

## ÜBER DIE SICHERHEIT GEGEN ÜBERSCHREITEN DER FLIESSGRENZE BEI STATISCHER BEANSPRUCHUNG.

Von Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Dzt. Gustavsburg bei Mainz.

1. Bei allen Festigkeitsrechnungen des Ingenieurs taucht eine Frage auf, deren Beantwortung von grundlegender Bedeutung für die Sicherheit des Bauteils ist: Wie beurteilt man die Höhe der Beanspruchung eines Baustoffs durch einen bestimmten, allgemeinen Spannungszustand bei statischer Belastung?

Die folgenden Ausführungen beziehen sich ausschließlich auf homogenes, isotropes Material, das dem allgemeinen Hookeschen Gesetze der Proportionalität von Spannungen und Verzerrungen bis an die Fließgrenze genügt. Seien  $\sigma_S$  (Streckgrenze) und  $\sigma_{-S}$  (Quetschgrenze) die im gewöhnlichen Zug- bzw. Druckversuch mit einem prismatischen Stabe gemessenen Spannungen an der Fließgrenze des Baustoffs und  $\sigma_B$  (Zugfestigkeit) sowie  $\sigma_{-B}$  (Druckfestigkeit) die entsprechenden höchsten aufgetretenen Spannungswerte vor dem Bruch. Diese vier Werte können bei Baustoffen mit ausgeprägter Fließgrenze immer als bekannt vorausgesetzt werden, bei Stoffen ohne scharf ausgeprägte Fließgrenze sind allerdings auch oft nur die Werte  $\sigma_B$  und  $\sigma_{-B}$  bekannt, so z. B. bei Beton, Gesteinen, bei spröden Metallen usw. Andere „Festigkeitszahlen“ als diese vier werden nur in Ausnahmefällen bekannt sein, wenn man von der Dauerfestigkeit und dgl. absieht. Selbst die Spannungswerte für die Fließgrenze bzw. im Bruchzustand bei reiner Schubbeanspruchung werden im allgemeinen unbekannt sein, da Torsionsversuche nur verhältnismäßig selten ausgeführt werden.

Betrachtet man einen prismatischen Stab vom Querschnitt  $F$ , der durch eine Normalkraft  $P$  gespannt ist, so hat man die mittlere Zug- (Druck-) Spannung  $\sigma = \frac{P}{F}$  zur Beurteilung der Höhe der Beanspruchung mit den bekannten Festigkeitszahlen des betreffenden Baustoffs zu vergleichen.

Die Verhältniszahl  $n = \frac{\sigma_S}{\sigma}$  für Zugbeanspruchung  $\sigma > 0$ , bzw.  $n = -\frac{\sigma_{-S}}{\sigma}$  für Druckbeanspruchung  $\sigma < 0$  der Spannung  $\sigma \pm s$  an der Fließgrenze bei einachsigen Spannungszustand geteilt durch die im Stabe auftretende Spannung  $\sigma$  heißt Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze. Die Verhältniszahl  $n' = \frac{\sigma_B}{\sigma}$  bzw.  $n' = -\frac{\sigma_{-B}}{\sigma}$  der Festigkeit zur auftretenden

Spannung heißt Sicherheit gegen Brucheintritt. In neuerer Zeit findet die Ansicht immer weitere Verbreitung, daß es besser ist, die Sicherheit möglichst auf die Fließgrenze ( $\sigma_S, \sigma_{-S}$ ) zu beziehen, statt auf die Bruchspannungen ( $\sigma_B, \sigma_{-B}$ ), wie dies früher üblich war. Nach dem heutigen Stande unserer Baustoffkenntnisse sollte man die Sicherheit bei Baustoffen mit ausgeprägter Fließgrenze (Stahlsorten, Nickel, Kupfer usw.) nur noch auf die Fließspannungen beziehen. Die Sicherheitszahl  $n$  kann dann unter Umständen nur wenig größer als eins sein. Anders bei Baustoffen ohne ausgeprägte Fließgrenze. Wegen vielerlei Schwierigkeiten wird man die Sicherheit für solche Stoffe bis auf weiteres noch auf die Bruchspannungen beziehen müssen (vgl. Abschnitt 5). Entsprechend der viel größeren Unsicherheit wird dafür die Sicherheitszahl  $n'$  eine bedeutend größere sein müssen.

Solange es sich um einen einachsigen Spannungszustand handelt (eine einzige der drei Hauptspannungen ist von null verschieden, wie bei Zug-, Druck- oder Biegebeanspruchung eines Stabes), kann man die Sicherheit  $n$  gegen Überschreiten der Fließgrenze an jeder Stelle des Bauteils nach obigem ohne weiteres angeben. Dagegen ergeben sich schon bei reiner Schubbeanspruchung, wie sie z. B. bei der Torsion prismatischer Stäbe eintritt, Schwierigkeiten, es sei denn, daß man neben dem üblichen Zug- und Druckversuch auch noch einen Verdrehungsversuch z. B. mit einem dünnwandigen Rohre ausführt. Und gar erst im allgemeinen Fall des dreiachsigen Spannungszustandes, wenn drei von null verschiedene Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  bzw. sechs Spannungskomponenten  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  notwendig sind, um den Spannungszustand an der betreffenden Stelle des Körpers zu beschreiben. Es ergibt sich die Frage, welche verschiedenen Spannungszustände  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  sind hinsichtlich des Erreichens der Fließgrenze einander gleichwertig, welches ist der „Maßstab für die Höhe der Beanspruchung“ eines Baustoffs durch einen allgemeinen dreiachsigen Spannungszustand? Dabei ist noch stillschweigend vorausgesetzt, daß die Höhe der Beanspruchung in einem bestimmten Punkte des Körpers nur von dem Spannungszustand in diesem Punkt, nicht aber von den Spannungen in seiner Umgebung abhängt.

Eine Übersicht über die wichtigsten Vorschläge, welche für einen Maßstab der Höhe der Beanspruchung gemacht wurden, findet man in dem Aufsätze des Verfassers: „Der Spannungszustand an der Fließgrenze (Plastizitätsbedingung)“ ZAMM (6), 1926, S. 199—216. Auf diese Arbeit wird weiter unten wiederholt durch „F II“ und Angabe des Abschnitts Bezug genommen. Die älteren Vorschläge für eine Fließbedingung sind in Widerspruch mit den Versuchsergebnissen und deswegen nicht mehr aufrechtzuerhalten. An dieser Stelle sei darüber nur das Folgende bemerkt: In welchem Umfange die Mohrsche Schubspannungshypothese, die hier als bekannt vorausgesetzt werden darf, für den Bruchzustand zutrifft, ist noch nicht vollständig geklärt, für die Fließgrenze ist sie nach neueren Versuchen nicht zutreffend, da ein beträchtlicher Einfluß der Höhe der mittleren Hauptspannung vorhanden ist, was aber nach Mohr nicht der Fall sein dürfte. Von den deutschen Ingenieuren wurde bisher vorzugsweise die Hauptdehnungshypothese (vgl. F II, 3) benutzt, nach welcher die Höhe der Beanspruchung an einer bestimmten Stelle nur von der größten dort auftretenden (positiven oder negativen) Dehnung abhängt, während die Größe der dem Betrag nach kleineren Dehnungen nach den anderen Richtungen ohne Einfluß ist. Alle die bekannten Gleichungen für die sogenannte Ersatzspannung, ideale Hauptspannung oder maßgebende Spannung bei gleichzeitigem Auftreten von Normal- und Schubspannungen (zwei oder dreiachsiger Spannungszustand) sind unter Voraussetzung der Gültigkeit der Hauptdehnungshypothese abgeleitet. Viele Versuchsreihen haben, z. T. schon vor langer Zeit, gezeigt, daß die Hauptdehnungshypothese unzutreffend ist. Es ist einer der Zwecke des vorliegenden Aufsatzes, jene ebenso ein-

fachen und z. T. noch viel einfacheren Gleichungen mitzuteilen, welche man besser an die Stelle der veralteten Formeln für die „ideelle Spannung“ setzen sollte, die man heute noch in fast allen einschlägigen Lehrbüchern und Taschenbüchern finden kann<sup>1</sup>.

2. Eine neue Hypothese für den Maßstab der Beanspruchung beim allgemeinen Spannungszustand ist vom Verfasser in dem oben genannten Aufsatz (F II, 9) vorgeschlagen worden. Diese Hypothese ist sehr anpassungsfähig, weshalb sie die bisher bekannten Versuchsergebnisse sehr gut wiedergibt.

Ein homogener isotroper Körper, der im Anfangszustand spannungsfrei ist, sei bei konstanter Temperatur durch einen unterhalb der Fließgrenze bleibenden Spannungszustand beansprucht. Die Komponenten des im allgemeinen von Punkt zu Punkt des Körpers veränderlichen Spannungszustandes bezüglich eines rechtwinkligen Koordinatenkreuzes (O, x, y, z) seien in üblicher Weise mit  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ , die zugehörigen Hauptspannungen mit  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  bezeichnet. Die bei der Verzerrung des Körpers von den äußeren Kräften geleistete Arbeit ist als „Formänderungsarbeit“ oder „elastisches Potential“ aufgespeichert. Von einem Raunteilchen  $\Delta V$  an der Stelle P(x, y, z) des Körpers wird dabei die Arbeitsmenge  $\Delta \mathcal{A}$  aufgenommen. Der auf die Raumeinheit bezogene Grenzwert  $A = \lim_{\Delta V \rightarrow 0} \left( \frac{\Delta \mathcal{A}}{\Delta V} \right)$  der Formänderungsarbeit heißt bezogene Formänderungsarbeit im betrachteten Punkte P, spezifische Formänderungsarbeit oder kurz Formänderungsarbeit. Unter den genannten Voraussetzungen liefert die Elastizitätstheorie hierfür den Ausdruck

$$(1) \quad A = \frac{1}{2E} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{1}{mE} (\sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x + \sigma_x \sigma_y) + \frac{1}{2G} (\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2).$$

Darin bedeutet E den Elastizitätsmodul, G den Schubmodul, m die Poissonsche Querkontraktionszahl, wobei zwischen E, G und m die Gleichung  $2G = \frac{mE}{m+1}$  besteht.

Nach der neuen Hypothese ist die nach (1) berechnete, in der Raumeinheit aufgespeicherte, gesamte Formänderungsarbeit A als Maß für die Höhe der Beanspruchung des Baustoffs an der betrachteten Stelle P zu benutzen. Der Fließgrenze entspricht ein gewisser Wert  $A^F$ , der von der an der betreffenden Stelle P vorhandenen mittleren Normalspannung  $p = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$  abhängt:  $A^F = A^F(p)$ . Bei gleichem Wert p sind nach dieser Hypothese alle jene Spannungszustände hinsichtlich des Erreichens der Fließgrenze gleichwertig, für welche die bezogene Formänderungsarbeit A gleich groß ist. Die Funktion  $A^F = A^F(p)$  für die Fließgrenze ist bei jedem Baustoff durch Versuche zu bestimmen. Ein anschauliches Bild der Hypothese für die Fließbedingung erhält man dadurch, daß man das Raunteilchen  $\Delta V$  einem Gefaße vergleicht, das nur eine ganz bestimmte Flüssigkeitsmenge  $\mathcal{A} = A^F \cdot \Delta V$  fassen kann, wobei der Inhalt des Gefäßes  $\mathcal{A} = A^F(p) \cdot \Delta V$  mit der „Temperatur“ p veränderlich ist. Teilweise Füllung des Gefäßes  $A < A^F(p)$  bei einer bestimmten Temperatur p entspricht rein elastischer Verzerrung, volles Gefäß  $A = A^F$  der eben erreichten Fließgrenze und Überlaufen des Gefäßes  $A > A^F$  dem Fließen des Baustoffs.

Eine Spannungsgröße, die man mit den Festigkeitszahlen des Zug-(Druck-)Versuchs vergleichen kann, erhält man auf die folgende Weise: Für den Zugstab ( $\sigma_x = \sigma$ , alle anderen Spannungen sind null) gilt nach (1)  $A = \frac{\sigma^2}{2E}$ . Ist also umgekehrt der Betrag A der bezogenen Formänderungsarbeit

bekannt, so kann man die Normalspannung  $\sigma$  aus  $\sigma = \sqrt{2EA}$  berechnen. Für den allgemeinen Fall der Beanspruchung erhält man analog die sogenannte Vergleichsspannung  $\sigma_e$  nach der Gleichung

$$(2) \quad \sigma_e = \sqrt{2EA},$$

worin A nach (1) zu berechnen ist. Die Vergleichsspannung  $\sigma_e$  ist ein zweckmäßiger Maßstab für die Höhe der Beanspruchung. Sie ist gleich jener Spannung, die man in einem Zugstab ausüben muß, damit für ihn die bezogene Formänderungsarbeit A gleich groß ist, wie infolge des allgemeinen Spannungszustandes in dem Körperpunkt P. Die Vergleichsspannung für die Fließgrenze ist  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p) = \sqrt{2E \cdot A^F(p)}$ , mit  $3p = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ .

Nach der skizzierten Hypothese hat ein Spannungszustand ( $\sigma_x, \dots, \tau_{yz}, \dots$ ) nur dann rein elastische Verzerrungen zur Folge, wenn 1. die mittlere Normalspannung p in dem Intervall  $p_{\min} < p < p_{\max}$  liegt und 2. die Vergleichsspannung  $\sigma_e$  kleiner ist als der Wert  $\sigma_e^F(p)$  der Vergleichsspannung an der Fließgrenze bei gleicher mittlerer Normalspannung p. Ist  $p < p_{\min}$  oder  $p > p_{\max}$ , so ist kein Spannungszustand mit rein elastischen Verzerrungen möglich, desgleichen, wenn für  $p_{\min} < p < p_{\max}$  die Vergleichsspannung  $\sigma_e > \sigma_e^F(p)$  ist.

Die nebenstehenden Abbildungen 1 a und 1 b zeigen schematisch den vermutlichen Verlauf der Funktionen  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p)$  für die Fließgrenze, und zwar zeigt Abb. 1 a den Typus der dehnbaren Metalle (Stahl), Abb. 1 b den der spröden Baustoffe (Zink, Marmor, Beton ..). Jedem Spannungszustand ( $\sigma_x, \dots, \tau_{yz}, \dots$ ) ist ein bestimmter Punkt (p,  $\sigma_e$ ) des Diagramms zugeordnet. Die Verzerrungen sind dann rein elastisch, wenn der Punkt (p,  $\sigma_e$ ) innerhalb der schraffierten Fläche liegt, im gegenteiligen Falle tritt bleibende Verdichtung, Fließen des Baustoffs usw. ein. Den Punkten (p,  $\sigma_e$ ) unterhalb der beiden Geraden  $\overline{OH_+}$  und  $\overline{OH_-}$  entsprechen keine möglichen Spannungszustände, da die bezogene Formänderungsarbeit A bei einer mittleren Normalspannung p

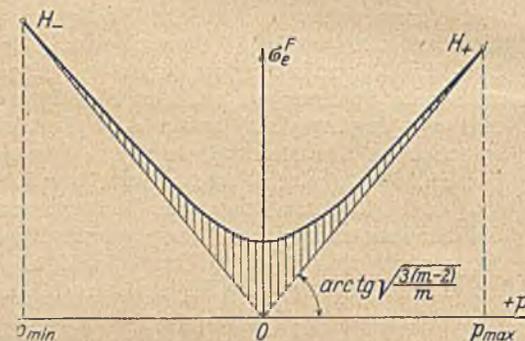


Abb. 1 a.

$\sigma_e^F$  — Grenzkurventypus für dehnbare Metalle.

$A \geq A_p = \frac{3(m-2)}{m} \cdot \frac{p^2}{2E}$ , so daß die Vergleichsspannung  $\sigma_e$  für alle Spannungszustände

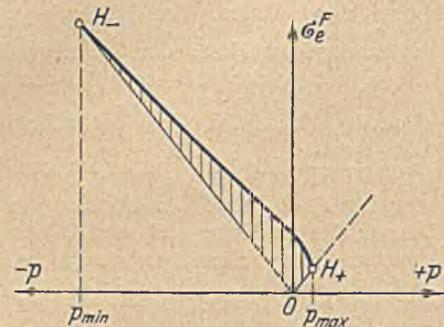


Abb. 1 b.

$\sigma_e^F$  — Grenzkurventypus für spröde Stoffe.

$$\sigma_e \geq \sqrt{\frac{3(m-2)}{m}} |p|$$

wird. Die Endpunkte  $H_+$  und  $H_-$  der Grenzkurve  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p)$  entsprechen kritischen hydrostatischen Spannungszuständen ( $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = p, \tau_{yz} = \tau_{zx} = \tau_{xy} = 0$ ), d. h. allseitig gleichem Zug oder Druck. Die Vergleichsspannung wird für diesen Fall

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{3(m-2)}{m}} |p|.$$

<sup>1</sup> Man s. z. B. Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch I, 1925 (25. Aufl.) S. 589; Förster, Taschenbuch für Bauingenieure I, 1921 (4. Aufl.) S. 224; Betonkalender I, 1925, S. 91.

Benutzt man die Vergleichsspannung  $\sigma_e$  als Maßstab der Beanspruchung, so ist die Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze konsequent auf die folgende Weise zu definieren: Läßt man alle Komponenten  $(\sigma_x, \dots, \tau_{yz}, \dots)$  des Spannungszustandes in gleichem Verhältnis auf das  $\lambda$ -fache ihres Betrages anwachsen, so daß  $\lambda p$  an die Stelle von  $p$  und  $\lambda \sigma_e$  an die Stelle von  $\sigma_e$  tritt, dann wird man für eine gewisse Verhältniszahl  $\lambda = n$  an die Fließgrenze  $\sigma_e^F(n p)$  des Baustoffs kommen.  $n$  ist die „Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze“. Bei gegebenen Werten  $p$ ,  $\sigma_e$  und bei bekannter Grenzkurve  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p)$  für die Fließgrenze des Baustoffs gestaltet sich die Bestimmung der Sicherheitszahl  $n$  gemäß Abb. 2 folgendermaßen: Der Schnittpunkt  $P'$  der Geraden  $OP$  mit der Grenzkurve gibt jenen Punkt an der Fließgrenze, für welchen das Verhältnis zwischen der mittleren Normal-

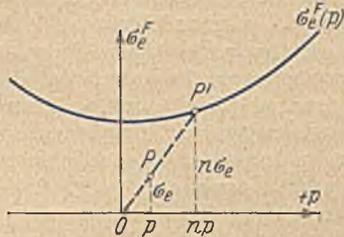


Abb. 2. Bestimmung der Sicherheit  $n$  gegen Überschreiten der Fließgrenze.

einen Spannungszustand  $(p, \sigma_e)$  als Wurzel der Gleichung

$$(3) \quad n \sigma_e = \sigma_e^F(n p).$$

Die oben definierte Sicherheit gegen Überschreiten der Fließgrenze bei allgemeiner Beanspruchung geht bei den sogenannten einfachen Spannungszuständen in die auf die gewöhnliche Weise berechneten Sicherheitszahlen über.

Eine andere Darstellung der Fließbedingung als durch die Grenzkurve im  $(p, \sigma_e)$ -System erhält man dadurch, daß man jedem Spannungszustand mit den Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  in einem rechtwinkligen Koordinatenkreuz einen Punkt  $P$  mit den Koordinaten  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  zuordnet. Der Fließbedingung  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p) = \sigma_e^F\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}\right)$  entspricht dann eine gewisse allseitig geschlossene Fläche  $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ . Bei dieser Darstellung der Fließbedingung, die sich übrigens schon 1882 bei Hertz findet, liegen die Punkte, welche allen denjenigen Spannungszuständen  $(\lambda \sigma_1, \lambda \sigma_2, \lambda \sigma_3)$  entsprechen, die sich voneinander nur durch ihre Intensität  $\lambda$  unterscheiden, auf einer Geraden durch den Nullpunkt und den Punkt  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ . Der Durchstoßpunkt  $P'$  ( $n \sigma_1, n \sigma_2, n \sigma_3$ ) dieser Geraden mit der Grenzfläche gibt die Sicherheit  $n$  gegen Erreichen der Fließgrenze durch den Spannungszustand  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , denn es ist  $n = \frac{OP'}{OP}$ .

Zur Beurteilung der Gesamthöhe der Beanspruchung eines Baustoffs durch zwei oder mehrere sich überlagernde Spannungszustände mit den Spannungen  $(\sigma_x', \dots, \tau_{yz}', \dots), (\sigma_x'', \dots, \tau_{yz}'', \dots)$ , hat man die bezogene Formänderungsarbeit  $A$  für die gesamte Verzerrung gegenüber dem spannungslosen Anfangszustand zu bilden. Man hat also in (1)  $\sigma_x = \sigma_x' + \sigma_x'' + \dots$ ,  $\tau_{yz} = \tau_{yz}' + \tau_{yz}'' + \dots$ , usw., d. h. die nach der Überlagerung vorhandenen Gesamtspannungen einzusetzen. Es wäre falsch, die Vergleichsspannungen  $\sigma_e', \sigma_e'', \dots$  für die einzelnen Spannungszustände einfach zu addieren, denn von wenigen Ausnahmefällen (einfache Spannungszustände) abgesehen, ist  $\sigma_e \neq \sigma_e' + \sigma_e'' + \dots$ . Es wäre auch unrichtig, einfach die zu den Teilspannungszuständen je für sich allein gehörenden Formänderungsarbeiten  $A', A'', \dots$  zu addieren, wie es vielleicht als naheliegend erscheinen mag. Die damit zu

$$\sqrt{2E(A' + A'' + \dots)} = \sqrt{\sigma_e'^2 + \sigma_e''^2 + \dots} \neq \sigma_e$$

erhaltenen Vergleichsspannungen sind unrichtig, weil im allgemeinen

$$A \{(\sigma_x' + \sigma_x'' + \dots) \dots (\tau_{yz}' + \tau_{yz}'' + \dots)\} \neq A'(\sigma_x', \dots, \tau_{yz}', \dots) + A''(\sigma_x'', \dots, \tau_{yz}'', \dots) + \dots$$

ist. 3. In vielen Fällen gewinnt man eine Reihe weiterer Vorteile, wenn man die in Abschnitt 2 angegebene Hypothese in einer zweiten Form verwendet. Nach einem Satze der Elastizitätstheorie kann man die gesamte bezogene Formänderungsarbeit für alle Spannungszustände in zwei Teile zerlegen:  $A = A_p + A_g$ , von denen der erste

$$A_p = \frac{3(m-2)}{2mE} p^2 \text{ (Verdichtungsarbeit)}$$

die Formänderungsarbeit unter allseitig gleichem Zug (Druck)  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$  und der zweite

$$A_g = \frac{1}{12G} \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\} + \frac{1}{2G} (\tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{xy}^2) \text{ (Gestaltänderungsarbeit),}$$

die bei einer reinen Gestaltänderung mit unverändertem Volumen geleistete bezogene Formänderungsarbeit ist. Für die Fließgrenze gilt

$$A_g^F = \frac{1}{2E} [\sigma_e^F(p)]^2 - \frac{3(m-2)}{2mE} p^2 \equiv A_g^F(p),$$

d. h.  $A_g^F(p)$  ist eine bekannte Funktion der mittleren Normalspannung  $p$ , sobald die Grenzkurve  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p)$  gegeben ist. Unter gewissen Voraussetzungen wird man also auch die Gestaltänderungsarbeit  $A_g$  zur Beurteilung der Höhe der Beanspruchung durch einen bestimmten Spannungszustand benutzen können. Tut man dies, so hat man in

$$(4) \quad \sigma_g = \sqrt{6GA_g}$$

mit

$$(5) \quad 6GA_g = \frac{1}{2} \{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2\} + 3(\tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{xy}^2)$$

eine Vergleichsspannung, die dasselbe leistet wie  $\sigma_e = \sqrt{2EA}$ . Der Wert  $\sigma_g$  ist noch bequemer und einfacher zu berechnen als die Vergleichsspannung  $\sigma_e$ . Außer den gleichen Vorteilen, wie bei Benutzung von  $\sigma_e$  (vgl. F II, 6 bis 11), hat man jetzt noch den weiteren, für die Anwendungen besonders wichtigen Umstand, daß man die Gestaltänderungsarbeit  $A_g$  aus den Spannungen berechnen kann, ohne daß man den Wert der Querkontraktionsziffer  $m$  kennt, welche in sehr vielen Fällen nur mehr oder weniger zutreffend geschätzt werden kann. Berechnet man die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  nach (4) und (5), so braucht man überhaupt keine der elastischen Konstanten  $E, G, m$  zu kennen, wenn nur die Spannungen gegeben sind.

Wie man aus (5) sofort erkennt, ist die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  so eingeführt, daß sie für einachsige Spannungszustände mit der betreffenden Zug- (Druck-) -Spannung übereinstimmt. Insbesondere ist die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze bei einfacher Zug- oder Druckbeanspruchung gleich dem an der Streckgrenze bzw. Quetschgrenze gemessenen Werte  $\sigma_S$  und  $\sigma_{-S}$ . Nach dieser zweiten Form der Fließbedingung sind also alle jene Spannungszustände hinsichtlich des Überschreitens der Fließgrenze gleichwertig, für welche bei gleichem Wert  $p$  der mittleren Normalspannung der aus der Gestaltänderungsarbeit  $A_g$  berechnete Wert der Vergleichsspannung  $\sigma_g$  gleich groß ist.

Der Zusammenhang zwischen den beiden Vergleichsspannungen  $\sigma_g$  und  $\sigma_e$  für den gleichen Spannungszustand ergibt sich zu

$$(6) \quad \sigma_g = \sqrt{\frac{3m}{2(m+1)} \left\{ \sigma_e^2 - \frac{3(m-2)}{m} p^2 \right\}}.$$

Die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze kann man nach (6) aus  $\sigma_e^F$  berechnen oder auch unmittelbar aus Versuchen bestimmen. Für die Fließbedingung erhält man dann eine neue Grenzkurve  $\sigma_g^F = \sigma_g^F(p)$  im  $(p, \sigma_e)$ -Koordinatensystem. Die Abb. 3 zeigt schematisch die Typen der Grenzkurven  $\sigma_g^F$  für dehnbare Metalle (Abb. 3 a) und für spröde

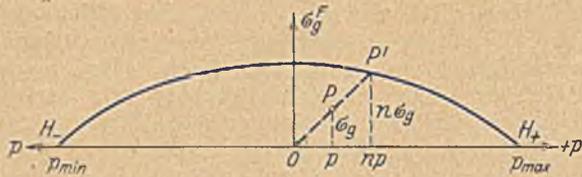


Abb. 3 a.

$\sigma_g^F$  — Grenzkurvtypus für dehnbare Metalle.

Stoffe (Abb. 3 b). Man vergleiche damit die Grenzkurven für  $\sigma_e^F$  in Abb. 1 a und 1 b. Die Endpunkte  $H_+$  und  $H_-$  müssen auf der  $p$ -Achse liegen, d. h. es muß für sie  $\sigma_g = 0$  sein, wenn nicht die Intensität der allseitig gleichmäßigen Zug- oder Druckbeanspruchung über alle Grenzen gesteigert werden kann, ohne daß die Fließgrenze erreicht wird.

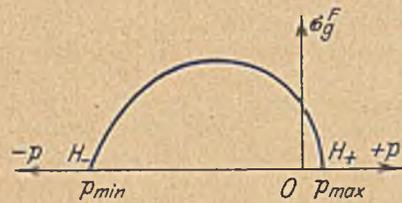


Abb. 3 b.

$\sigma_g^F$  — Grenzkurvtypus für spröde Stoffe

Die Sicherheit  $n$  gegen Überschreiten der Fließgrenze  $\sigma_g^F$  ist ebenso wie bei Benutzung von  $\sigma_e$  als Vergleichsspannung gemäß Abb. 3 a oder analytisch als Wurzel der Gleichung

$$(7) \quad n \sigma_g = \sigma_g^F(n p)$$

zu bestimmen. Das in Abschnitt 2 Gesagte gilt dann sinngemäß auch hier. Man sieht leicht ein, daß die nach Gleichung (3) und die nach (7) berechneten Sicherheitszahlen  $n$  für den gleichen Baustoff und denselben Spannungszustand übereinstimmen. Unterscheidet man die beiden Werte für den Augenblick durch die Indizes  $e$  und  $g$  ( $n_e, n_g$ ), so gilt  $n_e = n_g = n$ , da die Sicherheit natürlich gleich groß ist, einerlei, ob man  $\sigma_e$  oder  $\sigma_g$  als Maßstab für die Höhe der Beanspruchung benutzt. Wir haben gesehen, daß es nach der neuen Hypothese für die Fließgrenze isotroper Stoffe gleichgültig ist, ob man  $\sigma_e$  oder  $\sigma_g$  als Vergleichsspannung für die Höhe der Beanspruchung eines Baustoffs durch einen bestimmten Spannungszustand benutzt<sup>2</sup>. Wegen der Vorteile der einfacheren Berechnung von  $\sigma_g$  wird es in vielen Fällen bequemer sein, die Vergleichsspannung  $\sigma_g$ , d. h. also die Gestaltänderungsarbeit  $A_g$  zugrunde zu legen. Der Vorteil, daß  $\sigma_g$  ohne Kenntnis der elastischen Konstanten  $E, G, m$  berechnet werden kann, wird allerdings im allgemeinen nur ein scheinbarer sein, da man die Konstanten, mindestens aber  $m$ , ja doch zur Bestimmung des Spannungszustandes in dem Körper braucht.

Kennt man für einen bestimmten Fall die Werte  $p, \sigma_g$  und interessiert aus irgendeinem Grunde auch die Vergleichsspannung  $\sigma_e$ , so kann man diese aus der Umkehrung (8) der Gleichung (6) finden. Es ist

$$(8) \quad \sigma_e = \sqrt{\frac{2(m+1)}{3m} \sigma_g^2 + \frac{3(m-2)}{m} p^2}$$

Die Gesamthöhe der Beanspruchung durch mehrere sich überlagernde Teilspannungszustände ist ebenso wie in Abschnitt 2 mittels der gesamten, im Vergleich zum spannungslosen Anfangszustand auftretenden Spannungen und Ver-

zerrungen zu berechnen. Die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  für den Gesamtspannungszustand wird sich dabei im allgemeinen kleiner ergeben als die Summe der den Teilspannungszuständen entsprechenden Werte  $\sigma_g', \sigma_g'', \dots$ , aber i. a. auch kleiner als der aus der Summe der den Teilspannungszuständen entsprechenden Gestaltänderungsarbeiten  $A_g', A_g'', \dots$  berechnete Wert  $\sqrt{\sigma_g'^2 + \sigma_g''^2 + \dots}$ .

4. Fließbedingung für dehnbare Metalle mit gleichhoher Streckgrenze und Quetschgrenze (Stahlsorten, Nickel, Kupfer). Die heute vorliegenden ausführlichen Versuchsreihen von Guest, Lode, Roß u. a. zur Feststellung der Fließbedingung erlauben bereits, die Grenzkurven  $\sigma_e^F(p)$  bzw.  $\sigma_g^F(p)$  in einem größeren, für die praktischen Anwendungen in erster Linie in Betracht kommenden Bereich zu bestimmen.

Die in Frage kommenden Versuche sind fast ausschließlich solche mit dünnwandigen, zylindrischen Rohren, die gleichzeitig durch eine Längskraft, hydrostatischen Innendruck und durch ein Torsionsmoment beansprucht waren. Durch Veränderung der einzelnen Beanspruchungskomponenten kann man so in dem Rohr die verschiedenartigsten Spannungszustände erzeugen. Wir verwenden im folgenden die bequemer zu berechnenden Werte der Vergleichsspannungen  $\sigma_g^F$ . Die Werte  $\sigma_e^F$  können daraus leicht nach (8) berechnet werden. Verschiedene Grenzkurven für  $\sigma_e^F = \sigma_e^F(p)$  vgl. F II, 10—14.

Die älteren Versuche von Guest (1900)<sup>3</sup> galten seinerzeit als eine der Hauptstützen der „Schubspannungshypothese“. Die Guest'schen Versuche lassen sich jedoch mindestens ebenso gut nach den Gesichtspunkten der neuen Hypothese ordnen. Abb. 4 zeigt drei der Versuchsreihen von Guest (tubes IV,

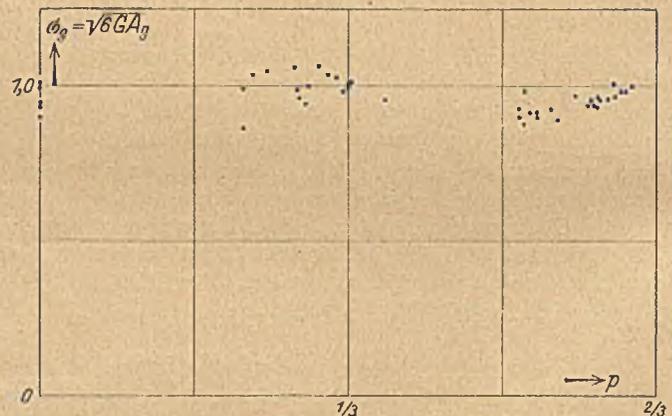


Abb. 4. Versuche von Guest. Eisenrohre IV, VII, VIII.

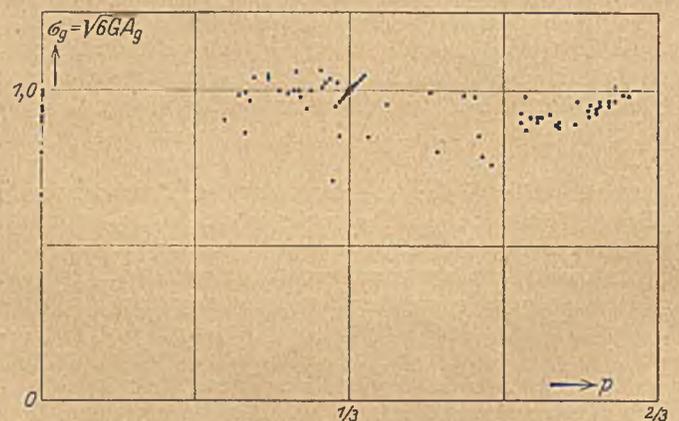


Abb. 5. Versuche von Guest. Eisenrohre I—IX.

VII, VIII, table VI) und Abb. 5 sämtliche mit Eisenrohren durchgeführten Versuche (tubes I—IX, table VI). Da die einzelnen Rohre aus verschiedenen Eisensorten hergestellt

<sup>3</sup> Guest, on the strength of ductile materials under combined stress, Philos. Magazine (50), 5<sup>s</sup>, 1900 p. 69 ÷ 132.

<sup>2</sup> Die in Abschnitt 3 betrachtete zweite Form der neuen Fließbedingung  $A_g^F = A_g^F(p)$  ist kurze Zeit nach dem Vorschlage des Verfassers (8. 5. 1925) auch von Herrn von Mises in einem Vortrage im Berliner Bezirksverein des V. d. I. (am 17. 7. 1925) als Plastizitätsbedingung angegeben worden.

waren, sind in Abb. 4 und 5 Verhältniszahlen  $\frac{\sigma_g}{\sigma_s}$  und  $\frac{p}{\sigma_s}$  eingetragen, wobei der Wert der Spannung an der Streckgrenze  $\sigma_s$  gleich eins gesetzt wurde. Soweit mehrere Zugversuche ausgeführt wurden, ist der Mittelwert für das betreffende Rohr zugrunde gelegt worden. Als Abszissen sind die Werte  $p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$  aufgetragen, die Ordinaten sind die nach (4) und (5) berechneten Werte der Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze. Die Streuung der Meßpunkte ist zwar ziemlich groß, doch ist zu beachten, daß das in Abb. 5 dargestellte Versuchsmaterial an Eisenrohren von ganz verschiedenem Baustoff gewonnen ist. Die Streckgrenze  $\sigma_s$  des Materials schwankte bei den einzelnen Rohren zwischen 33,0 und 60,5 lbs/squ inch, während die Rohre IV, VII, VIII (Abb. 4) aus Eisen mit gleichhoher Fließgrenze bestanden<sup>4</sup>. Auch war die Versuchseinrichtung noch nicht so vollkommen, wie bei den späteren Versuchen. Ferner ist ein zum Teil sehr beträchtlicher Einfluß der Verfestigung vorhanden, da die einzelnen Rohre jeweils zu einer ganzen größeren Versuchsreihe (mit bis zu 20 Einzelversuchen) benutzt wurden. Dieser die Streuung vergrößernde Einfluß ist in den Abb. 4 und 5 in keinerlei Weise korrigiert worden.

Die Versuche von Guest können gut durch die Gleichung  $\sigma_g^F = \sigma_g^F(p) = \sigma_s = \text{konstant}$  dargestellt werden. Sieht man von einigen wenigen Punkten ab, die offensichtlich ganz außerhalb der den Versuchsbedingungen entsprechenden Streuung liegen, so betragen die größten Abweichungen nach beiden Seiten je etwa 10%; das ist eine Genauigkeit, wie sie mittels der älteren Hypothesen für die Fließgrenze für das gleiche Versuchsmaterial nicht zu erzielen ist.

Sehr wertvolle und genaue Versuche mit Rohren aus Eisen, Kupfer und Nickel wurden in letzter Zeit in Göttingen von W. Lode ausgeführt<sup>5</sup>. Lode zieht aus seinen Versuchs-

<sup>4</sup> Nähere Angaben über die Zusammensetzung der verwendeten Eisensorten fehlen.

<sup>5</sup> W. Lode, Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle Eisen, Kupfer und Nickel, Z. f. Physik, Bd. 36, 1926, S. 913—939. — Man vgl. ferner A. Nádai, Zur Mechanik der bildsamen Formänderungen. Berichte der Fachausschüsse des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. Werkstoffauschuß, Bericht Nr. 56; sowie W. Lode, Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf die Fließgrenze, ZAMM Bd. 5, 1925, S. 142—143.

ergebnissen diese Schlußfolgerung: „Bei weitem am besten von allen aufgezählten Plastizitätsbedingungen stellt die der konstanten Gestaltänderungsenergie den Sachverhalt dar . . . die Differenzen sind nirgends größer als 0,035.“ Die Versuche von Lode erstrecken sich ebenso wie die von Guest nur über einen im Zuggebiet liegenden Bereich  $0 \leq p \leq \sim \frac{2}{3} \sigma_s$ . Innerhalb dieser Grenzen ist die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  an der Fließgrenze bis auf eine Genauigkeit von 3,5% konstant:  $\sigma_g^F(p) = \sigma_s = \text{konstant}$ .

Weitere genaue Versuche zur Bestimmung der Fließbedingung wurden mit Siemens-Martin-Stahl (0,22% C, 0,25% Si, 0,04% P, 0,02% S, 0,71% Mn) in der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich von Roß und Eichinger durchgeführt<sup>6</sup>. Diese Versuche überdecken den z. T. im Druckgebiet und z. T. im Zuggebiet liegenden Bereich

$$-\frac{1}{3} \sigma_s \leq p \leq \frac{1,7}{3} \sigma_s$$

Bei diesen Versuchen wurde jeder Probekörper grundsätzlich nur ein einziges Mal benutzt, so daß das Bild nicht durch die Erscheinungen der Verfestigung usw. verändert ist. Die an der Fließgrenze vorhandenen Spannungszustände sind in der Tafel (a) angegeben. Sie enthält jeweils die Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , die mittlere Normalspannung  $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$  und die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  (alle Spannungswerte in t/cm<sup>2</sup>). Die Versuchswerte sind in Abb. 6 in einem ( $p, \sigma_g^F$ )-Koordinatensystem aufgetragen. In dem durch die Versuche überdeckten Bereich ist die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  in sehr guter Annäherung konstant. Die größte Abweichung vom Mittelwert aller Versuche ist nach Tafel (a) nur 3,6% bzw. 3,2%, d. h. etwa ebenso groß wie nach Lode für die Göttinger Versuche.

Aus allen den angeführten Versuchen zur Bestimmung der Fließbedingung bei Stahl, Kupfer und Nickel erkennt man, daß innerhalb des durch Versuche überdeckten Bereiches die aus der Gestaltänderungsarbeit  $A_g^F$  berechnete Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze bis auf wenige Prozent Genauigkeit konstant ist. Dies scheint in Übereinstimmung mit der „Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit“ von

<sup>6</sup> Roß und Eichinger, Versuche zur Klärung der Bruchgefahr, Zürich 1926, Schweizer Verband für die Materialprüfungen der Technik.

Tafel (a).

Anzahl	Versuchskörper	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	p	$\sigma_g$	Bemerkung
1	D 1 . . . . .	— 2,717	—	—	— 0,906	2,717	Druckversuch
1	D 10 . . . . .	— 2,690	—	—	— 0,897	2,690	Druckversuch (Vollstab)
1	D 8 A . . . . .	— 2,580	—	—	— 0,860	2,580	Druckversuch (kleine Exzentrizität)
2	D 6, D 7 . . . . .	— 2,110	+ 0,950	— 0,095	— 0,418	2,694	
2	D 2, D 3 . . . . .	— 1,940	+ 1,100	— 0,110	— 0,317	2,651	
1	D 4 . . . . .	— 1,610	+ 1,450	— 0,145	— 0,102	2,651	
2	D 5, D 8 B . . . . .	— 1,600	+ 1,440	— 0,144	— 0,101	2,634	
1	T 4 . . . . .	+ 1,495	— 1,495	—	0	2,589	Verdrehungsversuch
1	T 5 . . . . .	+ 1,510	— 1,510	—	0	2,615	„
1	T 2 . . . . .	+ 2,030	— 0,915	— 0,077	+ 0,346	2,628	
1	T 3 . . . . .	+ 2,070	— 0,923	— 0,079	+ 0,356	2,673	
1	T 1 . . . . .	0	+ 2,550	— 0,255	+ 0,765	2,687	
1	Z 1 . . . . .	+ 2,590	—	—	+ 0,863	2,590	Zugversuch
1	Z 6 . . . . .	+ 2,630	—	—	+ 0,877	2,630	„ (Vollstab)
2	T 7, T 8 . . . . .	+ 1,471	+ 2,650	— 0,265	+ 1,285	2,540	
3	Z 2, Z 3, Z 5 a . . . . .	+ 2,830	+ 1,275	— 0,127	+ 1,326	2,562	
1	Z 4 . . . . .	+ 2,440	+ 2,200	— 0,220	+ 1,473	2,548	
1	Z 5 b . . . . .	+ 2,525	+ 2,275	— 0,227	+ 1,524	2,636	
im Mittel $\sigma_g^F =$						2,623 t/cm <sup>2</sup>	

Größte Abweichung vom Mittelwert: nach oben  $\frac{0,094}{2,623} = 3,6\%$ , nach unten  $\frac{0,083}{2,623} = 3,2\%$

Huber-Mises-Hencky zu sein, nach welcher die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze eine von allen Faktoren unabhängige Konstante ist:  $\sigma_g^F = \sigma_s$ . Da für allseitig gleichmäßige Zug- oder Druckbeanspruchung  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$  die Vergleichsspannung  $\sigma_g = 0$  wird, könnte die Fließgrenze durch einen solchen Spannungszustand ( $p < 0$ ) überhaupt nicht erreicht werden, wenn  $\sigma_g^F = \sigma_s = \text{konstant}$  ist. Dies erscheint aber, ganz besonders für den Fall  $p > 0$  der allseitig gleichen Zugbeanspruchung, wie schon oben gesagt, als vollkommen unwahrscheinlich. Wir wollen deshalb in Übereinstimmung mit den Ausführungen in Abschnitt 2 und 3, aber im Gegensatz zu der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit, unsere Schlußfolgerungen aus den Versuchen von Guest, Lode und Roß-Eichinger wie folgt zusammenfassen:

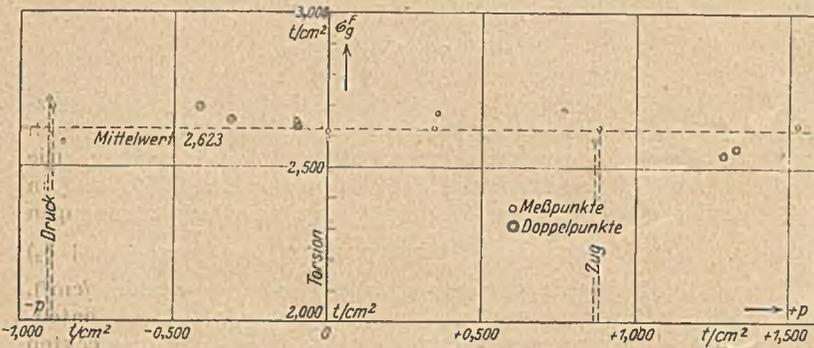


Abb. 6. Versuche von Roß Eichinger (Stahlrohre).

Bei dehnbaren Metallen (Stahl, Kupfer, Nickel) mit gleichhoher Streckgrenze  $\sigma_s$  und Quetschgrenze  $\sigma_{-s}$  ist die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F$  an der Fließgrenze innerhalb eines großen Bereichs nur sehr wenig von der mittleren Normalspannung  $p$  abhängig. In diesem Gebiete, das nach den heutigen Kenntnissen etwa  $-\frac{1}{3} \leq \frac{p}{\sigma_s} \leq +\frac{2}{3}$  ist, kann man in erster Annäherung als Fließbedingung die Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit annehmen. Nach dieser ist der Wert der Vergleichsspannung

$$(9) \quad \sigma_g = \sqrt{\left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + 3 [\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2] \right\}}$$

für alle diejenigen Spannungszustände, unter denen gerades Fließen des Baustoffs eintritt, gleich groß, nämlich  $\sigma_g^F = \sigma_s = \sigma_{-s}$ . Die Genauigkeit dieser Fließbedingung ist nach den Versuchen von Lode und Roß-Eichinger in dem angegebenen Bereich der mittleren Normalspannung  $p$  etwa  $\pm 3\frac{1}{2}\%$ .

Der oben angegebene Bereich  $-\frac{1}{3} \leq \frac{p}{\sigma_s} \leq +\frac{2}{3}$  der mittleren Normalspannung  $p$ , in dem die Fließbedingung bisher bekannt ist, umfaßt die meisten praktisch vorkommenden Spannungszustände. Das oben Gesagte gilt jedoch nicht für solche Fälle, in denen  $p$  dem Wert der Streckgrenze  $\sigma_s$  nahekommt.

Für dehnbare Metalle, bei denen  $\sigma_s$  und  $\sigma_{-s}$  nicht genau gleich groß sind, wie es z. B. bei fast allen Stahlsorten der Fall ist, bei denen sich aber  $\sigma_s$  und  $\sigma_{-s}$  um nicht mehr als etwa 10% unterscheiden, kann man  $\sigma_g^F = \frac{1}{2} (\sigma_s + \sigma_{-s})$  setzen. Die dann zu erwartende größte Abweichung von der Fließbedingung  $\sigma_g^F = \text{konstant}$  wird etwa  $\frac{\sigma_{-s} - \sigma_s}{\sigma_{-s} + \sigma_s}$  betragen.

Bei den Versuchen von Roß und Eichinger war  $\sigma_{-s} = 1,05 \sigma_s$ , woraus also bereits der größte Teil der Streuung der Meßpunkte zu erklären ist (vgl. Abb. 6 und 3a).

Die Sicherheit  $n$  gegen Überschreiten der Fließgrenze erhält man für einen bestimmten Spannungszustand  $(p, \sigma_g)$  in einem dehnbaren Metall aus  $n = \frac{\sigma_s}{\sigma_g}$  bzw. aus

$n = \frac{\sigma_s + \sigma_{-s}}{2 \sigma_g}$ , wenn  $\sigma_{-s}$  nur annähernd gleich  $\sigma_s$  ist, vorausgesetzt, daß  $|p| \leq \frac{2}{3} \sigma_g$  ist. Dies gilt nicht für jene Spannungszustände, für die  $|p| > \sim \frac{2}{3} \sigma_g$  ist, da dann der Schnittpunkt  $P'$  der Geraden  $OP$  mit der Grenzkurve nicht bekannt ist (vgl. Abb. 3a)<sup>7</sup>. Solange die Grenzkurve nicht vollständig bestimmt ist, kann man deshalb die Sicherheit  $n$  für die Spannungszustände  $|p| > \sim \frac{2}{3} \sigma_g$  nur durch Extrapolation der Grenzkurve schätzen. Die aus der Gleichung  $n = \frac{\sigma_s}{\sigma_g}$  berechneten Sicherheitszahlen sind in diesem Gebiete zu groß, so daß man die Sicherheit auf diese Weise überschätzen würde.

Zum Schlusse dieses Abschnitts noch einige Bemerkungen über die Fließspannungen bei reiner Schubbeanspruchung (Torsion). Aus der Fließbedingung  $\sigma_g^F(p) = \sigma_s$

folgt für den Spannungszustand  $\tau_{xy} = \tau$ , alle anderen Spannungen gleich null, also auch  $p = 0$ , die Schubspannung  $\tau_F$  an der Fließgrenze zu

$$(10) \quad \tau_F = 0,577 \sigma_s$$

Für das Verhältnis  $\tau_F : \sigma_s$  ergaben die Versuche für Eisen

- 0,54 Guest (Mittelwert aller Versuche mit Eisen),
- 0,56 Lode (für verschiedene Stahlsorten),
- 0,58 Roß-Eichinger (Mittelwert bei Hohlstab  $T_1$  und  $T_2$ ),
- 0,54 Roß-Eichinger (als Mittelwert für 12 verschiedene Kohlenstoff- und Chromnickelstähle),

und für Nickel und Kupfer 0,565 (Lode). Die Übereinstimmung mit dem Zahlenwert  $\tau : \sqrt{3} = 0,577$  von Gleichung (10) ist gut zu nennen. Demgegenüber wäre nach Mohr der Wert 0,50 zu erwarten und nach der Hauptdehnungshypothese (ideelle Spannung) je nach dem Wert der Querkontraktionszahl  $m$  die Verhältniszahl 0,75 bis 0,80 für  $m = 3$  und 4.

Nach dem genannten Versuchsmaterial ist es nicht mehr zu rechtfertigen, wenn bei dehnbaren Metallen ( $\sigma_s = \sigma_{-s}$ ) für die Fließbedingung noch eine der älteren Hypothesen benutzt wird. Ganz besonders ist die heute noch soweit verbreitete Benutzung der ideellen Spannung als Maßstab der Beanspruchung unbedingt abzulehnen, da bei dieser gegenüber den Versuchsergebnissen Abweichungen von 50% und mehr vorkommen. Die Verwendung der neuen Hypothese, die auf der bezogenen Formänderungsarbeit beruht, ist um so mehr zu empfehlen, als die Gleichung (9) für die Vergleichsspannung  $\sigma_g$  wegen ihrer Einfachheit auch noch Vorteile bei der zahlenmäßigen Ausrechnung bietet (man vgl. die Tafel (13) in Abschnitt 6): Die Gleichung (9) verlangt nur ein Einsetzen von bekannten Spannungswerten, während die Anwendung der Hauptdehnungshypothese die vorherige Bestimmung der Hauptachsen des Verzerrungszustandes voraussetzt.

Bei Metallen und anderen Baustoffen, für welche die Quetschgrenze  $\sigma_{-s}$  wesentlich höher liegt als die Streckgrenze  $\sigma_s$ , würde der Fehler zu groß werden, wenn man in einem größeren Bereiche  $\sigma_g^F(p) = \sigma_s = \text{konstant}$  setzen würde. Man muß dann eben auf die allgemeine Hypothese für die Fließgrenze zurückgreifen, nach welcher  $\sigma_g^F = \sigma_g^F(p)$  oder in der zweiten Form  $\sigma_g^F = \sigma_g^F(p)$  ist. In vielen Fällen wird man gut brauchbare Näherungswerte bekommen, wenn man (solange die Grenzkurve nicht genauer bekannt ist) für die Vergleichsspannung  $\sigma_g^F(p)$  einen linearen Verlauf annimmt, so wie es weiter unten in Abschnitt 5 für spröde Stoffe geschieht [vgl. (11) und (12)].

5. Anwendung auf spröde Baustoffe (Beton, Gesteine, spröde Metalle). Im folgenden Abschnitt werden (entgegen den Ausführungen im 1. Abschnitt) für den Vergleich Bruchspannungen verwendet, da für die betreffenden

<sup>7</sup> Dies gilt im Druckgebiet  $p < 0$  eigentlich schon für Werte  $|p| > \frac{1}{4} \sigma_g$ , doch darf man annehmen, daß die Grenzkurve für dehnbare Metalle wenigstens soweit bezüglich  $p = 0$  symmetrisch ist.

Baustoffe keine oder nur sehr wenige Versuchsergebnisse bekannt sind, die sich auf die Fließgrenze oder auf die Elastizitätsgrenze beziehen. Die Bestimmung dieser Spannungswerte begegnet bei Baustoffen ohne ausgeprägte Fließgrenze größeren versuchstechnischen Schwierigkeiten. Bei der Anwendung bzw. sinngemäßen Übertragung der Ergebnisse von Abschnitt 2 und 3 treten noch weitere Hindernisse in den Weg: Die Abweichungen vom Hookeschen Gesetz haben zur Folge, daß die Ausdrücke für die bezogene Formänderungsarbeit ungültig werden usw. Auf alle diese Schwierigkeiten soll jedoch hier nicht eingegangen werden, sondern wir wollen die unter Voraussetzung der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes usw. für die Fließgrenze erhaltenen Beziehungen einmal unverändert auch auf Stoffe anwenden, bei denen diese Voraussetzungen nicht oder nur in grober Annäherung erfüllt sind. Wir machen uns daher alle Vorbehalte und erwarten nur Ergebnisse, die zu Schätzungszwecken brauchbar sind. Alle Ausführungen dieses Abschnitts sind dementsprechend vom Standpunkte der „Größenordnungsschätzung“ zu beurteilen.

Bei den hier in Betracht kommenden Baustoffen ist die „Grenzkurve“ nicht bekannt. Man kennt im allgemeinen nur die Lage zweier ihrer Punkte, nämlich nur den für einachsigen Zug und den für einachsigen Druck. Man wird nun in vielen Fällen eine brauchbare Annäherung an die wirklichen Verhältnisse erhalten, wenn man die Grenzkurve zwischen den beiden bekannten Punkten durch eine Gerade ersetzt, ebenso wie dies Mohr für die Umhüllende der Spannungskreise tut, wenn diese nicht näher bestimmt ist. Sei  $\sigma_z$  die Zugfestigkeit beim gewöhnlichen Zerreißversuch,  $\sigma_D$  die Druckfestigkeit eines prismatischen Stabes und  $\tau_B$  die im allgemeinen unbekannte reine Schubfestigkeit bei Torsionsbeanspruchung. Nimmt man an, daß die Fließbedingung bzw. die Bruchbedingung in dem Bereich  $-\sigma_D \leq 3p \leq +\sigma_z$  annähernd durch eine lineare Funktion der mittleren Normalspannung  $p$  dargestellt werden kann, so folgt für diese Funktion

$$(11) \quad \sigma_g^B(p) = \frac{2\sigma_D\sigma_z}{\sigma_D + \sigma_z} - \frac{\sigma_D - \sigma_z}{\sigma_D + \sigma_z} \cdot 3p,$$

denn für  $3p = -\sigma_D$  muß  $\sigma_g^B = \sigma_D$  sein und für  $3p = +\sigma_z$  muß  $\sigma_g^B = \sigma_z$  werden. Für reine Schubbeanspruchung  $p = 0$  folgt

$$\sigma_g^B(0) = \frac{2\sigma_D\sigma_z}{\sigma_D + \sigma_z}$$

Ist der Spannungszustand wie bei Torsionsbeanspruchung durch das Schema  $\begin{pmatrix} 0 & \tau & 0 \\ \tau & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$  gegeben, so wird die Vergleichsspannung für diesen Spannungszustand  $\sigma_g = \sqrt{3} \cdot \tau$  und die Schubspannung  $\tau_B$  im Bruchzustand ergibt sich unter Beachtung der obigen Gleichung für  $\sigma_g^B(0)$  zu

$$(12) \quad \tau_B = 1,15 \frac{\sigma_D \sigma_z}{\sigma_D + \sigma_z}$$

Die Gleichung (12), welche unter den genannten vereinfachenden Annahmen den Zusammenhang zwischen den Festigkeitszahlen  $\sigma_D$ ,  $\sigma_z$  und  $\tau_B$  herstellt, soll jetzt mit einigen neueren Versuchsergebnissen verglichen werden. Es sei voraus bemerkt, daß für unseren Zweck nur solche Versuche in Betracht kommen, bei denen wirklich eine Schubbeanspruchung vorliegt. Diese Bedingung erfüllen z. B. die Verdrehungsversuche mit dünnwandigen Hohlzylindern, deren Anzahl leider recht gering ist. Verdrehungsversuche mit Vollzylindern oder mit Prismen von nicht kreisförmigem Querschnitt sind für unseren Zweck nicht ohne weiteres brauchbar. Wegen des vor dem Bruch eintretenden Spannungsausgleichs werden bei solchen Körpern die rechnungsmäßigen Spannungen zu groß erhalten. Für den beabsichtigten Vergleich scheiden ferner die sogenannten

Scherversuche aus, da bei diesen keine reine Schubbeanspruchung zu erreichen ist.

Weil die Grenzkurve  $\sigma_g^B(p)$ , deren Krümmung unbekannt ist, allgemein durch die Gerade (11) ersetzt wurde, wird man von der Formel (12) keine größere Genauigkeit erwarten dürfen. Es ist hier auch noch darauf hinzuweisen, daß vermutlich für den Bruchzustand gar keine ähnlich gut ausgeprägte einfache Gesetzmäßigkeit wie für die Fließgrenze gelten dürfte, sondern daß auf die Bruchspannungen auch noch andere Faktoren als  $p$  von Einfluß sein dürften. Wenn trotzdem die Werte der nach (12) berechneten Schubfestigkeit  $\tau_B$  von im allgemeinen befriedigender Genauigkeit sind, so wird man dies für einen angenehmen Zufall halten müssen, aus dem weitergehende Schlüsse zu ziehen wohl unberechtigt ist.

Versuche mit Beton. Mörsch fand bei Verdrehungsversuchen mit unbewehrten, drei Monate alten Hohlzylindern aus Beton 1 : 2 : 3 die folgenden Festigkeitszahlen<sup>8</sup>:

$$\sigma_z = 11,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_D = 125 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Prismenfestigkeit)}$$

$$\tau_B = 13,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Mittelwert aus drei Verdrehungsversuchen. Einzelwerte } \tau_B = 12,0, 14,4, 15,1).$$

Nach Gleichung (12) findet man für die Schubfestigkeit

$$\tau_B = 1,15 \cdot \frac{125 \cdot 11,5}{136,5} = 12,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei Versuchen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1912, Heft 16 wurde bei ähnlichen Versuchen

$$\sigma_z = 18,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Einzelwerte 15,4 bis 21,0)}$$

$$\sigma_D = 20,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( „ 19,5 „ 21,0)}$$

$$\tau_B = 17,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ ( „ 15,6 „ 18,0)}$$

gefunden. Demgegenüber ist nach (12) berechnet

$$\tau_B = 1,15 \cdot \frac{20,4 \cdot 18,6}{222,6} = 19,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Übereinstimmung der nach (12) aus  $\sigma_D$  und  $\sigma_z$  berechneten Schubfestigkeiten  $\tau_B$  mit den gemessenen Werten ist als gut zu bezeichnen.

Es mag hier interessant sein, Gleichung (12) mit der bekannten Mohrschen Gleichung für die Verdrehungsfestigkeit zu vergleichen:

$$\tau'_B = \kappa_7 = \frac{\kappa_5 \cdot \kappa_6}{\kappa_5 + \kappa_6} = \frac{\sigma_D \sigma_z}{\sigma_D + \sigma_z}$$

Der Wert  $\tau_B$  nach (12) ist 1,15 mal so groß als der Wert  $\kappa_7$  nach Mohr. Für die obigen Versuche mit Beton erhält man nach Mohr  $\kappa_7 = 10,5 \text{ kg/cm}^2$  gegenüber 13,1 und  $\kappa_7 = 17,1 \text{ kg/cm}^2$  gegen 17,1, d. h. die Genauigkeit ist hier etwa die gleiche wie nach unserer Gleichung (12).

Die Zahlenwerte für die Zugfestigkeit  $\sigma_z$  und die Schubfestigkeit  $\tau_B$  liegen bei Beton meist sehr nahe beieinander, so daß man in erster Annäherung  $\tau_B = \sim \sigma_z$  setzen kann. Dies liegt an den besonderen Verhältnissen bei Beton. Setzt man für  $\frac{\sigma_D}{\sigma_z} = \alpha$ , dann nimmt (12) die Gestalt

$$(12') \quad \tau_B = 1,15 \frac{\alpha}{\alpha + 1} \sigma_z$$

an. Bei Beton schwankt nun die Verhältniszahl  $\alpha$  zwischen etwa 8 und 15, entsprechend die Verhältniszahl  $\frac{\tau_B}{\sigma_z}$  zwischen etwa 1,02 und 1,08; bei Beton ist die Schubfestigkeit  $\tau_B$  im allgemeinen etwas größer als die Zugfestigkeit  $\sigma_z$ . Wird die Verhältniszahl  $\alpha < 6,7$ , so ergibt sich die nach (12') berechnete Schubfestigkeit  $\tau_B < \sigma_z$ . Die ungefähre Gleichheit von  $\tau_B$  und  $\sigma_z$  (bei Beton) erscheint demnach als eine Folge des besonderen Werts der Verhältniszahl  $\alpha$ . Es ist deswegen nicht ratsam, die Werte  $\tau_B$  und  $\sigma_z$  zu identifizieren, wie dies öfter geschieht.

<sup>8</sup> Mörsch, Eisenbetonbau, 5. Aufl., Stuttgart 1922, I, 2, Seite 251–253.

Versuche mit verschiedenen Metallen. Ähnliche Schlüsse sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung (b) zu ziehen, welche die Bruchspannungen  $\sigma_z$  (Zugfestigkeit),  $\sigma_D$  (Druckfestigkeit) und  $\tau_B$  (Verdrehungsbeanspruchung) für verschiedene Metallsorten enthält. Die von Roß-Eichinger<sup>9</sup> mitgeteilten Werte für  $\tau_B$  sind mit den nach (12) berechneten Zahlen zu vergleichen. Die letzte Spalte der Tafel (b) gibt die Verhältniszahlen (berechneter Wert  $\tau_B$ ) : (gemessener Wert  $\tau_B$ ).

ist. Die erreichte Genauigkeit der Festigkeitszahl  $\tau_B$  von  $\pm 20\%$  wird für sehr viele Zwecke ausreichen.

6. Anschließend sei noch eine Tafel (13) mitgeteilt, welche die Werte der Vergleichsspannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_g$  sowie die der mittleren Normalspannung  $p$  bzw.  $3p$  für eine Reihe von besonderen Spannungszuständen angibt. Diese Tafel, die in manchen Fällen von Nutzen sein dürfte, zeigt so recht die Einfachheit der betreffenden Formeln für die Vergleichsspannungen.

Tafel (13).

Nr.	Bezeichnung	Spannungszustand	3p	$\sigma_g$	$\sigma_e$
1	Einfacher Zug oder Druck	$\sigma_{00}$ $000$ $000$	$\sigma$	$\sigma$	$\sigma$
2	Reiner Schub	$0\tau 0$ $\tau 0 0$ $000$	0	$1,732 \tau$	$\sqrt{\frac{2(m+1)}{m}} \tau$
3	„Biegung und Schub“	$\sigma\tau 0$ $\tau 0 0$ $000$	$\sigma$	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	$\sqrt{\sigma^2 + \frac{2(m+1)}{m} \tau^2}$
4	Zweiachsiger Spannungszustand	$\sigma\tau 0$ $\tau\sigma 0$ $000$	$2\sigma$	$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	$\sqrt{\frac{2(m-1)}{m} \sigma^2 + \frac{2(m+1)}{m} \tau^2}$
5	„	$+\sigma \tau 0$ $\tau -\sigma 0$ $0 \quad 0 0$	0	$\sqrt{3(\sigma^2 + \tau^2)}$	$\sqrt{\frac{2(m+1)}{m} (\sigma^2 + \tau^2)}$
6	„	$\sigma_x \tau 0$ $\tau \sigma_y 0$ $0 \quad 0 0$	$\sigma_x + \sigma_y$	$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau^2}$	$\sqrt{\sigma_x^2 - \frac{2}{m} \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + \frac{2(m+1)}{m} \tau^2}$
7	Dreiachsiger Spannungszustand	$0 \tau_{xy} \tau_{zx}$ $\tau_{xy} 0 \tau_{yz}$ $\tau_{zx} \tau_{yz} 0$	0	$\sqrt{3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$	$\sqrt{\frac{2(m+1)}{m} (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$
8	„	$\sigma_x \tau_{xy} \tau_{zx}$ $\tau_{xy} \sigma_y \tau_{yz}$ $\tau_{zx} \tau_{yz} \sigma_z$	$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$	$\sqrt{\left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + 3[\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2] \right\}}$	$\sqrt{\left\{ \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \frac{2}{m} (\sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x + \sigma_x \sigma_y) + \frac{2(m+1)}{m} (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right\}}$

Tafel (b).

Metall	$\sigma_z$	$\sigma_D$	$\tau_B$	$\frac{\sigma_D}{\sigma_z} + \frac{\sigma_z}{\tau_B}$ 1,15	berechneter W. gemessener W.
Messing . . . . .	2,68	3,37	1,46	1,72	1,18
Mn-Bronze . . . . .	5,29	6,70	3,08	3,40	1,10
Al-Bronze . . . . .	3,85	8,58	3,86	3,07	0,80
Aluminium . . . . .	1,16	2,94	1,22	0,96	0,79
Al-Cu-Zn . . . . .	1,19	3,04	1,12	0,99	0,88
Elektron . . . . .	1,38	2,77	0,94	1,06	1,13
Mn-Delta-Bronze . . . . .	6,08	8,14	3,67	4,02	1,09
Lagermetall . . . . .	0,90	4,07	0,75	0,85	1,13
Eisen . . . . .	8,30	(8,30)	4,26	4,15	0,98
Mittelwert: 1,01					

Die Abweichungen der berechneten Werte  $\tau_B$  von den gemessenen Spannungen betragen hier bis zu 20% nach beiden Seiten. Der Mittelwert für alle Metalle ist dagegen auf 1% genau.

Die Gleichung (12) kann also bei allen möglichen Stoffen zur Berechnung der reinen Schubfestigkeit  $\tau_B$  mit Nutzen verwendet werden, wenn der nähere Verlauf der Grenzkurve nicht bekannt ist, so daß man zu einer Schätzung gezwungen

<sup>9</sup> Roß-Eichinger, loc. cit. S. 34.

Es ist sehr interessant, die Höhe der Beanspruchung, d. h. also Vergleichsspannungen und Sicherheiten für die in der folgenden Tafel (14) angegebenen Spannungszustände zu vergleichen, wobei  $\sigma$  überall als gleich groß vorausgesetzt ist ( $\sigma > 0$ ).

Tafel (14).

	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	3p	$\sigma_g$
a	$+\sigma$	0	0	$+\sigma$	$\sigma$
b	$-\sigma$	0	0	$-\sigma$	$\sigma$
c	$+\sigma$	$+\sigma$	0	$+2\sigma$	$\sigma$
d	$-\sigma$	$-\sigma$	0	$-2\sigma$	$\sigma$
e	$+\sigma$	$-\sigma$	0	0	$1,732 \sigma$
f	$+0,577 \sigma$	$-0,577 \sigma$	0	0	$\sigma$

Bei Baustoffen mit gleichhoher Streckgrenze und Quetschgrenze  $\sigma_{-s} = \sigma_s$  ist die Höhe der Beanspruchung durch die Spannungszustände a, b, c, d gleich hoch, ebenso ist die Sicherheit  $n = \frac{\sigma_s}{\sigma}$  gegen Überschreiten der Fließgrenze in den Fällen a, b, c, d gleich groß, wenn  $\sigma_g^F(p) = \sigma_s =$  konstant ist. Dagegen ist die Höhe der Beanspruchung durch den Spannungszustand e 1,732 mal so groß wie in den Fällen a bis d, die Sicherheit ist dementsprechend nur das 0,577 fache jener für die Spannungszustände a, b, c, d. Soll die Sicherheit auch für diesen Spannungszustand gleich sein, so sind die

Spannungen auf das 0,577 fache zu vermindern (Fall f). Diese Überlegungen sind z. B. bei Knotenblechen und dgl. von Bedeutung.

Bei Baustoffen, für welche  $\sigma_{-s} > \sigma_s$  ist, wird den gleichhohen Vergleichsspannungen  $\sigma_g = \sigma$  in den Fällen a, b, c, d, f nicht mehr eine gleichhohe Sicherheit  $n$  gegen Überschreiten der Fließgrenze entsprechen. Für die in Tafel (14) enthal-

tenen Spannungszustände ist die Sicherheit dann am kleinsten für den Fall c, worauf (nach zunehmender Sicherheit geordnet) die Fälle a, f, b und d folgen, vorausgesetzt, daß in dem ganzen in Frage kommenden Bereich  $\frac{\partial \sigma_{y^2}}{\partial p} \leq 0$  ist, was bei den meisten Baustoffen in dem Gebiet  $-\frac{2}{3} \sigma_{-s} < p < +\frac{2}{3} \sigma_{+s}$  der Fall sein dürfte.

## DIE GESTALTUNG DER EISERNEN BRÜCKE.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Vorgetragen auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Danzig.

(Fortsetzung von Seite 244.)

Für das Überwuchern der architektonischen Mittel an kleinen Brücken kennzeichnend ist das Bild der König-Karl-Brücke in Stuttgart (Abb. 9) und der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms (Abb. 10). Selbst die Ketten- und Seilhängebrücken konnte sich der Architekt der damaligen Zeit ohne Steinarchitektur nicht vorstellen; dafür ist die im übrigen gut gestaltete Kaiserbrücke in Breslau ein typisches Beispiel (Abb. 11).

Man hat bald erkannt, daß die Überladung der Eisenbrücken mit architektonischem Beiwerk nicht nur überflüssig, sondern der Wirkung abträglich ist, und gewagt, das Ingenieurwerk unabhängig von herrschenden Geschmacks- und Stilrichtungen zu zeigen. Frei von den Fesseln der Architektur hat sich dann der Ingenieurgeist in kühner Schwingung der Gurte ausgelebt. Durch Ketten- und Bogenfachwerkträger, versteifte Stabbogen und Kombinationen von Bogen und Seillinie hat insbesondere die Berliner Schule den deutschen Eisenbrückenbau bereichert (Abb. 12). Auch bei der einfachen Balkenbrücke wurden nach der Momentenlinie geschwungene Gurte für ausdrucksvoller gehalten als geradlinige Führung. Ein gutes Beispiel ist die Straßenbrücke über den Rhein in Düsseldorf (Abb. 13), die zwar immer noch eine reiche Steinarchitektur zeigt, aber diese ist schon losgelöst vom Eisentragwerk, das durchaus selbständig und sachlich gehalten ist.

Der neue Entwicklungsabschnitt, in den wir eingetreten sind, ist gekennzeichnet durch die Einführung hochwertiger Stähle. Je hochwertiger der Baustoff, um so kleiner der Baustoffaufwand, um so schwächer die Querschnitte, um so leichter die Konstruktion, um so feiner und reicher die Gliederung. Der veredelte Baustoff muß sich in verfeinerten Formen aus-

wirken. Die wirtschaftlichen Verhältnisse zwingen uns heute so einfach, schlicht und sparsam zu bauen als es sich mit der Sicherheit der Bauwerke verträgt. Die neuzeitliche Entwick-

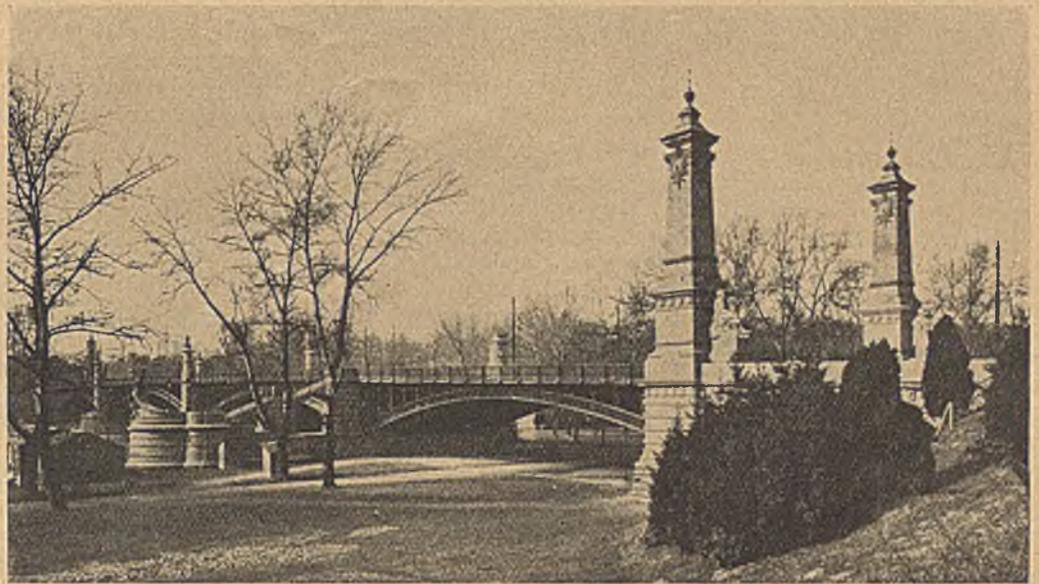


Abb. 9. König-Karl-Brücke zwischen Stuttgart und Cannstatt.

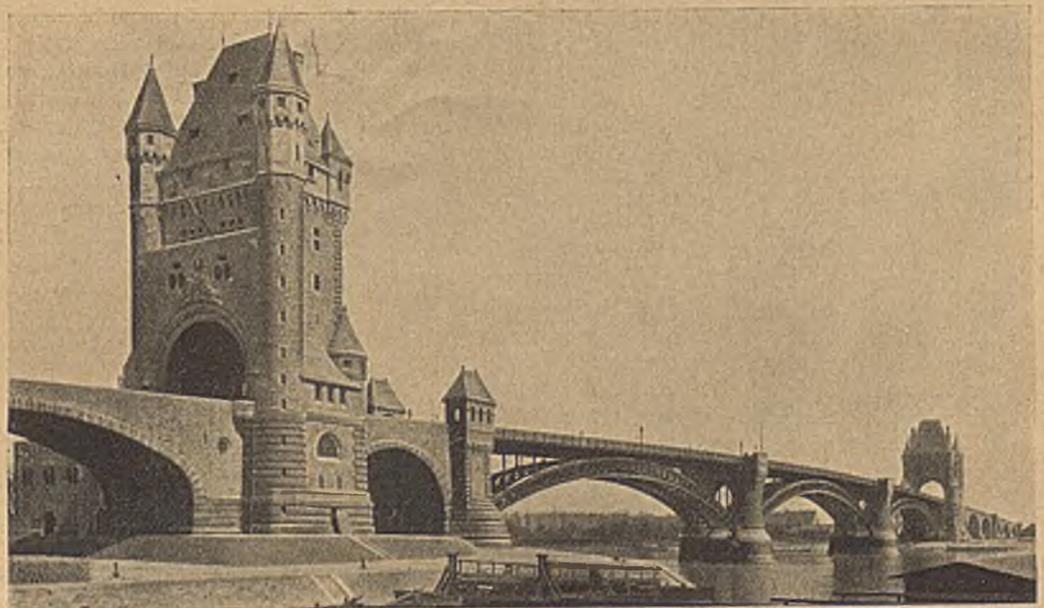


Abb. 10. Straßenbrücke über den Rhein bei Worms.

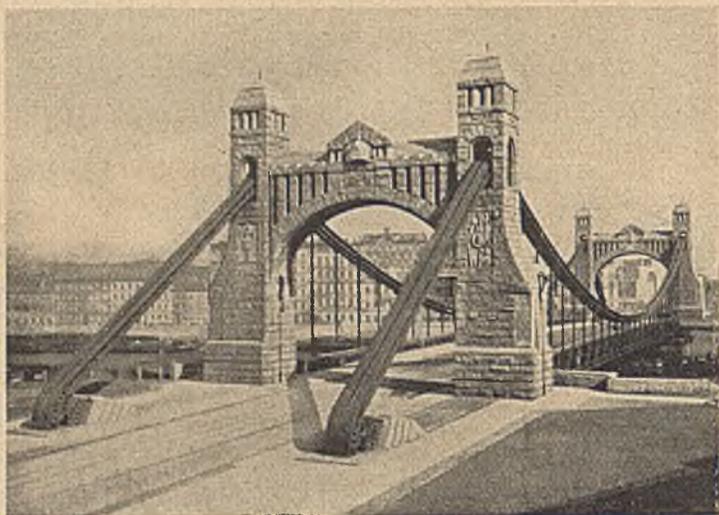


Abb. 11. Kaiserbrücke in Breslau.

lung des deutschen Brückenbaus drängt daher auf die Ausbildung der einfachsten Form, sowohl im einzelnen als im ganzen, auf strengste Sachlichkeit und knappsten Ausdruck hin. In der Beschränkung zeigt sich erst der Meister. An das Formgefühl und die schöpferische Gestaltungskraft des Ingenieurs werden außerordentliche Anforderungen gestellt.

Man bevorzugt heute im Eisenbrückenbau straffe, gedrungene Trägerformen mit möglichst geradliniger Führung der Gurte. Der moderne Formbildner glaubt, daß eine der Fahrbahn gleichlaufende Gurtlinie dem Schnellverkehr besser entspreche als eine geschwungene Führung der Gurtlinie. Das kann man aber doch nur gelten lassen für die Fälle, wo die

trennen diese von den auf Konsolen gelagerten Gehwegen. Hier ist für eine gewaltige Spannweite eine klassisch einfache Form gefunden. Die Brückenden sind durch schlanke Pylone betont; die Einleitung und die Ausleitung des Verkehrs ist durch Erbreiterungen der Gehwege über die Widerlager erleichtert. Leider wird auch von dieser Brücke, wie an so vielen anderen, der Gesamteindruck durch die anscheinend unvermeidlichen Kandelaber etwas beeinträchtigt. Für die Aufhängung der Beleuchtungskörper und Fahrdrableitungen der Straßenbahn muß eine befriedigende Lösung erst noch gefunden werden.

Eine häufig vorkommende Aufgabe ist die Überführung von Bahngleisen über Straßen oder von Straßen über Bahnanlagen im Stadtgebiet. Werden zur Überbrückung breiter Straßen Zwischenstützen ausgeschlossen, so braucht man bei der meist beschränkten Bauhöhe hohe und schwere Träger, die über die Fahrbahn hinaufreichen und selten maßstäblich in Einklang mit dem überbrückten Raum zu bringen sind. Durch die Anordnung einer Mittelstütze unter der Brücke gewinnt man, wenn die Träger gleichzeitig ganz unter die Fahrbahn gelegt werden, volle Bewegungsfreiheit für die Gleisänderungen auf der Brücke. Die vollwandige Ausbildung aller Teile, der Hauptträger, Stützen und Konsole ist gegeben. Die früher



Abb. 13. Rheinbrücke bei Dusseldorf.



Abb. 12. Treskow-Brücke bei Oberschöneweide.

Lage der Brücke eine größere Erhebung der Hauptträger über die Fahrbahn verbietet. Der einfache Blechträger wirkt bei aller Anspruchslosigkeit der Form nie unschön, aufdringlich oder störend. Ein Beispiel ansprechender Gestaltung ist die allbekannte Donaubrücke bei Donauwörth (Abb. 14). Das Tragwerk ist der Fahrbahn untergeordnet, die durchlaufenden Träger mit leichter Schwingung sind auf schmucklosen Steinpfeilern klar und einwandfrei gelagert, die Abmessungen sind wohl abgewogen und in Übereinstimmung mit den Maßstabsverhältnissen der Verkehrseinheiten und der Umgebung. Welche Möglichkeiten der Gestaltung im Blechträger liegen, zeigt uns die neue Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim (Abb. 15 u. 16). Ist es doch durch die Verwendung von Baustahl St 48 gelungen, eine freie Spannweite der Mittelöffnung mit 86,5 m mit Kastenträgern von nur 3,65 m Trägerhöhe, das heißt  $\frac{1}{23}$  der Spannweite zu überbrücken. Die Hauptträger treten auf Geländerholmhöhe über die Fahrbahn hervor und

beliebte Ausbildung von Pendelstützen mit Kopf- und Fußgelenken ist unbequem, teuer und unschön, und außerdem nicht notwendig. Die einfachste Lösung mit voller oder teilweiser Einspannung an den Kopf- und Fußenden ist vorzuziehen. Ein Beispiel ist in Abb. 17 dargestellt. Die Gesamtgestaltung des Bauwerks mit über einer Mittelstütze durchlaufenden, vollwandigen eisernen Trägern, Betonwiderlagern und Flügeln ist ganz auf Sicht von der Straße aus angelegt. Zierliche Aufbauten würden in unangenehmen Gegensatz zu den Eisenbahnfahrzeugen treten und im Vorbeifahren vom Zuge aus störend empfunden werden; maßgerechte Aufbauten zu den schweren Lokomotiven würden von der Straße aus ungeheuerlich erscheinen. Das feine, aus dem Beton herausgehauene Bildwerk an den Widerlagervorbauten zieht den Blick auf sich, so daß die störende Schiefe des Bauwerks kaum beachtet wird. Die Eisenkonstruktion ist in der Ansicht durch



Abb. 14. Donaubrücke bei Donauwörth.

vollwandige Konsolen, die den Gehweg tragen und sich in den Geländerpfosten fortsetzen, rhythmisch gegliedert.

Eine andere, wegen der ungünstigen verkehrstechnischen Bedingungen oft recht undankbare Aufgabe ist die Über-

brückung von ausgedehnten Bahnhofanlagen. Dabei wird zu wenig beachtet, daß meist schon durch Bedingungen großer Stützweiten, kleiner Licht- und Bauhöhen gute Lösungen ausgeschlossen sind. Gewaltige, hoch über das geebnete Gelände aufsteigende Eisentragwerke, weitmaschige Fachwerkträger mit parallelen oder häufiger nach der Kettenlinie geschwungenen Obergurten, Bogenfachwerkträger mit Zugband, Langersche Träger und andere können wir auf vielen Bahnhöfen bewundern. Die Erbauer haben sich redlich Mühe gegeben und sind doch selten zu einem restlos befriedigenden Ergebnis gekommen. Betrachtet man diese Bauwerke als Ganzes, so tritt der grundlegende Mangel offen zutage. Der freie Raum unter der Brücke

der Gurte zu viel getan hat, droht heute die Gefahr eines anderen Extrems — der geköpften und gestuften Träger.

In der Ausfachung glaubt man nachgerade, ohne das einfache Netzfachwerk mit abwechselnd steigenden und fal-



Abb. 15. Friedrich-Ebert-Brücke zu Mannheim.



Abb. 16. Friedrich-Ebert-Brücke. Blick auf die Fahrbahn.

nur die Durchführung des Eisenbahnbetriebs tritt gegenüber den Ausmaßen des Tragwerks zurück. Das dicht über dem ebenen Bahnhof gelagerte schwere Tragwerk ist unverständlich. Hier sollten andere Lösungen gesucht werden. Als Beispiel möge die für den Bahnhof Ulm geplante Straßenbrücke mit 75 m Spannweite der Mittelöffnung dienen (Abb. 18). Alle geschilderten Nachteile kommen bei der unten abgebildeten Lösung in starkem Maße zum Ausdruck. Der mittlere Entwurf mit einer vielfach für derartige Bahnübergänge gewählten Tragform würde einen Gegensatz zu der Höhe der Brückenöffnungen und dem schönen alten Stadtbild bereits in einem geringeren Maße in sich tragen. Das Eisentragwerk des oberen Entwurfes aus über drei Öffnungen durchlaufenden Blechkastenträgern steht in vollständigem Einklang mit den Maßstabsverhältnissen der Verkehrseinheiten auf und unter der Brücke und fügt sich harmonisch dem Stadtbild mit dem beherrschenden Ulmer Münster ein. Eine andere, für viele Fälle zweckmäßige Lösung besteht aus geraden durchlaufenden Blechbalken möglichst unter der Fahrbahn mit versetzbaren Stützen, um die notwendige Bewegungsfreiheit unter der Brücke für Gleisänderungen und die Erbreiterungsmöglichkeit der Fahrbahn für die Erfordernisse des Verkehrs auf der Brücke zu gewährleisten. Man erzielt damit gute Maßstabsverhältnisse, einfache und unauffällige Formen und nicht unbedeutende Kostenersparnisse (Abb. 19).

Die Überbrückung größerer Öffnungen mit einem Mindestaufwand an Baustoff führt zum aufgelösten Fachwerkträger. Die ruhige Flächenwirkung des Vollwandträgers geht verloren, kann aber durch sorgfältige Gliederung des Stabwerks ausgeglichen werden. Während man früher in kühner Schwingung

lenden Streben und zwischenliegenden Hilfspfosten (bei großen Brücken mit Unterteilung) nicht mehr auskommen zu können. Diese Ausfachung ist aber wegen der ihr eigentümlichen Unstetigkeit und Unruhe ästhetisch nicht voll befriedigend, auch wegen der ungünstigen Nebenspannungen besonders bei der üblichen Unterteilung bei großen Spannweiten nicht gerade vorbildlich. Auf jeden Fall sollte die einseitige Bevorzugung vermieden und die Ausnutzung der vielseitigen sonstigen Möglichkeiten versucht werden. In den Abb. 20 u. 21 sind die meist angewandten Formen von Balkenfachwerkträgern für die Grundfälle „Fahrbahn oben“ und „Fahrbahn unten“ schematisch dargestellt. Neben den einfachen Balkenträgern über einer Öffnung sind außerdem einige Beispiele für die Gestaltung von durchlaufenden Tragwerken wiedergegeben (Abb. 22 und 23).

Bei der Gestaltung muß man sich stets darüber klar sein, daß durch die Auflösung der Träger in Einzelstäbe das Auf und Ab der Linien eine gewisse Unruhe, ein Liniengewirr namentlich im schiefen Durchblick ergibt und daß es deshalb gilt, die Zusammengehörigkeit und das Zusammenwirken



Abb. 17. Königstraßenunterführung in Cannstatt.

der Einzelteile um so stärker zu betonen, je weiter die Auflösung getrieben wird.

Die Parallelführung der Gurte ist für die Ausfachung günstiger als stark wechselnde Gurtabstände. Flache und verschiedenartige Neigung der Streben gibt immer ein unruhiges Bild. Gegenüber dem einfachen Ständerfachwerk mit einseitig fallenden Streben und dem einfachen Netzwerk mit auf- und



a)

absteigenden Streben ergibt die Anordnung gekreuzter Diagonalen in jedem Fach und das mehrfache Netzwerk (rautenförmige Ausfachung) eine gleichmäßigere Verteilung der Kräfte und wegen der Symmetrie der Knoten eine ruhigere Gesamtwirkung. Gedrungene Querschnitte sind günstiger als unnatürlich gespreizte; der Bindung der Gurte durch einfache Dreiecksausfachung ist die feine Gliederung des mehrfachen Netzfachwerkes bezüglich des Aussehens überlegen.

Bei gedrungenen Balkenträgern und bei den nahe beieinander liegenden Gurten der Bogensträger ist deshalb engmaschige Vergitterung dem einfachen Dreieckverband vorzuziehen. Gegen das einfache Streben-system spricht die verschiedenartige Ausbildung der Zug- und Druckstäbe und die Einseitigkeit der Anschlüsse. Die Verbindung der Streben an den Kreuzungsstellen ist erwünscht und erhöht die gute Wirkung.

Es ist selbstverständlich, daß für Stäbe von gleichartiger Bedeutung: Gurte, Pfosten, Streben, Hängesäulen bezüglich der Formgebung ähnliches Aussehen anzustreben ist, nicht die einen mit voller Wand, die anderen mit Vergitterung ausgeführt werden.

b)



Eine technisch und künstlerisch vorbildliche Lösung einer Balken-fachwerkbrücke zeigt die neue Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Meißen (Abb. 24) mit einem durchlaufenden Eisentragwerk über drei Öffnungen auf steinernen Pfeilern. Der Formbildner war der Ansicht, daß im vorliegenden Fall durch eine Krümmung der Gurte kein befriedigendes Bild geschaffen werden könne, daß dem Schnellverkehr die der Fahrbahn gleichlaufende gerade Gurtlinie am ehesten entspreche, die Lage der Brücke eine wesentliche Erhebung der Hauptträger über die Fahrbahn-tafel verbiete, um den freien Ausblick nach der Albrechtsburg nicht zu stören, und daß endlich die jedem Fachwerk eigentümliche Unruhe nur durch geradlinige Gurtführung und gekreuzte Streben mit durchweg gleicher Neigung einigermaßen gemildert werden könne<sup>3</sup>. Der Vergleich mit der alten Brücke zeigt den Fortschritt in der Gestaltung des Zweckbaues. Die neue Eisenbahnbrücke bei Hämerten zeigt ebenfalls den Versuch einer einheitlichen Gestaltung des Brückenbildes mit gestuften Parallelfachwerkträgern (Abb. 25 und 26). Das Bauwerk paßt sich gut in die flache Stromlandschaft ein, die Untergliederung ist aber nicht ganz einheitlich, die Umrißlinie in der schiefen Sicht etwas hart und gezwungen.

c)



- a) Gemeinsamer Entwurf von Stadt und Reichsbahn 1926.  
b) Entwurf der württembergischen Staatsbahnverwaltung von 1912.  
c) Entwurf der Stadtverwaltung von 1912.

Abb. 18. Überführung der Straße zum Blaubeurer Tor über den Bahnhof Ulm. Entwürfe.

<sup>3</sup> Vergl. Bauing. 1925, S. 845/859.

Eine der schönsten neueren Bogenbrücken ist die Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim.<sup>4</sup> Die große Mittelöffnung ist durch elastische Bogenträger überspannt, die

sind etwas dünn und kraftlos geraten, die Unterbrechung der Fahrbahnlinie durch die Kandelaber wäre besser unterblieben.

Ein Meisterwerk neuzeitlicher Ingenieurbaukunst ist die Hängebrücke über den Rhein in Köln (Abb. 27). Die Grundforderungen, freie Bahn für den Verkehr und freier Ausblick auf Strom und Ufer, sind erfüllt. Der beschwingte Eisenbau fügt sich harmonisch in das alt ehrwürdige Stadtbild ein. Die Konstruktion ist von kaum übertreffbarer sachlicher Klarheit. Die Hängegurte, die auch von der Ferne kraftvoll wirken, schwingen sich über schlanke Pylone von Ufer zu Ufer und bringen mit den die Fahrbahn begleitenden, vollwandigen Versteifungsträgern die Bindung der Ufer und die Überwindung des breiten Flusses in ruhiger, sicherer und vollendeter Form zum Ausdruck. Man hat von allem Beiwerk und Zierat abgesehen, dagegen die Konstruktion in allen Teilen so gestaltet, daß die einzelnen Teile ihren Zweck voll und ganz erfüllen und in den Formen sich der Einheitlichkeit des Bauwerks einordnen.

In jüngster Zeit hat der große Wettbewerb für die neue Rheinbrücke Köln—Mühlheim<sup>5</sup> den hohen Stand des deutschen Brückenbaus und

die baukünstlerische Auffassung der Aufgabe deutlich gekennzeichnet. Als allgemeines Ergebnis des Wettbewerbs verdient zunächst hervorgehoben zu werden, daß alle Bewerber bestrebt waren, das Eisenwerk als eigenwilliges, maßstäblich faßbares Gebilde künstlerisch zu gestalten. Der lange Zeit so beliebte schwere Bogenfachwerkträger mit Zugband ist ganz verschwunden und durch schnittigere Formen verdrängt worden, der gestufte Träger nur in einem Nebentwurf vertreten, der deutlich zeigt, daß mit dieser Trägerform eine befriedigende Lösung nicht gefunden werden kann.

<sup>5</sup> Vergl. Bauing. 1927, S. 233/542.

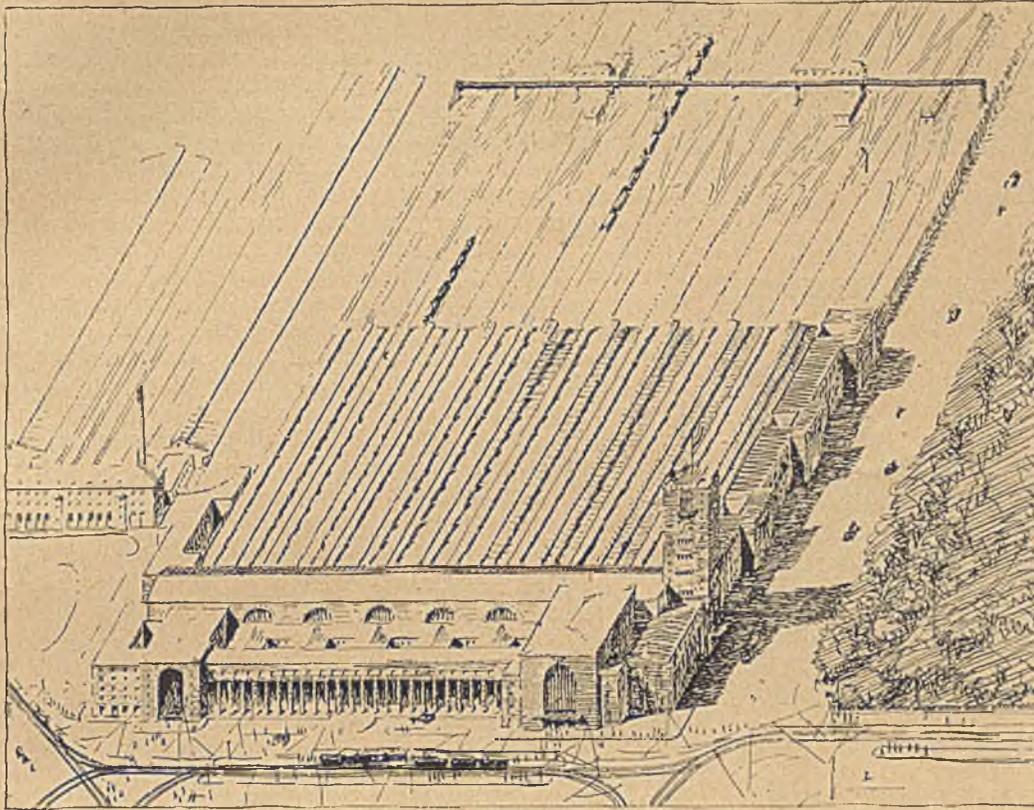


Abb. 19. Fußgängersteg für Bahnhof Stuttgart.

Seitenöffnungen haben flache Betongewölbe. Die durch die Verschiedenartigkeit des Baustoffs sich ergebenden Schwierigkeiten sind meisterhaft überwunden, wenn auch zugegeben werden muß, daß eine einheitliche Ausführung noch besser gewirkt hätte. Die Pfosten zwischen Eisenbogen und Fahrbahn

<sup>4</sup> Vergl. Bauing. 1925, S. 86, Abb. 2.

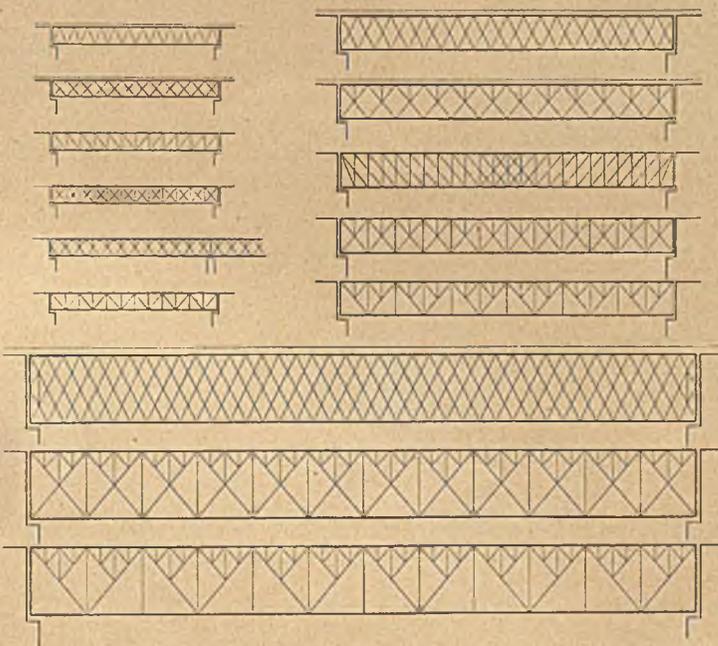


Abb. 20. Balkenfachwerke. Fahrbahn oben.

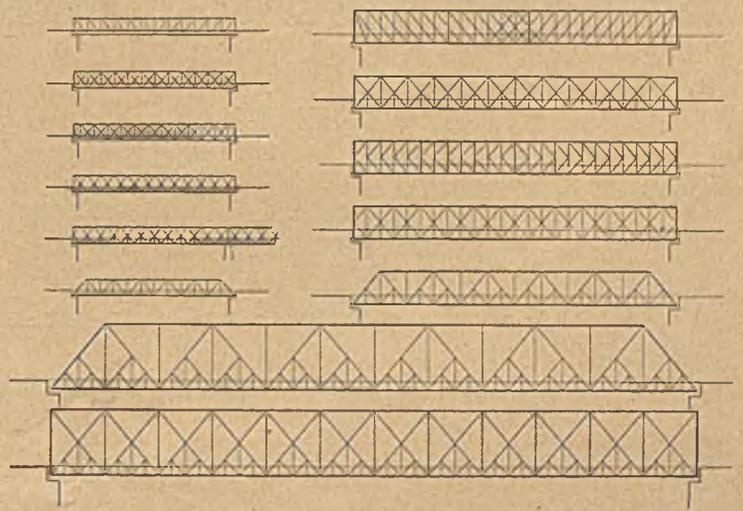


Abb. 21. Balkenfachwerke. Fahrbahn unten.

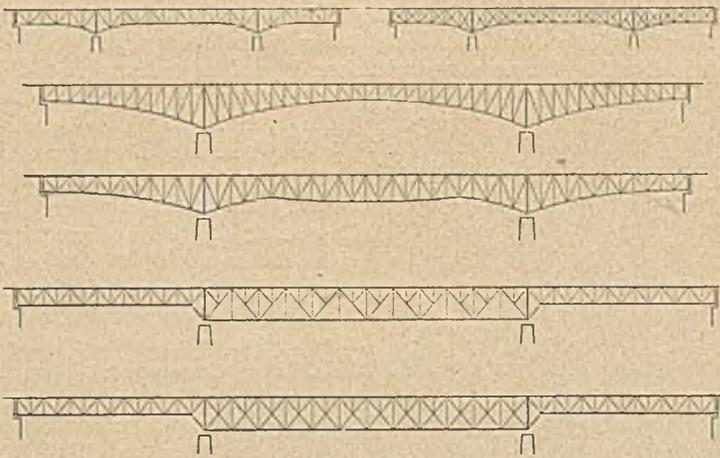


Abb. 22. Durchlaufende Balkenfachwerkträger. Fahrbahn oben.

Es bleiben die versteifte Hängebrücke, der elastische Bogenträger und der gerade Fachwerkbalken. In diesen altbewährten Formen sind technisch und künstlerisch hochstehende Entwürfe vorgelegt worden. Im Entscheidungskampf haben schließlich nach hartem Ringen die Verfechter der Hängebrücke gesiegt. Ausschlaggebend sind nicht die technischen und wirtschaftlichen Erwägungen gewesen, sondern Fragen persönlichen Geschmacks. Für uns Ingenieure ist bemerkenswert, daß die wirt-

schaftliche Grenze der Anwendung von Balken für derartige Aufgaben deutlich erkennbar wird, daß für große Spannweiten der elastische Bogen in immer schärferen Wettbewerb mit den Hängebrücken tritt. Bei kiesigem Baugrund ist der Bogen mit oder ohne Zugband bis zu einer Spannweite von 300 m wirtschaftlich der Hängebrücke überlegen, bei festem Baugrund dürfte die Wettbewerbsfähigkeit noch bis zu wesentlich größeren Spannweiten (500 m) gegeben sein. Was die ästhetische Wirkung anlangt, so ist die Hängebrücke an Eleganz, Leichtigkeit und Beschwingtheit kaum zu übertreffen. Der Bogen dagegen ist und bleibt die kraftvollste Verkörperung des Überbrückungsgedankens. Das Kabel ist weich und schmiegsam und verhält sich ungefähr zu dem gertenhaft federnden, schlanken Bogen wie die tragende Hangesäule zum stützenden Pfosten.

Sowohl bei den Hängebrückentwürfen<sup>6</sup> als auch bei der preisgekrönten Bogenbrücke<sup>7</sup>, die den Rhein mit einer Öffnung von 333 m überspannt und noch mehr bei dem nachträglich durchgearbeiteten Entwurf einer Auslegerbogenbrücke mit durch Kabel aufgehobenem Schub (Abb. 28) sind die letzten Möglichkeiten des Eisenbaus technisch und künstlerisch restlos ausgeschöpft. Bei den Balkenbrücken<sup>8</sup> ist es gelungen, trotz der Verschiedenheit der Öffnungen und der Trägerformen ein einheitliches Brückenbild zu schaffen. Vorbildlich ist der ungekünstelte Übergang von den eisernen oder massiven Brückenteilen der kleinen Öffnung zu dem aufgelösten Tragwerk der

<sup>6</sup> Vergl. Bauing. 1927, S. 244, Abb. 20.

<sup>7</sup> Vergl. Bauing. 1927, S. 242, Abb. 7.

<sup>8</sup> Vergl. Bauing. 1927, S. 242, Abb. 3, 4 und 6.

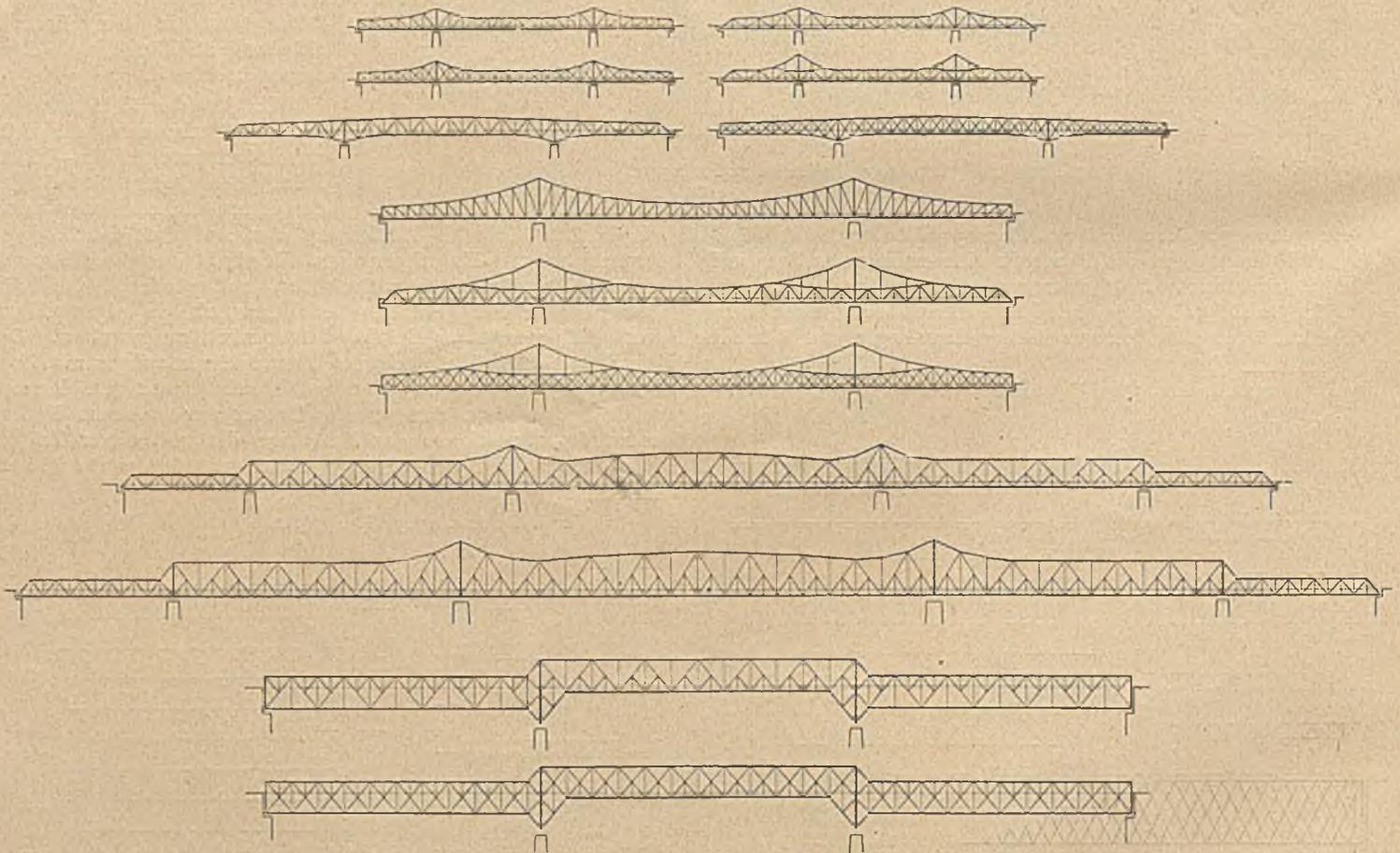


Abb. 23. Durchlaufende Balkenfachwerkträger. Fahrbahn unten

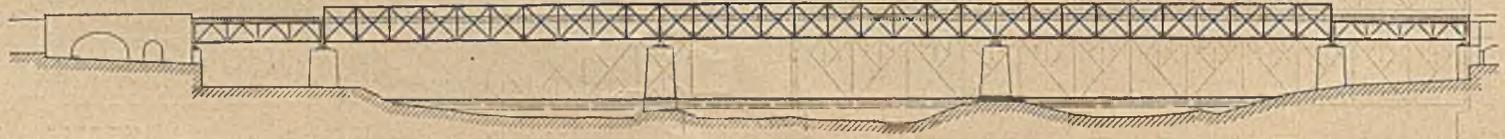


Abb. 24. Neue Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Meißen.



Abb. 25. Neue Elbebrücke bei Hamerten. Gesamtansicht.

Hauptöffnungen gelöst. Die Gegenüberstellung der drei Balkenentwürfe zeigt anschaulich die Überlegenheit der netzförmigen Ausfachung gegenüber der z. Z. beliebten Ausfachung mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben und Zwischenpfosten.

Schließlich sei ein Ausblick in die Zukunft gestattet. Wir leben in einer Zeit gewaltig ansteigenden Verkehrs; große Aufgaben stehen im Brückenbau bevor. Man braucht nur nach Amerika zu sehen, wo sich die Richtung der künftigen Entwicklung deutlich ausprägt. Was die Schwere der Fahrzeuge anlangt, so dürfte die wirtschaftliche Grenze der Steigerungsmöglichkeit sowohl im Eisenbahn- als auch im Straßenverkehr bald erreicht sein. Auch der Schnelligkeit sind Grenzen gezogen. Was aber den Umfang des Verkehrs, die künftigen Verkehrsraumforderungen durch die gewaltige Zunahme des Kraftwagenverkehrs namentlich in den Großstadtzentren anlangt, so sind die Veränderungen noch nicht abzusehen. Die heutigen Fahrbahnbreiten werden bald nicht mehr ausreichen. Es gibt dann zwei Wege, um die künftigen Verkehrsbedürfnisse zu befriedigen, man kann den Entwicklungsraum nach der Breite: Teilung der Fahrbahn, oder nach der Höhe: Stockwerkbau suchen. Bei obenliegender Fahrbahn ist man in der Breitenentwicklung unbeschränkt, bei tiefliegender Fahrbahn sind u. U. die Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern oder mit getrennten Tragwerken auszubilden. Die Amerikaner haben gezeigt, wie man solche Aufgaben technisch lösen kann, es ist aber der Ingenieurkunst noch vorbehalten zu zeigen, wie solche Aufgaben baukünstlerisch zu meistern sind.

Möge das ernste Streben nach Vollendung und Meisterschaft, das den deutschen Brückenbauer beseelt, in großen und kleinen Aufgaben des Eisenbrückenbaus noch viele reife Früchte zeitigen.



Abb. 26. Neue Elbebrücke bei Hamerten. Schiefe Sicht.



Abb. 27. Hängebrücke in Köln.

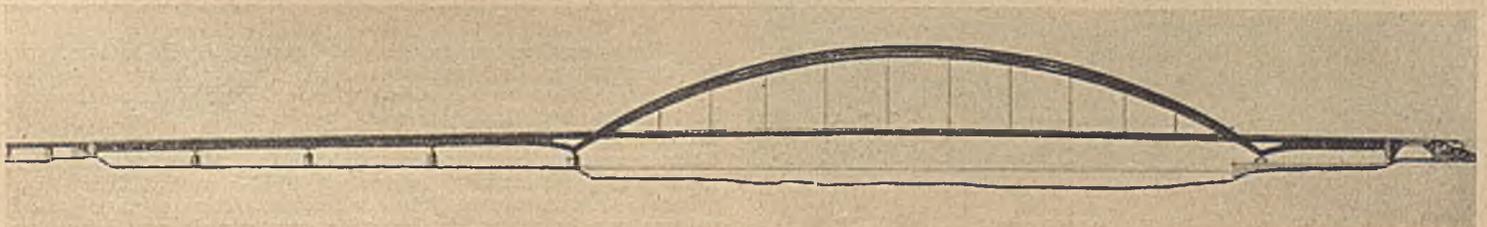


Abb. 28. Auslegerbogenbrücke mit durch Kabel aufgehobenem Schub.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Umbau einer alten eisernen Talbrücke  
in eine Eisenbetonbrücke.

Die schmiedeeiserne Straßenbrücke über das Schwarzwassertal in Lynchburg (Virginia) aus dem Jahre 1892, 277 m lang und 40 m

härten des Betons durchschnitten; zu diesem Zwecke waren die Knotenpunkte während des Betonierens in Gipsmortel gefaßt, der sich für die Schneidbrennarbeit leicht entfernen ließ (Abb. 4). Die Bogen sind mit den Pfeilern starr verbunden; die Fahrbahn darüber hat Trennungsfugen über den Pfeilern wie die übrige Strecke (Abb. 2).

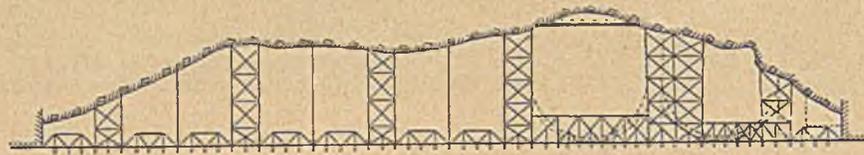


Abb. 1.

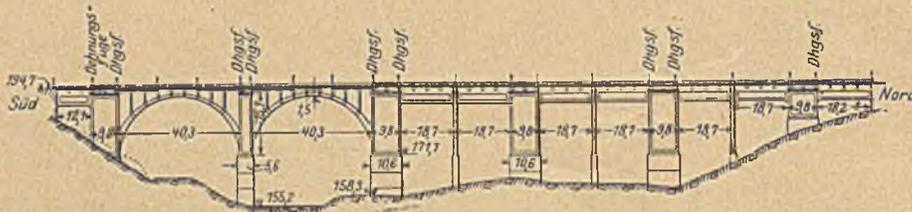


Abb. 2.

über der Talsohle hoch, meist mit 19 m langen Gitterträgern (Abb. 1), bedurfte dringend des Umbaus für den zunehmenden schweren Verkehr. Am zweckmäßigsten erschien die Einbettung des alten Tragwerks in Eisenbeton mit Ausnahme des Südendes, wo das unregelmäßige Eisenwerk und die Überschneidung einer Eisenbahn zwei Gewölbe von je 40 m Lichtweite nötig machten (Abb. 2). Die

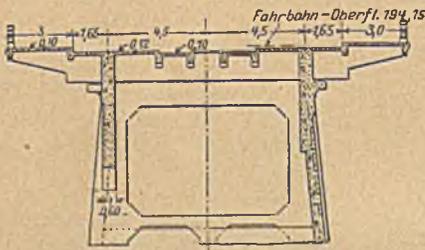


Abb. 3.

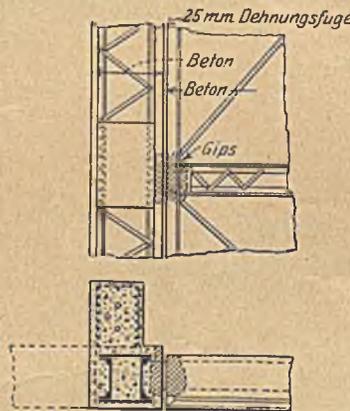


Abb. 4.

Einfache Berechnung der Schubsicherung.

Von Dr.-Ing. Max Mayer, beratendem Ingenieur und Professor an der staatlichen Bauhochschule in Weimar.

Breite Erörterungen haben sich damit beschäftigt, ob der größere Schubsicherungs-Nachweis, der in den neuen Eisenbetonbestimmungen verlangt wird, im Hinblick auf die Bauwerksicherheit als nötig zu gelten hat und deshalb verlangt werden mußte oder nicht. Es wird aber wenig beachtet, wieviel klarer die Auffassung des Kräftespieles in der Verbundkonstruktion nach der Grundannahme der neuen Vorschriften wird; in den meisten Fällen ist es jetzt möglich, durch kurze Erwähnung weniger, nahe liegender Zahlen zu beweisen, daß die Schrägeisen und Bügel, die der geübte Konstrukteur ohnehin als selbstverständlich anwendet, nach der neuen Vorschrift als Schubsicherung genügen.

In Heft 52 Seite 1006 des „Bauingenieurs“ 1926 habe ich eine einfache Anordnung der Schubsicherung gezeigt für den Fall, daß ein Teil der Last (Nutzlast) als beweglich zu betrachten ist und auf halbe Trägerlänge vorhanden sein kann, so daß man in Balkenmitte eine geringe Querkraft annehmen muß (pl. 8), für welche die Bügel mindestens auszureichen zu haben. Es scheint viel zu wenig bekannt, wie außerordentlich einfach sich die Beziehungen gestalten, wenn man nur mit ruhender (toter) Last zu tun hat.

Zur Schubsicherung ist die Beziehung zu erfüllen:

$$\int Q dx = F_q = f_s \sigma z \sqrt{2} + f_b \sigma z,$$

wenn  $f_s$  die Querschnittsfläche der unter  $45^\circ$  schräg hochgehenden Eisen und  $f_b$  die Querschnittsfläche der lotrecht stehenden Bügel bezeichnet.

Durch Dividieren mit  $\sigma \cdot z$  geht diese Gleichung über in die Form

$$\frac{F_q}{\sigma z} = f_s \sqrt{2} + f_b.$$

Nach dem Grundgesetz, daß die Momentenlinie die Integralkurve der Querkraftlinie ist, kann man den Zähler der linken Seite stets als Unterschied zweier Momente auffassen; beziehen wir die Betrachtung auf die „betreffende Feldseite“, wie es in § 18, 4 der Eisenbetonbestimmungen heißt, so ist am einen Ende dieser Strecke das etwaige Einspannmoment (Stützmoment), am anderen Ende das Größtmoment (im Querkraft-Nullpunkt) anzusetzen. Bei umständlicheren Verhältnissen (durchlaufende Träger mit verschiedenen Belastungsfallen) ist nur darauf zu achten, daß beide Momente zum gleichen Belastungsfall gehören müssen.

Der Rechnungsvorgang gründet sich deshalb auf die Formel (mit Beachtung der Vorzeichen)

$$\frac{|M_{gr}| + |M_k|}{\sigma z} = f_s \sqrt{2} + f_b.$$



Abb. 5.

hölzerne Fahrbahndecke wurde dabei durch eine Eisenbetondecke mit Koffer für die Straßenbahngleise (Abb. 3) und Ziegelpflaster in Asphalt ersetzt. Die Zwischenstützen und die Querwände der Pfeiler wurden als Pendelstützen ausgebildet und die Zwischenverbindungen des eisernen Pfeilertragwerkes in den Trennungsfugen nach dem Er-

Hat man es nun mit einem Träger von gleichbleibender Höhe und folglich ungefähr konstantem inneren Hebelarm  $z$  zu tun (oder kann man eine Berechnung nach dieser Annahme als Annäherung gelten lassen), so ergibt sich eine bemerkenswerte Vereinfachung.

Bei frei aufliegenden Balken, also bei  $M_P = 0$ , haben wir auf der linken Seite den Wert  $M_{gr} : (\sigma z)$ , das ist die Feldbewehrung  $f$ . In diesem einfachsten Fall kommen wir also, mit Voranstellung der Schrägeisen, auf die Beziehung für die Schubsicherung:

$$\frac{M}{\sigma z} = f = f_s \sqrt{2} + f_b.$$

Daraus geht hervor:

Wenn man beim freiaufliegenden Balken mit ruhender Last 70,7 % der Hauptbewehrung aufbiegt, so ist die Schubsicherung schon auf alle Fälle erfüllt. Biegt man weniger auf, so ist an Bügeln soviel nötig, wie das  $\sqrt{2}$  fache der Schrägeisen unter der Feldbewehrung bleibt.

Dies gilt für beliebige Verteilung der ruhenden Lasten (Streckenlasten, Einzellasten) auf dem freiaufliegenden Balken, und für seine beiden Hälften in gleicher Weise, auch wenn die Strecken von der Stelle des Größtmomentes bis zum Auflager nach links und rechts verschieden lang und ganz verschieden belastet sind. Damit ist, gemäß den Anforderungen der Bestimmungen, der Gesamtbetrag der Schubsicherungs-Bewehrung nachgewiesen, nicht aber die Verteilung; diese hat entsprechend der Querkraftfläche zu erfolgen, welche in den einfacheren Fällen ein Dreieck ist.

Natürlich sind Bügel auch dann nötig, wenn man mehr als 7,1 Zehntel der Feldbewehrung aufbiegt, und man wird bei gewöhnlichen Balken, gemäß § 14,10 der Eisenbetonbestimmungen, etwa 3 oder 4 zweischnittige 8er-Bügel je Meter als Mindestwert ansetzen.

Auch wenn beim durchlaufenden oder eingespannten Träger ein Wert für  $M_E$  gegeben ist, kann man von der Tatsache des ungefähr konstanten  $z$  Gebrauch machen, indem man trennt:

$$\frac{M_{gr}}{\sigma z} + \frac{M_E}{\sigma z} = f_s \sqrt{2} + f_b.$$

In diesem Fall sind die Zugbewehrungen an der Einspannstelle und in Feldmitte zu addieren; wenn die Aufbiegungen 7,1 Zehntel dieser Summe nicht erreichen, ist der Rest durch Bügel aufzunehmen.

In der statischen Berechnung wird man also meist auf höchst einfache Weise nur anzudeuten haben, daß die Aufbiegungen, die sich aus dem Momentenverlauf ergeben, das 0,707fache der Feldbewehrung (+ Einspannbewehrung) ganz oder fast decken und daß die üblichen Bügel für den etwaigen Rest reichlich genügen (oder entsprechend anzuordnen sind). Das ist aber nur zulässig für feste

Last, oder bei einem reichlichen Überschuß für einen kleinen Anteil beweglicher Last. Falls letztere wichtig ist, muß man nach Seite 1006 (1926) vorgehen.

### Sicherung einer Straße in Rutschgelände.

Eine kurze Strecke einer Staatsstraße bei der Stadt Crockett in Kalifornien litt seit zehn Jahren unter Rutschungen eines Anschnitts trotz der eingebauten Entwässerungen, bis die Verwaltungen der Straße und der 200 m unterhalb liegenden Eisenbahn gemeinsam an die Bekämpfung des Übels gingen. Die Eisenbahn trieb einen 240 m langen Entwässerungsstollen von 1,2 x 1,8 m vor, an den sich drei Dränstränge von 20 bis 10 cm Durchmesser anschlossen, die Straße flachte die rutschende Böschung auf 1:1½ ab durch Wegschaffen von 87 000 m³ Boden und deckte sie im Spritzverfahren mit 6 x 6 m großen, 5 cm starken Eisenbetonplatten ab, die mit je 4 Eisenbetonfüßen von 75 cm Länge und 15 cm Stärke im Boden staken, in den Stoßfugen mit Bitumen gedichtet waren und auf einem Rost von Betonbalken in je 6 m Abstand, oben 30, unten 70 cm stark, lagen, unter denen sich ein Netz von 10 cm weiten Dränrohren mit einem 20 cm weiten Sammeldrän unter dem Straßengerinne hinzog. Die Abdeckung war in der Böschungsrichtung 55 m, in der Straßenrichtung 105 m lang. Die oben anschließende wagerechte Fläche wurde zur Verhinderung des Eindringens von Tagewasser auf 18 000 m² geregelt und mit Asphaltscotter aus Steinschlagabfällen gedichtet. Sollte sich



noch die Abhaltung des Wassers aus dem weiter oberhalb liegenden Gelände als nötig erweisen, so ist ein tiefer Abfangschlitz davor in Aussicht genommen. (Nach Engineering News-Record vom 2. Febr. 1928, S. 199—200 mit 1 Lichtbild und 5 Zeichn.) N.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Einigung zwischen der deutschen und der belgischen Zementindustrie bezüglich Holland.** Die langwierigen Verhandlungen zwischen der deutschen und der belgischen Zementindustrie über die Belieferung des niederländischen Marktes haben nunmehr zu dem Ergebnis geführt, daß beide Industrien in gleichem Maße an der Zementlieferung beteiligt werden.

Das Abkommen gilt jedoch nur für das Baujahr 1928, weil man über die Leistungsfähigkeit des im Bau befindlichen Maastrichter Werkes keine Klarheit hat. 1927 führte Deutschland 411 000 t nach Holland aus, jetzt würde der Anteil nur 350 000 t betragen. Der Vorteil liegt daher lediglich im Wegfall der Kampfpreise. Während der deutsche Abnehmer des westdeutschen Zementverbandes Preise zwischen 439.— und 529.— RM. für 10 t Portlandzement zu zahlen hatte, setzte der Verband bisher den Zement in Holland zu 215.— bis 237.— RM. je 10 t ab. Jetzt erfolgt nun eine Preisherabsetzung, die aber infolge der Konkurrenz anderer Zementproduzenten, insbesondere Englands, keine Angleichung an die hohen deutschen Preise bringt, sondern nur 320.— bis 339.— RM. je 10 t erreicht.

Immerhin wird die deutsche Zementindustrie aus den Preiserhöhungen auf dem holländischen Markt einen Mehrerlös von etwa vier Millionen Mark ziehen können. Es ist zu hoffen, daß den Zement-syndikaten dadurch die Möglichkeit gegeben wird, die zur Zeit als Kampfmaßnahme gegen die deutschen Außenseiter eingeführten noch örtlich begrenzte „Ausnahmenachlässe“ in eine für die Dauer bestimmte allgemeine Preisermäßigung umzuwandeln.

Anscheinend werden zur Zeit weitere Verhandlungen zwischen den deutschen, luxemburgischen und französischen Zementproduzenten geführt, so daß in absehbarer Zeit die zwischen den verschiedenen Ländern bestehenden losen Vereinbarungen festere Formen annehmen werden.

**Der Reichstag gegen Tarifierhöhungen der Reichsbahn.** Gegen den auch für die Bauwirtschaft bedeutsamen Beschluß des Verwaltungsrats der Reichsbahn, die Frachttarife zu erhöhen, wurde im Reichstag am 30. März ein Entschließungsantrag der Wirtschafts-

partei einstimmig in folgendem Wortlaut angenommen: Der Reichstag erkennt eine Notwendigkeit für die Erhöhung der Eisenbahntarife zur Zeit nicht an und ersucht die Reichsregierung, der geplanten Erhöhung der Eisenbahntarife die Zustimmung zu versagen.

Es ist allerdings dabei zu berücksichtigen, daß die Reichsbahn sich in einer Zwangslage befindet. Die gesteigerten finanziellen Ansprüche und andererseits die Beschränkung der Anleiheaufnahme haben schon zu einer erheblichen Einschränkung des Etats der Reichsbahn geführt, die nur die notwendigsten Arbeiten durchführen kann und zahlreiche Bauten zurückstellen mußte.

**Rückblick auf die Leipziger Baumesse.** Die diesjährige Leipziger Baumesse war die zwanzigste, die im Rahmen der Leipziger Mustermesse abgehalten wurde. Sie hatte insofern besondere Bedeutung, als vor kurzem die Baumesse G. m. b. H. unter Leitung von Dr. A. Müller und Direktor Stegemann gegründet worden ist. Diese neue Gesellschaft beabsichtigt, demnächst mit dem Bau einer neuen großen Ausstellungshalle für die Baustoffindustrie zu beginnen. Der Bau dieser Halle erscheint tatsächlich dringlich, da die jetzigen Veranstaltungen den erwünschten und erforderlichen einheitlichen und übersichtlichen Aufbau vermissen lassen. Die Ausstellung im Freien ist namentlich bei schlechtem Wetter wenig zweckmäßig und wirkungsvoll. Trotzdem hat die Einrichtung einer modernen Baustelle im Freien lebhaftes Interesse erweckt und war stark besucht. Sie wird einen weiteren Ausbau vor allem in der Richtung moderner kleiner Baustellen finden müssen. Im übrigen wurden auf der Messe hauptsächlich neuere Baumaschinen verschiedenster Art gezeigt.

**Die Einführung des Neunstundentages.** Der Freistaat Thüringen hat durch Erlaß vom 22. März dieses Jahres für das Tiefbaugewerbe für die Zeit vom 15. April bis zum 15. Oktober die neunstündige Arbeitszeit zugelassen.

In der Begründung hierzu wird folgendes gesagt: „Der Notwendigkeit einer Verlängerung der Arbeitszeit auf 9 Stunden in der Zeit vom 15. April bis 15. Oktober verschließen wir uns nicht für

diesen Zweig des Baugewerbes, da der Tiefbau — insbesondere der moderne Straßenbau — in sehr starkem Maße von äußeren Witterungseinflüssen insbesondere der Temperatur abhängig ist. In der Praxis ist der Straßenbau tatsächlich auf ganz wenige Monate zusammengedrängt, und in dieser Zeit muß auch die Möglichkeit einer intensiven Ausnutzung des Maschinenparks gegeben sein. Weiter ist zu berücksichtigen, daß für den Straßenbau nur verhältnismäßig wenig Facharbeiter verfügbar sind. Diese können nur in den seltensten Fällen an ihrem Wohnort beschäftigt werden und müssen deshalb häufig von ihren Familien getrennt längere Zeit in anderen Gemeinden leben, wodurch ihnen besonderer Aufwand erwächst, der um so höher wird, je kürzer die Arbeitszeit ist. Dieser Umstand rechtfertigt zur Erzielung höheren Verdienstes ebenfalls eine längere Arbeitszeit an den einzelnen Tagen, außerdem entspricht die verlängerte Arbeitszeit in diesem Falle auch den Wünschen der Arbeitnehmer.

### Rechtsprechung.

Die Erhöhung des Ecklohns durch Schiedsspruch ist ohne Einwirkung auf die außertariflichen Lohnsätze einzelner Arbeiter. (Urteil des Landesarbeitsgerichts Frankenthal vom 15. Nov. 1927 — I. cf. H. 2/27.) Durch Schiedsspruch wurde in dem streitigen Fall, der die Grundlage des Entlohnungssystems bildende Spitzenzeitlohnsatz des normalleistungsfähigen gelernten Arbeiters im Alter über 25 Jahre (Ecklohn), um vier Pfennige, später um weitere zwei Pfennige erhöht. Einzelne Arbeiter, die seit längerer Zeit für besondere Leistungen Löhne über den Ecklohn bezogen, verlangten auch die entsprechende Erhöhung dieser besonderen Löhne, die in den Schiedssprüchen nicht erwähnt sind.

Der Anspruch auf Erhöhung dieser besonderen Löhne ist unbegründet. Die besonderen Löhne beruhen nicht auf Tarifvertrag, sondern auf Einzelarbeitsverträgen mit dem Arbeitgeber. Der Schiedsspruch als tarifliche Maßnahme betrifft nur die tariflichen, nicht auch die nach dem Tarifvertrag zulässigen, den Arbeitern günstigen besonderen Lohnsätze. Nach Sinn und Inhalt wollte er sich, wie der Vorsitzende des Schlichtungsausschusses in einem Gutachten bestätigte, auch gar nicht darauf erstrecken. Die besonderen Löhne werden durch die Zahlung während längerer Zeit nicht zu Tariflöhnen. Dazu hätte es einer in den Formen des Tarifvertrags geschlossenen Gesamtvereinbarung bedurft. Außerdem hatte der Arbeitgeber wiederholt mündlich und schriftlich einzelnen Arbeitern und dem Betriebsrat, sowie durch öffentlichen Anschlag bekannt gemacht, daß er die Überbezahlungen jederzeit wegen Rückgangs der besonderen Leistungen oder wegen veränderter Geschäfts- und Finanzlage der Firma widerrufen könne. Der Arbeitgeber hat sich daher mit Recht geweigert, die außertariflichen Löhne entsprechend den Schiedssprüchen zu erhöhen.

Kein Mitwirkungsrecht des Betriebsrats gemäß § 75 Betriebsrätegesetz bei Regelung der Arbeitszeit. Beharrliche Arbeitsverweigerung im Sinne von § 123, Ziff. 3, RGewO. (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 17. Nov. 1927 RAG. 5 (27.)) Durch Schiedsspruch des Schlichtungsausschusses vom 8. April 1927 war bestimmt, daß auf Anordnung des Arbeitgebers die 48stündige Arbeitszeit auf wöchentlich 54 bzw. 57 Stunden derart verlängert werden könne, daß die Schichtzeit 12 Stunden einschließlich 2 Stunden Pause betrage und in den Samstagsschichten eine der Gesamtarbeitszeit von 57 Stunden Rechnung tragende Verkürzung erfolge. Durch Bekanntmachungen vom 30. April und 5. Mai 1927 hatte die Leitung des Betriebes R. die bisherige wöchentliche Arbeitszeit von 56 Stunden auf 50 Stunden herabgesetzt, die Arbeitszeit von Montag bis Freitag unverändert gelassen, die Kürzung jedoch durch Ausfallen der bisherigen Sonnabendschicht von 6 Stunden erreicht. Die Arbeitnehmer vertreten demgegenüber den Standpunkt, die Verkürzung der wöchentlichen Arbeitszeit müsse durch gleichmäßige Verkürzung der Arbeitszeit an den einzelnen Arbeitstagen erfolgen, der gänzliche Ausfall der Sonnabendschicht sei unzulässig. Sie erstreben eine wöchentliche Arbeitszeit von 49 Stunden an. Nach Ablehnung ihres Standpunkts durch die Betriebsleitung haben sie am 9. Mai 1927 statt einer Mittagspause von 1½ Stunden nur eine solche von einer halben Stunde gemacht, den von ihrem Meister für die Dauer der Pause angestellten Dampf nach einer halben Stunde wiederangestellt und um 4 Uhr nachmittags die Arbeit wieder verlassen, obgleich sie der Meister darauf hinwies, daß die Arbeitszeit bis 6 Uhr dauere. Sie wurden daraufhin fristlos entlassen.

Das Reichsarbeitsgericht hält die fristlose Entlassung für gerechtfertigt. Die von der Werkleitung getroffene Arbeitszeitregelung stand zu dem Schiedsspruch vom 8. April 1927 nicht in Widerspruch. Sie bedurfte nicht, wie die Arbeitnehmer geltend machen, der Mitwirkung des Betriebsrats gemäß § 75 Betriebsrätegesetz. Eine solche ist nur zur Festsetzung gemeinsamer Dienstvorschriften erforderlich, berührt aber die sich für den einzelnen Arbeitnehmer aus dem Arbeits-

verträge ergebenden Rechte und Pflichten nicht. In dem Verhalten der Arbeitnehmer am 9. Mai 1927 ist eine beharrliche Arbeitsverweigerung zu erblicken, welche die Betriebsleitung gemäß § 123, Ziff. 3, RGewO. zur fristlosen Entlassung berechtigte. Zur Annahme einer Beharrlichkeit bedurfte es nicht einer Wiederholung dieses Verhaltens. Es genügt vielmehr das einmalige Verhalten, mit dem Vorsatz der Wiederholung bis zu einem Reagieren der Werkleitung auf dieses Verhalten.

Keine Haftung der Gewerkschaften für Streikschäden, falls die Gewerkschaften nur für das Durchhalten eines ohne ihr Zutun, wenn auch unter Bruch des Tarifvertrages, eingetretenen Streiks tätig waren. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 20. Dez. 1927 — III. 104/27.) Zwischen dem Bergbaulichen Verein in Z. und den Arbeitnehmergewerkschaften war bis 31. Juli 1924 ein vom Reichsarbeitsminister für verbindlich erklärtes Arbeitszeitabkommen in Geltung, wonach die Dauer der Arbeitsschichten 8 Stunden unter Tage und neun Stunden über Tage betrug. Am 5. Mai 1924 verweigerte die Belegschaft des zum Bergbaulichen Vereins gehörenden Steinkohlenwerks K. & Co. nach siebenstündiger Arbeit die Weiterarbeit und erzwang die Ausfahrt aus der Grube, nachdem K. & Co. die von ihnen verlangte Kürzung der Arbeitszeit abgelehnt hatte. Sie wurden daraufhin fristlos entlassen. Die Belegschaften der späteren Schichten führen überhaupt nicht mehr ein und traten in den Streik. K. & Co. verlangt von den Gewerkschaften 20000 M. Schadensersatz, weil diese die Arbeiter zur Fortsetzung des Streiks aufgefordert hätten.

Das Reichsgericht hat den Schadensersatzanspruch abgelehnt. Streiks sind grundsätzlich erlaubte Kampfmittel, die nur bei Verfolgung eines unsittlichen Zwecks und Anwendung verbotener Kampfmaßnahmen den Charakter unerlaubter Handlungen annehmen können. Hier bezweckte der Streik die Erreichung einer erheblichen Verkürzung der Arbeitszeit, also einer Verbesserung der Arbeitsbedingungen. Das Ziel des Arbeitskamps war einwandfrei.

Jedoch hat die Belegschaft, welche entgegen den tarifvertraglichen Bestimmungen die Ausfahrt vorzeitig erzwang und damit den Anstoß zu dem Streik überhaupt gab, ungerechtfertigt die Einzelarbeitsverträge verletzt. Dieser Verstoß ist aber ohne Zutun der Gewerkschaften erfolgt. Die Gewerkschaften haften zwar wegen Streikhandlungen in Verletzung tarifvertraglicher Vereinbarungen grundsätzlich auf Schadensersatz, wenn ihnen hierbei Vorsatz oder Fahrlässigkeit zur Last fällt. (Entscheidungen des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 9. Juni 1925 — III 322/24 — und, IV. Zivilsenat, vom 29. April 1926 — IV 558/25.) Im vorliegenden Fall sind lediglich die vertragsbrüchigen Arbeiter verantwortlich. Die Gewerkschaften und ihre Organe waren zunächst gewillt, sich der noch in Geltung befindlichen Arbeitszeitregelung zu fügen. Sie haben in keiner Weise die Arbeiterschaft gegen dieses Abkommen scharf gemacht. Erst als der Streik im Gange war, haben sie sich den Standpunkt der Arbeiter zu eigen gemacht und sich für die Durchhaltung des Streiks eingesetzt. Ihr Tun war daher nicht ursächlich für die Entstehung des Streiks. Diese Tätigkeit der Gewerkschaften verstößt nicht deshalb gegen die guten Sitten, weil der Streik mit einem Vertragsbruch begann, mit der Absicht, eine andere Arbeitszeitregelung dadurch zu erzwingen. Umstände, welche die Beihilfe der Gewerkschaften zu dem Streik als sittenwidrig erscheinen lassen, sind nicht dargetan.

Zur Berechnung von Fristen und Arbeitstagen im Arbeitsrecht. (Entscheidung des Landesarbeitsgerichts Berlin vom 23. Nov. 1927. 103 S 279/27.) Bei Erwerbsunfähigkeit durch Betriebsunfall wird gemäß § 7 des Tarifvertrages zwischen dem Ortsverband B. der Arbeitgeber im Transportgewerbe und dem Deutschen Verkehrsbund Bezirksverband B. vom 4. April 1927 den Arbeitnehmern, die ein Vierteljahr im Betrieb beschäftigt sind, der Lohn auf die Dauer bis zu zwei Wochen unter Anrechnung der reichsgesetzlichen Leistungen gezahlt.

Der Arbeitnehmer M., der seit 27. April 1927 bei der Firma R. tätig war, erlitt am 23. Juli 1927 einen Betriebsunfall, meldete sich aber erst am 27. Juli 1927 arbeitsunfähig. Die Firma R. lehnt sein Verlangen auf den Tariflohn von zwei Wochen ab. Da M. erst in den Morgenstunden des 27. April 1927 angenommen sei, rechne dieser Tag nicht mit.

Das Landesarbeitsgericht hat dem Anspruch des M. stattgegeben. Für die Berechnung der Frist von drei Monaten wird davon ausgegangen, daß im Arbeitsrecht die Arbeitstage voll gerechnet zu werden pflegen. Der 27. April, in dessen Morgenstunden M. angenommen wurde, rechnet mit, weil für den Anfang der Frist maßgebend (§ 187, Abs. 2, B.G.B.). Ebenso rechnet der 26. Juli 1927 mit. Am Abend dieses Tages hat sich M., also erst für den folgenden Tag, krank gemeldet. Zwischen der Einstellung des M. und dem Aufhören der Arbeit liegen daher drei Monate.

Mit dem Aufhören der Arbeit beginnt die Erwerbsunfähigkeit. Auch wenn M. nach dem Unfall eine geringere Arbeit geleistet hat und sich bei schweren Arbeiten von seinen Arbeitskollegen hat helfen lassen, so gilt diese Zeit doch als Arbeitszeit, da vorübergehende geringere Arbeitsfähigkeit vielfach vorkommt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 16. Februar 1928.

- Kl. 19 a, Gr. 2. I 30 889. Eduard Ihmels, Groß-Burgwedel, Kr. Burgdorf. Schwelenaufsattelungsverfahren. 8. IV. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 10. V 21 141. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Stützlasche, insbes. für Hauptbahnschienen. 1. IV. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 14. P 52 245. Franz Paulus, Aachen, Liebigstr. 7. Klemme zur Verhütung des Schienenwanderns mit Klammern zum Anpassen des an der Unterseite des Schienenfußes anliegenden Stemmstückes durch eine Verschraubung. 9. II. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 14. P 53 733. Franz Paulus, Aachen, Liebigstr. 7. Klammern zur Verhütung des Schienenwanderns mit Klammern zum Anpressen des an der Unterseite des Schienenfußes anliegenden Stemmstückes durch eine Verschraubung; Zus. z. Anm. P 52 245. 30. IX. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 14. P 53 744. Franz Paulus, Aachen, Liebigstr. 7. Schraubenkeilklemme. 1. X. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 24. D 46 328. Heinrich Droste, Hamm i. W., Ostendallee 82. Um einen senkrechten Bolzen drehbare Hakenplatte für regel- und schmalspurige Gleise aller Art. 10. X. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 26. W 71 802. Franz Wegener, Krefeld, Felbelstr. 10. Verfahren zum Ausbessern abgefahrener Schienenstöße mit Kopfmaschinen. 24. II. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 28. H 110 474. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7 F. Gleisrückmaschine mit einem mit Einstellvorrichtungen versehenen hinteren Steuerwagen; Zus. z. Pat. 446 015. 8. III. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 28. R 66 507. Georg Robel & Co., München, Schraubvorrichtung, vornehmlich zur Verwendung beim Eisenbahnoberbau. 21. I. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 31. K 104 214. Heinrich Kürschner, Hagen i. W.-Delstern, Delsterner Str. 17. Schienenfeilhobel für Vollbahnschienen. 13. V. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 11. S 72 804. Heinrich Suter-Strickler, Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Streuwagen für Straßenbaustoffe. 29. XII. 25.
- Kl. 20 g, Gr. 1. M 95 658. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen. 6. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 12. H 109 069. Peter Hoffmann, Mannheim S I 5. Einrichtung zum Befestigen zerlegbarer Eisenbetonwände auf Eisenbetonschwellen für Gestänge-, Drahtzug- und Rohrleitungs Kanäle. 2. XII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 39. B 130 294. Paul Hollek, Schimischow, O.-S. Vorrichtung zum Verhüten des Überfahrens von Wegübergängen bei geöffneten Schranken durch Schienenfahrzeuge. 14. III. 27.
- Kl. 20 k, Gr. 9. B 119 595. Bergmann-Elektrizitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin N 65, Seestr. 63—67. Anordnung zum selbständigen Nachspannen von Kettenoberleitungen elektrischer Bahnen. 29. IV. 25.
- Kl. 37 c, Gr. 5. A 44 994. American Safety Device Company New York, V. St. A.; Vertr. Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. An Seilen aufgehängtes Baugerüst. 14. V. 25. Cuba 21. V. 24.

- Kl. 80 a, Gr. 7. B 127 820. Bayerisches Berggärar, vertreten durch die Generaldirektion der Berg-, Hütten- und Salzwerke, München, Ludwigstr. 16. Anzeigevorrichtung für den zeitlichen Ablauf der Arbeitsvorgänge von Mischmaschinen für Beton u. dgl. 16. X. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 7. K 104 130. Josef Konrath, Oberhausen, Rhld., Goethestr. 59. Trogmischer zur Herstellung von Mörtel. 4. V. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 51. L 64 182. Johann Lessing, Sinzig a. Rh. Verfahren zur Herstellung von bewehrten, eckigen Behältern aus Beton. 29. IX. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 25. W 72 975. Dr. T. Weickel, Weinsheimer Zollhaus b. Worms a. Rh. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen und zur Erzeugung nicht hydraulischer Mörtelmischungen. 28. VI. 26.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 96 927. Willem Coenraad Kähler, Amsterdam; Vertr.: Dr. E. Utsch, Rechtsanw., Berlin W 57. Hohlher Spundpfahl nach Patent 411 092; Zus. z. Pat. 411 092. 28. XI. 25. England 9. III. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 6. G 67 586. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Grobrechen mit mechanischer Abstreifvorrichtung für Schmutzwasserkanäle. 23. VI. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 16. Februar 1928.

- Kl. 5 c, Gr. 9. 456 987. Richard Thiemann, Buer u. W., Uhlenbrockstr. 12. Nachgiebige Türstockverbindung für den Streckenausbau. 18. VI. 25. T 30 490.
- Kl. 5 d, Gr. 14. 456 989. Gutchoffnungshütte Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Bergeversatzmaschine. 14. XI. 26. G 68 672.
- Kl. 20 h, Gr. 9. 456 755. Rudolf Klima und Hans Reischenbacher, Salzburg; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Entfernen von Eis und Schnee von Bahnschienen. 17. III. 26. K 98 375.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 457 000. Kurt Mauer, Potsdam, Zeppelinstr. 16. Kupplung, insbes. für Eisenbahnsicherungswesen; Zus. z. Pat. 455 359. 11. XII. 26. M 100 346.
- Kl. 20 i, Gr. 39. 456 897. Johann Wickeland, Blumenthal, Hann. Zugsicherung mittels Scheinwerler und Spiegelreflektoren. 17. II. 25. W 68 516.
- Kl. 20 k, Gr. 14. 456 860. Hamburger Hochbahn Akt.-Ges., Hamburg. Steinstr. 110. Stromschienenüberbrückung an Weichen. 29. V. 27. H 111 585.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 456 983. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe. 19. X. 24. E 31 424.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 456 741. Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart, Landhausstr. 95. Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Schleusenoberhaupt einfließenden Wassers; Zus. z. Pat. 451 473. 11. VI. 27. B 131 833.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 456 849. Dr. Nicolaus Kroll, Kiel, Freiligrathstr. 11. Vorrichtung zur selbsttätigen Saugwirkung eines in senkrechter Richtung verstellbaren Saugrohres. 13. X. 25. K 96 250.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 456 977. Wilhelm Leonardy, Lützen. Verfahren zum Abscheiden von Wasser aus schlammhaltigen Abwässern. 14. II. 24. L 59 516.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vorträge über Mechanik als Grundlage für das Bau- und Maschinenwesen. Von Dr.-Ing. W. Kaufmann, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Hannover. I. Teil: Einführung in die Mechanik starrer Körper. 8. Aufl. des gleichnamigen Lehrbuches von Keck-Hotopp.

Mit der achten Auflage des weit bekannten Lehrbuches der Mechanik hat der Verfasser eine umfassende Neubearbeitung und Vertiefung des Stoffes verbunden, die der wachsenden Bedeutung der technischen Mechanik auf allen Gebieten des Bau- und Maschinenwesens entspricht. Das gründliche Studium und die hierdurch gewonnene wissenschaftliche Erkenntnis dieses Fachgebietes sind heute mehr denn je die Grundlage für ein erfolgreiches Studium der Ingenieurwissenschaften. Während die Mechanik der inneren Kräfte und die der Flüssigkeiten einem zweiten Band und die Behandlung vorwiegend dynamischer Probleme, als Schwingungen, Kreiselltheorie usw., einem dritten Bande vorbehalten bleiben, bietet der Verfasser in dem vorliegenden ersten Band die Mechanik der starren Körper. Diese wird durch eine kurze Behandlung der wichtigsten Sätze über Vektoranalysis und Vektoralgebra eingeleitet. Das Werk zerfällt in 4 Teile, in denen die Statik starrer Körper, die Lehre von der Reibung, die Bewegung des Massenpunktes und die Bewegung des starren Körpers und des aus einzelnen starren Körpern zusammengesetzten Systems behandelt wird. Der Verfasser findet hierbei Gelegenheit, die

grundsätzliche Anwendung der Mechanik auf eine große Zahl von Aufgaben vorzutragen, die in dem Bau- und Maschinenwesen eine Rolle spielen. Erwähnt sei die analytische und graphische Berechnung ebener und räumlicher Fachwerke, die Wirkung der Reibung an Maschinenteilen, die Schwungradberechnung. Auch in den übrigen Abschnitten treten die Beziehungen zwischen der Mechanik und Technik in den Vordergrund, so daß der junge Ingenieur die Bedeutung erkennt, die diese für die wissenschaftliche Durchdringung des Berufs besitzt. Hierdurch wird der Charakter des Werkes im Gegensatz zu vielen anderen Lehrbüchern der Mechanik bestimmt. Der Verfasser spricht zu seinen Lesern nicht allein als Gelehrter, sondern gleichzeitig als der erfahrene Ingenieur. Er wird mit dieser Auffassung nicht allein von der Bedeutung dieser Wissenschaft überzeugen, sondern sie gleichzeitig für ein Fachgebiet begeistern, das von vielen Studierenden unserer Technischen Hochschulen als schärfste Klippe der Prüfung gefürchtet wird. Die Mechanik ist aber kein Lerngegenstand, sie ist die Grundlage der Erkenntnis jedes Ingenieurs, wenn man diese Bezeichnung als Ehrentitel versteht. Diese Grundlage zu bereiten ist die Aufgabe, die sich der Verfasser mit seinem Buche stellt. Er hat sie aufs beste gelöst und gibt damit allen, die technische Mechanik gründlich zu studieren gedenken, einen ausgezeichneten Führer an die Hand. Das Werk sei darum allen Fachgenossen, insonderheit den Studierenden der Technischen Hochschulen, warm empfohlen. Beyer.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

## Der Tagungsort

der diesjährigen ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist Essen, die größte Stadt des rheinisch-westfälischen Industriegebietes.

## Essen

ist nicht allein eine Stadt der Eisenindustrie und des Kohlenbergbaues. Um diese beiden großen Wirtschaftseinheiten haben sich weitere bedeutende Unternehmungen der Eisen verarbeitenden, der chemischen und nicht zuletzt der Bauindustrie entwickelt.

Essens günstige Lage im

**Mittelpunkt des rheinisch-westfälischen Industriegebietes** hat eine große Zahl von zentralen Verwaltungsorganen industrieller und zwischengemeindlicher Gruppen veranlaßt, hier ihren Sitz zu nehmen. Essens Charakter ist also keineswegs der einer reinen Industrie- und Kohlenstadt. Der Eigenart der Stadt als Industrie- und Verwaltungsstadt entsprechend hat eine umsichtige Stadtverwaltung beizeiten die Gliederung der Stadt in Industrie-, Geschäfts- und Wohngegenden durchgeführt. Dadurch hat Essen das Gepräge einer nach modernen Gesichtspunkten erbauten Großstadt erhalten.

## Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ladet ihre Mitglieder zu folgenden Veranstaltungen ein:

Am Dienstag, den 17. April ds. Js., sollen Neubauten (Hallen- und Geschoßbauten) im Kabelwerk Oberspree der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft besichtigt werden. Treffpunkt pünktlich 3 Uhr am Eingang des Kabelwerkes, Berlin-Oberschöne- weide, Wilhelmshofstr. 76/77.

Da nicht mehr als 30 Personen teilnehmen können, werden die- jenigen Herren, die sich beteiligen wollen, um eine kurze schriftliche Mitteilung an die Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, In- genieurhaus, gebeten. Sollten mehr als 30 Teilnehmersmeldungen eingehen, so erhalten die zuletzt Gemeldeten eine Benachrichtigung.

Fahrverbindungen: Straßenbahnlinien Nr. 70, 87, 187 und 95 bis Wilhelmshofstraße. Stadtbahn bis Bahnhof Niederschöne- weide, von dort eine Viertelstunde Fußweg.

Am Freitag, den 20. April ds. Js., abends 8 Uhr, findet im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebertstraße 27 (großer Saal, I. Stock) ein Vortragsabend statt.

Herr Jr. Joosting, Hoofdingenieur der Nederlandsche Spoor- wegen (Dezernent der Niederländischen Staatseisenbahnen) aus Utrecht spricht über „Die neue Hubbrücke über den Konings- haven in Rotterdam“. Der Vortrag wird in deutscher Sprache gehalten. Er wird durch Lichtbilder- und Filmvorführungen un- terstützt. An den Vortrag wird sich voraussichtlich eine Aussprache anschließen.

Der Eintritt ist frei, Gäste sind willkommen.

## Berufsausbildung des akademischen Nachwuchses im Ingenieurbauwesen.

Der Arbeitsausschuß für Berufsausbildung des akademischen Nachwuchses im Ingenieurbauwesen bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen hatte sich seiner Zeit u. a. mit der Behandlung des wirtschaftlichen und rechtskundlichen Unterrichtes für Bauingenieure im Studienplan der Technischen Hochschulen beschäftigt (vgl. auch Zeitschrift „Der Bauingenieur“, Jahrgang 1926, Heft 35, unter „Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieur- wesen“) und hatte zur weiteren Klärung der Frage eine Stellungnahme aller an deutschen Hochschulen eine Lehrtätigkeit im Bauingenieur- wesen Ausübenden sowie hervorragender Vertreter der Bauingenieur- praxis als erwünscht bezeichnet. Das Ergebnis einer inzwischen an- gestellten entsprechenden Umfrage ist in Folgendem zusammen- gestellt<sup>1)</sup>. Die Umfrage erstreckte sich auf sämtliche im Ingenieur- bauwesen an deutschen technischen Hochschulen tätigen ordentlichen und außerordentlichen Professoren sowie Privatdozenten, ferner auf eine gleiche Anzahl von Bauingenieuren, die an maßgebenden Stellen im praktischen Leben in beamtetem und nicht beamtetem Tätigkeit stehen. Leider sind nur von dem kleineren Teil der Befragten An- worten eingelaufen. Es erscheint daher zweckmäßig, durch Mit- teilung der bisherigen Ergebnisse noch weitere Kreise des Ingenieur-

<sup>1)</sup> Wir werden das Ergebnis der Umfrage fortlaufend unter den Mitteilungen der D. G. f. B. veröffentlichen.

bauwesens zur Beschäftigung mit diesen Fragen anzuregen: Die ein- gegangenen Antworten zeigen, daß manche von den vielfach vor- gebrachten Bemängelungen der Hochschulausbildung in der neuesten Zeit nicht mehr berechtigt sind, daß aber immerhin noch eine Reihe wichtiger Fragen zu klären ist und weitgehenden Wünschen aus der Praxis nachgegangen werden muß.

Die gestellten Fragen lauteten:

1. Treten Sie der vielfach in der Praxis, aber auch in Hochschul- lehrerkreisen erhobenen Forderung bei, daß im fachwissenschaftlichen Hochschulunterricht der Bauingenieure wissenschaftliche oder praktische Erkenntnisse derart vermittelt werden sollten, daß dem Lernenden stets gleichzeitig auch ihre wirtschaftliche Auswirkung in der Praxis klargemacht wird?

2. Wie würden Sie sich — an einigen Beispielen erläutert — die Durchführung dieser Forderung in dem Ihnen naheliegenden Sonderfach denken?

3. Halten Sie außer der Durchsetzung des fachwissenschaftlichen Unterrichtes mit wirtschaftlichem Lehrstoff besondere rein wirtschaft- liche, auch rechtskundliche Vorlesungen für notwendig oder erwünscht und welche?

4. Sollen solche Vorlesungen gegebenenfalls dem Gedankenkreis des Bauingenieurs angepaßt und auf seine Bedürfnisse zugeschnitten sein oder sollen sie behandelt werden wie die für die Universitätshörer bestimmten?

5. Sollen diese Lehrfächer Pflicht- und Prüfungsfächer sein?

In der weitaus überwiegenden Zahl der eingegangenen An- worten werden die Fragen 1, 3 und 5 sowie die Frage 4 im Sinn des ersten Teiles bejaht. Die Art der Beantwortung, die unter Fort- lassung des nicht unmittelbar zum Gegenstand Gehörigen nachstehend mitgeteilt wird, bietet einen wertvollen Beitrag zur Beurteilung der Frage der Ausbildung des akademischen Nachwuchses:

## A. Antworten aus der Praxis.

## Antwort 1.

Zu Frage 1: Ich halte es für unbedingt erforderlich, daß die Ausbildung auf den Hochschulen sich nicht auf die rein fachwissen- schaftlichen Belange beschränkt. Die Werke des Ingenieurs haben nur eine Daseinsberechtigung, wenn sie als Ganzes wie auch in ihren Einzelheiten den an sie gestellten wirtschaftlichen Forderungen genügen; die Hochschule muß daher ihre Hörer zum wirtschaftlichen Denken erziehen.

Zu Frage 2: Es sollten sowohl die großen Gesichtspunkte be- handelt werden, z. B. die Wirtschaftlichkeit einer Talsperre, einer Bahnverbindung usw., wie auch die Wirtschaftlichkeit bei der Aus- führung der einzelnen Bauwerke. Die Faktoren, welche die Her- stellungskosten beeinflussen, sind zu erörtern. Im Eisenbau wäre klarzulegen, in welcher Weise die Art der Konstruktion, ob Blech- träger oder Fachwerkträger usw., die Büro-, Material-, Werkstatt-, Montage-, Gerüstkosten usw. beeinflusst. Es wird zu zeigen sein, wie sich die Ausbildung der Einzelheiten auf die Herstellungskosten aus- wirkt. Die Genauigkeit der hierbei verwendeten Zahlengrößen ist von nebensächlicher Bedeutung, es genügt, mit Vergleichszahlen zu arbeiten; das Wesentliche ist, den Wert dieser Erwägungen dar- zulegen und dauernd die Hörer anzuregen, sich neben der Lösung der rein technischen Aufgabe auch mit der wirtschaftlichen Seite derselben zu befassen. Es wird von Wert sein, wenn Vergleiche über die Wirtschaftlichkeit von Eisenbau, Eisenbetonbau und Holzbau angestellt werden.

Zu Frage 3: Rein wirtschaftliche Vorlesungen dürften sich er- übrigen; will man tiefer gehende Kenntnisse vermitteln, so dürften sie viel zu viel Zeit in Anspruch nehmen. Vorträge über Betriebs- wirtschaft dürften sich empfehlen, sobald genügendes Interesse vor- handen ist; die Entwicklung der Fertigungstechnik drängt immer mehr dazu, die Führung der Betriebe wissenschaftlich vorgebildeten Ingenieuren anzuvertrauen.

Rechtskundliche Vorlesungen über die täglichen Vorkommnisse sind im beschränkten Umfange erwünscht; ich denke z. B. dabei an alle Rechtsfragen, die das Kaufgeschäft angehen, und ähnliches.

Zu Frage 4: Die Vorträge über wirtschaftliche Fragen und Rechtskunde sollen den Bedürfnissen des Ingenieurs und der Ge- schäftspraxis angepaßt sein; eine tiefere theoretische Ausbildung, wie auf den Universitäten, würde eine zu große Belastung sein.

Zu Frage 5: Es ist wünschenswert, daß die Vorträge über wirt- schaftliche und rechtskundliche Fragen als Pflichtfächer angesehen werden, deren Zahl aber enge Grenzen gezogen werden. Als Gegen- stand der Prüfung halte ich sie nicht für erforderlich.

(Fortsetzung folgt.)