der als Reynoldssche Zahl bekannten dimensionslosen Größe

$$(5) \quad R = \frac{v h \rho}{\mu} = \frac{v h}{\nu}$$

zusammenfassen können, läßt sich diese Frage kürzer so aussprechen: Wie hängt die Windkraftzahl der Platte von der Reynoldsschen Zahl  $R$  der Platte, von ihrer Oberflächenrauigkeit und von der Windturbulenz ab?

- b) Wie ändert sich unter sonst gleichen Umständen die Windkraftzahl mit dem Seitenverhältnis  $\lambda$  der Platte?

- c) Wie ändern sich die Verhältnisse bei Schräganblasung?

Die erste dieser beiden Fragen ist offenbar gleichbedeutend mit der Frage nach der Übertragbarkeit der Modellmessungen. Die drei Fragen lassen sich auf Grund von Experimenten wie folgt beantworten.

Zu a) In Abb. 2 sind für quer angeströmte Platten mit technisch glatter Oberfläche gemessene  $c_w$ -Werte über  $R$  aufgetragen. Schreitet man auf der  $R$ -Achse in Richtung wachsender  $R$ -Werte fort, so bedeutet das für  $\nu = \text{const}$  (d. h. für Luft gleicher oder gleichbleibender kinematischer Zähigkeit) entweder zunehmende Windgeschwindigkeit  $v$  bei gleicher Plattenhöhe  $h$  oder Vergrößerung der Plattenhöhe  $h$  bei gleichbleibender Windgeschwindigkeit  $v$  oder aber gleichzeitige Zunahme von  $v$  und  $h$ ; und für  $\nu \neq \text{const}$  außer der Änderung von  $\nu$  entweder Änderung von  $h$  und  $v$  oder Änderung nur einer, oder Änderung keiner dieser beiden Größen. Diese Möglichkeiten sind, wie in der Strömungsmechanik gezeigt wird, dynamisch gleichwertig; nur aus diesem Grunde lassen sie sich durch die Änderung einer einzigen dimensionslosen Größe, eben der Reynoldsschen Zahl  $R$ , ausdrücken. Die ebenen Platten, für welche die Widerstandskurve der Abb. 2 gilt, sind ebene Rechteckplatten vom Seitenverhältnis  $\lambda = l/h = \infty$ , also unendlich lange Platten. Bei derartigen Platten sind die Strömungsvorgänge in allen normal zur Plattenoberfläche gelegten Ebenen kongruent, so daß sich der ganze Strömungsvorgang eindeutig durch die Strömung in einer dieser Ebenen beschreiben läßt. Aus diesem Grunde spricht man für den Fall  $\lambda = \infty$  wohl auch von dem Fall der ebenen oder zweidimensionalen Strömung. Wie sich dieser Fall experi-



mentell verwirklichen läßt, wird bei der Beantwortung der Frage b) kurz berührt werden.

Man ersieht aus Abb. 2, daß die Windkraftzahl (hier die Widerstandszahl  $c_w = \frac{W}{q h \cdot 1''}$ , wenn mit  $W$  der Widerstand der Platte je Längeneinheit bezeichnet wird) zwar grundsätzlich abhängig von  $R$  ist, wie es das allgemeine Ähnlichkeitsgesetz der Hydrodynamik voraussagt, daß aber oberhalb einer bestimmten  $R$ -Zahl — etwa oberhalb  $R = 5 \cdot 10^3$  —  $c_w = \text{const}$ , d. h.  $c_w$  unabhängig von  $R$  ist<sup>4)</sup>.

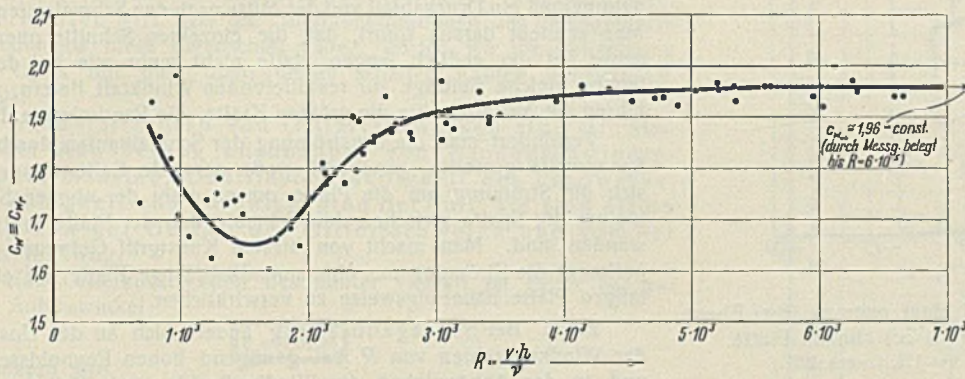


Abb. 2. Widerstandszahl  $c_w$  der quer angeströmten ( $\alpha = 0^\circ$ ) ebenen Rechteckplatte in Abhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl  $R$ . Seitenverhältnis  $\lambda = \text{Spannweite} l : \text{Plattenhöhe} h = \infty$ , d. h. ebene Strömung. Da bei der vollwandigen Platte  $F \equiv F_r$ , ist auch  $c_w = c_{w_r}$ .

Dieses Ergebnis ist praktisch von größter Bedeutung. Es gilt sinngemäß für jede Rechteckplatte, nur ändert sich [vgl. „zu b)“ und Abb. 3] mit dem Seitenverhältnis  $\lambda$  der Zahlwert  $c_w$ .

Nun läßt sich weiter zeigen, daß in dem Gebiet, in dem  $c_w$  unabhängig von  $R$  ist, weder die Rauigkeit der Plattenoberfläche noch der Turbulenzgrad des Windes die auf die Platte ausgeübte Windkraft nennenswert beeinflusst. Für  $R > 5 \cdot 10^3$  liefert daher eine Messung an einem quer angeströmten Plattenmodell von gegebenem

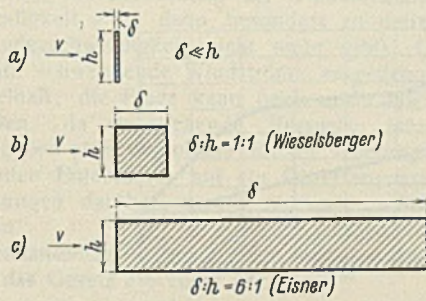


Abb. 3.

Querschnitte dreier Platten mit verschiedenem Kantenverhältnis  $\delta : h$ .

Seitenverhältnis, aber beliebiger Größe bei im übrigen beliebiger Windgeschwindigkeit Auskunft sowohl über die Windkraft auf dieselbe Platte bei einer anderen Windgeschwindigkeit wie über die Windkraft auf irgendeine andere geometrisch ähnliche Platte bei beliebiger Windgeschwindigkeit, aber gleichem Anblaswinkel. Man hat nur aus der am untersuchten Modell I (Fläche  $F_1$ ) bei einer Windgeschwindigkeit  $v_1$  gemessenen Windkraft  $W_1$  die Windkraftzahl  $c_w$  vermöge

$$c_w = \frac{W_1}{\frac{1}{2} \rho v_1^2 F_1}$$

zu errechnen und schließt dann auf die Windkraft  $W_1'$  der gleichen Platte bei der Windgeschwindigkeit  $v_1'$  aus

$$W_1' = c_w \cdot \frac{1}{2} \rho v_1'^2 F_1 \text{ [kg]}$$

oder auf die Windkraft  $W_{II}$  einer geometrisch ähnlichen Platte II (Fläche  $F_{II}$ ) bei der Windgeschwindigkeit  $v_{II}$  aus

$$W_{II} = c_w \cdot \frac{1}{2} \rho v_{II}^2 F_{II} \text{ [kg].}$$

Beispiel: Ebene Rechteckplatte,  $\lambda = \infty$ ,  $\alpha = 0^\circ$ . Im Experiment sei eine Platte I von der Höhe  $h_1 = 0,20$  [m] bei  $v_1 = 20$  [m/s] untersucht. Gemessen wurde je Längeneinheit [m] der Platte eine Windkraft  $W_1 = 9,8$  [kg]. Die Windkraftzahl ergibt sich daraus zu

$$c_w = \frac{W_1}{\frac{1}{2} \rho v_1^2 h_1 \cdot 1''} = 1,96.$$

<sup>4)</sup> In dem in Abb. 2 gezeichneten  $R$ -Bereich streuen die Meßpunkte ziemlich stark, da die zu messenden Kräfte wegen der kleinen  $R$ -Zahlen (kleine Plattenabmessungen, kleine Windgeschwindigkeiten) sehr klein waren. Um den Verlauf der  $c_w$ -Kurve einigermaßen sicher zu stellen, wurden deshalb zahlreiche Messungen gemacht. Eine ausführliche Veröffentlichung über diese Messungen erscheint demnächst an anderer Stelle — Im Bereich der größeren  $R$ -Zahlen (Größenordnung  $10^4$  bis  $10^5$ ) konnte der  $c_w$ -Wert ( $c_w = 1,96$ ) auf etwa  $\pm 1\%$  gemessen werden. Vgl. O. Flachsbart, Messungen an ebenen und gewölbten Platten, AVA IV, S. 99.

Für die Windkraft  $W_1'$  auf die Platte I bei der größeren Geschwindigkeit  $v_1' = 40$  [m/s] folgt daher mit  $c_w = \text{const} = 1,96$

$$W_1' = c_w \cdot \frac{1}{2} \rho v_1'^2 h_1 \cdot 1'' = \left(\frac{v_1'}{v_1}\right)^2 W_1 = 39,2 \text{ [kg].}$$

In entsprechender Weise errechnet sich die Windkraft  $W_{II}$  auf die Längeneinheit einer geometrisch ähnlichen Platte II von der Höhe  $h_{II} = 1,0$  [m] bei einer Windgeschwindigkeit  $v_{II} = 40$  [m/s] zu

$$W_{II} = c_w \cdot \frac{1}{2} \rho v_{II}^2 h_{II} \cdot 1'' = 1,96 \cdot \frac{1}{16} \cdot 40^2 \cdot 1,0 \cdot 1'' = 196 \text{ [kg].}$$

Kontrolle der Reynoldsschen Zahlen:

$$R_1 = \frac{v_1 h_1}{\nu} = \frac{2000 \cdot 20}{1,7} = 2,8 \cdot 10^5$$

$$R_1' = \frac{v_1' h_1}{\nu} = \frac{4000 \cdot 20}{1,7} = 5,6 \cdot 10^5$$

$$R_{II} = \frac{v_{II} h_{II}}{\nu} = \frac{4000 \cdot 100}{1,7} = 2,8 \cdot 10^6.$$

Die Bedingung  $R > 5 \cdot 10^3$  ist also in allen drei Fällen erfüllt, die Annahme  $c_w = \text{const}$  daher berechtigt. (Man beachte, daß bei der Berechnung der Reynoldsschen Zahlen die Längen in [cm] eingesetzt werden müssen, wenn man die kinematische Zähigkeit  $\nu$  mit der Dimension [cm<sup>2</sup>/s] einführt.)

Die Unabhängigkeit des  $c_w$ -Wertes von  $R$  bei hinreichend großen Reynoldsschen Zahlen und angenähert auch der Zahlwert  $c_w = \text{rd. } 2,0$  bleiben erhalten, wenn die Dicke  $\delta$  der Platte nicht mehr sehr klein ist. Für ein quer angeströmtes quadratisches Prisma ( $\delta : h = 1 : 1$ , Abb. 3 b) in ebener Strömung ( $\lambda = \infty$ ) fand Wieselsberger noch den vom Widerstandsbeiwert der dünnen Platte wenig abweichenden Wert  $c_w = 2,03$ <sup>5)</sup>. Für ein Prisma mit rechteckigem Querschnitt vom Kantenverhältnis  $\delta : h = 6 : 1$  und  $\lambda = \infty$  (Abb. 3 c) hat Eisner<sup>6)</sup> dagegen bei Anströmung quer zur Schmalfläche ( $h$ ) bereits den ganz erheblich geringeren Wert  $c_w = \text{rd. } 0,9$  gemessen. Eine wesentliche Abhängigkeit des  $c_w$  von  $R$ , wie man sie für den letztgenannten Fall vielleicht auf Grund der Beobachtungen an längs angeströmten langen glatten Platten erwarten möchte, konnte — jedenfalls oberhalb  $R = \text{rd. } 1,0 \cdot 10^4$  — nicht festgestellt werden. Die Verringerung des  $c_w$ -Wertes für Stäbe großer Tiefe ( $\delta$ ) hängt, nebenbei bemerkt, damit zusammen, daß sich bei ihnen die Strömung an den Seitenflächen nach einer anfänglichen Ablösung wieder anlegt.

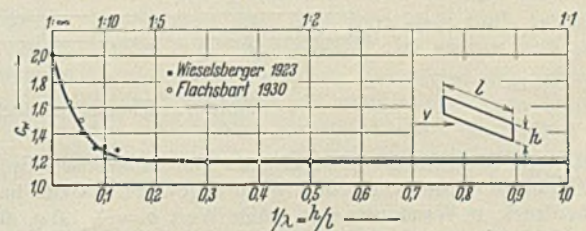


Abb. 4. Quer angeströmte ebene Rechteckplatte  $\alpha = 0^\circ$ . Abhängigkeit der Widerstandszahl  $c_w$  vom Seitenverhältnis  $\lambda$ .

Zu b) Abb. 4 zeigt<sup>7)</sup> für das hier allein interessierende Gebiet  $R > 5 \cdot 10^3$ , daß der  $c_w$ -Wert der quer angeströmten Rechteckplatte in ausgeprägter Weise vom Seitenverhältnis  $\lambda$  der Platte abhängt. Das bedeutet, da  $W = c_w q F$ , daß die Windkraft  $W$  nicht nur der Flächengröße der Platte proportional ist, sondern auch noch in erheblichem Maße

<sup>5)</sup> AVA II, S. 33 bis 35. Dabei ist noch zu beachten, daß Wieselsberger den  $c_w$ -Wert der quer angeströmten, unendlich langen ebenen Platte mit der von ihm benutzten Versuchsanordnung zu  $c_w = 2,01$  bestimmt hat, vgl. Abb. 4.

<sup>6)</sup> Widerstandsmessungen an umströmten Zylindern. Berlin 1929. S. 87.

<sup>7)</sup> Nach Wieselsberger AVA II, S. 33, und Flachsbart, „Naturwissenschaften“ 1930, S. 477; AVA IV, S. 99.



von der Umrißform der Platte abhängt. Die Windkraft auf ein sehr langes Rechteck ist bei ein und derselben Windgeschwindigkeit zum Beispiel nahezu doppelt so groß wie die Belastung eines Quadrats von gleichem Flächeninhalt.

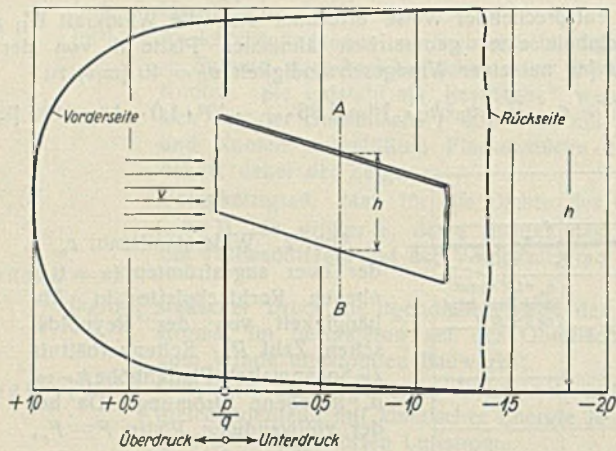


Abb. 5. Winddruckverteilung im Schnitt A—B einer quer zu ihrer Ebene angeströmten ( $\alpha = 0^\circ$ ) unendlich langen ( $\lambda = \infty$ ) ebenen Platte.  
[Nach Fage und Johansen, Proc. Roy. Soc., A, Vol. 116, London 1927.]

Es ist für das Verständnis der späteren Ausführungen nicht wichtig, sich anhand der Abb. 5 zu vergegenwärtigen, wie bei der quer angeströmten ebenen Platte im zweidimensionalen Fall ( $\lambda = \infty$ ) die einzelnen Teile der Plattenoberfläche an der Aufnahme der Windkraft beteiligt sind. Aufgetragen ist in Abb. 5 die Winddruckverteilung für einen Schnitt der Platte mit einer Ebene, welche die Windrichtung enthält. In Übereinstimmung mit der dimensionslosen Formulierung der Windkräfte sind auch hier die Normaldrücke  $p$  nicht selbst aufgetragen, sondern die

Anhand dieser Verteilung wird leicht verständlich, warum der  $c_w$ -Wert der Platte kleiner werden muß, wenn man vom unendlichen Seitenverhältnis zum endlichen übergeht. Hat die Platte eine endliche Länge, so tritt infolge der Druckdifferenz zwischen Vorderseite und Rückseite auch eine Umströmung der Schmalkanten ein. Diese zusätzliche Strömung führt Luft, die von vorn kommt und unter höherem Druck steht, in das Unterdruckgebiet der Rückseite. Der Unterdruck auf der Rückseite wird kleiner, der Druck dort absolut genommen größer, die Druckdifferenz zwischen Vorderseite und Rückseite also kleiner und damit auch der  $c_w$ -Wert. Mit der Umströmung der Schmalkanten ist auf der Vorderseite naturgemäß ein Druckabfall von der Mitte nach den Schmalseiten verbunden. Man schließt daraus sofort, daß die einzelnen Schnitte quer zur Längsachse bei der endlich langen Platte nicht mehr wie bei der unendlich langen gleiche Beiträge zur resultierenden Windkraft liefern, vielmehr erfahren die Mittelschnitte die größten Kräfte, die Randschnitte die kleinsten.

Verhindert man die Umströmung der Schmalkanten durch normal zur Spannweite gestellte, genügend große parallele Seitenwände, so nähert sich die Strömung um die Platte um so mehr der ebenen Strömung, je kleiner die Spalte zwischen den Schmalenden der Platte und den Seitenwänden sind. Man macht von diesem Kunstgriff Gebrauch, um im Experiment die Strömung um eine unendlich lange Platte mit einer endlich langen Platte näherungsweise zu verwirklichen.

Zu c) Bei Schräganblasung ändert sich an der Unabhängigkeit der Windkraftzahlen von  $R$  bei genügend hohen Reynoldsschen Zahlen und an der Abhängigkeit der Windkraftzahlen vom Seitenverhältnis der Platte nichts Grundsätzliches. Nur die Zahlenwerte werden andere. Da allerdings bei Schräganblasung die resultierende Windkraft nicht mehr in die Windrichtung fällt, genügt die Angabe einer einzigen Windkraftzahl nicht mehr zur Kennzeichnung des aerodynamischen Verhaltens der Platte. Man muß entweder  $c_w$  und  $c_a$  oder  $c_n$  und  $c_t$  angeben. Wie diese Windkraftzahlen für eine Rechteckplatte vom Seitenverhältnis  $\lambda = 5$  abhängen vom Anblaswinkel  $\alpha$ , zeigt für Schräganblasung von oben (unten) Abb. 6, für seitliche Schräganblasung Abb. 7<sup>8)</sup>. Der Verlauf von  $c_w$  und  $c_a$  inter-

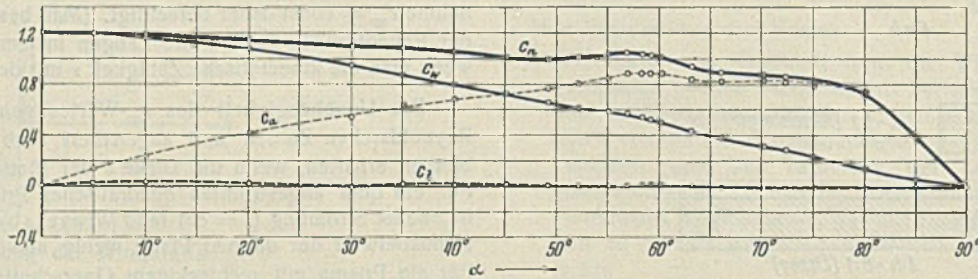


Abb. 6. Ebene Rechteckplatte  $\lambda = 5$ . Schräganblasung von oben (unten).

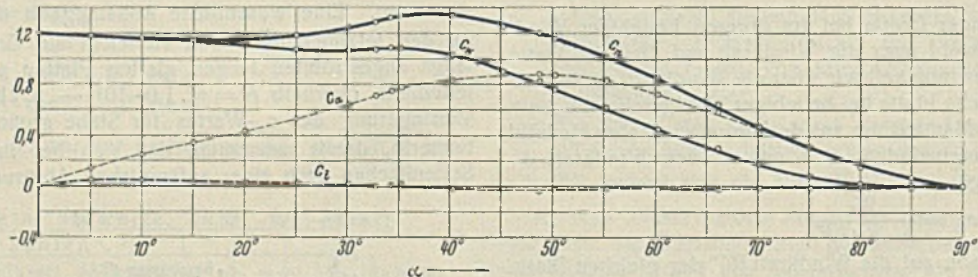


Abb. 7. Ebene Rechteckplatte  $\lambda = 5$  bei seitlicher Schräganblasung.

aus ihnen nach Division mit  $q$  erhaltenen dimensionslosen Größen  $p/q$ . Wie man sieht, herrscht auf der dem Wind zugewandten Seite im wesentlichen Überdruck, in Wandmitte der größte Wert  $p = +1,0 q$ , also Überdruck in voller Höhe des Staudrucks; von der Mitte nach den überströmten Kanten zu Druckabfall auf Null und sogar zu Unterdruck. Auf der Rückseite nur Sog, auffallend gleichmäßig verteilt und von beachtlicher Größe: im Mittel  $p = -1,35 q$ , dem Betrag nach also um 35% größer als der größte Überdruck auf der Vorderseite. Überdruck der Vorderseite und Unterdruck der Rückseite wirken in gleicher Richtung. Summiert man über Vorder- und Rückseite, so erhält man für die je Längeneinheit auf die Platte ausgeübte Windkraft, wenn für den Druck auf der Vorderseite als Mittelwert  $p = 0,65 q$  eingesetzt wird,

$$W = (0,65 + 1,35) q h \cdot „1“ = 2,0 q h \cdot „1“ \text{ [kg].}$$

also

$$c_w = \frac{W}{q F} = \frac{W}{q h \cdot „1“} = 2,0$$

in ausreichender Übereinstimmung mit dem Ergebnis der Kraftmessung. Nahezu 70% dieser Kraft entfallen auf den Sog der Rückseite.

essiert in diesem Zusammenhange kaum, wohl aber der Verlauf von  $c_n$  und  $c_t$ . Wir stellen die wichtige Tatsache fest, daß die Tangentialkräfte vernachlässigbar klein sind und daß die Normalkraft mit wachsendem Anstellwinkel im wesentlichen abnimmt, zunächst sehr wenig, bei größeren Anblaswinkeln stärker. Wir werden ein ganz ähnliches Verhalten späterhin für Gitterträger feststellen. Der kleine Anstieg im  $c_n$  im Gebiet zwischen  $\alpha = 30^\circ$  und  $\alpha = 50^\circ$  bei seitlicher Schräganblasung fällt bei ihnen allerdings fort, so daß man für Gitterträger sagen darf: Der  $c_n$ -Wert bei  $\alpha = 0^\circ$  ist der überhaupt größte  $c_n$ -Wert des Gitters. Für den Vollwandträger ist diese Aussage nur mit mehr oder minder großer Annäherung gültig.

Für Queranströmung ( $\alpha = 0^\circ$ ) ist  $c_n$  identisch mit  $c_w$ . Wir entscheiden uns für Benutzung der Bezeichnung  $c_w$ , da sie im allgemeinen

<sup>8)</sup> Nach O. Flachsbart, Messungen an ebenen und gewölbten Platten. AVA IV, S. 96 ff. Die dort angegebenen Werte  $c_a$  und  $c_w$  wurden übernommen und außerdem mit Hilfe der Gl. (3) u. (4) umgerechnet in  $c_n$  und  $c_t$ .



In der Literatur gebraucht wird. Für Schräganblasung ( $\alpha \geq 0^\circ$ ) wird man von Fall zu Fall prüfen müssen, ob die Benutzung von  $c_n$  und  $c_t$  oder von  $c_a$  und  $c_w$  vorzuziehen ist. Beim einzelnen Träger empfiehlt sich  $c_n$  und  $c_t$ .

2. Modellregel.

Es ist nun von entscheidender Bedeutung, daß — immer genügend große Reynoldssche Zahlen vorausgesetzt — die Unabhängigkeit der Windkraftbeiwerte von der Reynoldsschen Zahl, von der Oberflächenrauigkeit des Körpers und von der Windturbulenz nicht auf ebene Platten beschränkt ist, sondern für alle Körper mit quer überströmten scharfen Kanten gilt. Da die Gitterkonstruktionen des Bauingenieurs fast ausnahmslos diese Eigenschaft haben, dürfen wir die Betrachtung hier auf Gitter mit quer überströmten scharfen Kanten beschränken. Dann folgt:

Die Windkraftzahlen von Gitterfachwerken sind mit hinreichender Annäherung unabhängig von Windgeschwindigkeit, Modellmaßstab, Oberflächenrauigkeit des Fachwerks, Dichte, Zähigkeit und Turbulenzgrad der Luft; sie sind allein abhängig von der Gestalt des Gitterfachwerks und von der Anströmrichtung.

Für eine Gitterkonstruktion bestimmter Gestalt ist daher bei gegebenem Anblaswinkel

$$(6) \quad c = \text{const}$$

im besonderen also

$$c_p = \text{const} \quad c_w = \text{const} \quad c_a = \text{const} \text{ usw.}$$

Durch diese einfache Beziehung, die durch eine große Anzahl von Windkanalversuchen bestätigt und aus dem Mechanismus des Ablösungsvorganges leicht zu verstehen ist, wird die Übertragung eines Meßergebnisses von einem Modell auf ein geometrisch ähnliches geregelt. Sie gilt nicht nur für zeitlich und örtlich gleichförmigen Wind, sondern — wie Versuche gezeigt haben — auch für örtlich ungleichförmige Luftströme, vorausgesetzt, daß die örtliche Ungleichförmigkeit in den verglichenen Fällen ähnlich ist (die für die Berechnung der Windkraftzahlen zu benutzende Bezugsgeschwindigkeit  $v$  ist dann besonders zu definieren, da es eine einheitliche Windgeschwindigkeit nicht mehr gibt). Ob ihre Gültigkeit auf zeitlich stark schwankende Windströme ausgedehnt werden darf, ist dagegen zweifelhaft; die Frage kann heute nicht mit Bestimmtheit entschieden werden, da ausreichende Versuche fehlen. Aus dieser Unsicherheit ergeben sich Vorbehalte für die Übertragung des im Windkanal gewonnenen Ergebnisses auf ein Gitterfachwerk im freien Wind. Einige Bemerkungen darüber werden an anderer Stelle (Kapitel III, 2) gemacht werden.

Um Mißverständnisse auszuschließen, sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß das Gesetz  $c = \text{const}$  nicht gilt:

- a) für Körper mit quer überströmten scharfen Kanten im Bereich kleiner  $R$ -Werte,
- b) für Körper ohne quer überströmte scharfe Kanten (Stromlinienkörper, Zylinder, Kugeln) im ganzen  $R$ -Bereich.

Im Fall a) sind die Windkraftzahlen Funktionen von  $R$ , im Fall b) Funktionen der Reynoldsschen Zahl, der Oberflächenrauigkeit und der Windturbulenz.

Die Bedingung „hinreichend großer Reynoldsscher Zahlen“, die mit der Modellregel  $c = \text{const}$  verknüpft ist, ist für wirkliche Gitterfachwerke stets erfüllt. „Hinreichend groß“ sind die Reynoldsschen Zahlen, wenn sie größer sind als etwa  $5 \cdot 10^3$  (die Reynoldssche Zahl, oberhalb welcher  $c = \text{const}$  ist, schwankt für die verschiedenen Stabformen etwas, liegt aber in jedem Falle in der Gegend von  $R = 5 \cdot 10^3$ ). Die Reynoldsschen Zahlen der Stäbe wirklicher Gitterfachwerke sind bei den großen Windgeschwindigkeiten ( $v \geq 30$  m/s), die einer Winddruckberechnung zugrunde gelegt werden müssen, erheblich größer als  $5 \cdot 10^3$ , meist um zwei Zehnerpotenzen größer. Bei den verkleinerten Stäben eines Modells muß man dagegen in jedem Fall prüfen, ob die zulässige Grenze der Reynoldsschen Zahl nicht unterschritten wird.

3. Windbelastung einzelner Profilstäbe.

Als Profilstäbe werden hier die üblichen Stabformen des praktischen Stahlbaues bezeichnet, also Walzprofile und aus ebenen Blechen oder aus Blechen und Walzprofilen zusammengesetzte Profile. Um Verwechslungen zu vermeiden, sei weiterhin das Seitenverhältnis eines Stabes vom Seitenverhältnis des ganzen Trägers durch den Zeiger  $s$  unterschieden. Es bezeichnet infolgedessen

$$\lambda = \frac{\text{Trägerspannweite } l}{\text{Trägerhöhe } h} \text{ das Seitenverhältnis des Trägers,}$$

$$\lambda_s = \frac{s^2}{\otimes} \text{ das Seitenverhältnis eines Stabes,}$$

wenn  $s$  die Stablänge und  $\otimes$  die Ansichtfläche des Stabes, in Windrichtung gesehen, ist.

Für jedes Profil gilt  $c = \text{const}$ . In welchem Maße die Windkraftzahlen vom Stabprofil abhängig sind, zeigt Tafel 1.

| Lfd. Nr. | Profil und Anblasrichtung | $c_w$         | $c_a$ |
|----------|---------------------------|---------------|-------|
| 1        |                           | 2,03          | 0     |
| 2        |                           | 1,96 bis 2,01 | 0     |
| 3        |                           | 2,04          | 0     |
| 4        |                           | 1,81          | 0     |
| 5        |                           | 2,0           | 0,3   |
| 6        |                           | 1,83          | 2,07  |
| 7        |                           | 1,99          | -0,09 |
| 8        |                           | 1,62          | -0,48 |
| 9        |                           | 2,01          | 0     |
| 10       |                           | 1,99          | -1,19 |
| 11       |                           | 2,19          | 0     |

Nr. 1 und 2 nach Messungen von Wieselsberger und Flachsbart (vgl. Fußnote 7).

Nr. 3 bis 11 nach Nagel und Langer, Messungen von Profilträgern, AVA III, S. 151; dort auch Maßzeichnungen der Profile und Angaben über die Windkraftzahlen der Stäbe bei anderen Anblaswinkeln. Die Messungen wurden 1922 im Auftrage des Deutschen Eisenbauverbandes in der AVA Göttingen vorgenommen.

Tafel 1.

Windkraftzahlen einzelner Stäbe für ebene Strömung ( $\lambda_s = \infty$ ).

Man entnimmt dieser Zusammenstellung, daß die Mehrzahl der  $c_w$ -Werte für das Seitenverhältnis  $\lambda_s = \infty$  der Stäbe nicht sehr viel von dem Wert  $c_w = \text{rd. } 2,0$  für die quer angeströmte ebene Platte abweicht. Berücksichtigt man, daß der größte gemessene  $c_w$ -Wert der Wert  $c_w = 2,19$  für ein  $\square$ -Profil mit Bindeblechen (Nr. 11 der Tafel 1) ist, so drückt

$$c_w = 2,0 \pm 10\%$$

mit genügender Genauigkeit den Widerstandsbeiwert für normal zu einer ihrer Flächen angeblasene Stabprofile in ebener Strömung ( $\lambda_s = \infty$ ) aus<sup>9)</sup>.

Da an einem Gitterfachwerk verschiedene Stabprofile vorkommen, deren  $c_w$  für  $\lambda_s = \infty$  teils größer als 2,0, teils kleiner sein wird, darf man annehmen, daß  $c_w = 2,0$  ungefähr der Mittelwert der  $c_w$ -Werte aller Stabprofile in ebener Strömung ist. Das ist aber gleichzeitig der  $c_w$ -Wert für quer angeströmte, unendlich lange prismatische Stäbe mit Rechteckquerschnitt, Breitseite quer zum Wind. Man muß infolgedessen die wesentlichen aerodynamischen Eigenschaften von quer zu ihrer Ebene angeströmten Gitterfachwerken an einfachen („schematisierten“) Modellen untersuchen können, deren Stäbe Rechteckprofile haben, Breitseite quer zur Windrichtung. Von diesem Verfahren wurde bei den systematischen Untersuchungen tatsächlich weitgehend und — wie sich zeigen wird — mit Erfolg Gebrauch gemacht.

Über die Quertriebskräfte (Tangentialkräfte) geben derartige Modelle natürlich keinen zuverlässigen Aufschluß. Tafel 1 zeigt, daß die  $c_a$ -Werte der Stabprofile überwiegend Null oder sehr klein sind, daß aber einige Profile auch sehr hohe  $c_a$ -Werte erreichen. Im ganzen muß man für ein quer angeströmtes Gitterfachwerk kleine Quertriebskräfte erwarten. Versuche an naturgetreuen Modellen mit profilierten Stäben bestätigen das (vgl. Abschnitt IV). Nur solche Modelle können im übrigen auch einwandfreie Auskünfte über die Windkräfte bei Schräganblasung ergeben (Abschnitt V). (Schluß folgt.)

<sup>9)</sup> Auszunehmen ist das ungleichschenklige Winkelisen bei Anströmung von außen quer zum schmalen Flansch (Nr. 8 der Tafel 1). Der Abfall des  $c_w$ -Wertes auf 1,62 in diesem Falle hängt damit zusammen, daß sich die Strömung an dem in Windrichtung liegenden breiteren Schenkel nach anfänglicher Ablösung wieder anlegt. Es ist dieselbe Wirkung, auf die oben schon bei Besprechung der Aerodynamik prismatischer Stäbe hingewiesen wurde. Bei dem Profil Nr. 6 der Tafel 1 bewirkt der dem Wind zugekehrte Flansch des Trägers eine Führung der Strömung; die Totwasserzone hinter dem Profil wird schmaler als bei der ebenen Platte, der  $c_w$ -Wert also kleiner. Daß der  $c_w$ -Wert des I-Profiles bei Anblasung quer zu einer Flanschfläche kleiner als 2,0 ist (Nr. 4 der Tafel 1), geht darauf zurück, daß der rückwärtige Flansch infolge der besonderen Strömungsverhältnisse Vortrieb, d. h. eine Kraft entgegen der Windrichtung erfährt. Vgl. dazu die demnächst im 2. Teil dieser Veröffentlichung mitgeteilten Ergebnisse über die Windkräfte auf zwei hintereinanderliegende ebene Platten.



Alle Rechte vorbehalten.

## Bauliche Erfahrungen beim Erdbeben in Long Beach, Kalifornien.

Von Bauling. A. Dürbeck, Berlin-Pankow.

### I. Seismologische Vorbemerkungen.

Das Erdbeben in Südkalifornien am 10. März 1933 lenkt wieder infolge seiner Verluste an Menschen und Gütern nicht nur die Aufmerksamkeit der Erdbebenforscher und Geologen — die übrige Welt vergißt solche Ereignisse doch schnell —, sondern in besonderem Maße die der Bauingenieure auf sich.

Wenn auch die ewige Unruhe unserer Mutter Erde für ihre Bewohner nicht immer fühlbar wird, so ist doch festgestellt worden, daß sich im Jahresdurchschnitt z. B. 145 zerstörende Festlandbeben und sieben Weltbeben des Festlandes ereignen<sup>1)</sup>.

Allein seit Beginn dieses Jahrhunderts sind etwa  $\frac{1}{2}$  Million Menschen durch Erdbeben ums Leben gekommen und etwa 800 000 Häuser zerstört worden, allerdings in der Mehrzahl solche, die nicht europäischen Begriffen von Häusern entsprechen.

Die Wirkungen des Erdbebens von Long Beach am 10. März v. J. erstrecken sich auf ein Gebiet von rd. 24 km nordsüdlicher und 32 km ostwestlicher Ausdehnung<sup>2)</sup>.

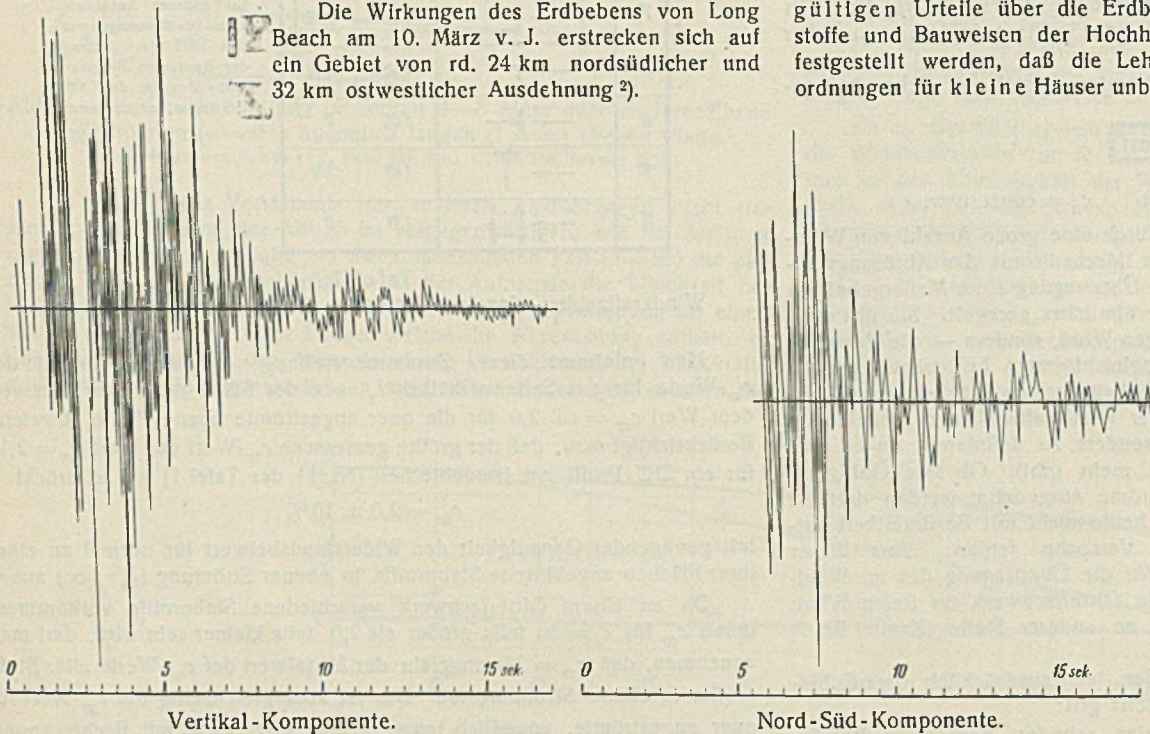


Abb. 1. Aufzeichnungen des Erdbebenmessers in Long Beach.

Seine Stärke und Ausdehnung blieb hinter der von San Franzisko (1906) und Tokio (1923) aber noch zurück, was mit Rücksicht auf die baulichen Schlußfolgerungen zu beachten ist<sup>3)</sup>.

Trotzdem ist dabei ein Verlust von 120 Menschen und auf dem verhältnismäßig kleinen Gebiete ein Sachschaden von mindestens 50 Mill. Dollar entstanden.

Zur wissenschaftlichen Erforschung der bei dem Erdbeben in Long Beach und Umgebung aufgetretenen Bodenschwingungen durch den Erdbebenforscher und Bauingenieur war vorteilhaft, daß im vergangenen Sommer ein Erdbebenmesser in Long Beach und zwei in Los Angeles aufgestellt waren, deren Entfernung vom Epizentrum etwa 27 bzw. 53 bzw. 59 km betrug, also so nahe wie selten.

Die in Long Beach aufgenommenen Seismogramme zeigt Abb. 1 nach ihrer Zerlegung in Senkrecht- und Waagerechtkurven. Allerdings war ihre Trennung mangels Erfahrung etwas schwierig, und ihre Auswertung ist daher nicht restlos genau. Während die größte berechnete senkrechte Beschleunigung mit 0,25 g als genügend genau bestimmt angegeben wird, kann das von der größten waagerechten Beschleunigung von angeblich 0,23 g nicht gesagt werden.

Die durchschnittliche Periode kurzer senkrechter Wellen war 0,11 sek, die von langen 1,0 bis 1,5 sek, während bei den waagerechten Bewegungen in den ersten 8 sek Wellen von 1,8 sek auftraten.

Nicht gemessen wurden die senkrechten Setzungen, da dafür die Apparate noch nicht eingebaut waren. Erst mit deren Erfassung ist der Bauingenieur imstande, seinen Bauwerken die größtmögliche Sicherheit gegen Erdbebenschäden zu geben.

Auf Grund von Berechnungen der eingetretenen Dehnungen an Verbindungen von Stahlkonstruktionen sowie der Gewichte der betreffenden Bau-

<sup>1)</sup> Sieberg, Erdbebenforschung, Jena 1933.

<sup>2)</sup> Eng. News-Record, New-York, 16. März 1933 u. folg.

<sup>3)</sup> Freeman, Earthquake damage and earthquake insurance New-York, London, 1932.

werke kommt L. Nishkian im „Eng. News-Record“ vom 13. April v. J. zu einer Erschütterungsziffer (d. h. Verhältnis der waagerechten Beschleunigung zur Schwerbeschleunigung) von etwa 20 bis 25 %.

### II. Bauliche Einwirkungen.

Die nach dem Erdbeben von Long Beach und Umgebung vorgenommenen Untersuchungen der Bauwerke zeigen vor allen Dingen, daß alle größeren Skelettbauten, die zum Teil eine Höhe von 15 Geschossen erreichen, in ihren Haupttraggliedern unversehrt geblieben sind, da sie ja nach anerkannten Grundsätzen der Bautechnik errichtet waren. Hingegen sind viele kleine Bauten, und vor allem Ziegelbauten eingestürzt, da sie nicht den behördlichen Verordnungen entsprachen und haben durch ihren Einsturz die meisten Todesopfer verursacht.

Da das Erdbeben von mittlerer Stärke war, können noch keine endgültigen Urteile über die Erdbebensicherheit der verschiedenen Baustoffe und Bauweisen der Hochhäuser gefällt werden. Es mußte aber festgestellt werden, daß die Lehren früherer Erdbeben in den Bauordnungen für kleine Häuser unberücksichtigt geblieben sind. Besonders trifft das auf die Schulgebäude zu, die beim Einsturz zur Schulzeit, also einige Stunden früher, Tausende von Opfern gefordert hätten. So sind z. B. die 85 Schulhäuser von Long Beach zu  $\frac{3}{4}$  meist sehr schwer beschädigt worden.

Die ersten Untersuchungen an Ort und Stelle des am meisten betroffenen Gebietes und die vorläufigen Berichte ergeben folgendes Bild:

Da das Erdbeben nicht allzu schwer war, wurden die tragenden Bauteile der Skelettbauten nicht über die Elastizitätsgrenze beansprucht und an ihnen meist nur nichttragende Teile, wie Glas, Putz, Terrakottenverkleidungen und leichte Trennwände zerstört. Dies gilt im allgemeinen sowohl für Stahlskelettbauten als auch für Eisenbetonbauten. Alle Hochbauten waren bewohnbar geblieben oder konnten innerhalb vier Tage

wieder dazu hergerichtet werden, mit den wenigen Ausnahmen, wo größere Schäden an Putz oder Leichttrennwänden aufgetreten waren. Auch haben sich Stahlskelettbauten mit hohen Stützen und großer Teilung in den untersten Geschossen infolge großer Öffnungen (also von verhältnismäßiger Nachgiebigkeit) ebenso gut bewährt wie solche Stahlhochbauten mit kurzen, engteiligen Stützen in den unteren Geschossen (also von größerer Steifigkeit). In einigen Fällen dieser Bauten blieben sogar die Trennwände und Fensterscheiben unversehrt.

Bei Eisenbetonkonstruktionen wurden die Gießfugen sichtbar, dadurch, daß der Putz in waagerechten Rissen absprang, ein Zeichen dafür, daß diese Flächen gegeneinander gearbeitet haben. Die Füllwände haben bei Ausführung in Hohlziegeln in einem Falle bei einem Eisenbetongebäude versagt, bei anderen Füllwänden traten Bewegungen zwischen dem Mauerwerk und den E.-B.-Stützen bzw. Wandunterzügen auf. Zur Verhütung von größeren Schäden bei schwereren Erdbeben werden dübelartige Verbindungen der Wand mit den tragenden Teilen und Eiseneinlagen in den Wänden empfohlen.

#### A. Kleinere Bauwerke.

Hierzu werden ein- bis dreigeschossige Bauten in Holz-, Stein- und Betonkonstruktion gerechnet.

Holzbauten haben einigermaßen standgehalten, bzw. nicht so schwere Schäden erlitten, besonders wenn sie genügend verstrebt waren.

Am schlechtesten haben sich aber die gewöhnlichen Ziegelbauten bewährt, da sie am wenigsten seitliche Kräfte aufnehmen konnten und mangelhaft in sich verbunden waren. Ganze Straßenblöcke mit kleinen Geschäftshäusern, Mietshäusern und Landhäusern wurden von der Gewalt der Erdstöße zerstört und müssen vollkommen niedergelegt werden. Und zwar haben alte wie auch neue Gebäude dieser Art große Zerstörungen erlitten.

Die meist auf Sturzträgern lagernden Frontwände von vielen, kleinen Geschäftshäusern brachen nach der Straße heraus und erschlugen viele



Vorübergehende. Weit ausladende Gesimse, Kapitäle und sonstige architektonische Verzierungen (s. Abb. 2) waren schlecht mit dem Mauerwerk verankert, das Mauerwerk selbst oft ohne ordentlichen Verband, dafür aber mit schlechtem Mörtel und halbgefüllten Stoßfugen ausgeführt; alles Fehler, die auf ein weites Gewissen der Bauunternehmer sowie mangelnde Bauaufsicht schließen lassen und von mangelndem Verständnis für die konstruktiven Anforderungen an derart bedrohte, kleinere Bauten zeugen.

Da diese Fehler viele Todesfälle verursacht haben, ist das Verlangen nach behördlichen Vorschriften (in Amerika!) zum Schutze der Öffentlichkeit nur zu verständlich. Neben Verbesserung der offenkundig schlechten Bauarbeit und Baustoffe muß für zukünftige ähnliche Bauten eine wirksamere Verankerung an den Ecken der Gebäude und waagerechte Aussteifung an den Dachfüßen entlang angestrebt werden. Ein ringsum laufender Kranz aus Eisenbeton über Flur hat zwar etwas zur Verhütung größerer Schäden beigetragen, jedoch mangels geeigneter Verdübelung nicht in dem erwarteten Maße.

Bauten aus Betonblöcken haben sich infolge guter und einfacher Ausführung besser bewährt, am besten die wenigen Kleinbauten in reiner Betonausführung.

Die vielen Schäden an Schulgebäuden haben selbstverständlich großes öffentliches Interesse erregt und werden besonders untersucht. Die meisten Schulbauten sind in Ziegelmauerwerk mit weitgespannten Holzbalkendecken und hölzernen Dachbindern ausgeführt, eine Bauweise, die vielfach zum völligen Zusammensturz der Schulhäuser geführt hat. Leider hatte man bei der Planung von Schulanlagen für das ausgeworfene Geld zu viele Gebäude errichten wollen und außerdem Geld zu mangelhaft befestigten Verzierungen statt zur erdbebensicheren Konstruktion verwendet.

Doch sollen diese Vorwürfe nicht nur auf Long Beach und Los Angeles, sondern auch auf andere amerikanische Städte zutreffen und nicht nur die Unternehmer, die schlechtes Material und schlechte Arbeit lieferten, sondern auch die Schulverwaltungen treffen, die wissentlich oder unwissentlich diese, für öffentliche Gebäude in Erdbebengebieten ungeeigneten Bauweisen wählten.

Nur in einem Falle traten die Schäden infolge schlechter Beschaffenheit des Betons ein.

### B. Stahlhochbauten.

Über die größeren Stahlskelettbauten des Unglücksgebietes läßt sich leider bzw. glücklicherweise nur sehr wenig mitteilen, da sie ohne Ausnahme trotz ihrer Höhe bis zu 15 Geschossen in ihrer eigentlichen Konstruktion keinen Schaden erlitten haben. Es seien daher nur einige dieser Bauten in ihrer Form und ihrem Verhalten kurz geschildert:

Villa Riviera (Abb. 3), ein 16geschossiges Wohnhotel in Stahlskelettbauweise über L-förmigem Grundriß, das außer für Eigengewicht und Nutzlast nur für 72,5 kg/qm Winddruck berechnet ist und trotzdem nur ein paar zerbrochene Fensterscheiben und Risse am inneren Putz und den Trennwänden aufwies; das City Hall und das Security First Bank Building, jedes ein zwölf Geschöß hoher Stahlbau, erhielten auch nur einige Risse im Putz und in der Terrakottaverkleidung. Beide Gebäude wurden sofort nach der Besichtigung wieder in Benutzung genommen. Auch der Stahlbau des neuen Städtischen Auditoriums, ein großer Prachtbau auf Pfahlgründung, blieb unversehrt, obwohl das aufgeschüttete Gelände ringsum bis 30 cm absackte. An dem achtgeschossigen Stahlbau des Jergens Trust Gebäudes ist nur ein Putzschaden von etwa 500 Dollar entstanden. Das Rathaus von Los Angeles, ein Stahlskelettbau bis zu 27 Geschossen, blieb in seiner Konstruktion unversehrt, ebenso

erlitt das 13geschossige Edisongebäude in geschweißter Stahlkonstruktion keinerlei Schäden.

### C. Besondere Bauwerke, hauptsächlich der Industrie.

Auffallend gering sind die Schäden, die die öffentlichen Betriebe erlitten haben.

Die Elektrizitätsversorgung von Long Beach war nur 4½ Minuten, die von Compton 47 Minuten unterbrochen. Bauliche Schäden waren nur außerhalb des Kraftwerkes an Nebenanlagen und Bürogebäuden einer Eltgesellschaft entstanden, bei einer anderen Eltgesellschaft an der Ziegelausfachung eines Stahlskelettbauwerkes, wahrscheinlich durch Setzen der im harten Ton getriebenen Pfahlfundamente. Auch wird vom Bruch eines Hauptrohres der Wasserleitung und eines Wasserbehälters von 11 300 m³ Fassungsvermögen (also höchstwahrscheinlich eines Erdbehälters in Beton) berichtet.

Ein Wasserhochbehälter in üblicher Stahlkonstruktion überstand das Erdbeben sehr gut, obwohl ringsum die Fabrikgebäude erheblich beschädigt wurden, als die Umfassungsmauern einstürzten. Auch viele andere Wasserhochbehälter in Stahlkonstruktion haben das Erdbeben gut überstanden, wenn auch in einigen Fällen die Rundstabverspannung zwischen den Stützen sprang oder in den oberen Feldern zum Durchhängen kam.

Mehrere öffentliche Gebäude in Städten des betroffenen Gebietes, die z. T. 50 Jahre alt waren, wurden mehr oder minder stark beschädigt und für die Öffentlichkeit daher geschlossen. In Los Angeles wurde auch das neuerbaute Stadthaus mit seinem 143,5 m hohen Turm infolge zahl-

reicher Putzrisse geschlossen, obwohl die Gebäudekonstruktion unbeschädigt geblieben war.

Ein gutes Beispiel der Eignung des Stahles für die unvorhergesehenen Beanspruchungen durch Erdbebenstöße bietet das Verhalten der Stahlunterstützungsstruktur eines Betonschornsteines von rd. 90 m Höhe, 9,75 m unterem und 7,33 m oberem Durchmesser. Dieser Schornstein ruht mittels einer schweren Betonplatte auf einem Stahlgerüst von weiterer 23 m Höhe, das aus vier Doppelstützen mit Blechträgerunterzügen besteht. Der Verband zwischen den Stützen in nordsüdlicher Richtung (Gang des Erdbebens) besteht aus zwei oberen Feldern mit gekreuzten Stäben aus je zwei Winkeln 150:100:10. Die unteren 9,2 m der Unterstützung sind portalartig ausgebildet. Der Schornstein auf dieser Stahlunterstützung von immerhin beträchtlicher Höhe blieb unbeschädigt, da die Stöße von dem elastischen Material der Stahlunterstützung aufgenommen wurden, wobei sich nur die Winkelverbände ausbauchten, Farbe an einigen Knotenblechen abblätterte und einige Anker der Stützenfüße ge-  
reckt wurden.

### D. Wirkungen nach Bauklassen und Alter.

Zur Klärung der vielen Fragen, die durch die verschiedenartigen Schäden bei oft gleichen oder auch unterschiedlichen Bauwerken entstanden, haben C. D. Wailes, städtischer Baubeamter in Long Beach und A. S. Horner, beratender Ingenieur

in San Franzisko, Untersuchungen über die Art der Gebäude und des Umfanges der Schäden vorgenommen<sup>4)</sup>.

Entsprechend der Einteilung nach der städtischen Bauordnung in Typen I bis V wurden Type I: Stahl- oder Eisenbetonhochbauten in feuerbeständiger Ausführung, Type III: Gewöhnliche Steinbauten mit Ziegelmauern und Holzbalkendecken und Type V: Holzfachwerkbauwerke mit



Abb. 2.  
Bankgebäude in Long Beach mit „monumentaler“ Zerstörung.



Abb. 3. Villa Riviera,  
ein völlig unversehrter Stahlskelettbau.

<sup>4)</sup> Eng. News-Record vom 25. Mai 1933.



Putz, Holzverkleidung oder Steinausfachung untersucht. Type II und IV schieden aus, da sie an Zahl zu wenig vertreten waren. Nicht berücksichtigt wurden Gebäude unter 1000 Dollar Wert und leider auch die Schulgebäude, da deren Untersuchung durch nichtstädtische Beamte erfolgte. Der Umfang der Schäden wurde in den Klassen A bis E festgesetzt. Dabei sind aufgenommen in:

Klasse A: Gebäude mit Rissen im Putz und in den Wänden, d. h. Schäden bis 3 % des Gebäudewertes.

Klasse B: Gebäude mit umgestürzten Brüstungs- oder Drempelmauern, ausgedehnten Schäden an inneren Trennwänden und den Schornsteinen, Abfallen des Putzes sowie kleinerer Schäden an der Konstruktion.

Klasse C: Gebäude mit teilweise Einsturz der Frontwände, Haftschäden bei Eisenbeton, insgesamt bis 50 % des Wertes der Außenmauern oder des tragenden Gerippes.

Klasse D: Gebäude, bei denen mehr als die Hälfte der Außenmauern wiederherzustellen und erhebliche Schäden an inneren Wänden, Decken, Dächern, Fundamenten und anderen tragenden Bauteilen von über 50 % des Bauwertes waren.

Klasse E: Gebäude, die soweit eingestürzt waren, daß eine Ausbesserung praktisch unmöglich wurde.

Weiter wurde noch ein Unterschied gemacht zwischen Gebäuden, die nach der jetzt gültigen Bauordnung vom 10. März 1933 und solchen, die vorher errichtet worden waren.

Nach der Bauordnung von 1913 war für die Mauern gewöhnlicher Kalkmörtel zugelassen, nur für schwerbelastete Einzelbauteile und Schornsteine war Kalkzementmörtel 1:3 vorgeschrieben. Die tatsächliche Ausführung der Bauten war ausgesprochen minderwertig. Die Bauordnung von 1923 schrieb einen Mörtel aus einem Teil Zement und zehn Teilen Kalkmörtel 1:5 vor. Die Ausführung blieb fast so minderwertig wie zuvor. Erst die zur Zeit gültige Bauordnung von 1930 schrieb einen Mörtel aus einem Teil Zement, einem Teil Kalk und sechs Teilen sauberen, scharfen Sand vor, für besondere Bauteile sogar Zementmörtel 1:3. Die Ausführung soll jetzt vollfugig in regelrechtem Verband mit angehäften Steinen erfolgen. Bei der früheren Arbeitsweise ist es also kein Wunder gewesen, daß viele Steinbauten schwer beschädigt wurden, wie aus dem Vergleich der beiden Tafeln I und II der letztgenannten Verfasser für gleiche Schadenklassen ersichtlich ist.

Tafel I.

Erdbebenschäden an Gebäuden von über 1000 Dollar Baukosten, ausgenommen Schulen, die in Long Beach nach der Bauordnung vom 10. März 1930 errichtet sind.

| Schaden-<br>klasse | Gebäudetyp I<br>(Stahl- od.<br>Betongerippe) |     | Gebäudetyp III<br>(Ziegel-<br>mauerwerk) |     | Gebäudetyp V<br>(Holz-<br>fachwerk) |     | Insgesamt |     |
|--------------------|--|-----|--|-----|-------------------------------------|-----|-----------|-----|
|                    | Anzahl                                       | %   | Anzahl                                   | %   | Anzahl                              | %   | Anzahl    | %   |
| A                  | 7  | 88  | 34                                       | 44  | 122                                 | 94  | 163       | 76  |
| B                  | 1  | 12  | 26                                       | 34  | 6                                   | 4   | 33        | 15  |
| C                  | —  | —   | 14                                       | 18  | 2                                   | 2   | 16        | 7   |
| D                  | —  | —   | 2  | 3   | —                                   | —   | 2         | 1   |
| E                  | —  | —   | 1  | 1   | —                                   | —   | 1         | 1   |
| Sa:                | 8  | 100 | 77                                       | 100 | 130                                 | 100 | 215       | 100 |

Tafel II.

Erdbebenschäden an Gebäuden von über 1000 Dollar Baukosten, ausgenommen Schulen, die in Long Beach vor der Bauordnung vom 10. März 1930 errichtet sind.

| Schaden-<br>klasse | Gebäudetyp I<br>(Stahl od.<br>Betongerippe) |     | Gebäudetyp III<br>(Ziegel-<br>mauerwerk) |     | Gebäudetyp V<br>(Holz-<br>fachwerk) |     | Insgesamt |     |
|--------------------|---|-----|--|-----|-------------------------------------|-----|-----------|-----|
|                    | Anzahl                                      | %   | Anzahl                                   | %   | Anzahl                              | %   | Anzahl    | %   |
| A                  | 29  | 45  | 232                                      | 14  | 1268                                | 73  | 1529      | 45  |
| B                  | 19  | 29  | 476                                      | 30  | 332                                 | 19  | 827       | 24  |
| C                  | 15  | 23  | 556                                      | 34  | 105                                 | 6   | 676       | 20  |
| D                  | 1   | 1½  | 274                                      | 17  | 10                                  | 1   | 285       | 8   |
| E                  | 1   | 1½  | 85                                       | 5   | 14                                  | 1   | 100       | 3   |
| Sa:                | 65  | 100 | 1623                                     | 100 | 1729                                | 100 | 3417      | 100 |

Der Anteil der leichtbeschädigten, älteren Gebäude (Klasse A der Tafel II) ist von 45 % auf 76 % der neueren Gebäude gestiegen (Tafel I). Während von 65 älteren Hochbauten in Stahl- oder Eisenbetonkonstruktion 17 Gebäude mittlere bis schwerste Schäden der Klassen C bis D erlitten haben, sind von neueren, nach der Bauordnung von 1930 errichteten Gebäuden überhaupt keine in diese Schadenklassen eingerechnet.

Die vorgenannten Verfasser ziehen aus ihren Beobachtungen in Long Beach folgende Schlüsse:

Neu zu errichtende Gebäude müssen auf Grund einer umgestalteten Bauordnung so konstruiert werden, daß sie einer beim Erdbeben entstehenden Kraft, die sich aus Beobachtungen in ähnlichen Gebieten ergibt, standhalten, ohne größere Schäden als unter Klasse A zu erleiden. Die Bauordnungen müssen konstruktive Vorschriften erhalten.

Bei bestehenden Gebäuden müssen die gefährlichen „schmückenden Teile“ wie Brustwände, Ornamente usw. entweder entfernt oder bedeutend besser als bisher befestigt werden, da dann fast die Hälfte aller Gebäude nahezu erdbebensicher würde.

Der Mörtel müßte ein fetter Zement-Kalkmörtel etwa in Mischung von 1 Teil Portland-Zement, 1½ Teilen Kalkbrei und 4½ Teilen scharfem, reinem Sand sein. Das Herstellen des Mauerwerkes muß sorgfältiger als bisher erfolgen, z. B. Kopfschichten in mindestens jeder 4. Lage.

Blockmauerwerk in Hohlziegeln oder Beton usw. für tragende und nichttragende Wände soll bei allen außer kleinen ein- bis zweigeschossigen Wohnhäusern durch Stahl verstärkt werden.

Mauerwerk an und über Öffnungen soll mit den Stahlüberlagrträgern verankert werden. Die Verankerung jedes vierten Deckenbalkens hat sich als unzulänglich erwiesen.

Dachbinder sollen unter sich nicht nur senkrecht verbunden sein, sondern auch im Untergurt einen waagerechten Verband aufweisen.

Brustwehren sollen in ihrer Höhe eingeschränkt und oben durch waagerechte Stahl- oder Eisenbetonriegel gehalten werden.

Holz- und Stahlfachwerkgebäude sollen mit dem Fundament angemessen verankert sein.

### III. Schlußfolgerungen.

In einem vorläufigen Bericht des Technischen Ausschusses für Erdbebenschutz in Los Angeles wird folgendes festgestellt:

Die Erfahrungen der Erdbeben von San Franzisko und Santa Barbara sind bei den Bauten in Long Beach und Umgebung nicht berücksichtigt. Fast kein Gebäude war besonders erdbebensicher konstruiert.

Neue Gebäude und nach Möglichkeit auch bestehende, vor allem Schulen und öffentliche Gebäude, müssen so eingerichtet werden, daß sie ein Erdbeben von der Stärke und Dauer des in San Franzisko überstehen.

Beim Entwurf und der Konstruktion erdbebensicherer Gebäude in dieser Gegend sind waagerechte Kräfte in jeder Ebene in beliebiger Richtung einzuführen, die 1/10 der über der jeweiligen Ebene liegenden Gewichte betragen. Die Beanspruchungen können dann für diese vorübergehende Mehrbelastung um 1/3 erhöht werden. In Gebieten größerer Gefährlichkeit sollen höhere Anforderungen gestellt werden.

Von rein technischem und wirtschaftlichem Standpunkte wäre zu den Ereignissen noch folgendes zu sagen:

Nach übereinstimmenden Fachberichten haben sich Häuser in Stahlkonstruktion bis zu den zulässig größten Höhen am besten bewährt, während kleine Ziegelbauten oft restlos zerstört wurden. Der Grund zu letzterem ist aus dem unter II Gesagten klar ersichtlich.

Die Stahlbauten haben sich deshalb so gut bewährt, weil ihr Baustoff, der Stahl, die ihm besonderen Eigenschaften gleichmäßiger Güte und gleich hoher Zug- und Druckfestigkeit besitzt. Besonders die hohe Scherfestigkeit wirkte sich bei den plötzlich auftretenden Stößen nach verschiedenen Richtungen beim Stahl am vorteilhaftesten von allen Baustoffen aus.

Diese hervorragenden Eigenschaften sind es auch gewesen, die die Mitsui Bank von Tokio im Jahre 1929 veranlaßt haben, vier größere Bankgebäude ihrer Zweigstellen in Japan nach den neuesten Erfahrungen erdbebensicherer Konstruktionen in Stahl ausführen zu lassen<sup>4)</sup>. Es wurde bei der Wahl dieses Baustoffes betont, daß der Stahl am besten geeignet sei, Zugbeanspruchungen bei Biegebelastrungen und Wechselbeanspruchungen infolge der wechselnden Richtung der Erdstöße aufzunehmen. Entsprechend der japanischen Bauordnung wurde eine Erschütterungsziffer von 10 % des Gesamtgewichtes über einer beliebigen Ebene in jeder beliebigen Richtung in derselben wirkend angenommen bei einer Beanspruchung von 1125 kg/cm<sup>2</sup> des Stahles.

Aber nicht nur für Hochbauten bis zu den Wolkenkratzern, sondern auch für gewöhnliche, mehrgeschossige Ziegelbauten, die ja auch zukünftig die Mehrzahl aller Gebäude bilden werden, wird in Erdbebengebieten Stahl zur weit besseren Verankerung als bisher in erhöhtem Maße benutzt werden müssen.

Letzteres ist auch für deutsche Verhältnisse in bezug auf den Luftschutz maßgebend, da gewisse Übereinstimmungen der Wirkungen zwischen Stößen der Erdbeben und Bomben bestehen können.

<sup>4)</sup> Eng. News-Record vom 13. April 1933.