DER STAHLBAU Schriftleitung:

Dr.-Sug. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule Fernsprecher: C1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. - Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage Fachschrift für das gezur Zeitschrift samte Bauingenieurwesen Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 5. August 1932

Heft 16

Über die Auswirkung der "Selbsthilfe" des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken. Von Dr.=Jug. Karl Girkmann, Wien.

Inhalt: Das plastische Verformungsvermögen des Stahles und seine Auswirkung im Festigkeitsfalle Biegung und Normalkraft. — Ein Bemessungsverfahren für rahmenartige Stabwerke aus Stahl. — Versuchsergebnis.

Für ein r-fach statisch unbestimmtes Tragwerk aus Stahl tritt bekanntlich Bruchgefahr erst ein, wenn die kritische Spannung (Arbeitsfestigkeit, Bruchfestigkeit usw.) in mindestens v + 1 verschiedenen, nach einem kinematischen Gesetz einander zugeordneten Querschnitten erreicht ist; der "kritische Spannungszustand", in welchem sich das Tragwerk dann befindet, ist nur Gleichgewichtsbedingungen unterworfen¹).

Zu diesem Ergebnis, welches die Möglichkeit einer unmittelbaren Bemessung statisch unbestimmter Tragwerke, unter bewußter Verwertung der "Selbsthilfe" dieses Baustoffes, in sich schließt, ist Prof. Martin Grüning auf theoretischem Wege, und zwar bei der Untersuchung statisch unbestimmter Fachwerke gelangt. Daß dieser Satz auch für Stabwerke (aus Stahl) Geltung besitzt, haben die bekannten, von Prof. Maier-Leibnitz2) ausgeführten Trägerversuche bestätigt. Durch vorstehende Untersuchungsund Versuchsergebnisse ist soweit erwiesen, daß die Abmessungen eines Stahltragwerkes nach jeder mit dem Gleichgewichte zu vereinbarenden Kräfteverteilung bestimmt werden dürfen, was Prof. N. C. Kist⁸) schon auf Grund allgemeiner Betrachtungen erkannt hat.

Der Einfluß des plastischen Verformungsvermögens des Stahles auf die Tragfähigkeit von Stabwerken im Festigkeitsfalle der Biegung ist von Prof. Dr. J. Fritsche4) theoretisch eingehend untersucht worden.

In meiner Abhandlung "Bemessung von Rahmentragwerken unter Zugrundelegung eines ideal-plastischen Stahles" 5) habe ich den Festigkeits-fall Biegung und Normalkraft behandelt, die Vorgänge während des Belastungsverlaufes in ebenen, rahmenartigen Stabwerken verfolgt und daraufhin den Versuch unternommen, die "Selbsthilfe" des Stahles bei der Bemessung solcher Tragwerke zu verwerten, um auf diesem Wege zu wirtschaftlicheren Abmessungen zu gelangen. Abgesehen von erzielbaren Gewichtsersparnissen, wäre es bei Anwendung dieses Verfahrens möglich, die Momentengrößtwerte abzuschwächen, die Unterschiede in den erforderlichen Querschnittstärken auszugleichen und damit die konstruktive Durchbildung zu vereinfachen und zu verbilligen. Sofern die unter den Gebrauchs-lasten auftretenden Durchbiegungen nicht besonders bestimmt werden müssen, wäre für die rahmenartigen Stabwerke des Hochbaues auch deren Berechnung als statisch unbestimmte Systeme entbehrlich, wodurch sich besonders für die hochunbestimmten Stockwerkrahmen eine ganz wesentliche Vereinfachung der Entwurfsarbeit ergeben würde.

¹) Prof. Martin Grüning: "Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung", Berlin 1926.
 — Der Eisenbau, Bd. IV d. Handbuches f. Bauing. 1929. — Grüning-Kulka: Bautechn. 1928, S. 274.

²) Bautechn. 1928, Heft 1/2: "Beitrag zur Frage der tatsächlichen Trag-fähigkeit einfacher und durchlaufender Träger aus Baustahl und Holz". — Bautechn. 1929, Heft 20: "Versuche mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37".

³) "Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flußeisen". — Der Eisenbau 1920.

ber Eisenbau 1920.
a) "Die Tragfähigkeit von Balken aus Stahl mit Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens", Bauing. 1930, Heft 49, 50, 51. —
b) "Arbeitsgesetze bei elastisch plastischer Balkenbiegung", ZAMM 1931, Heft 2. — c) "Die Tragfähigkeit von Balken aus Baustahl bei beliebig oft wiederholter Belastung", Bauing. 1931, Heft 47.
b) Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften in Wien, mathem.-naturw. Klasse, Abt. IIa, 140. Bd., 9. u. 10. Heft 1931.

Im Zusammenhange mit dem nachfolgend mitgeteilten Versuchsergebnis möge dieses Bemessungsverfahren zunächst kurz dargelegt werden:

Unter Zugrundelegung einer idealisierten Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Abb. 1 können in den Stabquerschnitten höchstens Spannungen von der Größe $\pm \sigma_s$ auftreten, und unter der Einwirkung eines Biegungsmomentes und einer Normalkraft kann äußerstenfalls ein Spannungsverlauf nach Abb. 2 zustande kommen. (Druckkräfte und Druckspannungen sind



positiv bezeichnet.) Dieser "kritische Spannungsverlauf" ist durch die verschwindend kleine Höhe des beiderseits der Nullinie sich erstreckenden elastischen Kernes gekennzeichnet. Aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen - inneres Moment gleich dem Angriffsmoment und Summe der Normalspannungen gleich der Normalkraft des Querschnittes - kann jeweils eine Beziehung zwischen den Abmessungen des Querschnittes und jenen Wirkungsgrößen M und N, welche den kritischen Spannungsverlauf verursachen, hergeleitet werden. Diese Beziehung stellt dann die Plastizitätsbedingung für den Festigkeitsfall Biegung und Normalkraft dar und lautet beispielsweise, solange die Nullinie im Steg verbleibt, für den I-Querschnitt nach Abb. 2

(I)
$$\delta h_1^2 + b (h^2 - h_1^2) = \frac{4 |M|}{d} + \frac{N^2}{\delta d^2}$$

und für den I-Querschnitt mit Lamellen nach Abb. 2a

$$\begin{cases} 2B \left[H(H-h) - 2d_{o}d_{u} \right] - \frac{B^{2}}{\delta} \left(d_{o} - d_{u} \right) + b \left(h^{2} - h_{1}^{2} \right) + \delta h_{1} \\ = \frac{4|M|}{\sigma_{s}} + \frac{N^{2}}{\delta \sigma_{s}^{2}} + \frac{2|N|}{\sigma_{s}} \left(2\xi - B \cdot \frac{d_{o} - d_{u}}{\delta} \right), \\ ei \\ B(d_{o} - d_{o}) H \end{cases}$$

 $+\delta h_1 + B(d_o + d_u)$

$$\xi = \frac{1}{2\left[b\left(h-h_{1}\right)\right]}$$

(II

wob

(IIa)



Wenn während des Belastungsverlaufes in irgendeinem Querschnitte eines v-fach statisch unbestimmten Stabwerkes aus Stahl ein kritischer Spannungsverlauf nach Abbild. 2 erreicht wird, so kann derselbe bei weiterer Lastzunahme bestehen bleiben oder wieder zurückgehen. Die im letzteren Falle

121

eintretende Entlastung des Querschnittes ist stets eine Folge der Ausbildung eines solchen Spannungszustandes an einem anderen Orte des Tragwerkes und kommt dann gewöhnlich schon zu Beginn der welteren Laststeigerung zustande; die Änderung des Spannungsverlaufes ist hierbei unter Beachtung des "Entlastungsgesetzes", sowie unter der Annahme eben bleibender Querschnitte jeweils bestimmbar. Häufiger behält aber der Querschnitt, welcher einen kritischen Spannungszustand erreicht hat, diesen bis zum Abschluß der Laststeigerung, unter ständiger Änderung seiner Nullinienlage, bei. Normalkraft und Biegungsmoment dieses Querschnittes können mit zunehmender Last nicht mehr gleichzeitig anwachsen. Wird N größer, so muß gleichzeitig M kleiner werden und umgekehrt. N erreicht seinen Größtwert bei verschwindendem M, dieses wird wieder ein Maximum, wenn N den Nullwert durchschreitet. Die Änderung dieser Wirkungsgrößen vollzieht sich immer in solcher Art, daß hierbei die weitere Lastübernahme durch schwächer belastete Stabteile möglich wird. Ein Querschnitt mit kritischem Spannungsverlauf wirkt wie ein Gelenk, dessen Lage sich gegenüber der Stabachse stetig verändert. Die Orte der augenblicklichen Drehpunkte befinden sich meist nur in geringer Entfernung von den Stabachsen, und bei Ermittlung der zur tragbaren Last gehörigen Biegungsmomente, Normal- und Querkräfte dürfen diese Gelenke im allgemeinen auch in den Stabachsen liegend angenommen werden. Die Wirkung derartiger Gelenke ist immer nur eine beschränkte, denn es sind nur solche gegenseitigen Verdrehungen der in diesen Querschnitten zusammenstoßenden Stabteile möglich, bei welchen dieselben im gedrückten Teile der Querschnitte gegeneinander, im gezogenen Teile aber voneinander bewegt werden. Entgegengerichteten Verdrehungen (welche bei Entlastungen zustande kommen) leistet der Baustoff Widerstand, und die Gelenkwirkung schaltet sich in solchen Fällen, bei beginnendem Rückgang der elastischen Verformungen, wieder aus. (Damit ist auch die Erklärung für das von Durchlaufträgern her bekannte "Wandern" der Gelenke, welches beispielsweise unter Gleichlasten im Falle unsymmetrischer Anlage- und Lastverhältnisse zustande kommt, gegeben.)

Mit zunehmender Belastung werden immer mehr und mehr Querschnitte kritischen Spannungsverlauf erhalten und Gelenkwirkung erlangen. Bei Überschreitung bestimmter Lastwerte wird schließlich das Tragwerk labil (es wirken dann schon mindestens v + 1 Querschnitte als Gelenke), und die elastisch-plastischen Verformungen gehen in kinematische über. Diese kritischen Lastwerte stellen die tragbare Belastung dar. Die unter dieser auftretenden Biegungsmomente, Normal- und Querkräfte sind unter bloßer Zuhilfenahme von Gleichgewichtsbedingungen bestimmbar. Damit ergibt sich die Möglichkeit, das v-fach statisch unbestimmte System für eine vorgegebene tragbare Belastung unmittelbar zu bemessen.

Ist bloß ein Lastfall zu berücksichtigen, so kann man hierbei folgendermaßen vorgehen: Aus den lotrechten und waagerechten Lasten Q = G + Pbzw. W_0 werden mit dem vorgeschriebenen Sicherheitsgrad n die zu tragenden Lasten Q = n (G + P) (oder Q = G + nP) und $W = n W_0$ gebildet. Diesen Lasten wird nun im Tragwerk ein mit den Gleichgewichtsbedingungen verträglicher, sonst aber beliebiger, nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten auszuwählender Momentenverlauf zugeordnet. Zur Festlegung eines solchen Linienzuges sind im ν -fach statisch unbestimmten System ν Bestimmungsstücke frei zu wählen; diese sind eben so anzunehmen, daß ein möglichst günstiger Momentenverlauf zustande kommt. Nach Festlegung dieses Momentenverlaufes sind alle Normal- und Querkräfte der einzelnen Rahmenglieder einfach zu ermitteln, womit alle Unterlagen für die Bemessung erhalten werden.

Die Stabquerschnitte sind dann so zu bestimmen, daß sie die ihnen nach diesem Momentenverlauf zukommenden Biegungsmomente und Normalkräfte zu tragen vermögen. Sofern eine besondere Berücksichtigung wiederholter Belastungen nicht erforderlich ist, müßten die Stabquerschnitte nur so stark angenommen werden, daß ihre Abmessungen und die maßgebenden Wertepaare M und N die Plastizitätsbedingung erfüllen. Hierbei können beliebig viele Querschnitte in dieser Art voll ausgenutzt oder auch überbemessen werden (so daß ihre Abmessungen nach der Plastizitätsbedingung auch für größere M und N ausreichen würden).

Wird nun ein Teil der Lasten entfernt (z. B. Übergang von Vollbelastung aller Riegel auf feldweise Belastung) und läßt sich zu den verbliebenen Lasten ein Momentenverlauf angeben, der den Gleichgewichtsbedingungen entspricht und dem auch die Abmessungen des Tragwerkes genügen, so zwar, daß jeder Stabquerschnitt und Stabanschluß das ihm nach diesem Momentenverlauf zukommende Biegungsmoment und die gleichzeitig einwirkende Normal- bzw. Querkraft zu tragen vermag, so ist damit schon nachgewiesen, daß das Tragwerk auch der geänderten Belastung standhält. Beim Aufsuchen eines solchen möglichen Momentenverlaufes (der im allgemeinen unter der betrachteten Belastung nicht tatsächlich zustande kommen wird) ist am besten von den Momentenlinien für Vollbelastung auszugehen⁵).

Sind mehrere, wesentlich verschledene Lastfälle zu berücksichtigen, so ist zu trachten, den tragbaren Belastungen möglichst übereinstimmende Momentenlinien zuzuordnen; für die Bemessung ist dann die jeweils ungünstigste Einwirkung maßgebend. Wie nun ein solcher, als Grundlage der Bemessung geeigneter Momentenverlauf zu erhalten ist, möge für das Rahmentragwerk der Abb. 3 dargelegt werden. Die zu erreichende tragbare Belastung bestehe aus lotrechten Riegel-Gleichlasten q = n (g + p) und aus waagerechten Windlasten $w = n w_0$. Beim Einlegen der Momentenlinien ist schon auf konstruktive Einzelheiten (Ausbildungsart der Rahmenecken, Lage der Stöße usw.) zu achten, über welche daher gleichzeitig zu entscheiden ist. Je nach den Abmessungen des Bauwerkes, nach Art und Größe seiner Belastungen, ist unter Bedachtnahme auf wirtschaftliche Anarbeitung und einfache Montage jeweils die günstigste Art der konstruktiven Durchbildung zu suchen und im Zusammenhange damit der Momentenverlauf einzulegen. Für den vorliegenden Fall werde vorausgesetzt, daß Walz-



träger für Stiele und Riegel auslangen, daß die Riegel nur von Stiel zu Stiel reichen und ihre Profile feldweise verschieden gewählt werden dürfen. Da die Selbsthilfe des Stahles sich vor allem in querbelasteten Stäben vorteilhaft auswirkt, wird im allgemeinen von diesen Stäben auszugehen sein. Zu diesem Zwecke werden für alle querbelasteten Stäbe die Balkenmomentenlinien zu den tragbaren Lasten (hier Parabeln mit den Pfeilhöhen $1/8 q l^2$ bzw. $1/8 w h^2$) abgetragen. In die Momentenlinien der Riegel können nun die Schlußlinien verschiedenartig eingelegt werden ⁹): Mittels waagerechter Schlußlinien (Abb. 4a) ist zu erreichen, daß Größtmomente



in je drei Stabquerschnitten entstehen und dort gleiche absolute Größe erlangen. Bei schräg liegenden Schlußlinien können nur je zwei Querschnitte Größtmomente von gleichen absoluten Werten erreichen: entweder ein Feldund ein Endquerschnitt (Abb. 4b) oder, bei steilerer Schlußlinienlage, beide Endquerschnitte (Abb. 4c). Für ausschließlich lotrechte Belastung sind vor allem waagerechte Riegelschlußlinien in Betracht zu ziehen, die auch beibehalten werden können, wenn damit nicht zu große Momente in die Zwischenstiele eingetragen werden. Im vorliegenden Falle aber, wo auch waagerechte Lasten wirken, würden sich bei waagerechten Schlußlinien zu große Stielmomente ergeben, weshalb schräge Schlußlinien gewählt werden. Die günstigste Neigung wird u. a. auch davon abhängen, ob der Einfluß der lotrechten oder jener der waagerechten Belastung überwiegt. Um dies beurteilen zu können, zeichnet

man zunächst für die waagerechten tragbaren Lasten allein einen Momentenverlauf ein, und zwar so, wie er sich bei einer näherungsweisen Berechnung des statisch unbestimmten elastischen Systems ergeben würde (Momentennullpunkte in Stielmitten, die Querkräfte in jedem Geschosse etwa zu gleichen Teilen den Stielen zugeordnet usw.). In Abb. 3 ist dieser Momentenverlauf strichliert eingetragen. Den Gleichgewichtsbedingungen kann beim Einlegen der Momentenlinien in folgender Art entsprochen werden: Neben der Bedingung $\Sigma M = 0$, welche für jeden Knoten erfüllt werden muß, besteht hier noch zwischen den Momenten-

⁶) Im vorliegenden Falle besteht volle Freiheit beim Einlegen der Riegel-Schlußlinien, da zur Festlegung einer solchen Linie zwei Bestimmungsstücke erforderlich sind, für alle neun Riegel also nur 18 Bestimmungsstücke verbraucht werden, während bei diesem 27 fach statisch unbestimmten System im ganzen über 27 Bestimmungsstücke frei zu verfügen ist. abschnitten $m = M_o - M_u$ jedes Stieles die geschoßweise zu erfüllende Bedingung $\Sigma m = \frac{1}{2} \cdot w h^2 + Wh$. In dieser Gleichung bedeutet *h* die

Höhe des betreffenden Geschosses und W die Summe aller oberhalb dieses Geschosses auf das Tragwerk einwirkenden waagerechten Kräfte. In jedem Geschosse können also je drei Abschnitte *m* frei gewählt werden, während der vierte durch die vorstehende Gleichung jeweils bestimmt ist. In Abb. 3 sind alle Riegelschlußlinien parallel zu den strichlierten Windmomentenlinien eingelegt und die unteren Stielendmomente aus der Windbelastung für den resultierenden Momentenverlauf beibehalten worden; ob der eingezeichnete Verlauf in wirtschaftlicher Hinsicht schon entspricht, ist nur unter Zugrundelegung eines bestimmten Ausführungsfalles zu beurteilen.

Das dargelegte Bemessungsverfahren kann auf beliebig gestaltete und belastete Tragwerke angewendet werden, sofern die zusätzlichen Biegungen, welche bei der Verformung der Tragwerke entstehen, jeweils vernachlässigbar sind. Stabanschlüsse, Eckverbindungen, Verankerungen usw. sind ebenfalls nach den aus dem zugrunde gelegten Momentenverlauf sich ergebenden Momenten und Kräften so zu bemessen, daß ein Versagen vor Erreichen der geforderten tragbaren Last vermieden bleibt.

Beim Einlegen der Momentenlinien ist noch zu beachten, daß die tatsächlichen Endquerschnitte der Stäbe nicht in die Systemknoten fallen (wie dies für Abb. 3 zur Vereinfachung angenommen wurde), sondern, je nach Ausführungsart der Rahmenecken, in verschieden großen Abständen von den Knoten liegen, was auch bei der Durchrechnung des Versuchstragwerkes später berücksichtigt wird.

Damit die Selbsthilfe des Baustoffes in der vorausgesetzten Art zur Auswirkung gelangen kann, darf in keinem Teile des Tragwerkes schon vor Erreichen der tragbaren Last eine Störung der Gleichgewichtslage durch Knicken, Beulen oder Kippen eintreten.

Knickung wird bei den in Betracht stehenden Stabwerken vornehmlich nur für zwischengeschaltete Pendelstützen und für vereinzelte freistehende Rahmenstiele (Knicken senkrecht zur Tragwerkebene) in Frage kommen. Die Bemessung dieser Stäbe hat so zu erfolgen, daß die Knickgrenze frühestens unter der tragbaren Last erreicht wird. Denn wenn auch bei Stäben, die schon während des Belastungsverlaufes an die Knickgrenze gelangen, die Knickung sich erst vollenden könnte, sobald die elastischplastischen Verformungen des Tragwerkes in kinematische übergehen, so wäre es doch möglich, daß diese Druckstäbe beim seitlichen Ausweichen bereits einen Spannungsabfall erleiden, der schon eine wesentliche Herabsetzung der tragbaren Belastung des Rahmens zur Folge hat. Allgemein wären daher jene Größtwerte der Druckkräfte zu ermitteln, welche während des Belastungsverlaufs, bei unbeschränkt knicksicher gedachten Stäben, in diesen wirksam werden können; kommen diese Größtwerte der Druckkräfte noch vor Erreichen der tragbaren Last des Rahmens zustande, so hätte die Bemessung dieser Stäbe derart zu erfolgen, daß ihre Knickfestigkeiten die errechneten Kräfte noch übersteigen. Nach durchgearbeiteten Rechnungsbeispielen zu schließen - die allgemeine Untersuchung dieser Zusammenhänge steht noch aus -, erreichen aber die Normal-Druckkräfte der gegenständlichen Rahmentragwerke ihre Größtwerte in der Regel erst unter der tragbaren Belastung, begünstigt durch den Umstand, daß Stäbe, welche unter Mitwirkung von Biegungsmomenten in ihren Endquerschnitten oder auch in seitlich gehaltenen Zwischenquerschnitten, kritische Spannungszustände nach Abb. 2 erreichen, sich von der weiteren Druckübernahme dadurch nicht ausschalten, wie auch die Ausbildung solcher Spannungszustände in Querschnitten der übrigen Rahmenglieder die weitere Eintragung von Kräften in die betrachteten Druckstäbe nicht vorzeitig unterbindet. Im allgemeinen werden daher die zur tragbaren Last errechneten und gemäß dem für Knickung vorgeschriebenen höheren Sicherheitsgrad noch entsprechend vergrößerten Druckkräfte hier unmittelbar der Bemessung knickgefährdeter Stäbe zugrunde gelegt werden können. Voraussetzung ist aber, daß die der tragbaren Belastung zugeordnete, für die Bemessung maßgebende Kräfteverteilung keinem Formänderungsgesetz, sondern bloß Gleichgewichtsbedingungen unterworfen ist, was im Hinblick auf bestimmte Sonderfälle (Lastangriffe unmittelbar über Stützen) besonders hervorgehoben wird.

Kommen mehrere Lastfälle in Betracht, so ist für die Knickbemessung, ohne Rücksicht auf den Spannungszustand in der Tragwerkebene, immer jener Lastfall heranzuziehen, der die größten Normaldruckkräfte ergibt. Ist nach den jeweils geltenden Vorschriften im Falle der Bemessung nach zulässigen Spannungen eine Abminderung der von Nutzlasten herrührenden Stabkraftanteile in Stielen der unteren Geschosse zugelassen, so wird diese erleichternde Bestimmung auch bei der Bemessung nach dem dargelegten Verfahren angewendet werden dürfen. Wenn im Falle Druck und Biegung für die Bemessung nach zulässigen Spannungen die gedachte Randspannung $s = \frac{M}{W} + \omega \cdot \frac{N}{F}$ als maßgebend gilt, so sind hier sinngemäß die ω -fachen Werte der zur tragbaren Last gehörigen Druckkräfte in die Plastizitätsbedingung einzuführen.

Die zugrunde gelegte tragbare Belastung kann jeweils nur erreicht werden, wenn auch das vorzeitige Falten von Querschnittsteilen und besonders auch das plastische Kippen der Stäbe vermieden bleibt. Das gilt nicht nur für volle Ausnutzung der Querschnitte, sondern z. B. auch dann, wenn bioß auf Erreichen der Streckspannung an den Querschnitträndern bemessen wird. Denn die Selbsthilfe des Baustoffes kann ja erst richtig wirksam werden, wenn die Streckspannung an einzelnen Orten des Tragwerks in den Baustoff eindringt. Daher darf kein Stab bzw. Stabteil vor Erreichen der tragbaren Last an die Kippgrenze gelangen. Die Kippfestigkeit jener Stabteile, welche schon vor Erreichen dieser Last plastisch werden, muß daher immer oberhalb der Quetschgrenze verbleiben. Durch das Eindringen der Streckspannung in die Stäbe wird deren Drillungssteifigkeit herabgesetzt, und die erreichbare Kippfestigkeit wird schließlich die Knickfestigkeit des gedrückten Gurtes nicht wesentlich übersteigen können. Die gefährdeten Gurtabschnitte müssen daher verhältnismäßig kleine Schlankheiten erhalten. Bei geringen Längen der gedrückten Bereiche, beispielsweise an Spitzen der Momentenlinien, sind dieselben leicht zu erreichen; bei längerer Erstreckung der plastischen Gebiete ergeben sich Schwierigkeiten zumeist nur dann, wenn seitliche

Festhaltungen bloß in größeren Abständen möglich sind. Beulen, Falten und Kippen sind leichter zu vermeiden, wenn die Streckspannung erst unter verhältnismäßig höheren Lasten in die Stabteile eindringt. Die Selbsthilfe des Stahls soll daher nicht willkürlich, sondern bloß in dem Maße herangezogen werden, als dies zur vollkommeneren Ausnutzung von Stäben mit unveränderlichen Querschnitten (Walzträgern), zur Abschwächung der Momentengrößtwerte sowie zur Vermeidung größerer Verschiedenheiten in den Abmessungen der Tragwerkstäbe usw. (Abb. 3) notwendig erscheint. Wenn für die Bemessung eines statisch unbestimmten Stahl-Tragwerkes mehrere gleichwertige Momentenlinien als Bemessungsgrundlage in Betracht kommen, so ist unter diesen auch immer jene auszuwählen, welche mit dem Momentenverlauf, der unter den Gebrauchslasten dann entsteht, die beste qualitative Übereinstimmung erwarten läßt.

Nach dem vorliegenden Verfahren bemessene, statisch unbestimmte Tragwerke erhalten unter der Einwirkung der Gebrauchslasten örtlich bereits Spannungen, welche die sonst zugelassenen Werte beträchtlich überschreiten können. Es liegen hier ähnliche Verhältnisse wie z. B. für mehrreihige Nietverbindungen vor, bel welchen die der Bemessung zugrunde gelegte gleichmäßige Kraftverteilung auch erst nach Eintritt des Fließens, bzw. erst unmittelbar vor dem Bruche der Verbindung, annähernd erreicht wird. Diese örtlich erhöhten Anstrengungen des Baustoffes dürfen die dauernde Verwendbarkeit der Tragwerke nicht beeinträchtigen. Aus diesem Grunde ist zunächst zu fordern, daß unter den Gebrauchslasten selbst bloß elastische Formänderungen zustande kommen. Kann hierbei mit der Hebung der Elastizitätsgrenze gerechnet werden, was für die in Betracht kommenden Spannungsverhältnisse zumeist möglich sein wird, dann dürfen die Randspannungen bis zur Streckgrenze ansteigen, und es ist bloß zu vermeiden, daß schon unter den Gebrauchslasten die Streckspannung in Querschnitte eindringt. Dieser Bedingung wird auch bei voller Ausnutzung der Querschnitte im allgemeinen immer dann entsprochen, wenn die Festlegung der tragbaren Lasten unter Zugrundelegung einer mindestens zweifachen Sicherheit erfolgt. Bei Verwendung eines kleineren Sicherheitsgrades ist hingegen die Bemessung der Querschnitte nach der Plastizitätsbedingung zumeist nicht mehr möglich; die Querschnitte sind dann so zu bestimmen, daß unter den tragbaren Lasten die Streckspannung erst an den Querschnitträndern erreicht wird.

Die Bemessung der Tragwerke ist ferner so durchzuführen, daß die Gebrauchslasten mit ausreichender Sicherheit auch dauernd, also nach beliebig oftmaliger Einwirkung getragen werden können. Wird hier der gleiche Sicherheitsgrad wie für einmalige Belastung gefordert — was insofern unberechtigt erscheinen mag, als ja die oftmalige Einwirkung einer Belastung, die bereits größere bleibende Verformungen verursacht, im allgemeinen gar nicht möglich sein wird, da diese Formänderungen und ihre Folgewirkungen die Weiterbelastung der Tragwerke ausschließen dann ist die volle Ausnutzung der Querschnitte vielfach nicht mehr zulässig. Den Einfluß wiederholter Belastungen auf Stabwerke im Festigkeitsfalle der Biegung hat Prof. Dr. Fritsche4) untersucht, und zwar unter der Annahme unveränderlicher Laststellungen, sowie jedesmaliger vollständiger Entlastung. Die Ergebnisse zeigen, daß unter diesen Voraussetzungen die statisch tragbare Last nicht immer dauernd getragen werden kann, daß aber die in Frage kommenden Unterschiede zwischen einmalig und dauernd tragbarer Last nicht groß sind. Die vorausgesetzten Lastverhältnisse dürften auch für viele Tragwerke des Hochbaues schon genügend ungünstig sein, verschiedentlich kann sich aber doch die Notwendigkeit einer Verschärfung der Rechnungsannahmen ergeben. Werden nun die Querschnitte nicht auf volle Ausnutzung, sondern bloß auf Erreichen der Streckspannung am Rande bemessen, so sind die zugrunde gelegten Lasten auch unter ungünstigeren Verhältnissen noch dauernd tragbar. Für den ideal plastischen Baustoff wäre dann im Sinne Prof. Grünings1) ein Spannungszustand statisch möglich, der in keinem

Punkte die Elastizitätsgrenze überschreitet, und die maßgebenden Lasten könnten daher auch bei schwingender Einwirkung dauernd aufgenommen werden. Für Tragwerke aus Baustahl wird damit (wegen $\sigma_e < \sigma_s$) die Unterschreitung des zugrunde gelegten Sicherheitsgrades auch bei diesen unveränderlichen Laststellungen noch nicht völlig vermieden, doch auf jene Ausnahmefälle beschränkt, in welchen die Spannungen der maßgebenden Querschnitte ständigen Vorzeichenwechsel erfahren. Nachdem solche Dauerbelastungen für die in Betracht gezogenen Hochbautragwerke meist nicht in Frage kommen, bleibt in diesen Fällen noch ein Sicherheitsüberschuß für ungünstigere Einwirkungen, die bei wechselnder Stellung der Nutzlasten entstehen können, verfügbar.

Während die eingangs angeführten Versuche²) mit durchlaufenden und eingespannten Trägern inzwischen mehrfach wiederholt wurden⁷), sind Versuchsergebnisse für rahmenartige Stabwerke bisher nicht bekanntgeworden. Im folgenden soll nun über einen einfachen Versuch dieser Art berichtet werden.



Das Versuchstragwerk, ein aus Stahl von Handelsgüte hergestellter Zweigelenk-Rechteckrahmen mit Zugband ist in Abb. 5 dargestellt. Stiele und Riegel bestehen aus je zwel \Box 8; an den Ecken sind Knotenbleche eingeschoben, mit welchen die Stege unmittelbar, die Flanschen mittels Hilfswinkel vernietet sind. Die Einzelstäbe des Riegels sind durch zwei Paar Bindebleche verbunden; in Riegelmitte ist noch eine Druckplatte zum Ansetzen der Presse vorgesehen. Mit Rücksicht auf die Nietlochschwächungen der Endquerschnitte des Riegels und der Stiele ist in Riegelmitte auch an den Zugflanschen eine Verbindungslasche angenietet, so daß alle maßgebenden Querschnitte die gleiche Nietlochschwächung besitzen. Riegel und Stiele sind aus derselben \Box -Stahlstange herausgeschnitten.

An beiden Enden dieser Stange wurde den Flanschen je ein Probestab entnommen. Zerreißversuche mit diesen Stäben ergaben: Proportionsgrenzen etwa 1,8 t/cm², Streckgrenzen 2,58 und 2,67 t/cm², Streckbereiche bis $\epsilon = 14 \, {}^{0}_{,00}$. Bruchfestigkeiten 4,32 und 4,27 t/cm², Bruchdehnungen 38,1 und 36,4 ${}^{0}_{,0}$ für $l_0 = 5 \, d_0$, sowie 30,5 und 28,7 ${}^{0}_{,0}$ für $l_0 = 10 \, d_0$. Die ersten Abschnitte der bei diesen Zerreißversuchen aufgenommenen Arbeitslinien sind in Abb. 6 dargestellt.

Das Tragwerk wurde in eine Amsler-Biegemaschine, Riegel nach abwärts, eingebaut, die Stielfüße stützten sich hierbei gegen einen Überlagsträger. Mittels einer 20-t-Presse wurde in Riegelmitte eine in der Tragwandebene wirkende, zum Riegel senkrecht gerichtete Einzellast



ausgeübt. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 7 zu ersehen. Das Tragwerk wurde an seinen Ecken mittels stählerner Führungsböcke seitlich gehalten. Mit Rücksicht auf die große Bauhöhe der Presse wurden vorsichtshalber auch beiderseits der Presse, in je 200 mm Abstand von der Riegelmitte, solche Führungsböcke aufgestellt. Um dort die Reibungskräfte bei lotrechten Riegelbewegungen möglichst klein zu halten, wurden zwischen dem Riegel

⁷) S. z. B. J. H. Schaim: "Der durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der Plastizität", Stahlbau 1930, H. 2. — Über einen älteren Versuch (1913) mit eingespannten Trägern s. G. v. Kazinczy: "Bericht über die II. internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau", S. 253. die Führungsrollen wieder in Tätigkeit. Unter dieser Last war bereits in jedem Druckflansch, beiderseits des Anschlußnietes der Druckplatte, eine beginnende Faltung zu beobachten. Während der folgenden Lastvergrößerungen blieben die Führungen beiderseits der Presse wirksam. Unter der Last P = 12,8 t zeigten sich Einschnürungen an den Nietlochwänden der Zugflanschen des Mittelquerschnittes. Die Durchbiegungen, welche schon seit Durchschreiten der Last P = 11,25 t rasch zunahmen, erfuhren während der folgenden Lastvergrößerungen noch eine weitere, verhältnismäßige Steigerung, die Faltungen und Einschnürungen in Riegelmitte verstärkten sich. Unter P = 13,17 t entstand im rückwärtigen Zug-

und den Führungen Rollen eingelegt. Durch Nachlassen der Verbindungsschrauben konnten diese Führungen um ein geringes Maß seitlich verstellt werden; dadurch war es möglich, die Führungen im Falle ihrer Entbehrlichkeit außer Wirksamkeit zu setzen. Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht; nach Erreichen jeder Laststufe wurde so lange zugewartet, bis die Durchbiegungen und Dehnungen nur mehr unmerklich zunahmen. Zum Messen der Durchbiegungen in Riegelmitte diente eine Meßuhr, welche an einer Meßbrücke aufgehängt war. Außer diesen Durchbiegungen wurden auch Dehnungen gemessen; die Orte 1 bis 5, an



welchen Dehnungsmesser angebracht waren, sind aus Abb. 5 zu ersehen. Die Ablesung der Durchbiegungen und Dchnungen erfolgte immer sofort beim Erreichen jeder Laststufe, sowie unmittelbar vor Beginn der weiteren Laststeigerung. In Abb. 9 u. 10 sind nur die letzteren Meßwerte abgetragen. Diesen Schaubildern sind auch die einzelnen Laststufen zu entnehmen.

Während des Belastungsverlaufes wurde besonders auf den Beginn und den Verlauf der mit dem Eindringen der Streckspannung in die Flanschen und Stege zusammenhängenden Instabilitätserscheinungen geachtet. Das Tragwerk, welches möglichst achsrecht in die Maschine eingebaut worden war, hatte sich unter der Last P = 5.8 t an die vorderseitigen Führungen der an den Rahmenecken stehenden Böcke

> auch den mit größerem Spiel angeordneten Führungen der inneren Böcke genähert. Unter P = 7 t drückten schon die Rahmenecken, allerdings nur mit ganz geringer Kraft, gegen die Böcke; gleichzeitig legte sich der Riegel an die Rollen der vorderseitigen Führungen der inneren Böcke an. Diese Führungen wurden daraufhin ein wenig nachgestellt, so daß die Rollen wieder locker lagen. Bei P = 9,75 t wurde bereits eine schwache seitliche Ausbiegung des Riegels beobachtet; der Riegel begann sich wieder an die Rollen der inneren Böcke anzulegen, worauf diese Führungen neuerlich nachgestellt und außer Wirksamkeit gesetzt wurden. Mit zunehmender Last vergrößerten sich die seitlichen Ausbiegungen des Riegels, und bei P = 11,5 t traten

satt angelegt und sich dadurch

Jahrgang 5 Heft 16 5. August 1932



Abb. 8.

flansch der Riegelmitte ein Riß in der äußeren Nietlochwand, worauf der Versuch abgebrochen wurde. An den Stielen sowie an den Riegelenden waren unter dieser Last noch keine seitlichen Ausweichungen oder Faltungen eingetreten; die Rahmenecken, welche mit Absicht stärker ausgebildet worden waren, zeigten nur geringe Verformungen.

gebildet worden waren, zeigten nur geringe Verformungen. In Abb. 8 ist das Tragwerk unter der größten Last zu sehen, die Meßinstrumente sind bereits abgenommen. Abb. 9 zeigt das Tragwerk nach der Entlastung; aus der scharfen Krümmung in Riegelmitte ist die gelenkartige Wirkung dieses Querschnittes während der höheren Laststufen deutlich erkennbar, aus den starken Verbiegungen der Riegel- und Stielenden ist auf einen fortgeschrittenen Momentenausgleich zu schließen. Die bleibenden seitlichen Verformungen des Riegels waren nur sehr gering: auf 1500 mm Sehnenlänge ergab sich bloß eine Pfeilhöhe von 7 mm, die Einzelstäbe des Riegels zeigten hierbel fast gleichartige, stelig gekrümmte Biegelinien, frei von Wendepunkten und örtlichen Krümmungsschärfen.

Unter Zugrundelegung der idealisierten Arbeitslinie O-S-S' (Abb. 6) mit der Streckgrenze $\sigma_s = 2,62$ t/cm² sollen nun die Vorgänge während des Belastungsverlaufes auf rechnerischem Wege verfolgt werden.

Solange nur elastische Formänderungen auftreten, gilt für den Horizontalschub X des Rahmens die Beziehung

(1) X = 0,27 P,

welche unter Berückslchtigung der veränderlichen Trägheitsmomente gefunden wurde. Das größte Biegungsmoment tritt in Riegelmitte auf. Wird die Nietlochschwächung nur für die gezogenen Querschnittsteile in Rechnung gestellt, so entsteht hier am Zugrand die größere Randspannung. Für die Stabquerschnitte gelten die Festwerte (Abb. 11)

Vollquerschnitt:

(2a) $f_v = 22,0 \text{ cm}^2$, $W = 53,0 \text{ cm}^3$

Nutzquerschnitt: (2 b) $f_n = 19.8 \text{ cm}^2$, $W_d = 50.1 \text{ cm}^3$, $W_z = 40.8 \text{ cm}^3$; Schwerpunktverschiebung durch den einseltigen Nietabzug:

(2 c) $\xi = 0.41$ cm. Mit (1) erhält man bei rein elastischer Verformung als

Biegungsmoment (Einheiten t und cm)

(3)
$$\lim_{n \to \infty} 0 \cdots 0 \cdots 0 = 21,43 P,$$

beide Momente auf die Schwerachse des Vollquerschnittes bezogen. Unter

den getrofienen Voraussetzungen ist die rein elastische Verformung mit jenem Lastwert P^S abgeschlossen, unter welchem am Zugrande des Querschnittes O die Streckspannung erreicht wird. Mit (1), (2) und (3) erhält man, unter Beachtung der Schwerachsenlage des nietgeschwächten Querschnittes, aus

(4)
$$\sigma_z = \sigma_s = \frac{M_O^2 - N^3 \xi}{W_z} - \frac{N^3}{f_n}$$

den Lastwert $P = P^{S} = 5,15$ t. Damit ergeben sich die Normalkräfte (5) $N^{S} = X^{S} = 1,39$ t (Riegel) und $N_{1} = \frac{1}{2} \cdot P^{S} = 2,575$ t (Stiele),

$$M_0^{S} = 110.3 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_B^{S} = -82.7 \text{ t} \cdot \text{cm},$$

$$M_E^S = -39,0 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_Q^S = -52,1 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

Am Druckrande des Querschnittes O entsteht hierbei die Spannung $M_{S}^{S} - N_{S}^{S} = M_{S}^{S}$

$$d = \frac{M_0 - N_c}{W_d} + \frac{N^3}{f_n} = 2,263 \text{ t/cm}^2.$$

Der Momentenverlauf zum Lastangriff $P = P^S$ ist in Abb. 10 dargestellt. An den Orten 1, 2 und 4, an welchen die Dehnungen gemessen wurden, entstehen die Biegungsmomente

(5b) $M_1^S = 100,5 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_2^S = -29,2 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad M_4^S = -46,3 \text{ t} \cdot \text{cm}.$



Abb. 9.

Der Spannung $\sigma_P = 1,8$ t/cm² an der Proportionsgrenze entspricht der Lastwert $P^P = 3,54$ t.

Bleibt die Nietlochschwächung unberücksichtigt (wobei dann die Spannung des gedrückten Querschnittrandes maßgebend ist), so erhält man die Lastwerte $\overline{P}^{P} = 4,31$ t, $\overline{P}^{S} = 6,28$ t.



Steigt nun P über den Lastwert P^S an, so beginnt sich das plastische Verformungsvermögen des Stahles schon auszuwirken, indem nämlich die Biegungsmomente nicht mehr verhältnisgleich mit der Belastung anwachsen,



sondern M_O langsamer und M_B bzw. M_C rascher ansteigen. Unter der Annahme eben bleibender Querschnitte, sowie unter Berücksichtigung der zugrundegelegten Arbeitslinie O-S-S' (ohne Verfestigungsbereich) müssen Im Mittelquerschnitt des Riegels der Reihe nach die In Abb. 11a bis d dargestellten Spannungsbilder zustande kommen. Der kritische Spannungsverlauf nach Abb. 11d, gekennzeichnet durch die verschwindend klein gewordene Höhe des elastisch verbliebenen Kernes, wird hierbei unter einem ersten kritischen Lastwert $P = P^K$ erreicht. Die Normalkraft N^K und das Biegungsmoment M^K müssen dann der Plastizitätsbedingung des Querschnittes O genügen. Diese aus Gleichgewichtsbedingungen wieder herzuleitende Beziehung lautet allgemein (Abb. 11)

(Ia)
$$\left(b - \frac{1}{2} \cdot \lambda\right) (h^2 - h_1^2) + \delta h_1^2 = \frac{4|M|}{\sigma_s} + \frac{1}{\delta} \left[\frac{|N|}{\sigma_s} - \frac{1}{2} \cdot \lambda (h - h_1)\right]^2$$

wobei M wieder das auf die Schwerachse des vollen Querschnittes bezogene Angrifismoment bedeutet. Steigt nun P^K auf $P^K + \varDelta P$ an, so bleibt der kritische Spannungsverlauf in O bestehen, es wandert bloß die Nullinie von n nach n' (Abb. 11 e). Eine andere Spannungsverteilung ist nicht möglich. Unter der Einwirkung des Lastzuwachses $\varDelta P$ werden nämlich beide Riegelhälften in O gegeneinander gepreßt, wobei diese zuwachsende Druckkraft nur im gezogenen Teile des Querschnittes übertragen werden kann, da ja die gestauchten Teile keinen Druckwiderstand leisten. Größere Spannungen als die Streckspannungen $\pm d_s$, welche als

unveränderliche Spannungswerte betrachtet werden, können voraussetzungsgemäß im Baustoff nicht wirken, kleinere Spannungen sind wieder deshalb nicht möglich, weil diese Spannungen und daher auch das innere Moment des Querschnittes einer Steigerung fähig wären; vom Lastzuwachs JP würde dann gleichzeitig in O ein Moment geweckt werden, welches diesen Biegungswiderstand aufzehrt, der daher gar nicht zustande kommen kann. Aus demselben Grunde muß schließlich auch die unter JP zuwachsende Druckkraft des Querschnittes O in einem an den gestauchten Bereich des Querschnittes unmittelbar anschließenden Abschnitte nn' übertragen werden. Diese zuwachsende Druckkraft muß mit Rücksicht auf die Erhaltung des Gleichgewichtes in der Höhe des Spannungskörpers $2\sigma_s \delta n n'$ angreifen, und an Größe dem Inhalte dieses Spannungskörpers gleich sein. Bei der Laststeigerung von P^{K} auf $P^{K} + JP$ ändert sich daher die Normal- $= + \mathcal{I}Nc$ (das innere Moment wird kleiner); unter c ist der Abstand des Schwerpunktes des Spannungskörpers $2\sigma_s \delta n n'$ von der Schwerachse des Vollquerschnittes zu verstehen. Die zu $P = P^K + \mathcal{J}P$ gehörigen Wirkungsgrößen $N^{K} + \varDelta N$ und $M^{K} + \varDelta N c$ genügen dann wieder der Gl. Ia. Ist der Rahmen für den Lastangriff P^{K} als einfach statisch unbestimmtes System aus den elastisch plastischen Verformungen berechnet worden, so kann für jeden weiteren Lastzuwachs JP der zugehörige Spannungszustand aus Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Nach Überschreiten des Lastwertes P^{K} verhält sich das Tragwerk wie ein Dreigelenkrahmen, dessen Riegelgelenk n sich mit zunehmender Last ständig nach abwärts verschiebt. Die Verschiebungen nn', welche unter den noch möglichen Laststeigerungen über P^{K} hinaus entstehen, sind sehr gering, so daß auch das innere Moment des Querschnittes O hierbei nur wenig abnimmt. Die Riegel- und Stiel-Endmomente wachsen aber unter den folgenden Lastvergrößerungen rasch an.



Unter einem Lastwert $P = P^T$ wird schließlich auch in E bzw. F der kritische Spannungsverlauf erreicht; bei weiterer Laststeigerung würden die Querschnitte E, O und F als Gelenke wirken, und das System wäre labil. Demnach stellt diese zweite kritische Last P^T bereits die tragbare Last dar. Unter dieser könnten schon beliebig viele Querschnitte Gelenkwirkung erlangen (was hier auch für die Stielquerschnitte G und Htatsächlich zutrifft). Die von P^T verursachten Wirkungsgrößen N^T und M_O^T des Querschnittes O, sowie N^T und M_E^T der Querschnitte E und Fmüssen dann die Plastizitätsbedingung Gi. Ia erfüllen. Da auf diese gleich bemessenen Querschnitte dieselbe Normalkraft $N^T = X^T$ einwirkt, müssen auch ihre Biegungsmomente dem absoluten Werte nach gleich sein. Demnach gelten die Beziehungen (Abb. 10a)

(6)
$$\begin{cases} M_O^T = \frac{1}{4} \cdot P^T l - X^T h_0, \quad M_E^T = \frac{1}{2} \cdot P^T r - X^T h_0, \\ M_O^T = -M_E^T, \end{cases}$$

aus welchen für den Horizontalschub

)
$$X^{T} = N^{T} = \frac{P^{T}}{2h_{0}} \left(\frac{l}{4} + \frac{r}{2}\right)$$

folgt. Für das Versuchstragwerk ist (8) $l = 150 \text{ cm}, h_0 = 59,5 \text{ cm}, r = 17 \text{ cm}.$ Damit erhält man aus Gl. 7

 $X^T = 0.387 P^T$

und damit aus Gl. 6

(7

(9)

(10)
$$M_E^T = 14,497 P^T = -M_E^T = -M_F^T$$
.
Wit den Querschnittmaßen (Abb. 11)

(8a)
$$h = 8$$
 cm, $h_1 = 6.4$ cm, $\delta = 1.2$ cm, $b = 9$ cm, $\lambda = 2.8$ cm
und mit $\sigma_s = 2.62$ t/cm² erhält man aus der Plastizitätsbedingung Gi. Ia
und damit $P^T = 10.11$ t

 $X^T = 3.91$ t, $M_O^T = -M_E^T = 146.6$ t·cm, $M_B^T = -232.6$ t·cm. Der Momentenverlauf ist in Abb. 10a dargestellt.

Diese Berechnung ist nur gültig, wenn die Eckverbindungen und die Stiele nicht vorzeitig versagen. In den maßgebenden Stielquerschnitten *G* und *H* entstehen unter der Last $P^T = 10,11$ t die Momente M_G^T = $M_H^T = -146,6$ t·cm und die Normalkräfte $N_1^T = \frac{1}{2} \cdot P^T = 5,055$ t. Aus Gl. Ia würde sich zu dieser Normalkraft als tragbares Moment M = 146,8 t·cm ergeben. Dieses ist nur wenig größer als die wirkenden Momente M_G^T und M_H^T , so daß die Querschnitte *G* und *H* gerade noch ausreichen und unter der Last 10,11 t praktisch ebenfalls schon Gelenkwirkung erlangen.

Das Verhältnis zwischen Eckmoment und Mittenmoment ist hier $\frac{|M_B^T|}{M_O^T} = 1,59$, unter der Last P^S war dasselbe $\frac{|M_B^S|}{M_O^S} = 0,75$. Daraus ist zu ersehen, daß im vorliegenden Faile die Auswirkung der Selbsthilfe eine schr weitgehende ist, so daß auch für die zuerst plastisch werdenden Stabteile (Riegelmitte) der Eintritt von Instabilitäten in hohem Maße begünstigt wird. Trotzdem waren Faltungen erst unter den höchsten Laststufen hervorgetreten, während die seitlichen Ausweichungen auch dann noch gering blieben und das Tragvermögen nicht beeinflussen konnten.

Bleiben die Nietschwächungen außer Betracht, so ergibt eine gleichartige Rechnung, bei Verwendung der Plastizitätsbedingung Gl. I, als tragbare Last $\overline{P}^T = 11,48$ t, zu welcher dann $\overline{X}^T = 4,44$ t, $\overline{M}_O^T = 166,3$ t·cm und $\overline{M}_B^T = -264,2$ t·cm gehören.

Es soll jetzt noch festgestellt werden, welcher Last P die Abmessungen des Tragwerkes genügen, wenn bloß auf Erreichen der Streckspannung am Querschnittrande bemessen wird, also jenes Verfahren der Querschnittermittlung zur Anwendung gelangt, welches für Trägersysteme bisher immer in Aussicht genommen war. Auch hier wird mit vollem Momentenausgleich gerechnet, so zwar, als würden die Querschnitte schon beim Eintritt der Streckspannung am Rande Gelenkwirkung erlangen; die Gleichungen 6 und 7 bzw. 9 und 10 bleiben daher in Geltung.

Wird zunächst der Nietlochabzug für die gezogenen Flanschen berücksichtigt und beachtet man, daß die Biegungsmomente immer auf die Schwerachse des Vollquerschnittes bezogen sind, so können mit 2b und 2c die Randspannungen in *O* ausgedrückt werden durch

11)
$$\begin{cases} \sigma_d = \frac{M_O - N \cdot 0.41}{50.1} + \frac{N}{19.8} \\ \sigma_z = \frac{M_O - N \cdot 0.41}{40.8} - \frac{N}{19.8} \end{cases}$$

Aus Gi. 9, 10 und 11 crhält man für $\sigma_z = \sigma_s = 2,62$ t/cm² als tragbare Last $P^0 = 7,90$ t und dazu $M_0^0 = 114,53$ t cm $= -M_E^0 = -M_F^0$, sowie $M_0^0 = M_H^0$

und dazu $M_O^0 = 114,53 \text{ t} \cdot \text{cm} = -M_E^0 = -M_F^0$, sowie $M_G^0 = M_H^0$ = -114,47 t · cm. Die Spannung am Druckrande von O ist 2,416 t/cm², in den Querschnitten G und H entstehen die Randspannungen σ_d = 2,464 t/cm² und $\sigma_z = 2,577$ t/cm².

Bleiben die Nietlochschwächungen unberücksichtigt, dann erhält man auf ähnlichem Wege, mit $\sigma_d = \sigma_s$,

$$\overline{P^{0}} = 9,00$$
 t.

Wird die Last $P^T = 10,11$ t, welche bei voller Ausnutzung der nietgeschwächten Querschnitte erhalten wurde, als maßgebende tragbare Last angesehen, so genügt das Tragwerk z. B. bel zweifacher Sicherheit einer Gebrauchslast von 5,05 t. Diese ist nur wenig kleiner als die Last P^S = 5,15 t; die Forderung, daß die Streckspannung unter dem Angriff der Gebrauchslasten noch an keinem Orte des Tragwerkes in den Baustoff eindringen dürfe, ist daher nur knapp erfüllt.

Wird die Last $P^0 = 7,90$ t, welche einer Bemessung der nietgeschwächten Querschnitte auf Erreichen der Streckspannung am Querschnittrande zugehört [und welche nach Professor Maier-Leibnitz als "praktisch tragbare Last"?) zu bezeichnen wäre] als maßgebend betrachtet, so reicht das Versuchstragwerk bei zweifacher Sicherheit für eine Gebrauchslast von 3,95 t.

Im Falle der Bemessung nach zulässigen Spannungen wäre bei zweifacher Sicherheit mit $s_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 2,62 = 1,310 \text{ t/cm}^2 \text{ zu rechnen.}$ Das Versuchstragwerk würde dann nur einer Gebrauchslast von $\frac{1}{2} \cdot P^5 = 2,575 \text{ t}$ genügen. Dieses Ergebnis darf aber mit den vorstehend errechneten Gebrauchslasten von 3,95 und 5,05 t nicht verglichen werden, da eine

zweckentsprechende Bemessung des Tragwerkes nach zulässigen Spannungen zu anderen Querschnittsverhältnissen führt.

Im Schaubild der gemessenen Durchblegungen für O (Abb. 12) sind die errechneten charakteristischen Lastwerte, und zwar $P^P = 3,54$ t (4,31 t), $P^S = 5,15$ t (6,28 t), $P^0 = 7,90$ t (9,00 t) und $P^T = 10,11$ t (11,48 t) hervorgehoben. Aus dem Verlauf der Durchblegungen ist zu ersehen, daß erstmalig nach Überschreiten der Last P = 8 t eine raschere Zunahme der Formänderungen eintritt, daß aber der Beginn der vollkommenen Überwindung des inneren Widerstandes des Baustoffes erst in die Laststufe P = 11 t fällt. Tatsächlich war der Zeiger der Meßuhr erst beim Durchschreiten der Last P = 11,25 t in rasche Bewegung geraten. Die



die (nach abgewartetem Nachfließen gemessen) Durchbiegungen 5,4, 7,3 und 9,9 mm, und die Durchbiegungsverhältnisse 1/278, 1/205 und 1/152; die bleibende Verschiebung in O erreicht erst unter P = 12 die Größe der elastischen Durchbiegung.

Die Zugspannungen, welche unter $P = P^S$ an den Meßorten 1 (Flansch außen), 2, 3, 4 und 5 (Flansch innen) entstehen, sind aus

 $\sigma_{z,1} \approx \frac{M}{53,0} - \frac{N}{22,0}$ und $\sigma_{z,2-5} \approx \frac{3,2}{4,0} \cdot \frac{M}{53,0} - \frac{N}{22,0}$ (Einhelten t und cm)

bestimmbar. Für P = 5,15t erhält man bei Verwendung der zugehörigen Normalkräfte und Biegungsmomente nach Zeile 5) und 5b) der Reihe nach die Zugspannungen 1,831, 0,378 und 0,582 t/cm², welchen für E = 2150 t/cm² die Dehnungen 0,85, 0,16 und 0,27 $^{\circ}/_{\circ\circ}$ zugehören. Aus den Schaublidern (Abb. 13) erhält man zur gleichen Last die Meßwerte 0,82, 0,16 und 0,25 $^{\circ}/_{\circ\circ}$. Die e_1 -Linie (Abb. 13) zeigt im Lastwerte P = 9,75t einen Knick; nach Überschreitung dieses Lastwertes nehmen die Dehnungen ei plötzlich nur sehr langsam zu. Nun hat die rechnerische Verfolgung der Vorgänge während des Belastungsverlaufes, durchgeführt unter Zugrundelegung der in Abb. 6 eingelegten idealisierten Arbeitslinie O-S-S', ergeben, daß unter einem bestimmten, zwischen P^S und P^T gelegenen Lastwert P^K der Querschnitt O Gelenkwirkung erlangt, so daß bei weiterer Lastaufbringung das bis $P = P^K$ ständig angewachsene Biegungmoment des Querschnitts 1 nun eine Verminderung erfährt. Damit ist zunächst die Unstetigkeit der ϵ_1 -Linie im Lastpunkte $P = P^K = 9,75$ t erklärt. Die Entlastung, welche bei Überschreitung dieses Lastwertes am Meßorte 1 zustande kommt, kann im Hinblick auf die Lage desselben nur sehr gering sein. Immerhin müßten aber bei ideal plastischem Stahl die Dehnungen 1 nach Uberschreiten von P^K in geringem Maße abnehmen. Der Baustoff des Versuchtragwerkes besitzt aber keinen waagerecht verlaufenden, sondern einen schwach ansteigenden Streckbereich (Abb. 6), und im Querschnitt O kann nach Überschreitung der kritischen Last P (auch aus diesem Grunde)

keine vollständige Gelenkwirkung eintreten. Trotz der stärker anwachsenden Normalkraft nimmt dann das innere Moment des Querschnitts 1 noch weiterhin, wenn auch wenig, zu, und am Meßorte 1 muß keine Entlastung zustande kommen. Für Lasten über P_K können daher die Dehnungen in geringem Maße auch während des Durchlaufens des Streckbereichs noch weiter anwachsen, wie dies eben im vorliegenden Falle tatsächlich zutraf. Die Messung der Dehnungen in wurde bei P = 12 t abgebrochen und der Verlauf der e_1 -Linie kann daher über den Einfluß der Verfestigung in Riegelmitte keinen Aufschluß mehr geben.

Die Schaubilder der Dehnungen e, und e überschneiden sich bei P = 10 t. Daß für den anfänglichen Belastungsverlauf $\epsilon_2 < \epsilon_4$ sein muß, ist schon aus den zu $P^S = 5,15$ t gerechneten Dehnungswerten zu ersehen. Während der rein elastischen Verformung ist also das Biegungsmoment des Querschnitts 4 überwiegend größer (absolut) als jenes des Querschnitts 2, so daß in 4, trotz der größeren Normaldruckkraft des Stieles, eine größere Flansch-Zugspannung als in 2 entsteht. Nach Eintritt plastischer Verformungen werden aber die Unterschiede in diesen Momenten mit zunehmender Last immer geringer, und bei ideal plastischem Baustoff erhält hier das Biegungsmoment in 2 einen größeren Endwert als das Moment in 4. Da außerdem die Normalkraft des Riegels kleiner ist als jene des Stieles, so wird auch die Dehnung e2 dann größer sein als e4; bei ideal plastischem Baustoff müssen sich daher die Linien der ϵ_2 und ϵ_4 schon vor Erreichen der tragbaren Last überschneiden. Das muß aber auch für das Tragwerk aus Baustahl gelten, wenn der Momentenaus-gleich genügend weit fortgeschritten ist. Tatsächlich bestand unter der Last P = 12 t schon eine weitgehende plastische Durchdringung der Riegel- und Stielenden, wie auch während der folgenden Laststeigerung auf P = 12,4 t, aus der plötzlich

einsetzenden, raschen Zeigerbewegung der Dehnungsmesser 2, 3, 4 und 5 zu ersehen war.

Gegenüber dem Werte P = 9,75 t für die erste kritische Last, welcher sich aus der ϵ_1 -Linie ergeben hat, ist die für nutzbare Querschnitte errechnete Traglast $P^T = 10,11$ t ersichtlich zu klein. Auch die Dehnungen ϵ_2 und der bezüglichen Meßorte an Stiel- und Riegelenden zeigen erst unter P = 11,75 t den Anfang jener rascheren Zunahme, die bei P = 12,4 t eingetreten war. Daraus ist zu schließen, daß die Nietlochschwächungen keinen besonderen Einfluß auf die Auswirkung der Selbsthilfe des Baustahls, bzw. auf die Größe der statisch tragbaren Last ausüben. Während der plastischen Durchdringung der Stabteile erreicht eben der Baustoff der geschwächten Flanschen örtlich schon den Verfestigungsbereich, so daß der Querschnittverlust zufolge der Nietlöcher kaum zur Geltung kommt.

Die vorstehenden Versuchsergebnisse zeigen, daß die Selbsthilfe des Baustahls auch im Festigkeitsfalle Biegung und Normalkraft in der vorausgesehenen Art zur Auswirkung gelangt. Die Last von 10,1 t, welche hier bei voller Ausnutzung der Querschnitte, unter bloßer Berücksichtigung der Nietlochschwächungen in den gezogenen Flanschen derselben, als tragbare Last errechnet wurde, ist auch tatsächlich, ohne Störung durch vorzeitig eintretende Instabilitätserscheinungen erreicht worden, trotzdem die plastische Durchdringung der Riegelmitte schon unter der Last P = 5,15 t begonnen hat. Bei fortgesetzter Belastung ist diese rechnungsmäßig tragbare Last dann noch um $30^{0}/_{0}$ überschritten worden.

Das Versuchstragwerk wurde mir von der Brückenbauanstalt Waagner-Biro A.-G., Wien-Graz, kostenlos zur Verfügung gestellt, wofür ich Herrn Zentraldirektor Dr.-Ing. C. Rosenberg auch an dieser Stelle bestens danke. Der Versuch ist in der Technischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien ausgeführt worden. Für die Ermöglichung und Durchführung dieses Versuches bin ich dem Leiter der Versuchsanstalt, Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Rinagl, zu besonderem Dank verpflichtet.

Alle Rechte vorbehalten.

Jahrgang 5 Heft 16 5. August 1932

Das neue Normblatt DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen.

Von Prof. Dr.=Sng. A. Hilpert.

Nach der Veröffentlichung der "Vorschriften für geschweißte Stahlbauten" DIN 4100 sind jetzt mit dem Normblatt DIN 1912¹) die lang erwarteten Kurzzeichen für Schmelzschweißen bekanntgegeben worden. Die für den Stahlbau in Betracht kommenden Kurzzeichen sind in der umstehenden Abbildung wiedergegeben.

Bei den Stumpfnähten Kurzzeichen 1 und 2 kommt sowohl die Form der Schweißnaht als auch die der Schweißnahtoberfläche eindeutig zum Ausdruck. Die je nach der Oberfläche gewölbte oder geradlinige Schraffur wird nur in der maßstäblichen Darstellung angewendet, im

¹) Zu beziehen durch den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40.

Sinnbild nur ausnahmsweise, um die Deutlichkeit zu erhöhen. Geradlinige Schraffur z. B. nach Kurzzeichen 3 bedeutet, daß entweder die natürliche Oberfläche der Schweißnaht über den Blechrand nicht vorstehen darf, oder daß die Schweißnaht nachträglich abgearbeitet werden muß, wie dies bei Gurtplattenstößen von Blechträgern mitunter notwendig wird.

Kurzzeichen 4 und 5 zeigen den sehr wichtigen Unterschied bei der Darstellung sichtbarer und unsichtbarer Schweißnähte.

Die praktische Anwendung dieser Darstellungsart liefern Kurzzeichen 6 für durchlaufende Kehlnähte und Kurzzeichen 7, 8 und 9 für verschiedene Formen von unterbrochenen Nähten an überlappten Stößen und für den Laschenstoß.

DER STAHLBAU Bellage zur Zeitschrift "Die Bautechnik"



Kurzzeichen für Schmelzschweißen.

Das Kurzzeichen für die volle Kehlnaht, der Viertelkreis, gilt nur für unterbrochene Nähte, wenn er leer bleibt. Der Strich im Viertelkreis bedeutet stets durchlaufende volle Nähte. Weiter gilt allgemein, daß jede Kehlnaht durch daß Maß a für ihre Dicke zu bezeichnen ist. Für diese Regel besteht nur dann eine Ausnahme, wenn die Nahtdicke aus der Dicke der zu verbindenden Bleche unmittelbar hervorgeht, wie z. B. bei Stumpfnähten der verschiedenen Formen. Nach DIN 4100 ist als Dicke a der Kehlnaht die Höhe des dem Nahtquerschnitt eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks zu verstehen.

Bei Kurzzeichen 10 ist die Anwendung der Symbole für die unterbrochene leichte Kehlnaht gekennzeichnet. Die Bezeichnungsweise lautet nunmehr $a \cdot \frac{l}{e}$. Hierbei bedeutet a die Dicke der Naht, l die Länge des einzelnen Schweißstriches unter Abzug der Kraterenden und e den Mittenabstand der Schweißstriche voneinander.

Neu aufgenommen sind in dem Normblatt die Kurzzeichen für die beiden Formen der Schlitznaht, für Langloch und Rundloch Kurzzeichen 11 und 12. Hier wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Ausrundung der Schlitze in den Kurzzeichen auszudrücken. Außerdem ist die Nahtdicke *a* wieder beizufügen.

Die letzten Beispiele nach Kurzzeichen 13, 14 und 15 bringen verschiedene Formen des \top -Stoßes und ihre Darstellung. Die Schreibweise $a \cdot \frac{l}{e} \cdot Z$ bedeutet, daß die beiden unterbrochenen Kehlnähte im

Zickzack ausgeführt werden, wie der Grundriß nach Kurzzeichen 14 andeutet. In Kurzzeichen 15 ist die Unterscheidung der vorn durchlaufenden von der hinten unterbrochenen Naht bemerkenswert. Der durchgehende Strich wird nur in den vorderen Viertelkreisen des Kurzzeichens eingetragen.

Von den neuen Normen, die nach langjähriger Arbeit nun festgelegt wurden, kann wohl erwartet werden, daß sie sich auch in den Betrieben der Stahlbau-Industrie einheitlich durchsetzen. Nicht zu übersehen ist, daß eine Synthese zu schaffen war aus den Forderungen, welche die verschiedenen Anwendungsgebiete der Schweißtechnik an diese Normen gestellt haben. Wenn einzelne Sinnbilder nicht restlos den Anforderungen des einen oder des anderen Anwendungsgebietes entsprechen, so muß daran gedacht werden, daß noch ein großer Vorteil darin liegt, wenn alle Betriebe, die die Schweißverfahren eingeführt haben, für die Darstellung auch die gleichen Zeichen anwenden. Überdies steht zu hoffen, daß der Abschluß der deutschen Normungsarbeit auf diesem Gebiet auch für die Festlegung internationaler Symbole für Schweißnähte von großem Wert sein wird. Heute sind die Abweichungen in der Darstellung der Schweißnähte in den verschiedenen Ländern noch so bedeutend, daß die Konstruktionszeichnungen schwer zu verstehen sind. Es kann nur im Interesse der deutschen Industrie und nicht zuletzt des deutschen Stahlbaues liegen, wenn auch für die Festlegung schweißtechnischer Zeichen internationale Vereinbarungen geschaffen werden.

Verschledenes.

Montage eines Wasserbehälterdaches mittels Schwimmkörper. Die Errichtung des zylindrischen Wasserbehälters im Buchanan-Park, Lancaster (Pa.), war (nach Eng. News-Rec. vom 12. Mai 1932) bis zur Aufbringung der Dachkonstruktion fortgeschritten — der Behälter weist bei einem Fassungsvermögen von rd. 20 000 m³ einen Durchmesser von 30,5 m und eine Höhe von 28 m auf —, als sich die Frage erhob, wie die Montage des Kuppeldaches (geschweißte Stahlkonstruktion) am zweckmäßigsten bewerkstelligt werden könnte. Der Einbau eines Montagegerüstes hätte neben den großen Kosten für die Aufstellung den Nachteil gehabt, daß nach Fertigstellung des Daches die Entfernung der im Innern des Behälters liegenden Hilfskonstruktion durch die beiden Mannlöcher, den einzigen Öfinungen in der Umfassungswand, große Schwierigkeiten verursacht hätte; desgleichen war eine Montage von außen durch Krane bei der Höhe und dem Umfang des Bauwerks zu zeitraubend und kostspielig. Man verfiel auf die originelle Idee, sich des Inhalts des "Wasser"behälters als "Hilfsgerüst" zu bedienen und das Dach aufschwimmen zu lassen. Auf dem Behälterboden wurden eine Anzahl Schwimkörper von 1,85 \times 2,15 m Größe und 1,52 m Höhe mit einer Tragfähigkeit von rd. 4550 kg je Stück aufgebaut, darauf die Dachbinder einschließlich der Dachhaut montiert und der Behälter vermittels einer 24"-Leitung langsam mit Wasser gefüllt. Nach etwa 56 Stunden war der Hubvorgang beendet und das Dach bis zur Traufe aufgeschwommen, so daß die Verbindung mit der Umfassungswand erfolgen konnte. Die Schwimmer wurden dann nach Ablassen des Wassers auselnandergenommen und durch die Mannlöcher entfernt. Der Behälter ist vollkommen in geschweißter Stahlkonstruktion hergestellt, Umfassungswand und Dachhaut werden aus 4³/₄ mm starken Stahlplatten gebildet. Digl.-Ing. S. Herz.

INHALT: Über die Auswirkung der "Selbsthilfe" des Baustahls in rahmenartigen Stabwerken. – Das neue Normbiat DIN 1912 für schweißtechnische Zeichen. – Verschledenes: Montage eines Wasserbehälterdaches mittels Schwimmkörper.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. flertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.