

ÜBER DIE FESTIGKEIT VON HOLZ QUER ZUR FASER.

Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa.

Im folgenden seien einige Beobachtungen und Ergebnisse mitgeteilt, die aus Untersuchungen von sogen. Quetschhölzern für den Bergbau gewonnen wurden und die auch für den Bauingenieur von Bedeutung sein können. Die Quetschhölzer werden in dem massiven Ausbau der Schächte und Strecken unter Tage eingelegt, um ihm eine gewisse Nachgiebigkeit gegenüber dem Gebirgsdruck zu verleihen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß der Gebirgsdruck an vielen Stellen ganz erheblich an Stärke nachläßt, wenn eine bestimmte Verschiebung stattgefunden hat. Oft genügt das Zusammendrücken der Quetschhölzer, um diese abschwächende Wirkung zu erreichen, so daß der Ausbau dem dann geringeren Gebirgsdruck gegenüber widerstandsfähig ist. Wird dieses Ziel aber nicht erreicht, so schaden die Quetschhölzer jedenfalls nichts.

A. Über die Entstehung der Gleitflächen.

Bekanntlich gehen zahlreiche, vielleicht sogar die meisten Stoffe unter Druckbeanspruchung dadurch zu Bruche, daß die Schubfestigkeit in den Gleitflächen überwunden wird. Diese liegen unter einem bestimmten Winkel gegen die Druckrichtung geneigt. Bei Holz zeigt sich nun die in der Literatur bisher nur an wenigen Stellen hervorgehobene Tatsache, daß diese Gleitflächen immer in einer ganz bestimmten Richtung geneigt sind: Die Neigungslinie, d. h. die Richtung des größten Gefälles liegt nämlich immer parallel zur Tangente an die Jahresringe, wenn der Druck auf das Holz in Richtung der Fasern erfolgt. Das ist durch etwa 30 eigene Versuche an Eiche, Buche, Kiefer und Fichte ausnahmslos bestätigt worden, geht auch aus den unten angeführten Versuchen anderer Forscher deutlich hervor¹⁾.

Die Ergebnisse stellen sich zeichnerisch so dar, wie es die Abb. 1–3 wiedergeben. Liegen die Tangenten an die Jahres-

rechten. (Dabei ist es gleichgültig, ob sich eine einzige, oder zwei sich schneidende Gleitflächen ausbilden. Letzteres tritt natürlich nur bei vollkommener Symmetrie der äußeren und inneren Kräfte ein.) Verlaufen die Jahresringe dagegen etwa diagonal in der Grundfläche des Würfels oder des Prismas (Abb. 3), so geht auch die größte Neigung der Gleitfläche in der Richtung eben dieser Diagonale und die Spuren der Gleitfläche in den Seitenebenen des Prismas sind geneigte Geraden.

Die Eindeutigkeit in der Richtung des Abgleitens des Holzes ist immerhin auffällig und muß ihre Ursache haben in einer verschiedenen Schubfestigkeit des Baustoffes quer zur Faser nach den beiden Richtungen: Tangential an die Jahresringe und radial dazu (vgl. Fußnote 1, Arbeit von Rudeloff; S. 295).

Da die Schubfestigkeit auf der Druck- und Zugfestigkeit des Stoffes begründet ist, und da erstere von den beiden Richtungen nicht abhängt, so muß man schließen, daß Holz quer zur Faser eine Verschiedenheit in der Zugfestigkeit aufweist, je nachdem, ob es tangential zu den Jahresringen oder radial dazu beansprucht wird.

Um dieser Frage nachzugehen, wurden zunächst Probekörper aus Eichenholz in der in Abb. 4 gezeichneten Form und Belastungsweise auf exzentrischen Druck geprüft, wobei der Bruch selbstverständlich durch Überwindung der Zugfestigkeit am rechten Ende des Probekörpers erfolgte. Die Zugspannungen dort lassen sich natürlich nur rechnerisch ermitteln; dabei wurde vorausgesetzt:

1. daß die Elastizitätszahlen des Holzes für Zug und Druck einander gleich sind;
2. daß die Spannungsverteilung bei exzentrischem Druck geradlinig ist.

Es ergab sich aus je 3 Versuchen bei Beanspruchungen in radialer Richtung eine Zugfestigkeit von 99,2 at, bei Beanspruchung in tangentialer Richtung eine Zugfestigkeit von 56,5 at. Gleiche Versuche mit Nadelholz ergaben keine Klarheit, so daß die Probekörper nach Abb. 4 als ungeeignet erscheinen mußten.

Um die Festigkeitsverhältnisse, auf deren Verschiedenheit die vorstehenden Überlegungen und Versuche hinweisen, noch näher und genauer zu ergründen, und durch einwandfreie Versuche zu belegen, wurden für eine ganze Reihe von Holzarten Probekörper genau in der Semmelform angefertigt, wie man sie zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Zement und Mörtel verwendet. Dabei war besondere Aufmerksamkeit notwendig, damit nicht der Querschnitt an der Einschnürung bei der Bearbeitung irgendwelche Schädigung erfuhr. Die Proben wurden so ausgewählt, daß die Zugkraft beim Zerreißen der Achterkörper einmal tangential zu den Jahresringen, das andere Mal radial dazu wirkte. Daß je immer die Tangential- und die Radialprobe von derselben Stammstelle unmittelbar nebeneinander in Richtung der Stammachse genommen wurde, ist eine Selbstverständlichkeit. Es handelte sich um sehr gut getrocknetes Holz, das jahrelang in geheizten Räumen gelagert

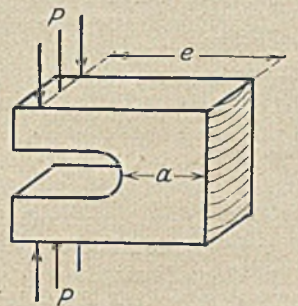


Abb. 4.

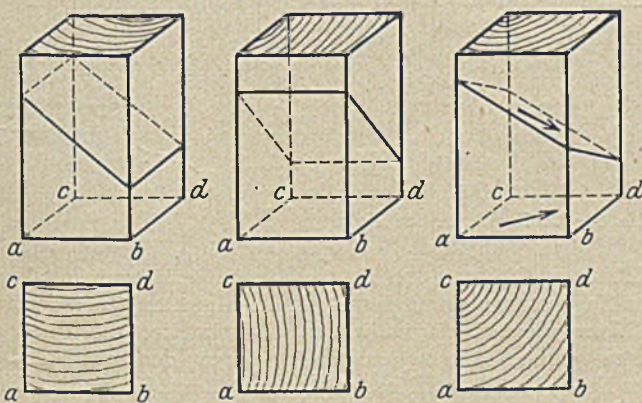


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Lage der Gleitflächen und der Jahresringe.

ringe parallel zu einer der Seitenflächen des Würfels oder Prismas (Abb. 1 und 2), so haben die Gleitflächen ebenfalls ihre größte Neigung in der Richtung dieser Seitenfläche und schneiden die dazu senkrechten Seitenflächen etwa in einer Wag-

¹⁾ Lang, Das Holz als Baustoff, 1915, S. 263, Bild 71 a und 71 b. — Bach-Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien, 1921, S. 170, Bild 902. — Handbuch der Forstwissenschaft, 2. Bd., Produktionslehre, 1912, S. 398. — Mitteilungen des Berliner Materialprüfungsamtes, 1901, Versuche von Rudeloff, S. 290 ff.

hatte und vollkommen rissefrei war. Die Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes habe ich in Anbetracht der mehr qualitativen Untersuchung für entbehrlich gehalten.

Zahlentafel I.
Zugfestigkeit quer zur Faser.

Holzart	Zugkraft wirkt zu den Jahresringen				Verhältnis a : b
	a) radial	b) tangential	Zahl der Ver- suche	Zug- festig- keit at	
1. Fichte . . .	7	15,5	6	15,7	1:1
2. Kiefer . . .	4	25,0	4	20,3	1,23:1
3. Weißbuche .	10	104,3	8	82,8	1,26:1
4. Rotbuche . .	11	85,9	11	57,0	1,51:1
5. Eiche . . .	10	94,7	7	55,2	1,72:1
6. Ruster . . .	6	112,4	4	99,1	1,14:1
7. Kirsche . . .	4	100,6	4	71,9	1,40:1
8. Linde . . .	4	56,1	4	51,5	1,09:1

Die Prüfungsergebnisse sind in Zahlentafel I enthalten. Man sieht deutlich den z. T. ganz auffälligen Unterschied in der Festigkeit quer zur Faser, je nachdem die Zugkraft in der Richtung der Tangente an die Jahresringe oder in der Richtung der Radien der Jahresringe wirkt. Im letzteren Falle ist die Festigkeit ausnahmslos größer; bei Eiche fast das 1,75fache der andern. Eiche und Rotbuche lassen die größten Unterschiede erkennen; die Erklärung liegt in dem Vorhandensein der kräftigen Markstrahlen bei diesen Holzarten begründet. Kein Unterschied ergibt sich bei Fichte, wie das auch der Struktur dieses Holzes entspricht.

Mit vorstehendem stimmt auch die Tatsache sehr gut überein, daß Nadelholz bei Druck quer zur Faser eine geringere Festigkeit aufweist, wenn der Druck senkrecht zur Tangente an die Jahresringe wirkt (Abb. 5), als wenn der Druck in Richtung der



Abb. 5.



Abb. 6.



Abb. 7.

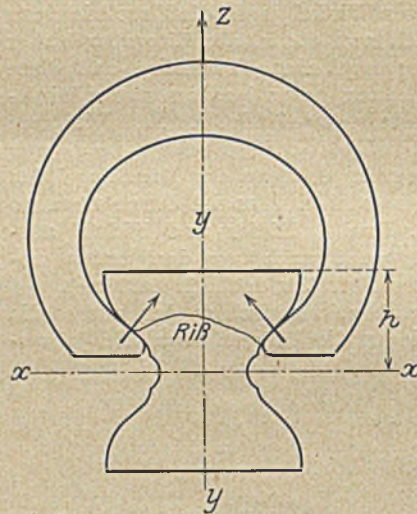


Abb. 8.

über dem Holze unterhalb des Risses, das durch die Klauen seitlich nicht zusammengedrückt wird, starke Schubspannungen, die zusammen mit den reinen Zugspannungen für den in Abb. 8

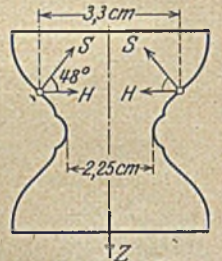


Abb. 9.

Abb. 7-9. Zugkörper aus Holz.

Tangente an die Jahresringe geht (Abb. 6). Zahlenwerte hierfür findet man z. B. bei Bach und Baumann, a. a. O. S. 177 ff. Die Erklärung dürfte wohl darin zu suchen sein, daß für jegliche Druckfestigkeit das Maß der Zugfestigkeit des geprüften Stoffes quer zur Druckrichtung entscheidend ist. Und bei einer Belastung nach Abb. 5 wird die Zugfestigkeit in Anspruch genommen in Richtung der Tangente an die Jahresringe, wo sie also geringer ist, als in radialer Richtung, wie sie entsprechend Abb. 6 ausgenützt wird. Hierbei darf allerdings nicht außer acht gelassen werden, daß bei Druckversuchen nach Abb. 6 auch ein Knicken der gekrümmten Jahresringe eintreten kann, daß also wirklich vergleichsfähig nur Probestücke vom Rande sehr starker Stämme sind.

Mit der Verschiedenheit der Festigkeiten stimmt es ferner überein, daß auch das Schwindmaß des Holzes quer zur Faser in radialer Richtung erheblich geringer (stellenweise nur halb so groß) ist, als in Richtung des Umfanges, also in tangentialer

Richtung²⁾. Das Holz ist jedenfalls in radialer Richtung gegenüber den Schwindkräften besser versteift.

Als weitere Bestätigung kann auch noch folgendes angeführt werden: Auf Seite 195 seines Werkes führt Lang Schubfestigkeitszahlen von Kameruner Eisenholz (Bongosi) an: „ $\tau = 251$ at im Umfang und 172 at im Spiegel“. Ich verstehe die beiden Zahlen so, daß in beiden Fällen das Abscheren längs der Fasern erfolgte; wenn dabei die größere Schubfestigkeit sich ergab beim Abscheren in einer Fläche, die tangential zu den Jahresringen liegt, und die kleinere Schubfestigkeit in einer radialen Fläche, so würde das durchaus erklärlich sein, da der Zusammenhang zwischen den beiden aufeinander gleitenden Flächen durch die Zugfestigkeit senkrecht dazu, also im ersteren Falle durch die Zugfestigkeit in radialer Richtung geschaffen wird, und da diese größer ist als diejenige in tangentialer Richtung.

Nur nebenbei sei noch auf folgende Erscheinung hingewiesen (vgl. Abb. 7 und 8): Die weitaus meisten Probekörper rissen an der Stelle des kleinsten Querschnittes, wie es Abb. 7 andeutet. Bei einzelnen Probekörpern war jedoch wegen der Kleinheit der zur Verfügung stehenden Holzstücke das Maß h (Abb. 8) etwas gering geraten gegenüber den normalen Abmessungen. In solchem Falle zeigte sich nun, daß der Bruch nicht im kleinsten Querschnitt erfolgte, sondern nach einer Bruchlinie, wie sie ebenfalls Abb. 8 andeutet. Die Erklärung ist sofort zu geben, wenn man sich den Kraftangriff der die Holzkörper haltenden Klauen vergegenwärtigt; die Richtung der Stützkraft an den Flanken der Semntelkörper ist in Abb. 8 eingezeichnet. Der oberhalb des Risses liegende Teil des Probekörpers, an dessen Flanke die Klauen anliegen, erfährt gegen-

gezeichneten RiB größere Hauptspannungen ergeben, als die reinen Zugspannungen an der Stelle des kleinsten Querschnittes. Die Komponenten der schrägen Stützkraft, die quer zur y-Achse gehen, können um so kräftiger den oberhalb des Risses liegenden Holzteil zusammenquetschen, je weniger Höhe dieser hat, d. h. je geringer das Maß h ist. Die Größe der Schubspannungen hängt in diesem Falle von der Nachgiebigkeit des Materials ab. In diesem Zusammenhange ist es durchaus natürlich, daß alle diese Risse besonderer Art an ihren Enden senkrecht zu den Flanken der Probekörper verlaufen und nach einer Bogenlinie ineinander übergehen; wo diese Bogenlinie die y-Achse schneidet, da sind die Schubspannungen quer zur y-Achse gleich Null, d. h. dort herrscht reiner Zug.

Eine Nachrechnung läßt sich anstellen, wenn man den Widerstand des Teiles des Probekörpers, der in Abb. 8 oberhalb

²⁾ Lang, a. a. O., S. 250, und Rudeloff, Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin, 1889, Ergänzungsheft III, S. 18.

des Risses liegt, gegen ein Zusammendrücken senkrecht zur y-Achse vernachlässigt. Dies ist um so eher zulässig, je kleiner h ist und je höher der Riß liegt. Entsprechend den Bezeichnungen der Abb. 9 ist der Winkel der Kraft S gegen H zu 48° gemessen worden. Demgemäß wird

$$H = \frac{Z}{2 \cdot \tan 40^\circ} = 0,45 Z.$$

Nimmt man die Tiefe t des Probekörpers gleich 1 cm an und rechnet man ferner mit einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen im wagrechten Schnitt der H-Kräfte vom Rande des Körpers bis zur y-Achse hin (was natürlich nicht zutrifft!), so wird die mittlere wagrechte Schubspannung infolge von H:

$$\tau = \frac{0,45 Z}{1,65 \cdot 1}.$$

Die reine Zugspannung σ im Querschnitt von 3,3 cm Breite ist:

$$\sigma = \frac{Z}{3,3 \cdot 1,0} = \frac{0,5 Z}{1,65 \cdot 1}.$$

Aus beiden ergibt sich die ideelle Hauptspannung:

$$\sigma_h = 0,35 \sigma + 0,65 \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \alpha \tau^2}.$$

Wenn der Einfachheit halber bei dieser überschläglichen Rechnung α gleich 1 gesetzt wird, so folgt:

$$\begin{aligned} \sigma_h &= (0,35 \cdot 0,5 + 0,65 \sqrt{0,5^2 + 4 \cdot 0,45^2}) \frac{Z}{1,65} \\ &= (0,175 + 0,67) \frac{Z}{1,65} = 0,511 Z. \end{aligned}$$

Errechnet man zum Vergleich mit dieser die reine Zugspannung σ_z im kleinsten Querschnitt von 2,25 cm Breite, so ergibt sich:

$$\sigma_z = \frac{Z}{2,25 \cdot 1,0} = 0,444 Z.$$

Diese Rechnung gibt nur einen groben Überschlag, da die Schubspannung am Rande wesentlich größer ist, als τ , und nach der Mitte hin bis auf Null abnimmt. Immerhin leuchtet nach ihr ein, daß die Risse in der in Abb. 8 gezeichneten Form und Lage eintreten, sobald die Höhe h zu gering ist.

B. Druckfestigkeit und Nachgiebigkeit quer zur Faser.

Die eingangs erwähnten Untersuchungen von Quetschhölzern gaben auch Veranlassung, das Verhalten von Holz bei

Druck quer zur Faser näher zu studieren. Die Stücke bestanden aus mehreren Lagen von fichtenen Brettern übereinander, bzw. von Brettern und Kreuzhölzern, wobei die Faserrichtung von Schicht zu Schicht wechselte, sämtliche Fasern aber natürlich senkrecht zur Druckrichtung lagen. Da sowohl die Grundfläche der Platten wie auch ihre Höhe nicht durchweg einheitlich war und da auch die Belastungsgeschwindigkeit wechselte, so können die Ergebnisse unter sich nur mit Vorsicht verglichen werden; da aber andererseits die Gestalt der Spannungs-Dehnungs-Kurve überall dieselbe ist, und da auch die erhaltenen Zahlenwerte zum Teil eine sehr gute Übereinstimmung liefern, und, wo das nicht der Fall, wenigstens eine gewisse Gesetzmäßigkeit erkennen lassen, so erscheinen die vorliegenden Versuche schon ausreichend, um aus ihnen einige Tatsachen herauszulesen und nachstehende Folgerungen abzuleiten. Einiges ist meines Wissens in der Literatur noch nicht bekanntgegeben. Die Ergebnisse der einzelnen Messungen sind in Zahlentafel 2 zusammengestellt. Als Mittelwert der Versuche A, F, G und H, d. h. also derjenigen mit Hölzern von großer Grundfläche und einer Höhe von über 20 cm, ist die Dehnungskurve in Abb. 13 gezeichnet, für die weiteren Versuche K, L, M, D und C, bei denen die Grundflächen von 585 cm² bis zu 80 cm² heruntergingen und die Höhe nur rund 7 cm betrug, sind die Ergebnisse in Abb. 14 in einzelnen dargestellt.

Die Versuche liefern folgende Ergebnisse:

a) Wenn Holz quer zur Faser auf Druck beansprucht wird, so kann man nicht von einer eigentlichen Druckfestigkeit sprechen. Die Kraft kann dauernd gesteigert werden. Das



Abb. 10.



Abb. 11.



Abb. 12.

Holz preßt sich, ähnlich wie Blei, mit wachsender Kraft immer mehr zusammen, ohne an einer bestimmten Stelle seine Widerstandsfähigkeit ganz zu verlieren.

b) Es tritt deutlich die Fließgrenze in Erscheinung; in Abb. 13 bei etwa 35 at, in Abb. 14 bei 20–40 at³⁾. Von dieser Spannung ab nimmt die Zusammendrückung ganz erheblich zu.

³⁾ Die Zahlen stimmen gut überein mit Ergebnissen von Stamer, vgl. Mitteilungen des Berliner Materialprüfungsamtes 1920, S. 28 ff.

Zahlentafel 2.
Fichtenholz, Fließgrenze und Zusammendrückung.

Ver- such	Grundfläche	Höhe cm	E at	Beginn des Fließens at	Zusammendrückung um %						Dauer der Laststeigerung um 10 at
					10	20	30	40	45	50	
A	30 · 25,2 = 756 cm ²	20,8	700	32	41	56	70	86	93	110	3 bis 5 Minuten
F	30 · 25 = 750 „	22,15	620	34	40	49	57	76	91	105	5 „
G	31 · 25 = 775 „	22,32	600	34	40	51	63	80	95	118	2 „
	Mittelwerte aus A, F, G:			33,3	40,3	52	65	80,6	93	111	
H	30 · 16 = 480 cm ²	22,43	610	28	37	52	68	87	98	122	5 „
	Mittelwerte aus A, F, G, H:			630	39,7	52	64	82	94	114	
K	30 · 19,5 = 585 cm ²	7,00	610	40	47	65	75	92	112	134	1 (bis 1¼) „
L	23 · 16 = 368 „	7,00	640	39	42	54	69	91	109	132	5 „
M	16 · 15 = 240 „	7,00	725	36	40	55	76	100	113	133	2 „
D	12,5 · 8 = 100 „	7,32	700	27	36	49	58	71	95	120	15 bis 20 „
C	10 · 8 = 80 „	7,50	750	20	28	39	54	73	87	—	60 „

Bei den Proben A, F, G, H liegen zwischen je 2 Bretterlagen 3 Stück Kreuzhölzer (Abb. 10), bei den Proben K, L und M nur 2 Stück Bretter mit einem Zwischenraum (Abb. 11); die Proben D und C bestehen aus drei vollen Brettlagen (Abb. 12).

c) Bis zur Fließgrenze kann die Zusammendrückung mit einer für Holz vollauf genügenden Genauigkeit als der Spannung proportional angenommen werden.

Soweit man in diesem Falle von einer Elastizitätszahl sprechen will, berechnet sie sich als Mittel aus den neun Messungen zu $E = 660$ at. Abweichungen etwa 10% vom Mittel. Richtiger wäre es allerdings, nicht von einer Elastizitätszahl zu sprechen, sondern von einer Stauchungs- oder Steifigkeitsziffer. Hierbei ist zu beachten, daß es sich nicht ausschließlich

merkbar, als das Fließen eher beginnt. Dieselbe Erscheinung tritt mit großer Regelmäßigkeit in der Reihe der Versuche K, L, M, D und C auf: Die Fließgrenze sinkt mit abnehmender Grundfläche ganz deutlich und erheblich. In gleichem Sinne dürfte bei D und C auch die Vergrößerung der Höhe gegenüber K bis M mitwirken. Aus dieser Reihe ergibt sich außerdem noch der Einfluß der längeren Zeitzwischenräume zwischen den einzelnen Belastungsstufen: Versuch L gegenüber K und M zeigt, daß die gleichen Zusammendrückungen bei etwas geringerer

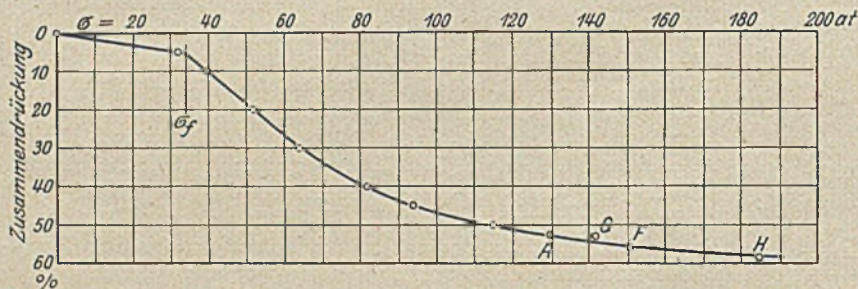


Abb. 13. Zusammendrückung von Fichtenholz quer zur Faser.

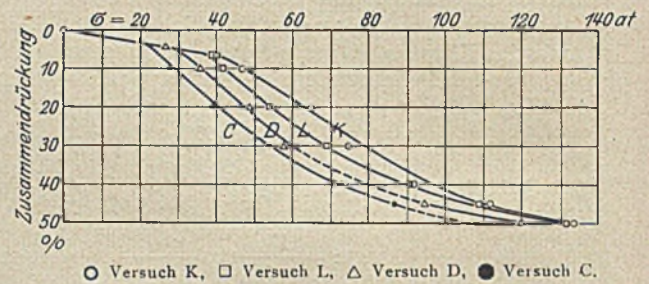


Abb. 14.

um reine Materialzusammenpressung handelt, sondern daß auch ein etwaiges anfänglich ungenaues Aufliegen der Holzschichten aufeinander hierin mit enthalten sein kann.

d) Oberhalb der Fließgrenze ist die Nachgiebigkeit des Holzes bis zu einer Spannung von etwa 70 at hin 5 bis 5,5 mal so groß, wie unterhalb der Fließgrenze.

e) Bei noch höheren Spannungen wächst der Widerstand gegen das Zusammendrücken wieder, und erreicht bei etwa 120 at dasselbe Maß, wie unterhalb der Fließgrenze. Bei noch höheren Spannungen ist er noch größer.

Im einzelnen ist zu den Versuchsergebnissen der Zahlentafel 2 noch folgendes zu ergänzen: Die Versuche A, F, G, bei denen die Probekörper unter sich gleiche Abmessungen haben, weisen auch eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse auf. Bei G ist die Belastung schneller gesteigert worden; infolgedessen liegen die Spannungen, die zur Erreichung einer bestimmten Zusammendrückung erforderlich waren, durchweg etwas höher, als bei A und F. Im Versuch H macht sich der Einfluß der kleineren Grundfläche gegenüber A, F und G insofern be-

merkbar, als das Fließen eher beginnt. Dieselbe Erscheinung tritt mit großer Regelmäßigkeit in der Reihe der Versuche K, L, M, D und C auf: Die Fließgrenze sinkt mit abnehmender Grundfläche ganz deutlich und erheblich. In gleichem Sinne dürfte bei D und C auch die Vergrößerung der Höhe gegenüber K bis M mitwirken. Aus dieser Reihe ergibt sich außerdem noch der Einfluß der längeren Zeitzwischenräume zwischen den einzelnen Belastungsstufen: Versuch L gegenüber K und M zeigt, daß die gleichen Zusammendrückungen bei etwas geringerer

Spannung erreicht werden; und ebenso gilt das in erhöhtem Maße für die Versuche D und C. Wie hoch sich nun der Anteil jedes einzelnen der drei Einflüsse (der Verringerung der Grundfläche, Vergrößerung der Höhe und Verringerung der Belastungsdauer in jeder Belastungsstufe) im einzelnen bemißt, das kann man nach den hier vorliegenden Messungen natürlich noch nicht entscheiden. Weitere Versuche sind im Gange.

Als praktische Regel läßt sich aus vorstehendem herleiten: Man soll Holz nicht unter Druck quer zu den Fasern verwenden, wenn auf geringe Zusammendrückung Wert gelegt werden muß; diese beträgt bei 35 at Druckspannung immerhin schon etwa 5% der ursprünglichen Höhe. Bei noch höheren Werten der Druckspannung σ in at kann die Stauchung ϵ in % geschätzt werden nach der Formel:

$$\epsilon = 5 + \frac{\sigma - 35}{1,2} = \frac{\sigma - 29}{1,2}$$

Diese Formel gilt bis etwa $\sigma = 70$ at. Über die Stauchung bei noch höheren Druckspannungen vgl. Abb. 13 und 14.

DIE NEUEN VORSCHRIFTEN FÜR EISENBAUWERKE DER DEUTSCHEN REICHSBAHN-GESELLSCHAFT.

Besprochen von Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Infolge der politischen Umwälzungen sind naturgemäß auch die äußeren Formen unseres deutschen Wirtschaftslebens umgestaltet worden. Nach der Gründung des neuen deutschen Kaiserreiches 1871 stürzten die Schranken des alten Zoll-, Münz- und Postwesens, die uns heute wie Spitzwegs Bilder einer guten alten Zeit anmuten, umweht von Kleinstadtluft und dem Geiste verschwundener Fürstentümer. Was aber damals selbst einem Bismarck nicht gelang, die Umwandlung der Staatsbahnen der deutschen Bundesstaaten in eine Reichsbahn, wurde aus der Not unserer Zeit geboren. Dank der unerschütterlichen Pflichttreue und Gewissenhaftigkeit der deutschen Eisenbahnbeamten ist ein beträchtlicher Teil unseres Staatsvermögens über die Revolutionszeit hinweg gerettet worden, so daß er bei der Liquidierung des verlorenen Weltkrieges als letzte Hilfe in der tiefsten Not der Inflation in die Wagschale gelegt werden konnte. So sind heute die deutschen Eisenbahnen enger wie je zuvor mit unserem Wirtschaftsleben verwachsen und in der Zeit des wirtschaftlichen Wiederaufbaues mit Aufgaben von einer solchen ungewöhnlichen Eigenart und Größe betraut, daß sie nur durch äußerste Anspannung aller Kräfte

nach den Grundsätzen der Privatwirtschaft und bei höchster Ausbildung und Ausnutzung der technischen Mittel gelöst werden können. In einem Eisenbahnnetz sind aber neben den Tunneln die Brücken stets die empfindlichsten Teile, die vielfach für den Verkehrsstrom einen Engpaß bilden. Die Tragfähigkeit der Eisenbahnbrücken ist daher einer der sichtbarsten Gradmesser für die Leistungsfähigkeit des Verkehrsnetzes. Eine Tat von großer Tragweite war der Entschluß, nach amerikanischem Vorbilde Großgüterwagen von 80 t Gesamtgewicht und entsprechend Lokomotiven von 7×25 t = 175 t Gewicht einzuführen. Das nunmehr notwendige Nachrechnen aller bestehenden Brücken der Hauptlinien, eine einzigartige statische Aufgabe größten Stiles, sowie die unerläßliche Vereinheitlichung der verschiedenen bestehenden Vorschriften der einzelnen Staatsbahnen machte die Aufstellung der „Vorschriften für Eisenbauwerke“ erforderlich. Der vorläufigen Fassung von 1922 ist nunmehr mit Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Februar 1925 (82 D 2531) (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) die neue Ausgabe gefolgt. Als „Berechnungs-

grundlagen für eiserne Brücken“ (B. E.) haben sie nicht nur die Bedeutung von Lieferungs- und Konstruktionsvorschriften im inneren Verkehr einer der größten Aktienunternehmungen der Welt, sondern sie üben durch ihre Ausstrahlung auf die Eisenbaufirmen und den technischen Nachwuchs auch einen starken Einfluß auf die Entwicklung des Eisenbrückenbaues im allgemeinen aus, so daß eine eingehende Kritik wohl berechtigt ist. Hierbei darf ich die bisherigen Vorschriften, die seit 1922 in Gebrauch sind, als bekannt voraussetzen und mich auf die Erörterung ihrer Ergänzungen und Abänderungen beschränken. Die beiden bedeutsamsten Neuerungen, nämlich die Einführung des hochwertigen Baustahles St. 48 und die Berechnung von Druckstäben mit der Behandlung des Knickproblems, auf die ich als Autor und durch Versuche einen richtunggebenden Einfluß ausüben konnte, sind übrigens von Professor Dr. M. Foerster in Nr. 7 des Jahrganges 1925 unserer Zeitschrift bei Besprechung der neuen Hochbaubestimmungen des Preussischen Ministers für Volkswohlfahrt eingehend erörtert worden. Da sie sich vollinhaltlich mit denen der Reichsbahn decken, kann auf diesen Bericht verwiesen werden.

Hiernach bleiben zur Betrachtung nur noch folgende drei Hauptpunkte übrig:

Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, ferner Belastungsannahmen (nebst Tabellen) und zulässige Spannungen auf Grund des Stoßzuschlagverfahrens, endlich die zulässigen Beanspruchungen der Niete.

Nur durch mühevoll und peinlichste Kleinarbeit konnte mit diesen Vorschriften die Grundlage für eine Einigung auf einem der schwierigsten und am meisten umstrittenen Gebiete des Bauwesens geschaffen werden. Der Gesamteindruck des gelungenen Werkes ist ebenso wie bei der ersten (vorläufigen) Fassung vom Jahre 1922 vorzüglich, wenn auch im einzelnen Auffassungen und Wünsche der Fachleute naturgemäß auseinandergehen werden.

1. Die allgemeinen Vorschriften für die Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, Inhalt und Art der Berechnung.

Als Vorkämpfer des Normungsgedankens begrüße ich es zunächst, daß die Reichsbahn die allgemeinen Bezeichnungen der bekannten DIN 1350 vollinhaltlich übernommen hat, betone aber gleichzeitig, daß jede Norm erst durch die Feuerprobe der öffentlichen Kritik erhärtet werden muß, bevor sie Gemeingut der deutschen Technik werden kann. Drei Arten von Normungsvorschlägen möchte ich daher unterscheiden, und zwar zunächst solche, die offenen Widerspruch erwecken, wie z. B. die verunglückte Verdeutschung der Poissonschen Zahl $m = \frac{1}{\mu}$ durch „Längsdehnungsverhältnis“, deren Genehmigung ich als Vorstandsmitglied des NDI abgelehnt habe mit dem Gegen-vorschlag $m =$ „Verhältnis der Längsdehnung zur Querkürzung“. Zweck dieser Normungsarbeit ist vor allem die Vereinbarung einheitlicher Formelgrößen, also hier Festlegung von m , dagegen erst in zweiter Linie die Erfindung eines neuen deutschen Wortes (für das, wenn es durchaus gefunden werden müßte, hier allenfalls „Längsquerdehnungsverhältnis“ konstruiert werden könnte und entsprechend $\mu =$ „Querlängsdehnungsverhältnis“ anstatt Querkürzungsverhältnis). Die zweite Gruppe bilden Normungsvorschläge, über die man geteilter Ansicht sein kann, also hier gewisse neue, kühne Bezeichnungen, die sich nicht leicht einbürgern werden, weil sie dem Sprachgebrauch widerstreben. Als Beispiel sei „je“ anstatt des bisher üblichen „pro“ oder „für das“ angeführt, z. B. $\text{kg/cm}^2 =$ Kilogramm je Quadratcentimeter, $\text{km/h} =$ Kilometer je Stunde. Die Zeit muß lehren, ob sie sich durchsetzen oder nicht.

Die dritte, erfreulicherweise umfangreichste Gruppe, enthält die zwar neuen, aber zweckmäßigen Bezeichnungen, die im heutigen Sprachgebrauch wurzeln und sich daher wohl schnell

einführen werden. Um diesen Übergang besonders im Unterricht zu beschleunigen, seien sie hier wiedergegeben.

Vomhundert = Prozent, Vomtausend = Promille, Kubikmeter = Meterwürfel (entsprechend dem Quadratmeter = Meterquadrat), $at =$ Atmosphäre, $^{\circ} =$ Celsiusgrad, $K =$ Knickkraft, Profilwert¹⁾ $k = F : i^2 = F^2 : J$.

Bei Werkstoffprüfungen sind die Spannungen in kg/mm^2 anzugeben (entsprechend St. 37 = Flußstahl mit 3700 kg/cm^2 Zugfestigkeit), dagegen bei Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken in kg/cm^2 , ferner Kräfte in t , Biegemomente in tm , Flächenwerte (F, J, W, S) in cm^2, cm^4 usw., $\delta + =$ Bruchdehnung, $\delta - =$ Endstauchung, $\vartheta =$ Drillung, $\epsilon_q =$ Querkürzung (lineare Quersammenziehung), $\psi - =$ Einschnürung (anstatt Querkontraktion), $\psi + =$ Ausbauchung, $H =$ Brinellhärte = Belastung beim Kugeldruckversuch geteilt durch Kalottenfläche des Eindruckes,

$\alpha_k =$ Kerbzähigkeit = durch Kerbschlagversuch bis zum Bruch verbrauchte Arbeit des Schlagwerkes, bezogen auf den Querschnitt des Stabes bei Beginn des Versuches,

$\sigma_w =$ Wechselfestigkeit, Ermüdungsgrenze = größte Spannung, die bei Wechsel zwischen Zug und Druck gleicher Größe gerade noch beliebig oft ertragen wird,

$\sigma_u =$ Ursprungsfestigkeit = größte Spannung, die im Wechsel mit dem spannungslosen Zustand gerade noch beliebig oft ertragen wird.

Die bisher immer noch schwankende Bezeichnung der Flacheisen ist nunmehr mit z. B. $2 \square 80 \cdot 10 = 2$ Flacheisen mit 80 mm Breite und 10 mm Dicke festgelegt, die der Bleche mit $Bl 8 =$ Blech 8 mm stark.

Auf Grund der Dresdner Versuche ist $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen, also eine nur zweiziffrige Zahl sowohl für St. 37 wie für St. 48 (im Gegensatz zu $E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ für Schweißeisen). Dagegen ist nicht ersichtlich, warum die bisher eingebürgerte Wärmedehnungszahl $\epsilon_t = \frac{1}{80\,000}$ (die als $\frac{1}{800}$ bei 100° leicht und sicher zu merken war) in die weniger glückliche Form des Dezimalbruches $\epsilon_t = 0,000\,012$ gepreßt worden ist.

Die folgenden Abschnitte II bis IV, Inhalt und Art der Berechnung, Prüfung der Entwürfe und Genauigkeitsgrad sind im großen und ganzen in der bisherigen im allgemeinen guten Form erhalten geblieben. Auf Grund der Erfahrungen beim Gebrauch der Vorschriften in den letzten Jahren wurden sie nur durch eine Reihe neuer Zusatzbestimmungen ergänzt. Einer Kritik, die klärend und fördernd wirken will, drängt sich bei dieser Entwicklung jedoch die Frage auf, wohin die fortgesetzte Hinzufügung solcher ins Einzelne gehenden Zusatzbestimmungen bei einem weiteren Ausbau führen muß. Erfahrungsgemäß liegt bei der Abfassung solcher Vorschriften das Bestreben vor, daß alle bekanntgewordenen Einzelfälle von Verstößen gegen die Bestimmungen und von Mißverständnissen gesammelt und durch Ergänzungsbestimmungen berücksichtigt werden. Da aber der lebensvolle Einzelfall nicht beschrieben wird, entsteht leicht der Charakter eines Handbuches, dem die Abbildungen fehlen, was zu Mißverständnissen und Unklarheiten führen kann. Das Ziel des Ausbaues solcher Vorschriften muß wohl vielmehr in einer knappen, aufschärfte herausgearbeiteten Fassung der großen leitenden Gedanken gesucht werden, als in einer Aufzählung aller denkbaren Entgleisungsmöglichkeiten. Im einzelnen sei folgendes bemerkt.

Hinsichtlich des Inhaltes der Berechnung wird mit Recht gefordert, daß sie auch Angaben über die Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder enthalten soll. Ein Muster hierfür gibt die neue Anlage 4, bei der nur zu vermissen ist, daß die Errechnung der Trägheitsmomente aus den Einzelwerten nicht hervorgeht. Falls die Kontinuität der Längsträger baulich mindestens durch oben durchschießende Platten gewährleistet ist, soll wie bisher das Stützenmoment mit

1) Siehe W. Gehler, Vorschlag einer Gebrauchsformel für Knickung (Die Baunormung, Beiblatt des „Bauingenieur“ vom 15. II. 1923, S. 45).

$\frac{3}{4}$ und das Moment in Trägermitte mit $\frac{4}{5}$ des größten Momentes eines auf zwei Stützen frei aufliegenden Trägers in Rechnung gestellt werden. Zu dieser Zulassung einer einfachen, aber naturgemäß rohen Näherungsrechnung sind drei Zusätze hinzugefügt worden. Dies gilt „auch bei den Endlängsträgern“, deutlicher wäre wohl „für die Längsträger in den Endfeldern“. „Wechselmomente brauchen hierbei nicht berücksichtigt zu werden“, weil offenbar der Vorteil der Kontinuitätsannahme dann zum größten Teil wieder aufgehoben würde, wenn die für Wechselstäbe vorgeschriebene Herabsetzung der Spannungen hier berücksichtigt würde. Endlich folgt die zweckmäßige Bestimmung: „Die oben durchschießenden Platten und ihre Anschlußniete sind so zu bemessen, daß sie das Auflagermoment allein aufnehmen können, wobei als Hebelarm des widerstehenden Momentes der Abstand des Schwerpunktes der durchschießenden Platten von der Unterkante des Längsträgers anzunehmen ist.“ Bemerkte sei noch, daß der Ausdruck „Auflagerdruck“ (in t gemessen) grundsätzlich stets durch „Stützkraft“ ersetzt werden sollte, im Gegensatz zu den wenigen Fällen, wo es sich um lokale Pressungen σ_y (in kg/cm^2) handelt.

Den folgenden neuen Zusatz halte ich in der vorliegenden Fassung für bedenklich: „Niete in den Eckaussteifungen können bei genügender Verbindung der Ecken mit den Querträgern mitgerechnet werden, falls die Unterbringung der nötigen Anzahl der Anschlußniete zwischen den Flanschen des Querträgers auf Schwierigkeiten stößt.“ Diese Fassung kann den Eindruck erwecken, daß dann, wenn die Anschlußniete zwischen den Gurten des Querträgers nicht ausreichen, in jedem Falle die Niete der Eckaussteifungen zur Hilfe herangezogen werden können. Klarer wäre zweifellos die Vorschrift, daß in einem solchen Falle eine einwandfreie Verbindung der Eckaussteifung mit dem Querträgerstege hergestellt werden muß und daß dann aber selbstverständlich auch mit der gesamten Nietzahl gerechnet werden darf. Dieses Beispiel möge zeigen, daß Bestimmungen, die zu sehr ins einzelne gehen, bei der unvermeidlich knappen Fassung erst recht zu Mißverständnissen führen können.

Die bei der Berechnung der Blechträger eingefügten Zusatzbestimmungen sind als wünschenswerte Verbesserungen zu bezeichnen, und zwar betreffs der notwendigen Nietan an den Lamellenenden, betr. des Nietabzuges in den Gurten und betreffs des Abstandes der Halsniete in dem Falle, daß die Querschwellen unmittelbar auf den Blechträgern liegen und lokale Pressungen σ_y ausüben, ebenso die Ergänzungen betr. der ungünstigsten Laststellungen und der unterschiedlichen Behandlung von Brücken bis zu 40 m Stützweite im Gegensatz zu größeren Fachwerkträgern. Montagespannungen müssen künftig nachgewiesen werden.

2. Belastungsannahmen und zulässige Spannungen auf Grund des Stoßzuschlagverfahrens.

Der Gedanke der Stoßzahl hat sich gegenüber der ersten Fassung dieser Vorschriften nunmehr auf der ganzen Linie siegreich durchgesetzt, so daß eine Reihe von Bestimmungen über zulässige Spannungen wesentlich vereinfacht werden konnte.

Ein kurzer geschichtlicher Überblick möge das Erreichte kennzeichnen. Den deutschen Altmeistern des Brückenbaues, v. Pauli und Gerber, gebührt das Verdienst, bereits 1859 beim Bau der bekannten Isarbrücke in Großhesselohe die wissenschaftliche Grundlage für die Wahl der zulässigen Spannungen dadurch geschaffen zu haben, daß sie nicht nur die Elastizitätsgrenze (damals für Schweißisen $\sigma_E = 1600 \text{ kg/cm}^2$) anstatt der Zugfestigkeit als maßgebend zugrunde legten, sondern vor allem auch die Annahme, daß dieser äußerste Grenzwert bei der $\varphi = 3$ -fachen Verkehrslast erreicht werden möge. Aus den beiden Bedingungen $\sigma_{zul} = (S_g + S_v) : F$ und $\sigma_E = 1600 = (S_g + \varphi S_v) : F$ ergibt sich durch Elimination von F die sogenannte Gerberformel:

$$\sigma_{zul} = 1600 \frac{S_g + S_v}{S_g + \varphi S_v}$$

so daß hier zum ersten Male die Stabkraft S_v infolge der Verkehrslast mit einem Beiwert φ behaftet erscheint. Ein solcher Beiwert φ , der später als Stoßzahl gedeutet wurde, findet sich auch in der Formel²⁾ von Landsberg 1885, die die ehemalige sächsische Staatsbahn übernahm, und der von Ebert 1896, dem Nachfolger Gerbers bei der bayrischen Staatsbahn. So kam es, daß im Zeitpunkte des Beginnes der Vereinheitlichung der Bestimmungen 1921 dem Verfahren mit Stoßzahl der süd-deutschen Eisenbahnverwaltungen das weniger durchsichtige preußische Verfahren der Abstufung der zulässigen Spannungen nach der Größe der Stützweiten gegenüberstand. Eine Überbrückung beider Richtungen fand sich bereits 1922 dadurch, daß man den Aufbau der Formel von Melan wählte mit $F \sigma_{zul} = S_g + \varphi S_v$, wobei aber die Stoßzahl zu $\varphi = a + \frac{b}{1+c}$ angenommen wird, also als eine Funktion der Stützweite (in der Form einer verschobenen gleichseitigen Hyperbel), wobei die verschiedenen Beiwerte a, b, c zugleich auch die Art der Fahrbahnausbildung kennzeichnen. Während nun von Melan $a = 0,14, b = 8$ und $c = 10$ angenommen wurde, sind diese Beiwerte in den Reichsbahnvorschriften jeweils in vier Klassen abgestuft, zu $a = 1,2, 1,19, 1,11$ und $1,0$; ferner $b = 17, 21, 56$ und 60 ; endlich $c = 28, 46, 144$ und 150 . Da eine Begründung dieser Werte nicht gegeben wurde, ist wohl anzunehmen, daß sie nur gefühlsmäßig gewählt und abgestuft worden sind³⁾. Die vier Klassen der Art der Fahrbahnausbildung sind folgende:

I. (niedrigste) Klasse, die daher die größte Stoßzahl zugewiesen erhält: Schienen unmittelbar auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern (Ausnahmefall, der jedoch bei den Brücken kleinster Bauhöhe z. B. bei den Zwillingsträgern vorkommt und nach Möglichkeit vermieden werden möchte),

II. Klasse (erster Regelfall): Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern,

III. Klasse (zweiter Regelfall): Durchgehende Bettung,

IV. (höchststehende) Klasse: Durchgehende Bettung, wenn jedoch Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind.

Diese vierte Klasse ist neu hinzugekommen, ferner sinngemäß der Gedanke: Falls Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind, wird ein Tragwerk, das sonst nach Klasse I gehört, nach Klasse II versetzt, ebenso aus Klasse II nach III. Den Verlauf der sich hiernach ergebenden Stoßzahlen zeigt folgende Übersicht:

	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV
$l = 0$	1,80	1,65	1,50	1,40
10	1,65	1,57	1,47	1,38
20	1,55	1,51	1,45	1,35
50	1,42	1,41	1,40	1,30
60		1,39		1,29
150		1,30		1,20

Der landläufige Blechträger der Regelklasse II mit $l = 20$ m wird somit mit rd 50% Stoßzuschlag bewertet. Dieser Wert

²⁾ Vgl. W. Gehler, Kapitel Eisenbrückenbau, S. 1816 im Taschenbuch für Bauingenieure, IV. Aufl., 1921.

³⁾ An dieser Stelle möchte ich (als Mitglied des Preisgerichtes) nicht unterlassen, auf das noch laufende internationale Preisausschreiben der Reichsbahn-Gesellschaft (Eisenbahnzentralamt Berlin) zur Erlangung eines Durchbiegungs- und Schwingungsmessers aufmerksam zu machen. Preise insgesamt 33 000 Goldmark. Termin verlängert bis 1. April 1926. Sobald ein brauchbarer Schwingungsmesser gefunden ist, sollte m. E. jede deutsche Reichsbahndirektion zunächst nur eine einzige bestimmte Brücke alljährlich sorgfältig prüfen und die Schwingungszahlen φ vorher gründlich zu errechnen versuchen, um das Ergebnis von Rechnung und Messung zu vergleichen. Dann wäre zu hoffen, daß wir im Laufe des nächsten Jahrzehntes endlich einmal die schon lange vermißte sichere Grundlage zur Bemessung des richtigen Wertes φ erhalten, zugleich aber auch einen Wertmesser für die Güte der verschiedenen Fahrbahnausbildungen und einen Ansporn zu ihrer baulichen Verbesserung.

kann äußerstenfalls bei Klasse IV auf rd 33% herabgedrückt werden. Etwa denselben Grenzwert erreicht man bei den großen Fachwerkbrücken mit $l = 100$ m Stützweite und mehr. Bei $l > 50$ m verschwindet der Unterschied zwischen den Klassen I bis III. Dagegen bleibt auch dann noch die neu aufgenommene Vergünstigung bei geschweißten Schienenstößen, die bei $l = 150$ m den äußersten Kleinstwert $\varphi = 1,20$, also 20% Stoßzuschlag, gestattet.

Um den Vergleich mit anderen ähnlichen Formeln für Stoßzahlen zu erleichtern, wurden für diese vier Klassen die Werte $(\varphi - 1)$, also die sogenannten Stoßzuschläge als Funktion der Stützweiten in die schon von F. Bleich⁴⁾ gegebene Übersicht eingetragen, der bereits auf die auffallende Abweichung der Reichsbahnwerte von den übrigen Werten für kleine Stütz-

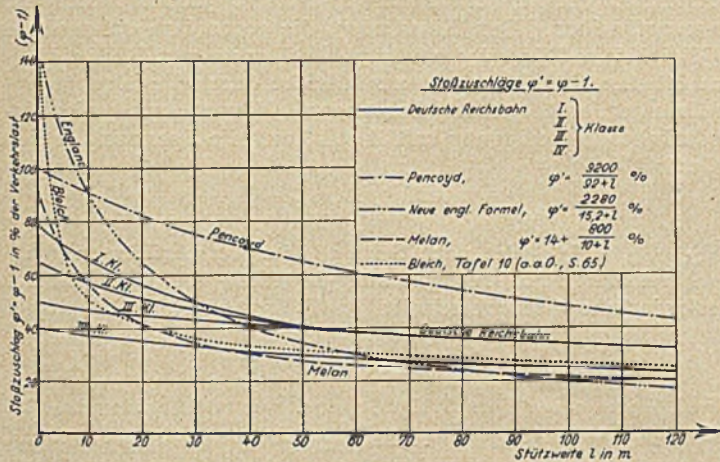


Abb. 1. Stoßzuschlag als Funktion der Stützweite nach den verschiedenen Formeln.

weiten hinweist. Nur die künftigen, zu erwartenden Versuche können die Frage entscheiden, ob die Werte φ der Reichsbahn für kleine Stützweiten zu niedrig, also zu kühn bemessen sind oder nicht.

Der große Vorteil der Durchsichtigkeit des nunmehr einheitlich durchgeführten Stoßzuschlagverfahrens zeigt sich gerade in dem Vergleich der Fassungen von 1922 und 1925.

Die Tafel 3 der Stoßzahlen steht jetzt übrigens ihrer Bedeutung entsprechend vorn bei den Verkehrslasten und nicht mehr weiter hinten bei den zulässigen Spannungen. Der Gedanke der Stoßzahl ist auch in den Fällen besonderer Trägergrundformen folgerichtig durchgeführt. So ist z. B. bei Bogenbrücken (ohne aufgehobenen Horizontalschub) wegen der geringeren ständigen Last die dem 0,75fachen der Spannweite entsprechende (also größere) Stoßzahl zu nehmen. Bei Auslegerträgern ist als Stützweite für die Schwebeträger und für die Bestimmung der Stoßzahl der Gelenke die Entfernung der Gelenkpunkte zu wählen, dagegen für die Kragträger einschließlich der Kragarme und für die Bestimmung der Stoßzahl für die Stützen und Unterzüge die Entfernung der Auflagerpunkte der Kragträger. Endlich ist für kurze Konsolträger zwischen Endquerträger und Widerlager der Wert φ für $l = 0$ einzusetzen.

Die sich aus der Fliehkraft H_1 ergebenden Momente und Querkräfte sind jetzt ebenfalls noch mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren, weil es Kraftwirkungen sind, die von der Verkehrslast herrühren.

Für die Haupt- und Fahrbahnträger sind die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen grundsätzlich unverändert geblieben, also bei St. 37 für den Fall der Hauptkräfte, den wir Rechnungsfall A nennen wollen, $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² und für

⁴⁾ Siehe F. Bleich, Theorie der eisernen Brücken 1924, S. 65 (Verlag von Jul. Springer, Berlin). Dasselbst ist auch die ausführliche Berechnung des Schwingungszuschlages $\varphi' = \varphi - 1$ für den einfachen Fall eines geraden Stabes durchgeführt und auf die Unzulänglichkeit der bekannten englischen Versuche (s. „Der Bauingenieur“ 1922 S. 33) hingewiesen.

den Fall der Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte (Rechnungsfall B) $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm². Für den hochwertigen Baustahl St. 48 sind diese Zahlen entsprechend dem Verhältnis der Streckgrenzen $3120 : 2400 = 1,30$ um 30% erhöht, also zu 1820 kg/cm² (Fall A) und 2080 kg/cm² (Fall B) festgesetzt.

Auch für Lagerteile und Gelenke ist die Stoßzahl φ nach wie vor zu berücksichtigen. Erwähnt sei hierbei, daß die zulässigen Spannungen der eisernen Lagerteile (Tafel 19) beträchtlich erhöht worden sind, und zwar z. B. im Fall B: für Gußeisen um rd 10%, dagegen bei Stahlformguß für Biegung von 1300 auf 2000 kg/cm², bei Druck von 1600 auf 2000 kg/cm², ebenso bei geschmiedetem Stahl von 1500 auf 2200 kg/cm² (für Biegung) und von 1900 auf 2200 kg/cm² (für Druck).

Endlich sind jetzt im Gegensatz zu früher auch die Auflagersteine und das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager mit Hinzufügen von φ zu berechnen. Deshalb sind die zulässigen Spannungen (mit Ausnahme der Pressung von Bruchsteinmauerwerk) etwas erhöht worden, z. B. für die Mörtelfuge unter dem Lager von 40 auf 50 kg/cm².

Auf 3 Ausnahmen, bei denen die Stoßzahl φ nicht in Rechnung zu stellen ist, sei besonders hingewiesen.

1. Wie bisher bei Berechnung des Erddruckes auf die Widerlager. (Für die Lastenzüge E bzw. G sind hier nur die Zahlenwerte der Erdschichthöhe heraufgesetzt, und zwar von 1,40 m auf 1,80 m bzw. von 1,30 auf 1,60 m.)

2. Wie bisher bei Berechnung der hölzernen Querschwellen. (Hier ist die zulässige Druck- und Scherspannung rechtwinklig zur Faser bei Nadelholz von 15 auf 22,5 kg/cm² erhöht worden, bei Buchen- und Eichenholz sogar von 30 auf 45 kg/cm², so daß starke Eindrückungen besonders bei Hinzutritt von Feuchtigkeit nicht zu vermeiden sein werden.)

3. Bei Berechnung der Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbände ist jetzt ebenfalls φ nicht in Rechnung zu stellen. Früher war die zulässige Beanspruchung durch eine umständliche Zahlentafel abgestuft. Jetzt soll hier, um möglichst kräftige Verbände zu erhalten, durchgängig mit den verhältnismäßig kleinen Werten $\sigma_{zul} = 1000$ kg/cm² für St. 37 und entsprechend 1300 kg/cm² für St. 48 gerechnet werden, was zur Vereinfachung und Erzielung größerer Steifigkeit durchaus zu begrüßen ist. Hierbei sei noch darauf hingewiesen, daß jetzt diese Wind- und Querverbände nicht mehr für eine wagerechte Last von $\frac{1}{5}$ der größten Lokomotivachslast (für ein Gleis) zu berechnen sind, sondern für eine solche wagerechte Kraft von 6 t, wodurch sich eine weitere Verstärkung ergibt⁵⁾.

Zum Schluß dieser Erörterungen möchte ich nicht unterlassen, auf eine Stelle des Textes hinzuweisen, die nach dem jetzigen Wortlaut kaum zu verstehen ist. Unter VIII. Zulässige Spannungen der eisernen Lagerteile und Gelenke (S. 45) lautet der zweite Absatz: „Die zulässigen Druckspannungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einer Linie oder in einem Punkte berühren, sind bei festen Lagern, bei Gleitlagern und bei den Rollen von Ein- und Zweirollenlagern... (im Rechnungsfall B) 6000 kg/cm² für Gußeisen, 8000 kg/cm² für St. 37, 10 000 kg/cm² für Stahlguß und St. 48, 12 000 kg/cm² für geschmiedeten Stahl anzunehmen.“ Wenn hier σ_{zul} für die „Berührungsfläche“ vorgeschrieben ist, so frage ich zunächst:

1. Wie groß ist denn z. B. bei einem Rollenlager diese Berührungsfläche in cm² anzunehmen? Ist hier etwa an eine der bekannten Formeln gedacht, bei denen aber gerade die Werte σ_{zul} sehr stark von den Beiwerten der Formel⁶⁾ abhängen?

⁵⁾ Damit haben wir nahezu wieder den Stand der alten guten sächsischen Vorschriften erreicht ($\frac{1}{4}$ der lotrechten Querkräfte aus der Verkehrslast). Vgl. Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1814.

⁶⁾ Vgl. die Dissertation des damaligen Assistenten bei meinem Lehrstuhl Dr.-Ing. A. Kollmar, Auflager und Gelenke (Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin 1919).

2. Womit sind diese außergewöhnlich hohen Werte für zulässige Spannungen zu begründen?

Auf einige ins Einzelne gehende Änderungen sei hier nur kurz hingewiesen: z. B. bei den Bremskräften (jetzt sind alle Achsen abzubremsen, früher nur alle Lokomotiv- und Tenderachsen und die Hälfte der Wagenachsen), ferner bei der Berechnung der Wechselstäbe (der Beiwert im Zähler der bekannten Formel ist jetzt 0,3 anstatt früher 0,5) und dergleichen mehr.

Eine wesentliche Vereinfachung bringt endlich der Abschnitt V: „Oben offene Brücken und Abstützung von Druckstäben gegen seitliches Ausweichen.“ Die umständliche Rechnung des alten Verfahrens ist erfreulicherweise weggefallen. An ihre Stelle ist nur die Forderung getreten, die Pfosten, Querträger und Querrahmen für eine wagerechte Kraft $H = S : 100$ zu berechnen, wobei S die größte Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe (ohne Knickzahl) ist. Diese einfache Rechnung wird erfahrungsgemäß wohl auch in der Regel die Steifigkeit des Bauwerkes gewährleisten. Da jedoch vom wissenschaftlichen Standpunkte eine solche Faustformel nicht befriedigen kann, ist zu wünschen, daß dieses Sondergebiet des Knickproblems sowohl durch Versuche wie auch durch theoretische Studien noch weiter erforscht wird, um dem Konstrukteur eine verhältnismäßig einfache Handhabe zur raschen Erfassung des oft recht verwickelten Kräftespieles zu raschen.

Der Schlußsatz dieses Abschnittes der Vorschriften lautet: „Die oben angegebene Berechnungsart gilt als Überschlagsrechnung; es bleibt freigestellt, eingehendere Rechnungsverfahren anzuwenden.“ Diese Worte können als ein Beweis dafür angesehen werden, daß auch die Verfasser der Vorschriften sich der Unzulänglichkeit dieser rohen Überschlagsrechnung bewußt waren, ohne sich jedoch auf eine genauere Verfahren einigen zu können. Besonders bei Verstärkungen bestehender Brücken, bei denen die Seitenkraft $H = S : 100$ zu hohe Beanspruchungen ergibt, ist eine genauere Rechnung unentbehrlich.

Die Unzulänglichkeit der Überschlagsrechnung geht schon aus der Betrachtung der bekannten Engesserformel⁷⁾ hervor, die in der Form, wie ich sie im Taschenbuch für Bauingenieure⁸⁾ gegeben habe, lautet:

$$(1) \quad v = \frac{2}{S} \sqrt{\frac{N_0}{v}}$$

Hierin bedeutet:

S den Mittelwert der Gurtkräfte in den an einem Knoten zusammenstoßenden Gurtstäben,

N_0 den Mittelwert der Steifigkeitsgrade $\frac{EJ}{a}$ der anstoßenden Gurtstäbe und

v die Verschiebung des Gurtknotens infolge einer an ihm angreifenden wagerechten Last τ .

Begründung dieser Formel: Engesser schließt seine Abhandlung mit der Gleichung:

$$(1a) \quad A = A_{\text{erf}} = \frac{v^2 S^2 a}{4 E J},$$

wobei A die Kraft bedeutet, die die Verschiebung $y = \tau$ am Rahmenkopfe hervorruft. Der Rahmenwiderstand ist dann $C = A y$.

Bezeichnet man die Verschiebung für $C = \tau t$ mit $y = v$, so ergibt sich $\tau t = A v$ oder $A = \frac{\tau t}{v}$, so daß Gleichung (1a) übergeht in:

$$v^2 = \frac{4}{S^2} \cdot \frac{E J}{a} \cdot \frac{\tau t}{v},$$

woraus sich Gleichung (1) ergibt.

⁷⁾ Siehe Fr. Engesser, Zentralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 415, und 1909, S. 175 u. f.

⁸⁾ Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl., S. 1824 (Verlag von Julius Springer, Berlin 1921).

Aus dieser Formel (1) folgt, daß sich dem Konstrukteur stets zwei Möglichkeiten bieten, um die Knicksicherheit v der Druckgurte offener Brücken zu erhöhen, und zwar:

1. die Verringerung der wagerechten Rahmenverschiebung v , z. B. durch Verstärkung der Rahmenpfosten oder der Rahmenriegel oder endlich durch den Einbau von Eckstreben⁹⁾,
2. durch Vergrößerung des Druckgurtquerschnittes, also von J oder $N_0 = E J : a$.

Die Wirkung dieser zweiten, oft sehr zweckmäßigen Maßnahme kommt bei der rohen Überschlagsrechnung mit $H = \frac{1}{100} S$ überhaupt nicht zum Ausdruck.

Ich bedauere daher, daß man davon abgesehen hat, die Engesserformel in der Form (1) mit $v \geq 3$ facher Sicherheit vorzuschreiben. Den Einwänden, die gegen ihre unbegrenzte Gültigkeit auf Grund der wertvollen Studien von F. Bleich¹⁰⁾ zu erheben sind, kann man m. E. leicht durch die folgende einschränkende Vorschrift begegnen: „Ferner muß die einschränkende Bedingung erfüllt sein, daß die Spannung in den Gurtstäben

$$(2) \quad \sigma = \frac{S}{F'} \leq 0,85 \sigma_{\text{zul}}$$

ist, wobei σ_{zul} die nach Seite 38 der Vorschriften sich ergebende zulässige Druckspannung bedeutet, oder aber, daß der erforderliche Gurtquerschnitt

$$(2') \quad F' = \frac{S}{1,19} + 0,577 k S_k^2$$

(vgl. Seite 40 der Vorschriften, wobei nur zu beachten ist, daß hier $F' = F : 0,85 = \frac{S}{1,4} \cdot \frac{1}{0,85}$ ist und daß in dieser von mir angegebenen Gebrauchsformel nur der Beiwert des ersten Gliedes von der zulässigen Druckspannung beeinflusst wird. Vgl. W. Gehler, Die Bauordnung, Beiblatt des Bauingenieur Nr. 3 vom 15. März 1924.)

Die Begründung der Formel (2), die ich gelegentlich ausführlicher bringen werde, ergibt sich im Anschluß an die Studien von Bleich a. a. O. Durch diese Bedingung 2 werden alle Druckgurtquerschnitte, die verhältnismäßig zu schwach sind, ausgeschlossen, und zwar in dem Bereich der Bleichschen Darstellung Abb. 159, S. 207 mit $\frac{\varphi}{\pi} > 0,8$, so daß, falls diese Bedingung (2) erfüllt ist, die Engesserformel nunmehr unbedingt verwendet werden kann.

Die Grenzbedingung (2) zeigt in Verbindung mit der Engesserformel (1) deutlich, daß man die Knicksicherheit offener Brücken verhältnismäßig leicht durch eine Verstärkung der Druckgurtquerschnitte erkaufen kann. Will man diesen Baustoffaufwand vermeiden, so bleibt als letztes Mittel die Möglichkeit, in diesen kritischen Bereich (nach Bleich $1,0 > \frac{\varphi}{\pi} > 0,8$), der eben durch die Gleichung (2) ausgeschlossen wird, bewußt hineinzugehen.

Dabei ist jedoch zu bedenken, daß dieser kritische Bereich m. E. noch nicht hinreichend durch Berechnung und Versuche erforscht ist. Die Klärung dieser Frage bildet somit eine bedeutsame Aufgabe für den weiteren Ausbau dieser „Vorschriften“.

III. Zulässige Beanspruchungen der Niete.

Bezeichnet man wiederum den Fall der Hauptkräfte (ständige Last, Verkehrslast, Fliehkräfte, Wärmeschwankung) als Rechnungsfall A und den Fall der Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte als Rechnungsfall B, so sind nach Seite 36 und 44 die zulässigen Schubspannungen τ_{zul} und der zulässige Lochleibungsdruck σ_1 bei Nietten folgende:

⁹⁾ Vgl. W. Gehler, Der Rahmen, 3. Aufl., Berlin 1925, Verlag von W. Ernst u. Sohn, S. 74 bis 105.

¹⁰⁾ F. Bleich, Theorie der eisernen Brücken, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer, S. 207.

Rechnungsfall	Neue Brücken				Bestehende Brücken aus Flußeisen nach 1895	
	St. 37		St. 48		A	B
	A	B	A	B		
$\sigma_{zul} = \dots$	1400	1600	1820	2080	1500	1700
$\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul} \dots$	1120	1280	1456	1664	1200	1360
$\sigma_1 = 2,5 \sigma_{zul} \dots$	3500	4000	4550	5200	3750	4250

Die am gleichen Tage (am 25. Februar 1925) erlassenen Allgemeinen Bezeichnungen in den baupolizeilichen Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen des Preussischen Ministers für Volkswohlfahrt stimmen in allen Punkten grundsätzlich mit den vorliegenden „Reichsbahnvorschriften“ überein mit Ausnahme der zulässigen Nietbeanspruchung. In diesen sogenannten „Hochbaubestimmungen“ ist für St. 37 $\tau_{zul} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_1 = 2000 \text{ kg/cm}^2$ und entsprechend für St. 48 $\tau_{zul} = 1300 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_1 = 2600 \text{ kg/cm}^2$. Gegenüber der vorläufigen Fassung der Reichsbahnvorschriften von 1922 ist jetzt der zulässige Lochleibungsdruck von $\sigma_1 = 2,0 \sigma_{zul}$ auf $\sigma_1 = 2,5 \sigma_{zul}$ erhöht worden. Die sich damit ergebenden zulässigen Spannungswerte sind aus der obigen Übersicht zu ersehen. Da mir eine Begründung für die Berechtigung dieser großen Spannungserhöhung bisher nicht bekannt geworden ist, und die Fachgenossen anderer Kulturstaaten diesen Weg äußerster Materialausnutzung nicht gegangen sind, habe ich bei der Hauptverwaltung der Reichsbahnen die Vornahme von Versuchen mit Nieten angeregt, die als Beweis der vorgeschriebenen Spannungswerte dienen können.

Zum Schluß möge daher ganz kurz auf dieses Nietproblem eingegangen werden. Es handelt sich dabei um zwei vollständig getrennte Probleme, und zwar zunächst um das der Blechpressungen, insbesondere an den Wandungen des Nietloches, und den damit verbundenen Formänderungen und sodann um das der Beanspruchungen der Niete infolge Biegung, Schub und lokaler Pressungen.

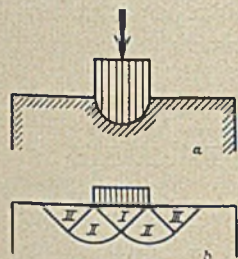


Abb. 2.

Die Frage der Blechpressung kann versuchstechnisch an Probekörpern nach Abb. 2a leicht erforscht werden. Einen Anhalt bieten die Studien über das ebene Schneidenproblem von L. Prandtl, Göttingen¹¹⁾. Hiernach darf erwartet werden, daß die Fließgrenze im Blech etwa bei einer Pressung

$$\sigma_s = \sigma_F \left(1 + \frac{\pi}{2} \right) = 2,57 \sigma_F$$

erreicht wird. Nach den Versuchen von Dr. Findeisen¹²⁾ und Dr. Albert

¹¹⁾ L. Prandtl, Zeitschrift für angew. Math. u. Mech, Bd. I, 1921, S. 15.
¹²⁾ Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 229, Berlin 1920

Dörnen¹³⁾ erleiden aber bekanntlich die ersten und letzten Niete wesentlich höhere (mindestens um etwa 70 % höhere) Beanspruchungen als wir bei gleichmäßiger Lastübertragung in unseren statischen Berechnungen in der Regel annehmen. Demnach ist im Fall B für St. 37 in Wirklichkeit eine Beanspruchung $\sigma_1 = 1,7 \sigma_{zul} = 1,7 \cdot 4000 = 6800 \text{ kg/cm}^2$ zu erwarten, wenn $\sigma_1 = 4000 \text{ kg/cm}^2$ bei gleichmäßiger Lastverteilung zugelassen wird.

Auf Grund zahlreicher Versuche liegt aber nicht immer die Fließgrenze für St. 37 bei dem Mittelwert von 2400 kg/cm^2 , sondern erheblich tiefer, z. B. bei 2000, ja sogar bei 1900 kg/cm^2 , so daß das Fließen im Blech vielfach bereits bei $\sigma_s = \text{rd } 5000 \text{ kg/cm}^2$ zu erwarten ist. Vor allem ist aber zu bedenken, daß die bleibenden Dehnungen bereits vor Erreichung der Fließgrenze in meßbarer Größe auftreten. Schon nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze, die bei St. 37 etwa zu $\sigma_p = 0,8 \sigma_F$ anzunehmen ist, sind sie deutlich wahrnehmbar.

Das zweite Problem besteht in der Ermittlung der Beanspruchungen des Nietschaftes, in dem außer den Schubspannungen τ auch noch Biegunsspannungen σ_x parallel zur Schaftachse und lokale Pressungen σ_y rechtwinklig dazu auftreten. Der Lochleibungsdruck ist bei dieser Aufgabe als äußere Belastung des Schaftes $p_1 = \sigma_1$ anzusehen. Legt man die von Bleich a. a. O., Seite 324, aufgestellte Rechnungsweise für zylindrische Bolzen und die in Deutschland noch allgemein gebräuchliche Bruchtheorie der größten Dehnungen zugrunde, so ermittelte man für den Sonderfall des zweischnittigen Niertes das bemerkenswerte Ergebnis, daß die reduzierten Spannungen $\sigma_{red} = 0,91 p_1$ bis $1,0 p_1 = \text{rd } 1,0 \sigma_F$, also etwa gleich den Lochleibungspressungen sind. Die Voraussetzungen dieses Rechnungsergebnisses müssen allerdings erst noch durch Versuche als voll berechtigt erwiesen werden.

Eine ausführliche Erörterung dieses wichtigen Nietproblems möchte ich erst nach Abschluß der zu erwartenden Versuche vornehmen.

Bei der Fülle und den Schwierigkeiten des Stoffes war es keine leichte Aufgabe, in kurzer Zeit diese einheitlichen Vorschriften zu schaffen. Das Verdienst gebührt in erster Linie dem Reichsbahndirektor Dr.-Ing. e. h. Schäper, Berlin, und seinen Mitarbeitern, insbesondere Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell. Um die Einheitlichkeit äußerlich zu betonen, erschienen an ein und demselben Tage, am 25. 2. 1925, diese „Vorschriften“ der Reichsbahn und die sachlich mit ihnen fast vollständig übereinstimmenden „Hochbaubestimmungen für Eisenbauten“ des Preussischen Wohlfahrtsministeriums für den gesamten Bereich der Baupolizei Preußens, die voraussichtlich in den meisten übrigen deutschen Gliedstaaten übernommen werden dürften. So ist der Normungsgedanke auf einem der schwierigsten Gebiete des Bauwesens siegreich durchgedrungen und ein großzügiges deutsches Einigungswerk durch Gemeinschaftsarbeit geschaffen worden.

¹³⁾ Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung, Berlin 1924, Verlag von W. Ernst u. Sohn, S. 9.

DAS ω -VERFAHREN ZUR BERECHNUNG GEDRÜCKTER STÄBE IN GRAPHISCHER DARSTELLUNG.

Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lindenthal.

Das durch ministerielle Verordnung vom 25. Februar 1925 für die Berechnung gedrückter Stäbe vorgeschriebene sogenannte ω -Verfahren hat die Unstimmigkeiten der alten Berechnungsmethoden beseitigt. Wie sich das neue Verfahren zu den früher gebräuchlichen Formeln von Euler und Tetmayer verhält, erkennt man übersichtlich, wenn man für einen beliebigen konstanten Querschnitt die zulässige Stabkraft P in Abhängigkeit von der Knicklänge s_k zeichnerisch aufträgt. Als Beispiel ist hier (Abb. 1) ein quadratischer Querschnitt mit der Kantenlänge 1 cm angenommen worden, so daß bei

einem Querschnitt $F = 1 \text{ cm}^2$ Stabkraft P und Spannung σ identisch sind. Für die Darstellung ist auf beiden Koordinatenachsen logarithmische Teilung gewählt worden, weil ein solches Bild in allen Teilen eine prozentuale Genauigkeit aufweist und weil die Euler-Gleichung

$$J = 1,9 P s_k^2 \text{ bei 4facher Sicherheit}$$

$$\text{bzw. } J = 2,38 P s_k^2 \text{ bei 5facher Sicherheit}$$

als gerade Linie erscheint. Die Stabkraft nach der Druckformel $P = \sigma \cdot F$ berechnet, erscheint als Gerade parallel zur Ab-

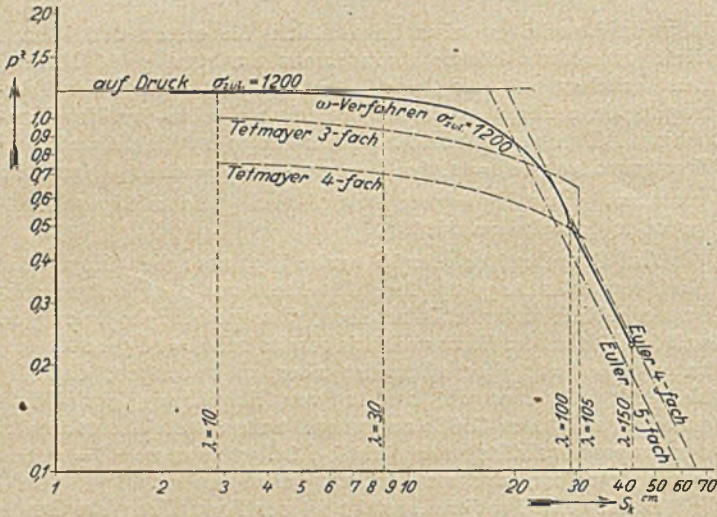


Abb. 1.

szissenachse und die Tetmayersche Knickformel als Kurve, die bei einem Schlankheitsgrad $\lambda = 105$ die Euler-Gerade schneidet.

$$\lambda = \frac{l}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{J}{F}}$$

Die Linie für die nach dem ω -Verfahren berechnete Stabkraft ist stark gezogen. Sie verläuft geradlinig im elastischen

rechten Drucklinie nähert, wodurch ein Zusammenhang zwischen Druck- und Knickfestigkeit hergestellt worden ist.

Bemerkenswert ist, daß diese Kurve nicht im Punkte $\lambda = 100$ an die Gerade im elastischen Bereich tangiert, sondern von ihr geschnitten wird. Das bedeutet, daß in einem allerdings kleinen Bereich, z. B. für $\lambda = 90$, die Berechnung nach dem ω -Verfahren eine größere Stabkraft ergibt, als die Eulersche Formel, während das Gegenteil der Fall sein müßte. Zahlenmäßig ist die Abweichung so gering, daß sie nicht ins Gewicht fällt. Es handelt sich nur um einen Schönheitsfehler des ω -Verfahrens, der durch Änderung der dem Wert $\lambda = 90$ zugeordneten Knickzahl $\omega = 1,88$ beseitigt werden könnte.

Das ω -Verfahren hat nun den großen Nachteil, daß es sich nur auf einen gegebenen Querschnitt anwenden läßt. Die sogenannten „Gebrauchsformeln“ beseitigen den Übelstand nur sehr unvollkommen, weil der darin vorkommende Profilwert

$K = \frac{F^2}{J}$ für manche Querschnittsformen sich so stark ändert, daß doch erst nach mehrmaliger Durchrechnung der vorteilhafteste Querschnitt gefunden werden kann. So ist z. B. der Profilwert für

$$\begin{aligned} \text{—} \text{—} \text{—} 55 \cdot 55 \cdot 6 \quad K &= 4,6 \\ \text{—} \text{—} \text{—} 55 \cdot 55 \cdot 10 \quad K &= 7,7. \end{aligned}$$

Diese starken Abweichungen machen die Gebrauchsformeln für diese Querschnittsform wertlos. Der Statiker, der jetzt an das ω -Verfahren gebunden ist, verlangt ein Hilfsmittel, welches

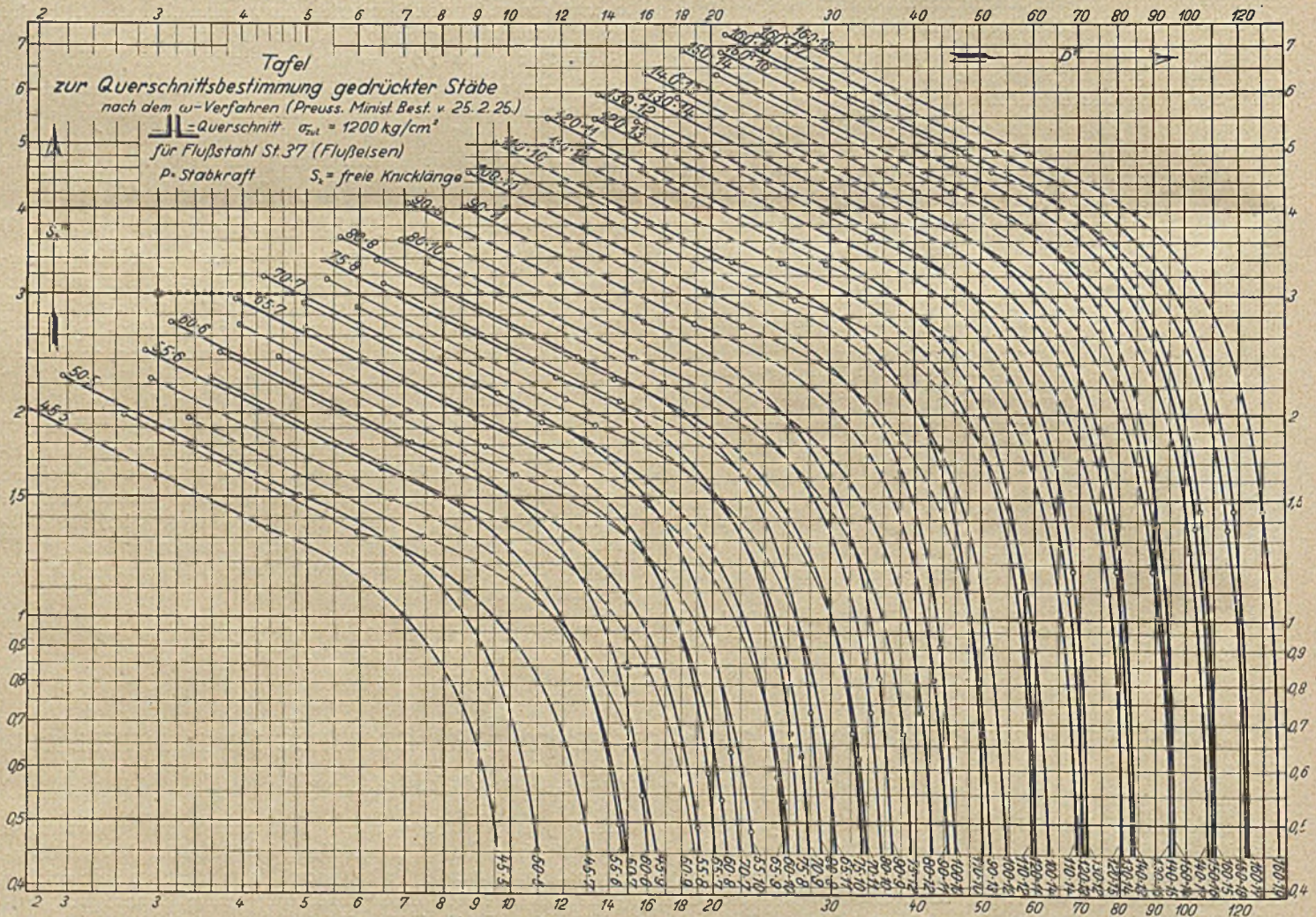


Abb. 2.

Bereich von $\lambda = 150$ bis $\lambda = 100$, entspricht also der Eulerschen Formel bei annähernd 4facher Sicherheit. Schlankheitsgrade über 150 sind unzulässig. Im weiteren Verlauf ist sie eine Kurve, die sich mit kleiner werdender Knicklänge der wagen-

ermöglicht, den günstigsten Querschnitt ohne Vergleichsrechnungen zu finden. Ein solches bietet eine Rechentafel, wie sie in Abb. 2 für die erwähnte Querschnittsform wiedergegeben ist.

Für jedes Profil ist ebenso wie in Abb. 1 die zulässige Stabkraft P in Abhängigkeit von s_k aufgetragen und zwar aus den angeführten Gründen in doppellogarithmischem Koordinatensystem. Die Tafel ist berechnet für $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Soweit ein Profil, welches an und für sich ausreichen würde, vorteilhafter durch ein anderes mit kleinerem Querschnitt ersetzt werden kann, sind die Linien dünn gezogen. Der Gebrauch der Tafel ist einfach und übersichtlich, wie aus folgenden Beispielen hervorgeht.

1. Beispiel.

Gegeben: $P = 3 \text{ t}$; $s_k = 3 \text{ m}$.

Man suche den zugehörigen Punkt und gehe parallel zu der P -Achse, bis man auf eine stark gezogene Linie trifft. Der günstigste Querschnitt ist $\text{---} \text{---} 70 \cdot 70 \cdot 7$. $\text{---} \text{---} 65 \cdot 65 \cdot 7$ ist unzulässig, weil hierfür der Schlankheitsgrad größer als 150 ist.

2. Beispiel.

Gegeben: $P = 15 \text{ t}$; $s_k = 0,85 \text{ m}$.

Gefunden: $\text{---} \text{---} 55 \cdot 55 \cdot 8$.

Die zunächst getroffene dünne Linie kann ebenfalls benutzt werden, das Profil hat aber einen größeren Querschnitt.

Die Tafel ist auch anwendbar, wenn eine andere Spannung, z. B. $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$, gewählt wird. Da die zulässige Stabkraft der Spannung direkt proportional ist, bilde man $P \frac{1200}{1400}$ und setze diesen Wert als Stabkraft ein.

Im Beispiel 2 würde hiernach die einsetzende Stabkraft $15 \frac{12}{14} = 12,85 \text{ t}$ und es genügen gerade noch $\text{---} \text{---} 55 \cdot 55 \cdot 6$.

Mit Rücksicht darauf, daß bei mehrteiligen Stäben der Schlankheitsgrad für den einzelnen Stab nicht größer als 30 und nicht größer als der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes sein soll, ist außer den Punkten $\lambda = 150$; $\lambda = 100$ auch der Punkt $\lambda = 30$ hervorgehoben. Bei mehrteiligen Druckstäben kann dann, nachdem das Profil gefunden ist, die größte zulässige Knicklänge für den Einzelstab (Abstand der inneren Nieten) unmittelbar der Tafel für den Teilquerschnitt entnommen werden. Hieraus ergibt sich die notwendige Anzahl der Bindebleche bzw. der Vergitterungen. Derartige Tafeln lassen sich für alle vorkommenden Querschnitte entwerfen!).

1) Solange die Tafeln noch nicht in Buchform vorliegen, können sie einzeln vom Verfasser, Köln-Lindenthal, Dürener Str. 47, bezogen werden.

EIN NOMOGRAMM ZU DEN NEUEN BERECHNUNGSVORSCHRIFTEN FÜR DRUCKSTÄBE IM EISENBAU.

Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Nach den neuen preußischen Hochbaubestimmungen, die neuerdings im ganzen Reiche Geltung erhalten sollen, und nach den Reichsbahnvorschriften sind Druckstäbe bekanntlich nach dem ω -Verfahren zu berechnen.

Für mittige Belastung gilt die Formel:

$$\frac{P \omega}{F} \leq \sigma_{zul},$$

worin P die größte Stabkraft in t ,
 F den vollen Stabquerschnitt in cm^2 ,

ω die von λ abhängige Knickzahl

und σ_{zul} die zulässige Spannung in t/cm^2 ohne Berücksichtigung des Knickens bezeichnen.

Obige Formel ist zum Festigkeitsnachweis des gewählten Stabprofils vorgeschrieben, eignet sich aber nicht zur Neuberechnung von Druckstäben. Hierfür sind den amtlichen Bestimmungen und den Reichsbahnvorschriften Gebrauchsformeln beigegeben, die zur vorläufigen Berechnung der erforderlichen Profile dienen sollen. Diese Formeln enthalten den sog. Profilwert

$$k = \frac{F^2}{J} \text{ oder } = \frac{F}{i^2},$$

ein Zahlenwert, der für geometrische Gebilde unverändert bleibt und bei Walzprofilen sich nur langsam mit der Profilgröße innerhalb derselben Profilklasse ändert.

Den Gebrauchsformeln haftet der Nachteil an, daß sie für den elastischen und unelastischen Knickbereich ($\lambda = 0$ bis 100 bzw. $\lambda > 100$) verschieden lauten und daß bei Voranschlag des Profils noch nicht zu übersehen ist, welcher Bereich jeweils vorliegen wird; die Folge davon ist eine mehrfache Probe-rechnung bis zur endgültigen Profilwahl.

Dieser Nachteil wird umgangen durch den Gebrauch des nachstehend beschriebenen Knicknomogramms, das jede Rechnung entbehrlich macht und das erforderliche Profil sofort

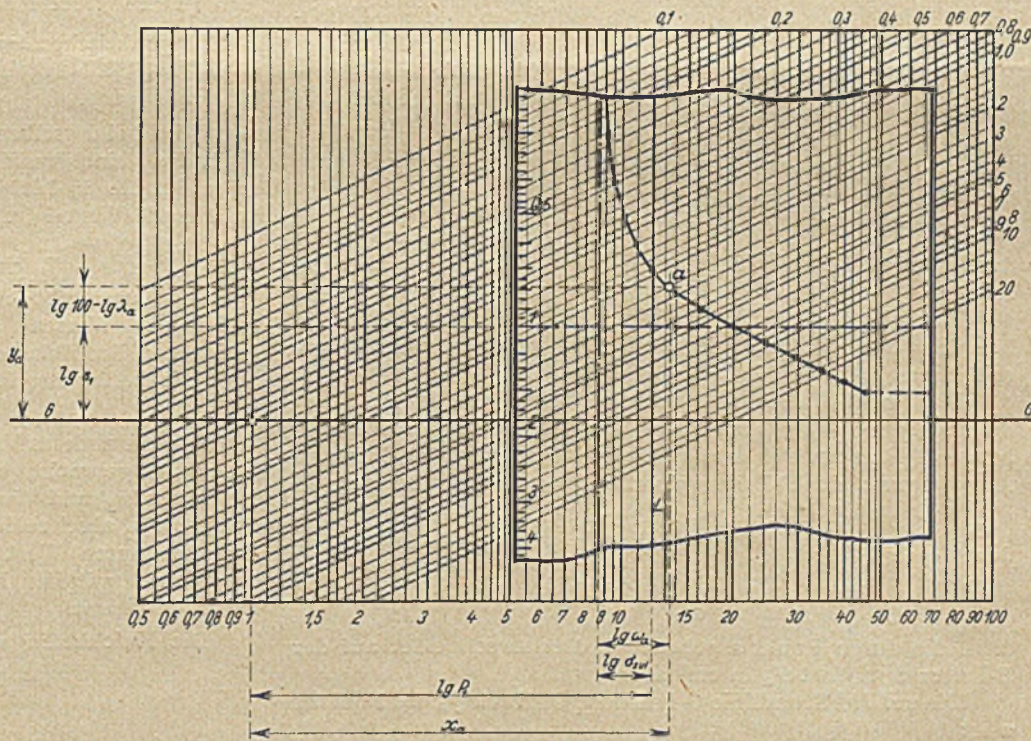


Abb. 1. Netzblatt mit daraufliegendem Deckblatt.

anzeigt. Es ist für den Konstruktionstisch des Statikers und für den prüfenden Beamten bestimmt und besteht aus dem Netzblatt und dem Deckblatt.

Das Netzblatt enthält nach Abb. 1 (das darüber gezeichnete weiter unten beschriebene Deckblatt bleibe zunächst unberücksichtigt) eine lotrechte Linienschar in logarithmischer Stufung mit einer Ziffernleiter für die Druckkräfte in t und eine ebenfalls logarithmisch gestufte schräge Linienschar für die

k-Werte, ferner eine wagerechte Grundlinie G. Dieses Netzbild ist nach rechts und oben abgekürzt dargestellt; die im praktischen Gebrauche benötigten Netze erstrecken sich über Druckkräfte bis zu 1000 t.

Abb. 2 zeigt ein Stück des auf Pauspapierstreifen zu zeichnenden Deckblattes. Es trägt am linken Rande eine von oben nach unten gehende logarithmische Leiter für die Knicklängen s in m. Ferner enthält es die strichpunktierten Koordinatenachsen und eine Kurve mit den Ordinaten

$$\eta_{50} = -\lg 0,5 = -\lg \frac{50}{100} = \lg 100 - \lg 50$$

$$\eta_{60} = \lg 100 - \lg 60 \text{ usw.}$$

und den zugehörigen Abszissen

$$\xi_{50} = \lg \omega_{50}, \xi_{60} = \lg \omega_{60} \text{ usw.,}$$

worin die Werte $\omega_{50}, \omega_{60}, \dots$ die den $\lambda = 50, 60, \dots$ zugeordneten Knickzahlen bezeichnen. Außerdem ist eine lotrechte Leitlinie L im Abstände $\lg \sigma_{zul}$ von der Ordinatenachse gezogen. Die genannten Koordinatenachsen werden nur zur Herstellung der Kurve vorübergehend benötigt und sind in den Gebrauchsdeckblättern weggelassen.

Für den auf mittigen Druck zu berechnenden Stab sei die

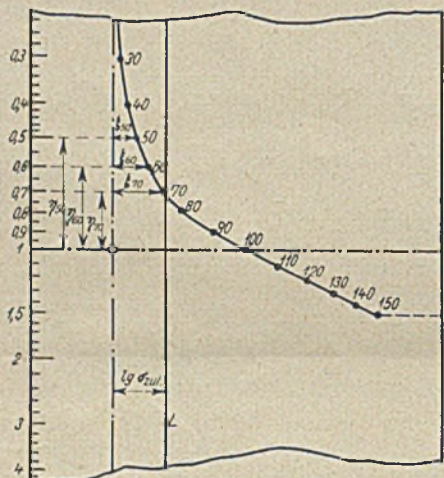


Abb. 2. Deckblatt.

Druckkraft P_1 in t und die Knicklänge s_1 in m gegeben. Man legt das Deckblatt so auf das Netz, daß die Leitlinie L über der dem P_1 entsprechenden Geraden der lotrechten Netzschar liegt und die Grundlinie G auf der s-Leiter des Deckblattes die Knicklänge s_1 abschneidet; Abb. 1 zeigt eine solche Deckblattlage für beispielsweise $P_1 = 12$ t und $s_1 = 1,8$ m. Die unter dem Deckblattstreifen liegenden und wegen des Pauspapiers

durchscheinenden Netzlinsen sind hier etwas schwächer gezeichnet.

Hat die gewünschte Profilklasse den Profilwert k_a (hier beispielsweise 2,5), dann gilt für den Schnittpunkt a der Kurve mit dieser k_a -Linie folgendes:

Der Punkt a, als Punkt der Kurve betrachtet, hat die Koordinaten $\lg 100 - \lg \lambda_a$ und $\lg \omega_a$, er gilt also für die Werte λ_a bzw. ω_a . Derselbe Punkt a, als Netzpunkt betrachtet, hat vom Anfangspunkt der P-Leiter (also für $P = 1$ t) den Abstand:

$$x_a = \lg P_1 - \lg \sigma_{zul} + \lg \omega_a = \lg F_a,$$

denn es ist

$$\frac{P_1 \omega_a}{\sigma_{zul}} = F_a;$$

d. h. die durch Punkt a gehende Lotrechte schneidet auf der P-Leiter den Wert F_a in cm^2 ab.

Die auf die Grundlinie G bezogene Ordinate y_a des Punktes a ist

$$y_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg \lambda_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg \frac{s_1 \cdot 100}{i_a},$$

worin i_a in cm den dem Querschnitt F_a und dem Profilwert k_a entsprechenden Trägheitshalbmesser bezeichnet. Die Zahl 100 rührt davon her, daß hier die s in m gelten, während in der Formel $\lambda = s:i$ beide Werte in cm zu verstehen sind. Aus Obigem folgt weiter:

$$y_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg s_1 - \lg 100 + \lg i_a = \lg i_a,$$

somit ist y_a der Logarithmus von i_a .

Wir denken uns nun auf dem Netz eine wagerechte Geradenschar in logarithmischer Einteilung für die Werte i in cm eingetragen, worin die Grundlinie G auf $i = 1$ cm fällt. Es entspricht somit jedem Netzpunkt ein gewisser Wert F und daher auch ein Wert $k = F:i^2$. Verbindet man die Punkte gleicher k-Werte durch Linien, dann folgt aus der logarithmischen Netzteilung der wagerechten und lotrechten Scharen sofort, daß diese k-Linien ebenfalls Gerade bilden und daß die Geradenschar der k-Reihe (benötigt werden die k-Linien für $k = 0,1$ bis $2,0$) ebenfalls logarithmische Stufung zeigt.

Die dem Punkte a entsprechenden Werte F_a und ω_a genügen somit genau der Knickformel:

$$\sigma_{zul} = \frac{P_1 \omega_a}{F_a}.$$

Nach dem in Abb. 1 dargestellten Zahlenfall mit $P_1 = 12$ t und $s_1 = 1,8$ m ergibt sich für ein Profil mit $k_a = 2,5$ der Querschnitt $F_a = 13,4 \text{ cm}^2$.

Aus $k_a = \frac{F_a}{i_a^2}$ folgt für dieses Profil der Wert:

$$i_a = \sqrt{\frac{F_a}{k_a}} = \frac{13,4}{2,5} = 2,31 \text{ cm.}$$

Hierfür ist $\lambda_a = \frac{180}{2,31} = 78$ und für die preußischen Bestimmungen St. 37 (wofür die Deckblattkurve gilt) $\omega_a = 1,55$.

Die Nachprüfung des Stabes nach der amtlichen Formel liefert:

$$\sigma_{zul} = \frac{12 \cdot 1,55}{13,4} = 1,39 \text{ t/cm}^2$$

(der genaue Wert müßte 1,4 sein).

Im praktischen Gebrauche wird die i-Linienschar nicht benötigt und ist weggelassen, damit das Netz nicht mit Linien überladen wird.

Wird bei derselben Deckblattlage (also für dieselben Werte P_1 und s_1) eine Profilklasse mit dem Werte k_b gewählt, dann schneidet die k_b -Linie die Kurve im Punkte b, und der entsprechende Wert F_b und ω_b genügt wieder genau der Knickbedingung $\frac{P_1 \omega_b}{F_b} = \sigma_{zul}$.

Die Kurve gibt somit eine Reihe von Punkten an, die verschiedenen Werten $F_a, k_a, \omega_a, F_b, k_b, \omega_b$ usw., also verschiedenen Profilklassen und -größen entsprechen, welche alle die Knickbedingung für das gegebene Wertpapier P_1, s_1 genau erfüllen.

Für ein anderes Wertpaar P_2, s_2 wird das Deckblatt in eine neue Lage gebracht, so daß die Leitlinie L auf der P-Leiter den Wert P_2 und die Grundlinie G auf der Deckblattleiter den Wert s_2 abschneidet. Für die gewünschte Profilklasse mit dem bekannten Wert k ist wieder durch den Schnittpunkt der Kurve mit der k-Linie das erforderliche F auf der P-Leiter bestimmt.

Die Knickbedingung lautet in Umschreibung auch:

$$F_{erf} \geq \frac{P \omega}{\sigma_{zul}}.$$

Die Werte F und k für Netzpunkte auf der Kurve erfüllen genau die Bedingung $F = \frac{P \omega}{\sigma_{zul}}$. Da nun der Querschnitt auch größer sein darf als dieser Formel entspricht, aber nicht kleiner, sind nur Werte F und k zulässig, deren Netzpunkte rechts der Kurve oder höchstens auf dieser liegen. Da die F für die üblichen Eisenbauprofile nicht stetig, sondern sprungweise von Profil zu Profil wechseln, und die k-Werte derselben Profilklasse mit der Profilgröße in geringem Maße wechseln, so ist die endgültige Wahl des Netzpunktes mit den wirklichen

aus Tafeln zu entnehmenden Profilgrößen F und k in Einklang zu bringen, was aber praktisch schon beim zweiten oder höchstens dritten Versuch mit hinreichender Genauigkeit gelingt. Der endgültige Netzpunkt muß dann stets rechts der Kurve und darf höchstens auf dieser liegen.

Auf der Deckblattkurve sind die den Werten $\lambda = 10, 20, 30$ usw. bis 150 entsprechenden Punkte eingezeichnet und beziffert. Aus der Lage des Netzpunktes auf der Kurve läßt sich sofort der jeweils vorliegende λ -Wert angeben oder abschätzen.

Liegt der Netzpunkt rechts der Kurve, dann gilt für die Bestimmung des λ -Wertes die durch den Netzpunkt gehende Waagrechte. Schlankheitsgrade von über 150 sind bekanntlich nicht zulässig. Daher muß der Netzpunkt rechts der Kurve und gleichzeitig über der durch den 150er Kurvenpunkt gehenden Waagrechten liegen.

Nach den preußischen Bestimmungen ist jeder Stab für zwei Belastungs-

fälle zu berechnen, je nachdem ohne oder mit Windlast gerechnet wird. Diesen beiden Fällen entsprechen zwei verschiedene Werte für σ_{zul} , während die ω -Werte dieselben bleiben und nur vom Baustoff abhängig sind. Das Deckblatt ist für beide Belastungsfälle benutzbar, wenn darauf zwei Leitlinien L für beide σ_{zul} -Werte verzeichnet werden. Die preußischen Bestimmungen erfordern demnach zwei Deckblätter, einmal für St. 37 und einmal für St. 48, da die Kurven für beide Baustoffe verschieden sind. Die Reichsbahnvor-

schriften erfordern im ganzen vier verschiedene Deckblätter, mit ebenfalls je zwei Leitlinien. Das Netzblatt dagegen ändert sich nicht und ist für alle Deckblätter benutzbar.

Die Brauchbarkeit des Verfahrens läßt sich erhöhen durch die sog. Profilnetze. Den verschiedenen Größen einer Profilkategorie, z. B. dem gleichschenkligen Winkelisen, entsprechen ganz bestimmte Netzpunkte, je gegeben durch die Werte F und k . Diese können im Netzblatt von vornherein genau eingetragen werden und liefern eine gewisse

nicht ganz regelmäßig verlaufende Punktreihe. Das Deckblatt wird für das gegebene Wertepaar P und s aufgelegt; alle Profile, deren Punkte rechts der Kurve und über der 150er Linie liegen, sind zulässig. Am günstigsten sind die Profile, deren Punkte die kleinsten F zeigen, die also möglichst nahe der Kurve liegen.

Es lassen sich auf demselben Netzblatt mehrere Profilklassen durch Punktreihen darstellen, sofern sie sich

gegenseitig nicht stören. Die üblichen einfacheren Profilklassen erfordern daher mehrere Profilnetzblätter. Die k -Linienschar wird hier nicht mehr benötigt und kann weggelassen werden, wodurch das Bild an Klarheit gewinnt, die durch Unterbrechung der lotrechten Linienschar noch gesteigert wird. Abb. 3 zeigt ein solches Profilnetz für das über Eck gestellte gleichschenklige Winkelisenpaar und für das I-Normalprofil mit den daselbst angegebenen Knicknulllinien.

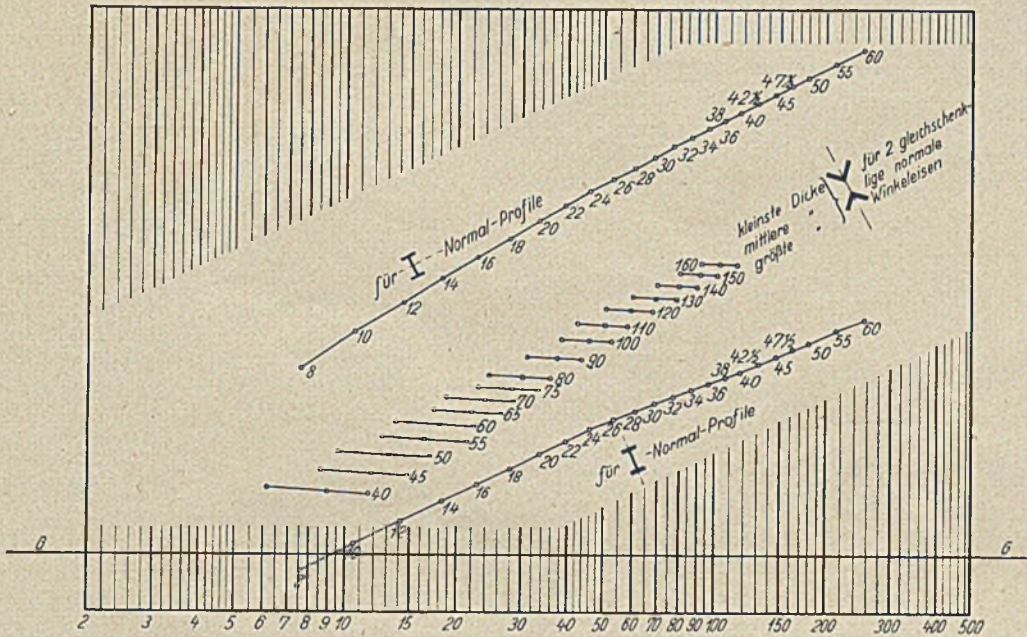


Abb. 3. Profilnetzblatt.

DAS ARBEITEN MIT DEM „NUPUBEST“-GERÄT.

Von Chr. Rieckhof, Direktor der A.-G. für Baubedarf, Darmstadt.

Im Bauingenieur 1925 Heft 7 ist die Lösung statisch unbestimmter Systeme auf experimenteller Grundlage mit dem „Nupubest-Gerät“ bereits in ihren Grundzügen beschrieben. Hier soll an Hand einiger allgemein gültiger Beispiele gezeigt werden, daß nach der experimentellen Ermittlung der Biegelinien und ihrer Wendepunkte (Momentennullpunkte) mit Hilfe einer verkleinerten Stabwerksnachbildung, die mit dem „Nupubest-Gerät“ hergestellt wird, selbst das verwickelteste statisch unbestimmte Stabsystem wie ein offenes Buch vor uns liegt.

A. Verschiedene Stabsysteme, welche statisch bestimmt werden.

Eine sehr große Anzahl von Stabsystemen wird durch Einführung der Momentennullpunkte statisch bestimmt.

Ist bei dem in Abb. 1 dargestellten Rahmen die Lage der Momentennullpunkte bekannt, so wird zunächst der belastete

Riegelabschnitt zwischen den Momentennullpunkten 2 und 3 als Träger auf zwei Stützen behandelt. Unter P wird

$$M_S = \frac{Pab}{l},$$

wobei $l = a + b$. Die Verlängerungen der Verbindungslinien $S-2$ und $S-3$ schneiden auf den Auflagerlotrechten die Eckmomente bei B und C ab und so fort.

Man kann bei derartigen Systemen auch anders vorgehen. Durch die Momentennullpunkte, die wie Gelenke wirken, wird das statisch unbestimmte Stabsystem in mehrere statisch bestimmte Dreigelenksysteme zerlegt, und zwar in 1, 2 und 3 sowie in 2, 3 und D .

Beide Dreigelenksysteme haben den Stabteil 2-3 gemeinsam. Aus diesem Grunde müssen die Verlängerungen der Verbindungslinien 1-2 und $D-3$ auf der Krafttrichtung in ein und demselben Punkte d zusammentreffen. Die Kraft P wird dann einfach in d zerlegt in die Auflagerkräfte A und D .

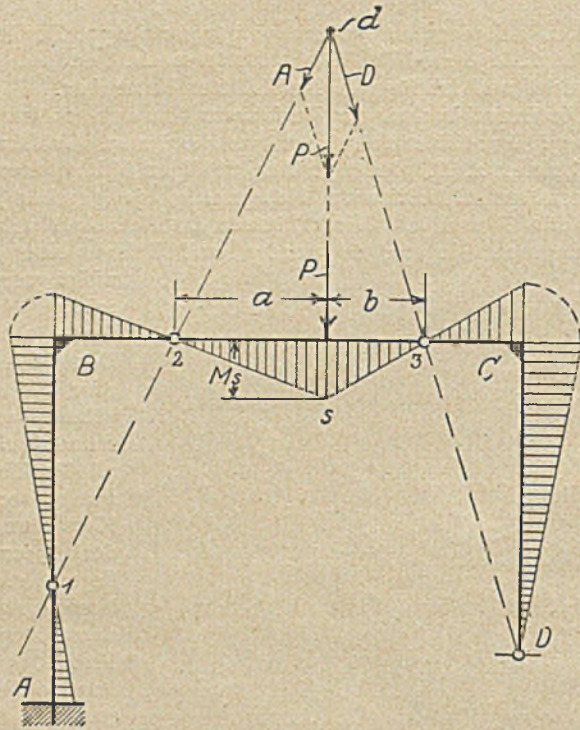


Abb. 1.

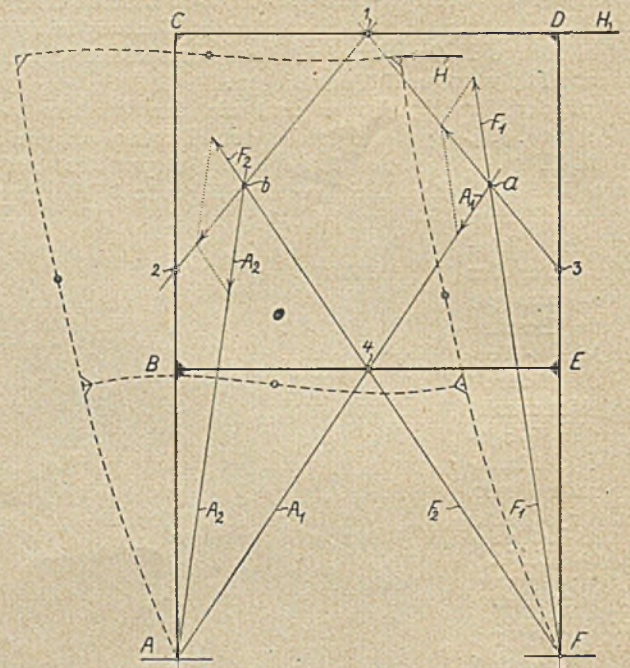


Abb. 2.

Dieselben sind damit nach Richtung und Größe bekannt. Alle weiteren Ermittlungen bedürfen wohl keiner näheren Erklärungen. Auch zwei-tielige Stockwerksrahmen werden bei einigen Belastungsfällen in verschiedene Dreigelenksysteme zerlegt. Abb. 2 zeigt die unverbogenen Systemlinien und die Biegelinien eines solchen Stockwerksrahmens mit den kenntlich gemachten Momentennullpunkten infolge der Horizontalkraft H.

Nach Abb. 2 wird zuerst die Kraft H im Nullpunkt 1 in Richtung auf Nullpunkt 2 und 3 zerlegt (Dreigelenksystem 2-1-3). Im unteren Dreigelenksystem A-4-F wird die Kraft 1-3 im Punkt a weiter zerlegt in A_1 und F_1 und ebenso die Kraft 2-1 im Punkt b in A_2 und F_2 , so daß im Auflagerpunkt A die beiden Auflagerkräfte A_1 und A_2 entstehen, desgleichen in F die beiden Auflagerkräfte F_1 und F_2 unter Beachtung der Richtung im Sinne von Aktion und Reaktion.

Ist der Stockwerksrahmen auch bezüglich der Trägheit-

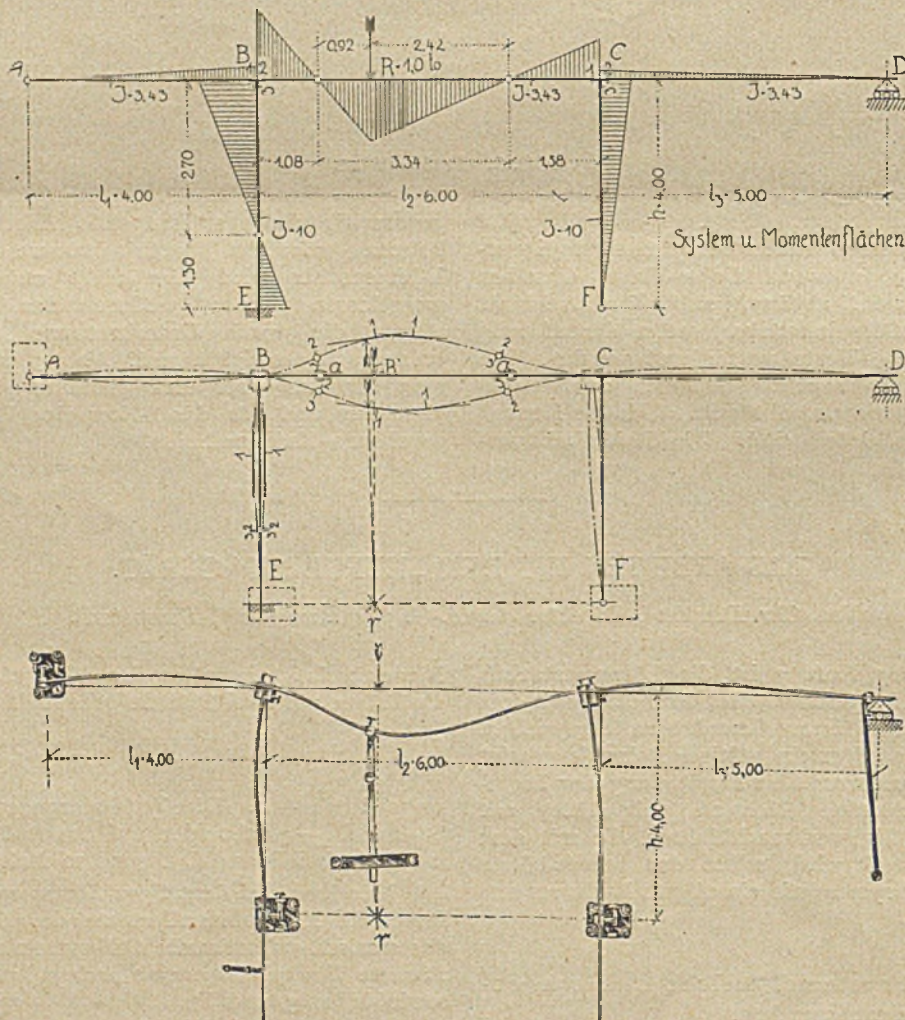


Abb. 3.

momente symmetrisch, so liegen die Momentennullpunkte 2 und 3 gleich hoch. Aus $\sum H = 0$ ergibt sich alsdann, daß sowohl in 2 und 3, als auch in A und F je $0,5 H$ wirkt. Hiermit können alle Momente direkt angeschrieben werden.

B. Stabsysteme, bei denen keine Knotenpunktverschiebungen auftreten.

Bei dem System der Abbildung 3 treten keine Knotenpunktverschiebungen auf. Der mittlere Teil des belasteten Trägers wird wieder wie in Abb. 1 als gewöhnlicher Träger auf zwei Stützen berechnet und die anschließenden Eckmomente ebenfalls in dort bestimmt. Die Fortpflanzung dieser Eckmomente erfolgt dann im Verhältnis der Steifigkeit der anschließenden Stäbe. Vernachlässigt man hier, wo keine Knotenpunktverschiebungen auftreten, die Einwirkung aus der stets nur geringen Verschiebung der Momentennullpunkte, so ist für

jeden Stab die Steifigkeit $= \frac{J}{a}$, wobei a die Länge vom untersuchten Knotenpunkt bis zum nächsten Momentennullpunkt ist. Zu beachten ist, daß Gelenklager und Rollenlager ebenfalls Momentennullpunkte sind.

Das ankommende Moment im Querschnitt z des Knotenpunktes B (Abb. 3), bezeichnet mit M_{B_2} , zerlegt sich also in M_{B_1} und M_{B_3} nach der Steifigkeit der entsprechenden Stäbe. Der zu M_{B_1} gehörige Stab $A-B$ hat die Steifigkeit

$$\frac{J}{a} = \frac{3,43}{4,0} = 0,86$$

der zu M_{B_3} gehörige Stab $E-B$ hat die Steifigkeit

$$\frac{J}{a} = \frac{10}{2,70} = 3,70$$

$$\text{zusammen} = 4,56$$

Wenn das ankommende Moment vorher ermittelt war mit $M_{r_2} = 0,782$, so wird

$$M_{B_1} = \frac{0,782 \cdot 0,86}{4,56} = 0,148 \text{ tm,}$$

$$M_{B_3} = \frac{0,782 \cdot 3,70}{4,56} = 0,634 \text{ tm.}$$

Diese Art der Zerlegung ist einfach, doch enthält sie eine geringe, meistens zu vernachlässigende Fehlerquelle wegen der erwähnten Nichtberücksichtigung der Verschiebung der Momentennullpunkte. Soll ganz genau gearbeitet werden, so ist die Verschiebung der Momentennullpunkte zu berücksichtigen.

Bei allen Stabsystemen, bei denen keine Knotenpunktverschiebungen¹⁾ möglich sind, wie z. B. beim System der Abb. 3 ist der Knotendrehwinkel eines Knotenpunktes gleich den Tangentenwinkeln der anschließenden Stäbe. Da jeder Knotenpunkt doch nur einen Knotendrehwinkel aufweist, müssen hier alle Tangentenwinkel eines Knotenpunktes gleich groß sein.

Der Tangentenwinkel eines Stabpunktes ist bekanntlich gleich der mit $E \cdot J$ reduzierten Momentenstützkraft. Beachtet man ferner, daß sich die Momente hier bei Dreiecksmomentenflächen verhalten wie die Abstände der betrachteten Punkte vom Momentennullpunkt, so ergeben sich folgende genauen Formeln für die Steifigkeit der einzelnen Stäbe, wobei immer wieder zu beachten ist, daß im System keine Knotenpunktverschiebungen möglich sein dürfen.

Steifigkeit der Stäbe mit Gelenk oder Rollenlager am Ende

$$(\text{in Abb. 3 die Stäbe } A-B, C-D \text{ und } C-F) = \frac{J}{l}$$

Steifigkeit der Stäbe mit einem Nullpunkt

$$(\text{in Abb. 3 Stab } B-E) = \frac{2 J}{3 a b + 2 a^2 + \frac{b^3}{a}}$$

In diesen Formeln ist l die ganze Stablänge, a die Entfernung des Momentennullpunktes vom untersuchten Knotenpunkt A

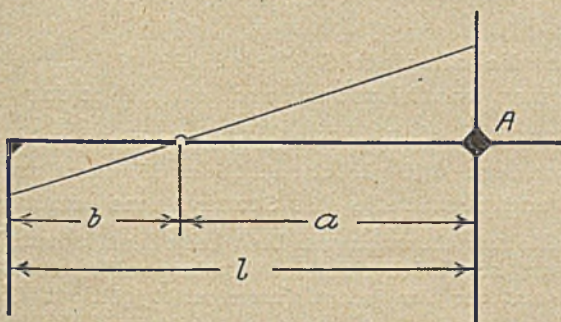


Abb. 4.

und b die Entfernung vom Momentennullpunkt bis zum entgegengesetzten Knotenpunkt (vgl. Abb. 4).

¹⁾ Man beachte den Unterschied zwischen Verschiebung der Momentennullpunkte und der Knotenpunkte.

C. Stabsysteme, bei denen Knotenpunktverschiebungen auftreten.

Bei allen Stabsystemen, bei denen Knotenpunktverschiebungen auftreten, wird die Momentenermittlung am belasteten Stab auf die gleiche Art durchgeführt, wie eben beschrieben, also auch für die beiden Knotenpunktmomente des belasteten Stabes. Für die Ermittlung aller übrigen Momente ist folgendes zu beachten.

Grundsätzliches.

Betrachtet man die Biegelinie der Abb. 5 mit der zugehörigen Momentenfläche, so erkennt man den innigen Zusammenhang zwischen Biegelinie und Momentenfläche und die Übereinstimmung zwischen dem Wendepunkt der Biegelinie und dem Nullpunkt der Momentenfläche.

Die senkrecht zur Tangente gemessene Durchbiegung y ist gleich dem reduzierten Moment der Momentenfläche be-

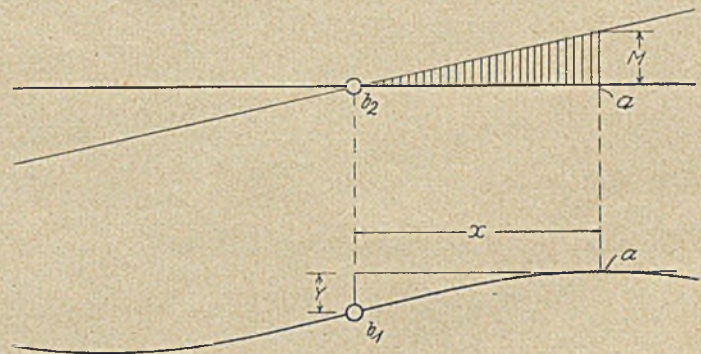


Abb. 5.

zogen auf den untersuchten Punkt b . Bei dem betrachteten Beispiel der Abb. 5 ist

$$Y = \frac{M x}{2} \cdot \frac{2}{3} x \cdot \frac{1}{E J}$$

Hieraus ergibt sich nach Umstellung Grundgleichung I:

$$M = \frac{3 Y E J}{x^2}$$

Anwendung bei einem beliebigen Knotenpunkt.

Abb. 6 zeigt die Biegelinien der an einem beliebigen Knotenpunkt eines Stabsystemes anschließenden verbogenen Stäbe mit den kenntlich gemachten Wendepunkten. Abb. 7 ist die zugehörige Momentenfläche. In Abb. 6 sind im Knotenpunkte die Tangenten an die Biegelinien gezogen. Die Winkel, welche die Tangenten miteinander bilden, sind die gleichen wie die Winkel der Stabachsen vor der Verbiegung.

Für jeden Stab gilt die Grundgleichung I:

$$M = \frac{3 Y E J}{x^2}$$

Das Verhältnis aller Knotenpunktmomente ist damit:

$$M_1 : M_2 : M_3 : M_4 = \frac{3 Y_1 E_1 J_1}{x_1^2} : \frac{3 Y_2 E_2 J_2}{x_2^2} : \frac{3 Y_3 E_3 J_3}{x_3^2} : \frac{3 Y_4 E_4 J_4}{x_4^2}$$

Wenn $3 E$ konstant ist, so entsteht die Grundgleichung II:

$$M_1 : M_2 : M_3 : M_4 = \frac{Y_1 J_1}{x_1^2} : \frac{Y_2 J_2}{x_2^2} : \frac{Y_3 J_3}{x_3^2} : \frac{Y_4 J_4}{x_4^2}$$

Da es sich nur um Verhältniszahlen handelt, können alle Längen im beliebig großem, aber gleichem Maßstab gemessen werden. Für die Trägheitsmomente brauchen nicht die absoluten Größen

eingesetzt zu werden, sondern ebenfalls nur Zahlen, die das Größenverhältnis der verschiedenen Trägheitsmomente angeben.

nommen zu werden, indem der Verhältniswert für M_1 soviel größer oder kleiner werden muß, als die Summe der Verkleinerungen oder Vergrößerungen der übrigen Momente.

Auswertung.

Die Grundgleichung I gilt für jeden Punkt eines verbogenen Stabes (nicht nur für die Knotenpunkte) mit einem Momentennullpunkt, wobei Gelenk- und Rollenlager als Nullpunkte zu behandeln sind. Man kann daher die Verhältnisgleichung II beliebig verlängern, d. h. auf das ganze Stabsystem ausdehnen und auch beliebige Verhältniswerte einzeln herauslösen. Nach Abb. 3 wird also beispielsweise

$$M_{B_2} : M_E = \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } B_2) : \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } E).$$

Nach Umstellung

$$M_E = \frac{M_{B_2}}{\frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } B_2)} \cdot \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } E).$$

Abb. 6.

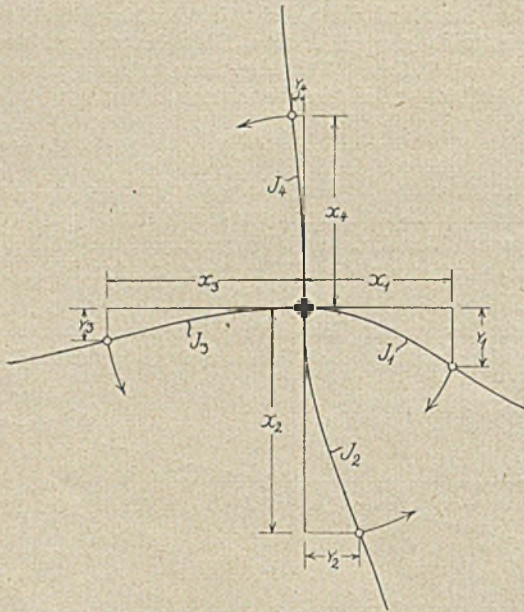
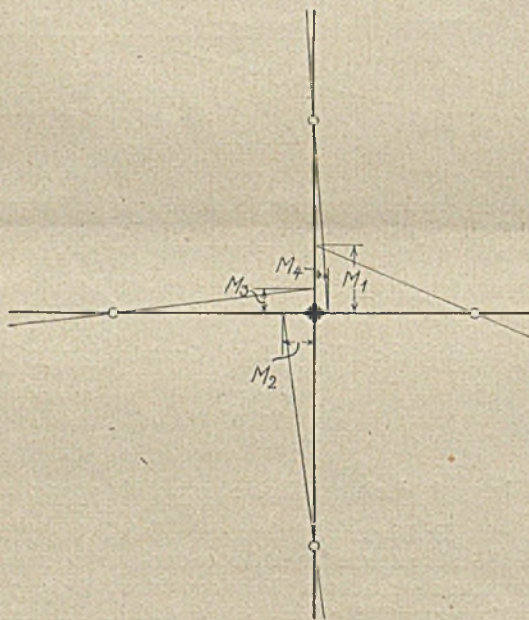


Abb. 7.



Genaue Kontrollmöglichkeit.

Die Summe aller an einem Knotenpunkt angreifenden Momente muß gleich Null sein.

Der Wirkungssinn der einzelnen Momente ist aus der Abb. 6 eindeutig zu entnehmen, wenn man an jedem Wendepunkt eine Kraft einzeichnet, welche im Sinne der Verbiegung wirkt. Hier dreht die Kraft am Stab 1 in Uhrzeigerichtung, während die Kräfte an den Stäben 2, 3 und 4 entgegengesetzt wirken. Zur Herstellung des Gleichgewichtszustandes muß daher sein:

$$M_1 = M_2 + M_3 + M_4.$$

Die Bedingung $\sum M = 0$ muß aber bereits an den Verhältniszahlen der Grundgleichung II erfüllt sein. Mit anderen Worten gesagt: Die Summe der Steifigkeitswerte aller an einem Knotenpunkt anschließenden Stäbe ist gleich Null. Ist dies nicht der Fall, so war die Tangentenrichtung eine ungenaue und muß eine Richtigestellung erfolgen. Um dieses zu erreichen, braucht aber keine Umzeichnung, sondern nur eine sehr einfache Ausgleichsrechnung vorge-

Belastung	Lage und Größe der Ersatzkraft „R“
	 $x = \frac{6(1-m)^2 - 1}{3l - 4m}$ $R = Q \frac{3m^3 - 4m^2}{3x(1-x)}$
	 $x = \frac{2l}{5}$ $R = \frac{Ql^2}{6x(1-x)}$
	 $x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{5Q}{6}$
	 $x = \frac{1(8q_1 + 7q_2) - 1}{5(q_1 + q_2)}$ $R = \frac{1^3}{12x} \cdot \frac{q_1 + q_2}{1-x}$
	 $x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{17Q}{12}$
	 $x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{4Q}{5}$

Abb. 8.

Da die absolute Größe von M_{B_2} bekannt ist, so kann man von hier aus durch einfaches Insverhältnissetzen mit den Steifigkeitswerten $\frac{y \cdot J}{X^2}$ nicht nur M_E , sondern auf gleiche Art das Moment an irgend einer anderen Stelle des Stabsystems ermitteln.

Sollte ausnahmsweise ein Stab keine Momentennullpunkte aufweisen, so findet sich das Knotenpunktsmoment dieses Stabes aus der für jeden Knotenpunkt gültigen Gleichung

$$\sum M = 0.$$

Die zuletzt beschriebene Methode läßt sich sowohl für Stabsysteme mit Knotenpunktverschiebungen anwenden, als auch für solche ohne Knotenpunktverschiebungen.

Bei nächster Gelegenheit sollen diese Ausführungen an Beispielen erläutert werden.

Ersatzkraft „R“ für verschiedene Lastarten.

Die Ermittlungen können für alle möglichen symmetrischen und unsymmetrischen Lastarten durchgeführt werden, d. h. also nicht nur für Einzellasten, sondern auch für gleichmäßig verteilte Lasten, Streckenlasten, Dreiecklasten und andere auch irgendwie zusammengestellte Belastungen.

Die Verbiegung erfolgt stets nur durch eine Einzellast von beliebiger unbekannter Größe, wobei es völlig gleichgültig ist, wie die eigentliche Last geartet ist. Die Lage dieser Einzellast (Ersatzkraft „R“) ist nur abhängig von der Lage des Schwerpunktes der M_0 -Momentenfläche des belasteten Stabes infolge der tatsächlichen Belastung, und zwar muß dieser Schwerpunkt zusammenfallen mit dem Schwerpunkt der M_0 -Momentenfläche aus der Ersatzkraft R.

Nachdem die Momentennullpunkte an der Stabwerk-

nachbildung ermittelt sind, wird die Größe der Ersatzkraft errechnet, um die Knotenpunktsmomente des belasteten Stabes und die Momente der unbelasteten Stäbe zu bestimmen. Nur die Feldmomente des belasteten Stabes werden mit der tatsächlichen Belastung ermittelt. Die Größe der Ersatzkraft R ist nur abhängig von dem Inhalt der M_0 -Momentenfläche des belasteten Stabes, und zwar müssen die M_0 -Momentenflächen aus der Ersatzkraft R und der tatsächlichen Belastung inhaltsgleich sein.

Ist Inhalt und Schwerpunktslage der M_0 -Momentenfläche aus den verglichenen Lasten gleich, so entsteht am Knotenpunkt der gleiche Tangentenwinkel, wobei gleichbleibendes Trägheitsmoment innerhalb eines Stabes vorausgesetzt ist.

In der Broschüre „Nupubest“ ist im Anhang die Lage und Größe der Ersatzkraft R für alle nur möglichen Lastarten angegeben. Abb. 8 zeigt einen Ausschnitt aus dieser Tabelle.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erwiderung

auf die Zuschrift des Herrn Rieckhof in Heft 16, 1925.

Diejenigen Leser, die meinen Bericht in „Beton und Eisen“ 1923, Heft 21, über die Versuche des Herrn Prof. Beggs aufmerksam verfolgt haben, werden wohl auf den ersten Blick gesehen haben, daß Herr Rieckhof in seiner Zuschrift in Heft 16 des „Bauingenieur“ in der dort abgedruckten Abb. 2 meines erwähnten Aufsatzes etwas Wesentliches fortgelassen hat, nämlich die in meine Figur einge-

schriebene Gleichung $H = \frac{Pd_2}{d_1}$. Herr Rieckhof hat die Figur unvoll-

ständig wiedergegeben. Es ist in meinem Bericht nirgends gesagt, daß Prof. Beggs gemäß Abb. 2 etwa eine Versuchsanordnung durchgeführt hätte, vielmehr ist es klar, daß diese Figur nur eine Überlegung darstellt, bei welcher selbstverständlich der Schub H aufgebracht wird; denn es ist dies ja gerade die Unbekannte, die aus der Gleichung

$H = \frac{Pd_2}{d_1}$ errechnet werden soll. Die Eimer mit den Sandkörnern

sollen bloß andeuten, daß durch irgendwelche Ursache Verschiebungen (d_1) erzeugt werden sollen, die gemessen werden müssen, ebenso wie die zugehörige Verschiebung am Lastpunkte (d_2). Die Größe des Sandgewichtes in den Eimern ist also ganz belanglos. Es ist in meinem

Bericht ausdrücklich und wiederholt betont, daß nur Verschiebungen und nichts weiter gemessen werden müssen und sodann ausführlich erläutert, in welcher Weise Herr Prof. Beggs diese Verschiebungen gemessen hat.

Im übrigen habe ich nicht behauptet, daß das Verfahren des „Nupubest“ für die Praxis nicht geeignet sei, ich habe mich nur gegen den Vorwurf verteidigt, daß das Verfahren von Prof. Beggs „nicht dazu geeignet sei, von den technisch interessierten Kreisen allgemein benutzt zu werden“.

Dieses zu beurteilen muß vielmehr Herr Rieckhof der Fachwelt überlassen und ich kann in diesem Zusammenhang vielleicht auf den Aufsatz von Herrn Dr. Kuball, Hamburg, in „Beton und Eisen“ 1925, Heft 11, „Auswertung der Versuche von Dr.-Ing. F. Kann mit Modellen von Zweigelenrahmen für die Praxis“ hinweisen. In dieser Abhandlung weist der Verfasser die gute Übereinstimmung meiner Messungen mit der Theorie nach und warnt ausdrücklich davor, das Verfahren, da „mit einfachsten Mitteln durchgeführt, einer zu geringerschätzigen Beurteilung“ zu unterwerfen.

Wismar, im August 1925.

Dr.-Ing. Felix Kann.

Mit dieser letzten Zuschrift schließt die Schriftleitung die Diskussion über die vorliegende Frage endgültig ab.

Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Förderung des industriellen Nachwuchses.

In verschiedenen Gewerben macht sich ein Mangel an Facharbeitern bereits geltend oder ist doch in Zukunft zu befürchten. Bei der besonderen Bedeutung, die die qualifizierte Arbeit für die auf Export angewiesene deutsche Wirtschaft hat und bei der Bedeutung des Produktionsfaktors „Arbeit“ für die Verbesserung der Produktion bedarf dieser Umstand besonderer Aufmerksamkeit.

Versuche, die fehlenden Arbeitskräfte durch Umschulung von Hilfsarbeitern zu industriellen Facharbeitern zu gewinnen, wie sie auch in der Bauindustrie unternommen sind, können immer nur als ein Notbehelf betrachtet werden. Aufgabe jeder Wirtschaftsgruppe muß es sein, der planmäßigen Förderung ihres Arbeiterwachstums erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen, was wirksam nur durch die Heranbildung von Lehrlingen erfolgen kann.

Eine geordnete Lehrlingshaltung lag in Deutschland im Mittelalter den Zünften und Innungen des Handwerks ob. Wenn auch mit dem Verfall der Zünfte die Lehrlingsausbildung andere Bahnen einschlug, so bildete doch das Handwerk bis in die neueste Zeit ziemlich den gesamten gewerblichen Nachwuchs planmäßig aus. Neben diesen geschulten Arbeitskräften steht ein freier Arbeiterstand, der sich durch die zunehmende Verwendung mechanischer Kräfte in den Fabriken entwickelt hat. Die Industrie ist dazu übergegangen, sich diese Arbeiter selbst heranzubilden. Die Metallindustrie z. B. hat in den letzten Jahrzehnten in erheblichem Maße der Lehrlingsausbildung in Großbetrieben ihr Augenmerk zugewandt, denn von über 50 000 Jugendlichen Metallarbeitern sind über 9000 als Industrielehrlinge ausgebildet. Erwähnt sei ferner die Textilindustrie, welche trotz bei ihr vorhandener Schwierigkeiten — Anhäufung von verschiedenen Handwerken in einem gemeinsamen Raum — Industrielehrlinge in eigenen Werkstätten und nach eigenen Methoden ausbildet.

Auch die industriellen Bauunternehmungen, die für die Spezialbauweise des Betons und Eisenbetons ihren Nachwuchs bis in die jüngste Zeit aus angelernten Bauarbeitern entnahmen, sind dazu übergegangen, für die Spezialbauweise des Betons und Eisenbetons besondere Arbeitskräfte in planmäßiger Lehrzeit heranzubilden. Endlich sei erwähnt, daß die Reichsbahn praktisch in Lehrlingswerkstätten und theoretisch in besonderen Werkschulen nach Art der Privat-

industrie Lehrlinge ausbildet und selbst bei den Abbau- und Sparmaßnahmen der Reichsbahn diese Lehrlingsausbildung fortgesetzt hat.

Diese Beispiele mögen für den Beweis genügen, daß die deutsche Industrie der Lehrlingsausbildung besondere Bedeutung beimißt, in der Erkenntnis, daß die gedeihliche Entwicklung eines Unternehmens und die Wettbewerbsfähigkeit auf dem Weltmarkt von der Güte ihrer Erzeugnisse abhängt, daß eine solche aber neben technischen Fortschritten nur durch qualifizierte Facharbeiter zu erreichen ist.

Besonders zu begrüßen ist es, daß man diesem ernsten Willen der Industrie auch regierungseitig beginnt, das nötige Verständnis entgegen zu bringen. Die Reichsarbeitsverwaltung hat seit längerer Zeit umfassende Untersuchungen über die Förderung des Facharbeiternachwuchses angestellt und sich dabei der Mitarbeit anerkannter Fachleute aus der Praxis bedient. Sie ist in ihrer Unterstützung der Industrie davon ausgegangen, der heranwachsenden Jugend die Wege für eine geeignete Berufswahl zu ebnen. Dieses Ziel soll erreicht werden durch eine planmäßige Berufsberatung unter Würdigung der persönlichen Verhältnisse des Einzelfalles und unter Berücksichtigung der Erfordernisse der Volkswirtschaft. Diese Berufsberatung und die mit ihr verbundene Lehrstellenvermittlung hat im Arbeitsnachweisgesetz vom 22. Juli 1922 eine rechtsrechtliche Grundlage. Die Landesämter für Arbeitsvermittlung sind verpflichtet, ihre Tätigkeit auf dieses Gebiet zu erstrecken, während die Arbeitsnachweise zwar ermächtigt, jedoch noch nicht verpflichtet sind. Preußen, Württemberg und Thüringen haben, wenn auch unter gewissen Einschränkungen, eine Verpflichtung für die Arbeitsnachweise ausgesprochen.

Auch der Entwurf eines Berufsausbildungsgesetzes ist fertiggestellt.

Das geltende Recht der Lehrlingshaltung erfordert eine Revision. Es zerfällt in der Gewerbeordnung in zwei Abteilungen: Die §§ 126—128 beziehen sich auf die Gewerbebetriebe im allgemeinen; die §§ 129—132a regeln die Lehrlingsverhältnisse nur für Handwerksbetriebe. Ohne an dieser Stelle auf die Bestimmungen im einzelnen einzugehen, sei darauf hingewiesen, daß die künftige gesetzliche Regelung des Lehrlingswesens sich generell auf alle Jugendliche erstrecken muß, wobei gerade auf die bisher lückenhafte gesetzliche Regelung der

Lehrlingsverhältnisse in der Industrie das Augenmerk zu richten ist. Besondere Beachtung verdient das Prüfungswesen, das nicht wie in der bisherigen Gesetzgebung auf das Handwerk beschränkt bleiben darf, die Forderung an den Gesetzgeber muß vielmehr dahin gehen, auch für die Industrielehrlinge eine Gesellenprüfung einzurichten.

Der Zwang zur Ablegung einer Gesellenprüfung auch für den Industrielehrling gewinnt moralische Bedeutung über die Tatsache hinaus, den Ausbildungsgang durch den Nachweis erlangter Kenntnisse zu beschließen. In unserer Zeit ist die Anhaltung der Jugendlichen zu geordneter Tätigkeit mehr denn je eine Hauptaufgabe, deren Lösung die verantwortlichen Stellen nicht ernst genug nehmen können.

Träger des gesamten industriellen Lehrlingswesens müssen die Berufsvertretungen werden, derart, daß dieselben Aufgaben, wie sie für die handwerklichen Lehrlinge den Handwerkskammern zustehen, so für die Industrielehrlinge den Industrie- und Handelskammern kraft Gesetzes übertragen werden, wobei zur Abfassung der Ausbildungsvorschriften, der Prüfungsordnung und zur Prüfung selbst Vertreter der Fachverbände zuzuziehen sind. Dem Staat ist das Genehmigungs- und oberste Aufsichtsrecht vorbehalten.

Nicht nur durch höhere Anforderungen an die Ausbildung der Lehrlinge (Ablegung der Gesellenprüfung) auch schon durch sorgfältige Auswahl des Nachwuchses vor Antritt der Lehrzeit ist die Qualität der Facharbeit zu fördern, z. B. durch das Verfahren der Psychotechnik.

Die sich aus natürlichen Anlagen ergebenden Mängel und Vorzüge der Jugendlichen und seine grundsätzliche Eignung für den erwählten Beruf werden vor Eintritt in den Beruf durch Prüfung ermittelt. Der Jugendliche wird auf diese Weise davor bewahrt einen Beruf zu ergreifen, der ihm keine Befriedigung bieten kann und jedem Gewerbezweig werden nur die geeignetsten Bewerber zugeführt.

Die Tatsache, daß in Industrie- und Verkehrsbetrieben die angestellten Untersuchungen zu beachtlichen Erfolgen geführt hatten, gab z. B. auch schon vor 4 Jahren der Deutschen Reichsbahn Veranlassung, eine psychotechnische Untersuchungsstelle zu errichten, die nicht zuletzt hier auch im Interesse der Betriebssicherheit, sich so bewährt hat, daß die Versuchsstellen in Berlin, München und Dresden einen umfangreichen Ausbau erhalten haben.

Dr. Stoffel, Halle.

Berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit der von Bauunternehmungen gehaltenen Kraftfahrzeuge Nach § 631 Absatz 3 der Reichsversicherungsordnung unterliegt die Haltung von Lastkraftwagen und Lastfuhrwerken der Unfallversicherung bei den zuständigen baugewerblichen Berufsgenossenschaften, weil sie nur als eine Hilfstätigkeit für den eigentlichen Baubetrieb zu betrachten ist. Wenn von einer Bauunternehmung aber als besonderer Geschäftszweig ein gewerbsmäßiger Fuhrwerksbetrieb unterhalten wird, so würde der hierfür zuständige Versicherungsträger die Fuhrwerksberufsgenossenschaft sein. Für das nicht gewerbsmäßige Halten von Personenkraftwagen, Motorrädern, Motorbooten, Kutschwagen usw. kann fernerhin die „Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen“, die vielfach als „Sport-Berufsgenossenschaft“ bzw. als „Berufsgenossenschaft Nr. 68“ bezeichnet wird, als Versicherungsträger in Frage kommen. Die letztgenannte Berufsgenossenschaft hat nun vielfach Bauunternehmungen aufgefodert, die als Führer usw. der Personenkraftwagen beschäftigten Arbeitnehmer (Chauffeure) gegen Krankheit und Invalidität, sowie gegen die Folgen von Betriebs- und Berufsunfällen bei ihr zu versichern. Da die Bauunternehmungen die Löhne aller ihrer Kraftwagenführer meist schon in die den baugewerblichen Berufsgenossenschaften vorgelegten Lohnnachweise aufgenommen hatten, traten zwischen letzteren und der „Berufsgenossenschaft Nr. 68“ immer wieder Kompetenzkonflikte auf. Das hat schließlich zu Einigungsverhandlungen der beteiligten Berufsgenossenschaften über die Zuständigkeitsabgrenzungen geführt, deren Ergebnis in Richtlinien folgenden Wortlautes niedergelegt wurde:

I. „Werden von Unternehmern kaufmännischer oder gewerblicher Betriebe Kraftfahrzeuge oder Pferdegespanne gehalten, die lediglich zur Personenbeförderung dienen, so sind diese Fahrzeughaltungen grundsätzlich gemäß § 537, Abs. 1 Ziffer 7 RVO. bei der Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen zu versichern.

II. Werden außer den der Personenbeförderung dienenden Kraftfahrzeugen gleichartige Fahrzeuge für den technischen Betrieb (Lastkraftwagen, Lastfuhrwerke) gehalten und kommen diese der Personenfahrzeughaltung an Zahl und Bedeutung gleich oder überwiegen sie, dann ist die Personenfahrzeughaltung nach § 631, Abs. 3 RVO. bei der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft mit zu versichern.

III. Werden in einem Betriebe Personenfahrzeuge und gleichartige Lastfahrzeuge verwendet und wird für beide Fahrzeughaltungen nur eine Person beschäftigt, so ist die gesamte Fahrzeughaltung aus Zweckmäßigkeitsgründen auch dann bei der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft zu versichern, wenn die Tätigkeit der versicherten Person an den der Personenbeförderung dienenden Fahrzeugen überwiegt.

IV. Wird die zur Bedienung eines Personenfahrzeugs herangezogene Person überwiegend mit anderen Arbeiten im Betriebe beschäftigt, so ist sie für ihre gesamte Tätigkeit bei der Baugewerks-Berufsgenossenschaft zu versichern.

Andererseits ist die betreffende Person in vollem Umfange (also auch für die Tätigkeit im gewerblichen Betriebe) bei der Fahrzeug-Genossenschaft zu versichern, wenn die Bedienung des Personenfahrzeugs die Beschäftigung im Betriebe überwiegt.

V. Die Versicherung der Tätigkeiten einer Person bei verschiedenen Versicherungsträgern ist hiernach unter allen Umständen zu vermeiden.

VI. Tätigkeiten unter Verwendung tierischer Kraft sind mit Tätigkeiten unter Verwendung elementarer Kraft nicht gleichartig.“

Diese Regelung gilt indessen nicht für diejenigen Unternehmungen, die Mitglieder der „Tiefbau-Berufsgenossenschaft“ sind. Von letzterer ist mit der „Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung für die Fahrzeug- und Reittierhaltungen“ vereinbart worden, daß auch die Personenkraftfahrzeuge und Kutschwagen, die dem Baubetriebe dienen, stets der Versicherung bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft unterliegen.

Für Kraftwagen, die von dem Inhaber einer Firma oder dem Direktor einer Aktiengesellschaft zu privaten Zwecken des Besitzers gehalten werden, gelten die vorgenannten Regelungen nicht. Das Reichsversicherungsamt hat vielmehr entschieden, daß diese Fahrzeughaltungen stets der Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen (Berufsgenossenschaft Nr. 68) anzugehören haben. Die Versicherung bei der zuständigen baugewerblichen Berufsgenossenschaft ist nicht angängig, weil lediglich der betreffende Inhaber bzw. Direktor als Halter des Automobils zu betrachten sei und als Versicherungsnehmer von der Firma, bei der er tätig ist, unterschieden werden müsse.

Eigenartige Ausschreibungsbedingungen. Behördliche und private Bauauftraggeber versuchen häufig den Bauunternehmungen in den Ausschreibungsunterlagen recht seltsame Bedingungen aufzuerlegen. Ein besonders krasser Fall hat sich kürzlich in Berlin ereignet. Hier hat ein Bezirksamt Tiefbauarbeiten ausgeschrieben und eine Anzahl Unternehmungen zur Abgabe von Angeboten aufgefordert. In den Ausschreibungsbedingungen für diese Arbeiten befand sich nun im Anschluß an den Verdingungsanschlag folgender Nachsatz: Ich verpflichte mich, den Beschlüssen der Gewerkschaften über die Arbeitszeit usw. unbedingt nachzukommen.“ Dieser Nachsatz sollte unterschriftlich anerkannt werden. Ein derartiges Verlangen, noch dazu von einer behördlichen Stelle, muß mehr als eigenartig anmuten. Man kann doch unmöglich den Beschlüssen irgendwelcher außenstehender Interessenvertretungen Einfluß auf den Bauvertrag einräumen.

Gerade die Frage der Arbeitszeit im Baugewerbe ist heute heftig umstritten. Die Spitzenverbände der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer haben bisher in den Verhandlungen über den Abschluß eines neuen Reichstarifvertrages für das Baugewerbe in dieser Frage noch zu keiner Einigung gelangen können. Es wird aber durch den oben angeführten Nachsatz nicht nur die Anerkennung der Beschlüsse der Gewerkschaften über die Arbeitszeit gefordert, sondern der Unternehmer soll gehalten sein, allen Beschlüssen der Gewerkschaften nachzukommen. Diese Beschlüsse können sich ebensogut auf Erhöhung der Löhne, der Zuschläge oder auf die sonstigen Arbeitsbedingungen beziehen. Die Anerkennung derartiger Bedingungen würde es dem Unternehmer unmöglich machen, eine wirtschaftliche Betriebsführung auf der Baustelle sicherzustellen. Bei ihrer Durchführung wären naturgemäß auch entsprechende Rückwirkungen auf andere Arbeitsstellen zu erwarten.

Besonders von den behördlichen Stellen muß gefordert werden, daß sie unbedingte Neutralität üben und nicht den Forderungen der Bauarbeitervverbände ihre Unterstützung angedeihen lassen, wie es das betreffende Berliner Bezirksamt in unverhülltester Weise tut.

Die Gruppe Berlin-Brandenburg des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. hat unverzüglich Schritte unternommen, die Streichung des fraglichen Satzes aus den Ausschreibungsbedingungen herbeizuführen. Es steht zu erwarten, daß diese Bemühungen von Erfolg sein werden. Die Tatsache der Aufnahme eines derartigen Satzes in die Ausschreibungsbedingungen allein besagt jedoch schon zur Genüge, welche Zumutungen heute an die Bauunternehmungen gestellt werden. Gegen derartige, offenkundige Auswüchse muß jedenfalls mit aller Energie Front gemacht werden. Bw.

Die baugewerblichen Aktiengesellschaften in der amtlichen Statistik über die Reichsmarkumstellung der Aktiengesellschaften. (Nach Wirtschaft und Statistik). Das Statistische Reichsamt veröffentlicht die Ergebnisse der Statistik über 9792 Aktiengesellschaften, für die eine Reichsmarkeröffnungsbilanz vorliegt. Von diesen Gesellschaften bestanden 3347 bereits in der Vorkriegszeit, während 6445 Gesellschaften in den Kriegs- und Nachkriegsjahren gegründet wurden. Von etwa 4—5000 Gesellschaften dürften die Reichsmarkeröffnungsbilanzen noch fehlen.

Ein Vergleich der Höhe der Kapitalien und der Art ihrer Zusammensetzung bei den gesamten 3347 vor dem Kriege erfaßten Aktien-

gesellschaften mit den 44 Vorkriegs-Bau-Aktiengesellschaften zeigt folgendes Bild:

A. Gesamt (3347 Gesellschaften).		B. Baugewerbe (44 Gesellschaften).	
	Bilanz 1913/14 (in 1000 M.)		RM.-Eröffnungsbilanz (in 1000 M.)
Aktienkapital	12 214 537		12 812 424
Echte Reserven	3 147 024		1 748 400
Obligationen u. Hypotheken	14 883 327		691 095
Sonstige Schulden	16 867 732		5 921 030
Beamten- u. Arbeiterfonds	327 861		133 530
Aktienkapital	87 384		67 146
Echte Reserven	15 821		6 132
Obligationen u. Hypotheken	26 294		2 553
Sonstige Schulden	55 388		12 098
Beamten- u. Arbeiterfonds	457		1 130

Die arbeitenden Mittel, d. h. die Summe aus Kapital, Reserven, Obligationen, Hypotheken und sonstigen Schulden, betrug bei den 44 baugewerblichen Aktiengesellschaften 1913 = 184,887 Millionen M., 1924 = 87,929 Millionen M. Die arbeitenden Mittel von 1924 sind also nur 47,5% derjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt aus allen Industrien sind die arbeitenden Mittel von 1924 44,9% derjenigen von 1913.) Das Eigene Kapital der bauindustriellen Gesellschaften ist 1924 nur 71,0% desjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt der Industrie 94,8). Das fremde Kapital bei der Bauindustrie von 1924 ist 17,8% desjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt 20,8). Es ist zugunsten des eigenen Kapitals zurückgegangen.

Gegenüber dem Vorkriegsaktienkapital ist das Reichsmarkkapital im Baugewerbe im Gegensatz zu anderen Industrien besonders niedrig (76,8% des Vorkriegskapitals). Nur im Handelsgewerbe ist diese Verringerung des heutigen Kapitals gegenüber dem Friedenskapital noch stärker (30,6% des Vorkriegskapitals). Verringert haben außerdem Verkehrsgewerbe auf 78,7, Versicherungswesen auf 81,4% des Vorkriegskapitals). Dagegen haben andere Industrien ihr Kapital stark erhöht (z. B. chemische Industrie auf 227,1% des Vorkriegskapitals, ähnlich Gas-, Wasser-, Elektrizitätsunternehmungen, Bergbau, Eisen-, Lederindustrie, Maschinen- und Fahrzeugbau).

Das durchschnittliche Kapital der bereits vor dem Krieg bestehenden Aktiengesellschaften ist im Gesamtdurchschnitt aller Industrien von 3,65 auf 3,831 Millionen M. gestiegen, während es im Baugewerbe von 1,985 auf 1,526 Millionen M. gesunken ist.

Zu den Vorkriegsaktiengesellschaften kommen im ganzen 6,445, im Baugewerbe 178 in der Kriegs- und Nachkriegszeit begründete Aktiengesellschaften hinzu, so daß von 222 Bauaktiengesellschaften die Umstellungsbilanzen vorliegen. Diese neuen Bauaktiengesellschaften haben ausgewiesen an

Aktienkapital	115,272 Millionen M.
Echten Reserven	10,081 „ „
Hypotheken und Obligationen	15,089 „ „
Sonstigen Schulden	24,675 „ „

Die Summe der arbeitenden Mittel beträgt bei ihnen 165,117 Millionen M., so daß in den 222 erfaßten baugewerblichen Aktiengesell-

schaften heute zusammen 253,046 Millionen M. investiert sind, während in den gesamten 9762 erfaßten deutschen Aktiengesellschaften 26,572 Milliarden M. arbeitender Mittel vorhanden sind.

Die 178 in der Kriegs- und Nachkriegszeit gegründeten Bauaktiengesellschaften sind durchweg kleiner als die vor dem Kriege bereits bestehenden, denn sie haben ein durchschnittliches Aktienkapital von nur 648 000 M. (beim Gesamtdurchschnitt aller Industrien 535 000 M.), während die 44 Vorkriegs-Bauaktiengesellschaften, wie oben erwähnt, durchschnittlich 1 526 000 M. Kapital haben (beim Gesamtdurchschnitt 3 831 000 M.).

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 14. Januar 1926.)

3. Durchführungsverordnung zum Aufbringungsgesetz. Vom 12. Januar 1926 (R.-Anz. Nr. 10). Während der Hundertsatz des für die Dawesobligationen nach außen haftenden Betriebsvermögens der deutschen Wirtschaft 17,1% betrug, wird der Hundertsatz des aufbringungspflichtigen Betriebsvermögens, dessen Verzinsung und Tilgung der einzelne Unternehmer aufzubringen hat, für die Vorauszahlungen auf 13,64% festgesetzt. Vorauszahlungen sind nach der 2. Durchführungsverordnung zum Aufbringungsgesetz auf Grund des Vorauszahlungsbescheides des Finanzamtes im Februar und im Juni 1926 an die Finanzämter zu entrichten, bis dem Aufbringungspflichtigen ein Aufbringungsbescheid zugegangen ist. Der Tausendatz des aufbringungspflichtigen Betriebsvermögens, der den Betrag der Vorauszahlungen im Jahre 1926 mit Einschluß der Zuschläge ergibt, beträgt 3,75 v. T. Zuschläge werden in Höhe von 10% solange erhoben, bis bei der Bank für deutsche Industrieobligationen eine Rücklage von 300 Millionen Goldmark geschaffen worden ist.

Der erste Teilbetrag der Vorauszahlungen ist nicht am 1. Februar, sondern am 15. Februar 1926 zu entrichten.

9. Sammelerlaß des Reichsfinanzministers über Steuerabzug vom Arbeitslohn. Vom 31. Dezember 1925.

1. Freiwillige Entschädigungen an entlassene Arbeitnehmer sind auf Grund einer Verordnung vom 25. November 1925 vom Steuerabzuge ebenso befreit, wie Entschädigungen, die einem Arbeitnehmer auf Grund § 87 des Betriebsrätegesetzes gewährt werden. Aus Billigkeitsgründen können die Steuerbeträge, die von im Jahre 1924/25 gezahlten Entschädigungen bereits entrichtet sind, auf Antrag erstattet werden.

2. Der Reichsfinanzminister hat die Grenze, bis zu der Kleinbeträge nur monatlich abgeführt werden brauchen, auf 100 M. für den Betrieb des Arbeitgebers erhöht. Wenn also die in einem Kalendermonat für sämtliche bei einem Arbeitgeber beschäftigten Arbeitnehmer einbehaltenen Steuerabzugsbeträge 100 M. im Monat nicht übersteigen, brauchen die einbehaltenen Beträge erst bis spätestens am 5. des folgenden Monats abgeführt werden. Wenn jedoch die in einer Monatsdekade einbehaltenen Beträge allein oder zusammen mit den für die vorhergehende Zeit noch nicht abgeführten Beträgen 100 M. übersteigen, so sind alle rückständigen Beträge am Fälligkeitstag derjenigen Dekade abzuführen, in der der Betrag von 100 M. überschritten wird. Für das Markenverfahren gilt diese Erleichterung nicht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 24. Dez. 1925.

- Kl. 5 d, Gr. 9. L 61 295. Friedrich Lücke, Essen, Ruhr, Bismarkstraße 28, Schleudermaschine für Bergeversatz. 30. IX. 24.
- Kl. 5 d, Gr. 9. O 14 839. Gerhardt Lohmann, Dortmund, Fürstenberger Weg 14. Einrichtung zur Einstäubung von Grubenbauen; Zus. z. Anm. O 14 236. 23. III. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 8. R 59 855. Franz Rudert, Halle a. d. Saale, Bertramstraße 3. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten durch Keile. 1. XII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 3. D 47 215. Ludwig Doll, Heildelshelm, Kr. Karlsruhe i. B. Scheibenvorsignal. 4. II. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. B 113 178. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Auslegerkran. 10. III. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 1. E 30 316. Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A.-G., Hamburg. Doppelkran. 12. II. 24.
- Kl. 37 a, Gr. 6. Z 14 185. Fa. Carl Zeiß, Jena. Pfettenloses Eisenbeton-Tonnendach. 21. I. 24.
- Kl. 37 a, Gr. 7. P 50 566. Fa. A. C. Pohlmann, Hamburg. Vorrichtung zum dichten Ausfüllen von Hohlräumen in Bauwerken mit losem Schutzstoff; Zus. z. Anm. P 50 005. 20. V. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. A 44 484. Fa. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft, Berlin. Schwenkbarer Ausleger an Hochspannungsmasten. 17. III. 25.
- Kl. 80 d, Gr. 4. S 67 897. Carl Gustaf Smith, Stockholm, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. Ph. Friedrich, Pat.-Anw., Berlin W 9. Steinspaltmaschine mit schwingendem, elastischem Hammer-schaft. 29. I. 24. Schweden 19. XII. 23.

- Kl. 84 a, Gr. 3. L 60 718. Maxime Laqueille, Valenciennes, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Selbsttätiges Segmentwehr. 14. VII. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 2. D 42 820. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Verfahren zum Auftragen von Baustoffen oder Schutzmassen auf unter Wasser liegende Gegenstände. 2. XII. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 3. H 97 191. Dr.-Ing. Adolf Haag, Nicolasee, Wannseebahn, Normanenstr. 18. Verfahren zum Ausfüllen des Arbeitsraums von versenkten Bauwerken. 10. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 24. Dez. 1925.

- Kl. 20 a, Gr. 12. 423 864. Fa. Adolf Bleichert & Co., u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Einrichtung für einen durchgehenden Betrieb von Einselbahnen nach Patent 412 609; Zusatz zu Pat. 412 609. 6. I. 25. B 117 445.
- Kl. 20 a, Gr. 14. 423 865. Dipl.-Ing. Karl Laßle, Charlottenburg, Mommsenstr. 34. Seilfragevorrichtung. 28. II. 25. L 62 537.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 423 871. Fiat Societa Anonima, Turin, Ital.; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Stellen der Drehscheibe beim Rangieren von Eisenbahnwagen mittels Zugwagen. 10. I. 25. F 57 755. Italien 21. I. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 423 604. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstand. Schaltung für elektrische Antriebe von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. 7. VI. 24. S 66 244.
- Kl. 20 i, Gr. 19. 423 872. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke. 1. I. 25. S 68 271.

Kl. 65 a, Gr. 58 423 684. Arthur William Loth, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Kenntlichmachen von Wasserstraßen unter Benutzung eines magnetischen Feldes, erzeugt durch ein von einem stoßweise unterbrochenen elektrischen Strom durchflossenes Leitkabel. 23. XII. 19. L 49 537.

Kl. 80 b, Gr. 3. 423 793. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren, die flüssige Schlacke von Gas-erzeugern und Kohlenstaubeuerungen auf Portlandzement zu verarbeiten; Zus. z. Pat. 421 427. 5. V. 22. P 44 148.
Kl. 84 c, Gr. 2. 423 694. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Hohlpfahl. 15. IX. 23. S 63 857.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. J. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. J. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Einladung.

In Ergänzung des von Herrn Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, gehaltenen Amerikavortrages wird im Rahmen der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstalteten Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen sowie einer Vortragsreihe der Staatlichen Akademie der Künste über amerikanische Baukunst und Kultur Herr Chefredakteur Architekt Paulsen, Berlin, am Montag, dem 25. Januar 1926, abends 7½ Uhr, über das Thema „Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau“ sprechen (mit Lichtbildern). Ort: Akademie der Künste, Berlin W., Pariser Platz 4.

An den Vortrag wird sich eine Aussprache sowie eine Besichtigung der Ausstellung neuer amerikanischer Baukunst, die die Akademie der Künste zur Zeit veranstaltet, anschließen. Eintritt zum Vortrag und Besichtigung kostenfrei. Eingeführte Gäste sind herzlich willkommen. Diese Einladung gilt als Ausweis für den Eintritt.

Ortsgruppe Brandenburg.

In der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen sprach am 14. Dezember 1925 Syndikus Berger, Dresden, Geschäftsführer des Bezirkswirtschaftsverbandes für das Baugewerbe im Freistaat Sachsen über das Thema „Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?“

Wie ist der Facharbeiter-Mangel, der vor allen Dingen durch den natürlichen Kriegsverlust und später durch die falsche Lohnpolitik der Gewerkschaften verursacht ist, zu beheben? Infolge der Volksverarmung haben wir heute viel einfachere Bauweisen als früher, sodaß in der Lehrlingszeit die jungen Leute nicht mehr soviel lernen können wie einst. Der zweite Grund ist die Abwärtsbewegung des Niveaus unserer Volksschulen, die trotz des Schlagwortes von der Arbeitsschule mehr zu Spielschulen geworden sind. Es sind also nicht nur quantitative Lücken, sondern vor allen Dingen qualitative Lücken auszufüllen. Die Innungen haben sich die Frage der Lehrlingsausbildung angenommen, fußend auf einer reichen Erfahrung und großen Tradition auf diesem Gebiete. Sie können die Frage der Lehrlingsausbildung nicht allein lösen, sondern sie müssen jederzeit die volle Unterstützung der Behörden und der Öffentlichkeit finden, die ihnen allerdings bei ihrer Arbeit vollkommen freie Hand lassen müssen. Das Ziel der Ausbildung sind selbständig arbeitende Gesellen, die alle Arbeiten ihrer Berufsgruppe zu leisten vermögen. Eine gewisse Totalität muß ihnen eigen sein. An der richtigen Ausbildungsmöglichkeit fehlt es häufig infolge unserer verarmten Bauwirtschaft. Auf keinen Fall dürfen die jungen Lehrlinge 1½ Jahre lang als billige Handlanger benutzt werden. Von vornherein sind sie in den vollen Arbeitsprozeß hineinzustellen. Wenn die Ausbildung eine erfolgreiche sein soll und wirklich tüchtige Gesellen herangebildet werden sollen, müssen 4 Voraussetzungen erfüllt sein: 1. geeignetes Lehrmaterial, 2. geeignetes Lehrpersonal, 3. geeignete Lehrarbeit und 4. Zusammenwirken aller an der Erziehung beteiligten Kräfte. Da infolge einer reichlichen Lehrlingsentschädigung das Angebot an Lehrlingen groß genug ist, kann man ungeeignete Elemente ausscheiden. Man sehe bei der Auswahl nicht nur auf die schöne Gestalt, ein scheinbar schwächerer Körper bildet sich durch die kör-

perliche Arbeit schnell nach, sondern man sehe sich auch das Zensurenbuch der jungen Leute ein wenig an. Am besten wird die Prüfung der Lehrlinge vor einer Kommission der Innung vorgenommen, zu der auch der Arzt hinzugezogen wird. Der Meister sollte darauf achten, daß die auszubildenden Poliere und Gesellen auch nach der moralischen Seite einwandfrei sind. Er muß selbst den rechten Ton gegenüber den jungen Leuten zu treffen wissen, aber bei aller Freundlichkeit auch seine Autorität wahren können. Fehlt es an einer notwendigen Arbeit, so sollten die Lehrlinge mit einem anderen Meister ausgetauscht werden. Von Anfang an sollten die Lehrlinge rasch arbeiten, wenn auch zunächst die Qualität zurücksteht. Man kann die jungen Leute dadurch anspornen, daß man zwei Lehrlinge zur gleichen Arbeit zusammenspannt. Auch durch ein Lob ist der Eifer anzuregen. Der Meister, der Polier, die Eltern und die Schule müssen zusammenwirken, wenn die Erziehung gedeihlich sein soll. In Leipzig läßt man von den jungen Leuten Tagebuch über die in der Woche geleistete Arbeit führen. Hierzu werden in der Schule Bemerkungen gemacht. Die Dresdener Innung überläßt die schulische Weiterbildung ihrer Lehrlinge nicht der Öffentlichkeit, sondern hat sich eine eigene Fachgewerbeschule gegründet, die eine wertvolle Ergänzung der Meisterlehre bildet. Sie verfolgt dabei zwei Grundsätze: 1. Im Mittelpunkt des ganzen Schulbetriebes soll das Berufsinteresse stehen. 2. Die Schule soll nicht Meister, sondern Gesellen heranbilden, dies im Gegensatz zum Lehrplan der Schulen, Fachschulen und Fortbildungsschulen, die die Köpfe der jungen Leute mit allen möglichen Dingen, die ein Meister, aber nicht ein Geselle brauchen kann, füllen. Die Lücken im Deutsch und Rechnen werden ausgefüllt. Der Unterricht wird mit Ausnahme des Turnens nur 18 Stunden wöchentlich erteilt. Baumeister unterrichten im Baurechnen und Fachzeichnen. Der wesentlichste Teil ist die sogenannte Fachkunde, die nach empfehlenswerten Leitfäden für Zimmerer von Noah und für Maurer von Kirsten gelehrt wird. Die Leitfäden werden den Lehrlingen von der Innung unentgeltlich geliefert. Beim Modellieren lernen die jungen Leute das, was sie in der Meisterlehre infolge der Verarmung unserer Bauwirtschaft nicht lernen können, z. B. Bau komplizierter Gewölbe. Modelliert wird mit den Röthel'schen Bausteinen, Steinen aus Korkmasse, die sich wie Ziegelsteine bearbeiten lassen. Der Mörtel wird durch Pappeneinlage dargestellt. In der Baugeschichte werden eine Anzahl Baudenkmäler der Heimat besprochen. Dieses Beispiel der Innungsschule sollte nachgeahmt werden. Die Kosten werden zum Teil durch Zuschüsse der Regierung, zum Teil durch ein geringes Schulgeld bestritten. Die Öffentlichkeit muß sich sagen, daß diese Innungsschule die Fortbildungsschule ersetzt und so Ausgaben gespart werden. Der Meister bleibt das Kernstück der ganzen Ausbildung. Er muß die ganze Ausbildung, aber er hat auch die menschlichen Seiten des Lehrlings zu übersehen. Die Innungen sollen die Meister zur Erfüllung ihrer Pflicht anhalten, ihre Erziehungsaufgaben so gut wie möglich zu erfüllen. Der Abschluß der ganzen Lehrlingsausbildung, die Gesellenprüfung, muß aus einer Form zu einer wirklichen Prüfung werden. Die Baugeschäfte sollten bei der Einstellung von Facharbeitern auch deren Gesellenbrief beachten. Alle die Bauunternehmungen, die die Aufgaben der Lehrlingsausbildung nicht erfüllen, müssen von der Bildfläche verschwinden. Das gilt vor allen Dingen von den Regiebauausführungen. Schließlich sollte sich der Reichsarbeitsminister wieder zu dem Grundsatz bekennen, daß die Lehrlingsausbildung kein Arbeitsverhältnis, sondern ein Ausbildungsverhältnis darstellt.

In der anschließenden Diskussion fordert Ratszimmermeister Weise, daß man die Ausführung der Wohnhausbauten den Innungsmeistern übertrage, die von jeher für die Ausbildung von Lehrlingen sorgten. Nicht an Lehrlingen fehlt es, sondern an der Lehrarbeit. Die großen Firmen sorgten nicht für die Ausbildung von Lehrlingen. Dr. Mielenz erklärt demgegenüber, daß die großen Baugeschäfte auch eine ansehnliche Zahl von Lehrlingen ausbildeten. Die Handwerkskammern müßten die Anträge zur Bewilligung der Lehrlingsausbildung bestätigen, so daß endlich die genügenden Lehrstellen geschaffen würden. Zunächst kommt es weniger auf die qualitativ beste Ausbildung an, sondern daß überhaupt Lehrlinge ausgebildet werden. Syndikus Berger ist gegen die Erweiterung des Kreises der Ausbildungsberechtigten. Es kommt nicht darauf an, Leute auszubilden. Denn der Geist, den wir rufen, werden wir später mal nicht los. Die Frage der verkürzten Lehrzeit läßt sich diskutieren, wenn der Lehrling aus einem verwandten Gewerbe kommt oder schon älter ist. Im allgemeinen ist eine Ausbildungszeit von 3×9 Monaten nicht zu kurz. Herr Engelke spricht von der Aufgabe der Zwangsinnung, die Lehrlingsausbildung zu überwachen. Die Meister haben vor ihr die Befähigung zur Lehrlingsausbildung nachzuweisen.