

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 80 (1962)  
**Heft:** 4

**Artikel:** Gegen das Traglastverfahren  
**Autor:** Stüssi, Fritz  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-66090>

#### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 10.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## Gegen das Traglastverfahren

Von Prof. Dr. Fritz Stüssi, ETH, Zürich

### Vorbemerkungen

In seinem Vortrag vom 12. November 1960 vor der S. I. A.-Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau, der nun endlich auch in der Schweiz. Bauzeitung erschienen ist<sup>1)</sup>, empfiehlt Prof. Dr. B. Thürlmann das «plastische Berechnungsverfahren» als «einfaches, sauber fundiertes und zuverlässiges» Bemessungsverfahren mindestens für Tragwerke des Hochbaues. Dieses Verfahren ist dadurch gekennzeichnet, dass der Bemessung von statisch unbestimmten Tragwerken nicht mehr das durch die Elastizitätsbedingungen bestimmte Kräftepiel, sondern ein möglichst günstiger Gleichgewichtszustand zu Grunde gelegt werden soll; bei durchlaufenden Balken konstanter Steifigkeit führt dieses «Traglastverfahren» («plastic design») auf die Hypothese des Momentenausgleichs durch die Bildung von «Fliessgelenken».

Gleiche Bestrebungen waren in Mitteleuropa schon vor mehr als dreissig Jahren vorhanden, ausgehend von einem Aufsatz von Prof. N. C. Kist, Delft<sup>2)</sup>. Man wollte auch damals die «Selbsthilfe» oder «Schlauheit» des Materials bei der Bemessung von statisch unbestimmten Tragwerken aus Stahl systematisch ausnützen. Im Anschluss an die Diskussionen und Gespräche am Berliner Kongress 1936 der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau wurde es dann allerdings sehr rasch still um diese Bemühungen, und die zuständigen Fachleute des Stahlbaus waren sich mehr und mehr einig darüber, dass die Einführung des Traglastverfahrens eine Qualitätsverschlechterung der Bauweise bedeuten würde. Wir dürfen wohl annehmen, dass unsere damaligen Ueberlegungen und Versuche<sup>3)</sup> zur Abwehr dieser Gefahr beigetragen haben.

In jüngerer Zeit werden diese plastischen Bemessungsmethoden wieder befürwortet und zwar sowohl in England und Amerika wie auch in den Oststaaten, allerdings diesmal, im Gegensatz zu früher, nicht mehr von erfahrenen Vertretern der Konstruktionspraxis, sondern, so weit wir feststellen können, von Theoretikern, die noch nie das Gewicht der Verantwortung bei der Ausführung von Ingenieurbauwerken selber gespürt haben.

Prof. Thürlmann versucht nun mit seinem Vortrag, das Traglastverfahren auch bei uns einzuführen; er war sich dabei voll bewusst, damit einen Standpunkt zu vertreten, den ich eindeutig und aus Ueberzeugung ablehne. Er hat auch schon vor der Festlegung seines Vortragsthemas gewusst, dass ich einem solchen Versuch gegenüber klar und deutlich Stellung beziehen müsse.

### «Unzulänglichkeiten» der elastischen Berechnungsmethoden

Prof. Thürlmann sucht die Notwendigkeit, das Traglastverfahren als Bemessungsverfahren einzuführen, mit der Aufzählung verschiedener «Unzulänglichkeiten» der elastischen Berechnungsmethoden zu begründen. Nun ist es selbstverständlich, dass ein elastisches Berechnungsverfahren uns nur dann die zutreffende Lösung eines Problems liefern kann,

<sup>1)</sup> B. Thürlmann: Grundsätzliches zu den plastischen Berechnungsverfahren. Schweiz. Bauzeitung, 79. Jahrgang, Hefte 48 und 49, 30. 11. und 7. 12. 61.

<sup>2)</sup> N. C. Kist: Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flusseisen. «Eisenbau» 1920.

<sup>3)</sup> F. Stüssi und C. F. Kollbrunner: Beitrag zum Traglastverfahren. «Bautechnik» 1935.

wenn seine Voraussetzungen (elastische Formänderungen) erfüllt sind, und es ist damit ebenso selbstverständlich, dass wir bei einer ganzen Reihe von Problemen auch die plastischen Formänderungen berücksichtigen müssen und dass wir wieder in anderen Fällen, die wegen ihrer Komplexität mit unseren heutigen Berechnungsmethoden nicht oder noch nicht zutreffend erfasst werden können, auf den Versuch angewiesen sind, um daraus zuverlässige Bemessungsregeln aufzustellen.

Nun geht es bei unserer heutigen Diskussion einzig und allein um die Einführung des Traglastverfahrens und damit nur um die Frage, ob unsere heutigen Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Stabsysteme derart schwerwiegende Unzulänglichkeiten aufweisen, dass wir sie ersetzen müssen. Das Beispiel, das Prof. Thürlmann hier mit dem verstärkten Rechteckrahmen einführt, überzeugt keineswegs. Wenn in einem solchen Rahmen die Steifigkeit der Stützen vergrössert wird, so werden die Stützenmomente vergrössert; da aber das Eckmoment nicht nur den Stützenkopf, sondern auch das Ende des unverstärkten Unterzuges beansprucht, wird dieser somit überbeansprucht. Der ungünstige Momentenverlauf im verstärkten Rahmen ist somit nicht die Folge einer Unzulänglichkeit der baustatischen Theorie, sondern einer unlogischen Verstärkung, die die grundsätzlichen Zusammenhänge zwischen Steifigkeitsverteilung und Momentenverlauf in statisch unbestimmten Systemen missachtet.

### Der «Beweis» des Momentenausgleichs

Prof. Thürlmann berechnet an Hand der «Mechanismus-Methode» die theoretische Traglast  $P_p$  eines statisch unbestimmten Tragsystems mit Hilfe der Arbeitsgleichung  $A_u + A_i = 0$ . Diese Berechnung muss abgelehnt werden, denn mit der Arbeitsgleichung können wir nur Gleichgewichtszustände, allerdings in bequemer Formulierung, erfassen, aber nicht mehr. Mit den Bezeichnungen von Bild 1 lautet für den in der Mitte des Mittelfeldes durch die Einzellast  $P$  belasteten symmetrischen Dreifeldbalken die korrekt angeschriebene Arbeitsgleichung

$$P \frac{\vartheta l_2}{2} = 2X\vartheta + (M_0 - X)2\vartheta$$

oder es ist

$$M_0 = \frac{P l_2}{4}$$

genau entsprechend dem Gleichgewichtszustand. Da sich das überzählige Stützenmoment  $X$  heraushebt, bleibt die Arbeitsgleichung für jeden beliebigen Wert von  $X$  erfüllt. Es ist somit kein Beweis oder auch keine Bestätigung für die Richtigkeit des Momentenausgleichs, wenn der hypothetische Wert von  $X$ ,

$$X = \frac{M_0}{2}$$

und damit

$$M = M_0 - X = \frac{M_0}{2} = X$$

in die Arbeitsgleichung eingesetzt wird; es handelt sich hier vielmehr um eine unzulässige Anwendung der Arbeitsgleichung, die deshalb bedauerlich ist, weil sie beim Normalleser den Anschein erweckt, dass der Momentenausgleich

nicht nur eine Hypothese, sondern eine theoretisch beweisbare Tatsache sei.

### Die Beurteilung von Versuchsergebnissen

Ich habe unsere früheren Versuche<sup>3)</sup> im Jahre 1953 mit einem etwas grösseren Trägerprofil I 60/40 aus Stahl der Güte von St. 44 wiederholt und auch auf oft wiederholte Belastung ausgedehnt<sup>4)</sup>. In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der statischen Versuche («Erschöpfungslasten»  $P$ ) der durchlaufenden Balken (Bild 1) zusammengestellt und mit den Erschöpfungslasten  $P_0$  des einfachen Balkens der Spannweite  $l = l_2 = 60$  cm verglichen. Bei beiden Versuchsreihen wurde die Belastung durch eine Hebelmaschine aufgebracht, so dass die Lastgrösse auch durch grössere Durchbiegungen nicht beeinflusst wurde.

Die beiden Versuchsreihen stimmen in bezug auf die relative Grösse der Erschöpfungslasten sehr gut überein.

Im elastischen Bereich ergibt sich die Grösse des Stützenmomentes  $X$  zu

$$X = \frac{3l_2}{4l_1 + 6l_2} M_0 = \alpha M_0,$$

wenn nur der Einfluss der Momente auf die Verschiebungsgrossen berücksichtigt wird; bei den neuen Versuchen war es mit Rücksicht auf die Beurteilung des elastischen Bereichs und der Dauerversuche bei kleinen Spannweiten  $l_1$  notwendig, auch die Schubverformungen sowie eine an sich kleine Nachgiebigkeit der Lagerung von 0,002 cm/t,  $C = 500$  t/cm zu berücksichtigen, also mit

$$\alpha = \frac{3l_2 - \frac{24EJ}{C l_1 l_2}}{4l_1 + 6l_2 + \frac{12EJ}{GF' l_1} + \frac{24EJ}{C l_1^2}}$$

<sup>4)</sup> F. Stüssi: Theorie und Praxis im Stahlbau, «Mitt. Schweizer Stahlbauverband», Heft 16, 1956.

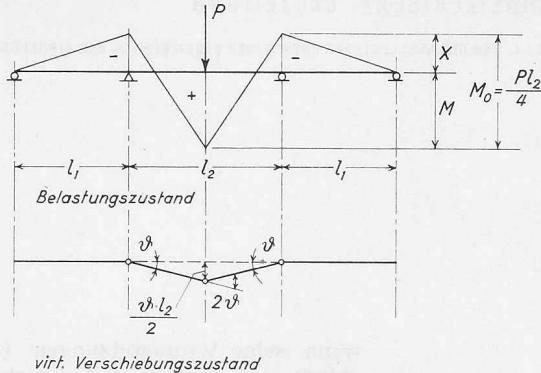


Bild 1 (oben)

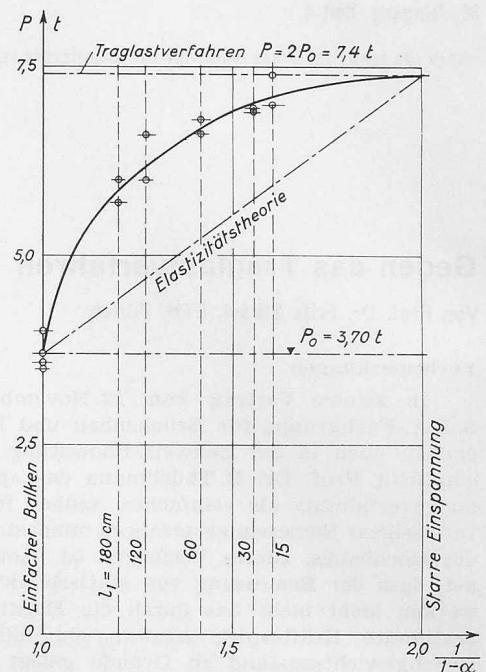


Bild 2  
(rechts)

zu rechnen. Das massgebende Moment  $M$  beträgt

$$M = M_0 - X = (1 - \alpha) M_0 = (1 - \alpha) \frac{P l_2}{4};$$

setzen wir voraus, dass die gleiche Grösse von  $M = M_0$  auch die Erschöpfung des einfachen Balkens mit  $l = l_2$  verursache, so ist

$$(1 - \alpha) \frac{P l_2}{4} = \frac{P_0 l_2}{4}$$

oder nach der Elastizitätstheorie

$$\frac{P}{P_0} = \frac{1}{1 - \alpha},$$

während bei Gültigkeit des Traglastverfahrens mit vollem Momentenausgleich

$$P = 2P_0$$

Tabelle 1. Versuchsergebnisse

$l_1$ cm	Versuche 1935 I 46/35, St. 47			Versuche 1953 I 60/40, St. 44			Bemerkungen
	$P$ t	$P_m$ t	$\frac{P_m}{P_{om}}$	$P$ t	$P_m$ t	$\frac{P_m}{P_{om}}$	
—	2,294 2,534 2,239	2,356		3,60 4,00 3,50 3,70	3,70		Einfache Balken $l = l_2 = 60$ cm
180	3,930 3,639 3,591	3,720	1,58	5,70 6,00	5,85	1,58	Durchlaufende Balken
120	3,902 3,632 3,902	3,812	1,62	6,60 6,00	6,30	1,70	Durchlaufende Balken
60	4,502 4,320 3,828	4,217	1,79	6,80 6,60	6,70	1,81	Durchlaufende Balken
30	4,508 4,170	4,339	1,84	6,95 6,90	6,925	1,87	Durchlaufende Balken
15				7,00 7,40	7,20	1,95	Durchlaufende Balken

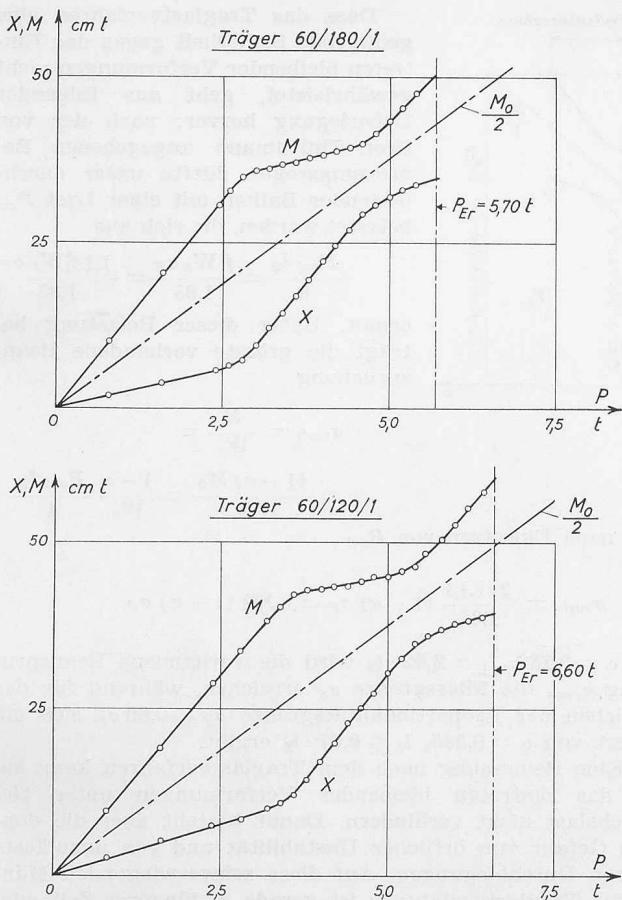


Bild 3

betrugen müsste. Die Erschöpfungslasten  $P$  der Versuche 1953 sind in Bild 2 über den Abszissen  $1/(1 - \alpha)$  aufgetragen.

Das Ergebnis dieser Versuche ist, in voller Uebereinstimmung mit den Versuchen 1935, klar und eindeutig: wohl liegt die statische Tragfähigkeit der durchlaufenden Balken über den nach der Elastizitätstheorie berechneten Werten, aber sie liegt eindeutig unter den Werten  $P = 2P_0$ , die nach dem Traglastverfahren zu erwarten wären. Wesentlich ist, dass der Unterschied zwischen Traglastverfahren und Versuch systematisch ist; er vergrössert sich eindeutig mit zunehmender Spannweite  $l_1$  der Seitenfelder. Damit ist aber die Hauptgrundlage des Traglastverfahrens, die auch von Prof. Thürliemann behauptete Unabhängigkeit der Traglast von der Grösse der Seitenfelder, widerlegt.

Prof. Thürliemann versucht nun das Traglastverfahren auch durch unsere Versuchsergebnisse 1935 und 1953 zu stützen. Er orientiert in seiner Darstellung die Versuchsergebnisse auf die «theoretische Traglast»  $P_p$ ,

$$P_p = \frac{8M_p}{l_2} = \frac{8}{l_2} fW \sigma_{Fx} = \frac{16S_x}{l_2} \sigma_F$$

(mit  $S_x$  = statisches Moment des halben Querschnitts bezüglich Schwerpunkt,  $f \cdot W_x = 2S_x$ ), um feststellen zu müssen, dass die Tragfähigkeit des statisch bestimmten Vergleichstragwerks (einfacher Balken) um rd. 30 % über der berechneten Traglast  $P_p$  liege. Er erklärt diesen Unterschied als

Auswirkung des Verfestigungsbereiches. Die systematische Abnahme der Tragfähigkeit mit zunehmender Grösse der Seitenfeldweiten kann er auch in seiner Darstellung nicht bestreiten. Wenn er aber behauptet, dass sogar bei den Durchlaufbalken mit den längsten Seitenfeldern noch ein voller Momentenausgleich zustande gekommen sei, so ist das offensichtlich eine falsche Behauptung. Auch bei den Durchlaufträgern besteht die Wirkung der Verfestigung wie beim einfachen Balken. Wenn bei den längsten Durchlaufbalken,  $l_1 = 3l_2$ , die beobachtete Tragfähigkeit mit der Traglast  $P_p$  annähernd übereinstimmt, so ist das darauf zurückzuführen, dass die ungünstige Wirkung des unvollständigen Momentenausgleichs durch die günstige Wirkung der Verfestigung hier zufällig kompensiert wird. Prof. Thürliemann hätte zu dieser gleichen Erklärung gelangen müssen, wenn er unsere Feststellungen über den Verlauf der Momente  $M$  und  $X$ , wie er sich gleichlautend aus Messung und Rechnung ergibt<sup>3)</sup><sup>4)</sup>, beachtet hätte. Dieser Verlauf der Momente  $M$  und  $X$  ist in Bild 3 für je einen Versuchsträger mit  $l_1 = 180$  cm und  $l_1 = 120$  cm der neuen Versuche 1953, aus gemessenen Dehnungen bestimmt, nochmals dargestellt; wohl zeigt sich nach dem Ueberschreiten der Fließgrenze unter dem Lastangriffspunkt (Moment  $M$ ) eine deutliche Ausgleichstendenz, die jedoch nicht bis zur Erschöpfungslast andauert; der Momentenausgleich ist nicht vollständig.

Unsere beiden Versuchsreihen waren bewusst direkt auf die massgebende Frage orientiert, ob sich bei den untersuchten Durchlaufträgern unabhängig von der Länge der Seitenfelder der vom Traglastverfahren vorausgesetzte Momentenausgleich  $M = X$  einstelle oder nicht und damit auch, ob der statisch unbestimmte Durchlaufträger die doppelte Tragfähigkeit des statisch bestimmten Vergleichsträgers (einfacher Balken) besitze oder nicht. Das Versuchsergebnis ist eindeutig negativ und damit ist das Traglastverfahren nichts anderes als eine mehr oder weniger grobe Annäherung an das wirkliche Tragverhalten. Es soll im folgenden nun noch untersucht werden, ob ein solches Näherungsverfahren als Bemessungsbehelf der Konstruktionspraxis überhaupt einen Sinn hat oder nicht.

#### Das Ungenügen des Traglastverfahrens

Zunächst sind, um den Vergleich zwischen Traglastverfahren und Elastizitätstheorie zu vervollständigen, in Bild 4 die Ergebnisse unserer Versuche 1953 unter oft wiederholter Ursprungsbelastung zusammengestellt. Die bei solchen Dauerversuchen bekannten unvermeidlichen Streuungen wurden durch vermittelnde, möglichst flüssige Kurven zu eliminieren versucht. Bild 5 zeigt die Zusammenstellung von Versuchsmittelwerten in Verhältniszahlen  $P/P_0$  für die statischen Versuche und die Dauerversuche für  $10^4$  und  $10^5$  Lastwechsel.

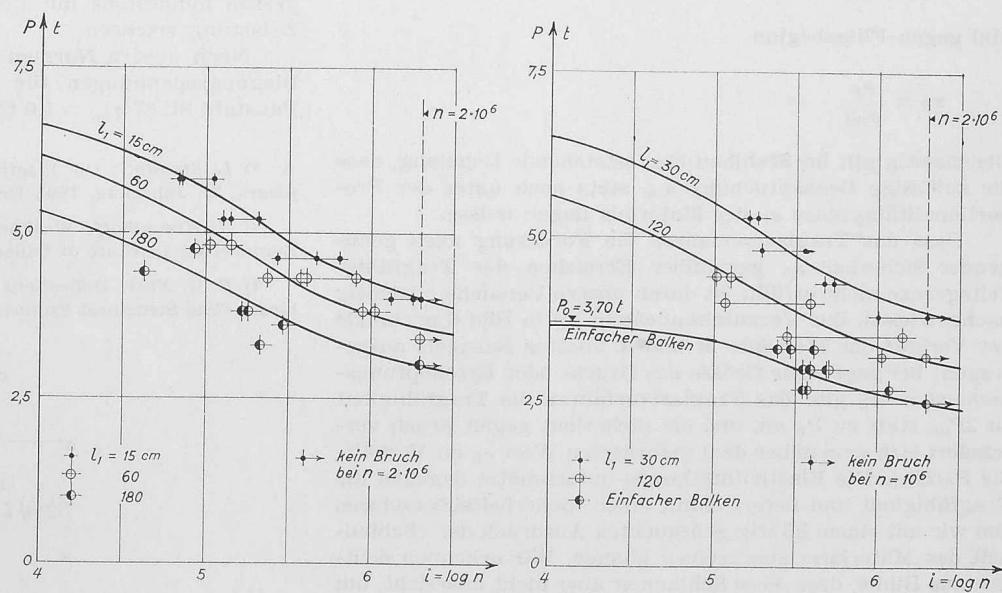
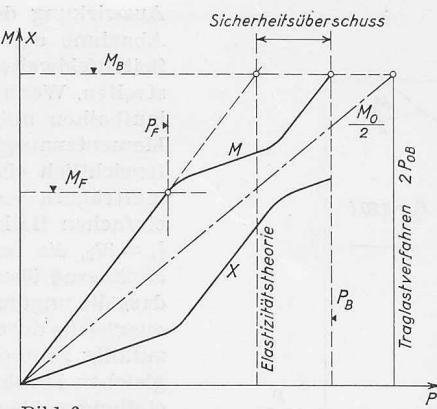
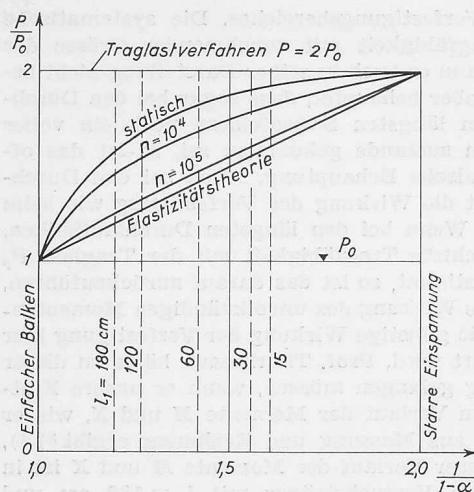


Bild 4



Es zeigt sich, dass die Tragfähigkeit für  $10^5$  Lastwechsel schon fast vollständig der Elastizitätstheorie entspricht; der Übergang vom teilweisen Momentenausgleich zur Elastizitätstheorie vollzieht sich zur Hauptsache zwischen  $10^4$  und  $10^5$  Lastwechseln. Damit scheidet aber das Traglastverfahren für die Bemessung von Tragwerken unter oft wiederholter Belastung grundsätzlich aus. Zu diesen Tragwerken gehören aber nicht nur die Brücken, sondern auch alle Bauteile des Hochbaues, die bewegliche Belastungen zu tragen haben, wie Kranbahnen u. ä., oder für deren Bemessung Winddruck massgebend ist wie Rahmenbinder usw.

Damit ist der mögliche Anwendungsbereich des Traglastverfahrens schon sehr stark eingeschränkt; es bleibt noch zu untersuchen, ob seine Anwendung bei der Bemessung der noch übrig bleibenden Bauteile gerechtfertigt ist oder nicht. Dabei haben wir davon auszugehen, dass statisch unbestimmte Tragwerke mit der gleichen Mindestsicherheit bemessen werden müssen, wie wir sie für statisch bestimmte Systeme fordern. Diese Sicherheitsforderung bezieht sich sowohl auf die Tragfähigkeit, d. h. die Vermeidung von Bruch, Erschöpfung oder Unstabilwerden, wie auch auf die Vermeidung bleibender Formänderungen. Normalerweise spricht man allerdings nicht ausdrücklich von diesen beiden Sicherheitsanforderungen, weil sie beide im üblichen Spannungsnachweis

$$\sigma_{\text{vorh}} \leq \sigma_{\text{zul}}$$

enthalten sind; es beträgt die geforderte Sicherheit  $s_B$  gegen Bruch

$$s_B = \frac{\sigma_B}{\sigma_{\text{zul}}}$$

und gegen Fliessbeginn

$$s_F = \frac{\sigma_F}{\sigma_{\text{zul}}}$$

Gleichzeitig gilt im Stahlbau die feststehende Regelung, dass die zulässige Beanspruchung  $\sigma_{\text{zul}}$  stets noch unter der Proportionalitätsgrenze  $\sigma_P$  des Materials liegen müsse.

Dass das Traglastverfahren die Forderung nach genügender Sicherheit  $s_B$  gegenüber Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze nicht erfüllt, ist durch unsere Versuche eindeutig nachgewiesen. Zur Veranschaulichung sei in Bild 6 nochmals der Verlauf der Momente  $M$  und  $X$  unseres Beispiels aufgetragen; bei gegebener Grösse des Bruch- oder Erschöpfungsmomentes  $M_B$  gibt das Traglastverfahren die Tragfähigkeit zu  $2P_{OB}$  statt zu  $P_B$  an, und die Sicherheit gegen Bruch vermindert sich gegenüber dem geforderten Wert  $s_B$  im Verhältnis  $P_B/2P_{OB}$ . Die Elastizitätstheorie unterschätzt dagegen die Tragfähigkeit und liefert damit einen Sicherheitsüberschuss, den wir mit einem häufig gebrauchten Ausdruck der «Schlauheit des Materials» zuschreiben können. Wir erkennen deutlich aus Bild 6, dass diese Schlauheit aber nicht ausreicht, um das Ungenügen des Traglastverfahrens zu kompensieren.

Dass das Traglastverfahren eine genügende Sicherheit gegen das Eintreten bleibender Verformungen nicht gewährleistet, geht aus folgender Überlegung hervor: nach der von Prof. Thürlmann angegebenen Bemessungsregel dürfte unser durchlaufender Balken mit einer Last  $P_{\text{zul}}$  belastet werden, die sich aus

$$\frac{P_{\text{zul}} l_2}{8} = \frac{f W_x \sigma_F}{1,85} = \frac{1,13 f W_x \sigma_F}{1,85}$$

ergibt. Unter dieser Belastung beträgt die grösste vorhandene Beanspruchung

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{M}{W_x} = \frac{(1-\alpha) M_0}{W_x} = \frac{1-\alpha}{W_x} \frac{P_{\text{zul}} l_2}{4}$$

oder nach Einsetzen von  $P_{\text{zul}}$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{2 \cdot 1,13}{1,85} (1-\alpha) \sigma_F = 1,222 (1-\alpha) \sigma_F$$

Für  $\alpha = 0,182$ ,  $l_1 = 2,62 \cdot l_2$  wird die vorhandene Beanspruchung  $\sigma_{\text{vorh}}$  die Fliessgrenze  $\sigma_F$  erreichen, während für das Erreichen der Proportionalitätsgrenze  $\sigma_P \approx 0,80 \sigma_F$  sich ein  $\alpha$ -Wert von  $\alpha = 0,345$ ,  $l_1 \leq 0,67 \cdot l_2$  ergibt.

Eine Bemessung nach dem Traglastverfahren kann somit das Eintreten bleibender Verformungen unter Gebrauchslast nicht verhindern. Damit besteht aber die doppelte Gefahr von örtlicher Instabilität und von unzulässig grossen Durchbiegungen. Auf diese schwerwiegenden Mängel des Traglastverfahrens ist gerade in jüngerer Zeit wiederholt hingewiesen worden, so von Prof. L. Stabilini<sup>5)</sup> und von Prof. A. Hrennikoff<sup>6)</sup>. Von besonderem Gewicht dürfte sein, dass einer der Hauptbefürworter der plastischen Berechnungsmethoden, Prof. B. G. Neal, festgestellt hat, dass bei verschiedenen Rahmensystemen die Verformungen so gross werden können, dass eine Bemessung nach dem Traglastverfahren nicht mehr in Frage kommt<sup>7)</sup>.

Nun existieren allerdings auch Belastungsfälle, bei denen das Traglastverfahren «richtig» ist, dann nämlich, wenn schon im elastischen Bereich die grössten Stützen- und Feldmomente gleich gross sind. Bild 7 zeigt ein solches Beispiel mit «natürlichem Momentenausgleich». Es ist wohl selbstverständlich, dass Versuchsergebnisse an derartigen Fällen nicht zur Stützung des Traglastverfahrens beigezogen werden dürfen. Andererseits liefert hier eine Bemessung nach der Elastizitätstheorie auch keinen Sicherheitsüberschuss, weil hier die massgebenden Momente bis zur Tragfähigkeitsgrenze mindestens proportional zur Belastung wachsen.

Nach unseren Normen betragen die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen für Stahlhochbauten aus normalem Baustahl St. 37  $\sigma_{\text{zul}} = 1,6 \text{ t/cm}^2$  für Hauptlasten und  $1,8 \text{ t/cm}^2$

5) L. Stabilini: Die Plastizität und der Bauingenieur, «Bauingenieur», 35. Jahrgang, 1960, Heft 6.

6) A. Hrennikoff: Weaknesses of the Theory of Plastic Design. Engineering Institute of Canada, 1961.

7) B. G. Neal: Deflections of Plane Frames at the Point of Collapse. «The Structural Engineer», Vol. 38, No. 7. 1960.

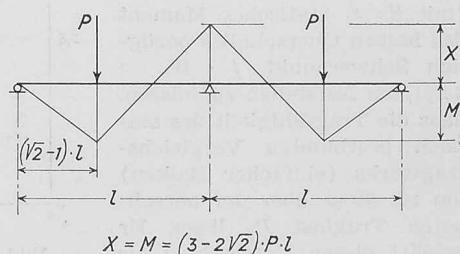


Bild 7

für Haupt- und Zusatzlasten; damit ergeben sich rechnerische Sicherheiten von  $n_F = 1,5$  bzw.  $n_F = 1,33$  gegen Erreichen der Fliessgrenze  $\sigma_F = 2,4 \text{ t/cm}^2$ . Diese Sicherheiten dürfen wohl kaum mehr verkleinert werden, auch deshalb nicht, weil sonst die Proportionalitätsgrenze  $\sigma_P = 1,9 \text{ t/cm}^2$  unter Gebrauchslast überschritten würde. Die Sicherheit gegen Erreichen der Fliessgrenze wird aber nur durch eine Bemessung nach der Elastizitätstheorie und nicht nach dem Traglastverfahren gewährleistet. Wenn dabei eine grössere Bruchsicherheit vorhanden ist, als sie von den Normen verlangt wird, so ist das höchstens ein wirtschaftlicher Nachteil; das Tragwerk ist nicht mit dem kleinstmöglichen Materialaufwand konstruiert.

Die wirtschaftliche Bemessung eines Tragwerks verlangt eine möglichst gute Materialausnützung in möglichst vielen Querschnitten, derart, dass die Kosten aus Material und Bearbeitung minimal werden. Man wird deshalb nur bei untergeordneten Bauteilen unverstärkte Walzprofile mit minimalen Bearbeitungskosten aber grösseren Materialaufwand verwenden; bei allen wichtigeren Bauteilen ist zur Erzielung einer wirtschaftlichen Lösung eine gute Anpassung der Querschnitte an die Momente und Schnittkräfte notwendig. Diese Anpassung ist aber nur möglich, wenn eine zuverlässige Berechnung nach der Elastizitätstheorie vorliegt; das Traglastverfahren ist nicht in der Lage, uns hier die erforderlichen Grundlagen zu liefern. Prof. K. Sattler hat kürzlich gezeigt, dass, mindestens für europäische Verhältnisse, das Traglastverfahren häufig nicht auf die wirtschaftlichsten Lösungen führt<sup>8)</sup>.

#### Schlussfolgerungen

Ein statisch unbestimmtes Tragwerk bleibt auch dann statisch unbestimmt, wenn in einzelnen Querschnitten die Proportionalitätsgrenze oder die Fliessgrenze des Materials überschritten wird. Dies bedeutet, dass auch im überelastischen Belastungsbereich neben den Gleichgewichtsbedingungen auch die Formänderungsbedingungen gültig bleiben. Das Ungenügen des Traglastverfahrens beruht darauf, dass es diese grundlegende Tatsache missachtet, und seine «Einfachheit» erweist sich bei näherer Prüfung als unzulässige Primitivität.

Unter *statischer Belastung* besitzen nach der Elastizitätstheorie berechnete statisch unbestimmte Tragsysteme gegenüber einem statisch bestimmten Vergleichstragwerk dann einen Sicherheitsüberschuss, wenn der Querschnittsverlauf dem Verlauf der inneren Kräfte nicht angepasst ist. Dieser Fall kommt in der Konstruktionspraxis bei untergeordneten Bauteilen vor, bei denen man die Gesamtkosten durch Kleinhaltung der Bearbeitungskosten (glatte Walzprofile) und zu Lasten eines vergrösserten Materialaufwandes klein zu halten sucht. Hier kann der Sicherheitsüberschuss in der Regel deshalb nicht ausgenutzt werden, weil sonst unter Betriebslast bleibende Formänderungen mit ihren nachteiligen Folgen auftreten würden. Das Traglastverfahren überschätzt diesen Sicherheitsüberschuss. Bei allen wichtigeren Bauteilen ist es dagegen Aufgabe einer wirtschaftlichen baulichen Ausbildung, die Tragwerksquerschnitte unter Beachtung der Zusammenhänge zwischen Steifigkeitsverteilung und innerem Kräfteverlauf den beanspruchenden Kräften möglichst sorgfältig anzupassen («Materialverteilung»). Je besser dies gelingt, um so kleiner wird der Sicherheitsüberschuss. In solchen Fällen hat das Traglastverfahren seinen Sinn verloren.

Unter *oft wiederholter Belastung* («Ermüdung») entspricht das Tragverhalten statisch unbestimmter Tragwerke auch bei ungleichmässiger Materialausnützung der Elastizitätstheorie; das Traglastverfahren hat hier überhaupt nichts mehr zu suchen.

Wenn ein Vertreter der theoretischen Mechanik sich mit plastizitätstheoretischen Untersuchungen beschäftigt, so kann er geltend machen, dass die theoretische Mechanik

durchaus das Recht besitze, sich ideale Baustoffe durch Definition zu schaffen, und dass aus solchen Untersuchungen vielleicht an sich theoretisch interessante Ergebnisse resultieren können. Eine Uebertragung solcher Ergebnisse auf die Bemessung von Tragwerken, die aus wirklichen und nicht aus idealisierten Baustoffen bestehen, muss jedoch abgelehnt werden, so lange sich daraus nicht eine Verbesserung, sondern, wie im Falle des Traglastverfahrens, nur eine Verschlechterung der baulichen Qualität ergibt. Sollte jedoch die Befürwortung des Traglastverfahrens als Entgegenkommen an jene Leute gedacht sein, die die normalen und bei normaler Begabung erlernbaren Methoden zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nicht beherrschen, so müsste die Einführung einer solchen «Baustatik für Schwachbegabte» erst recht abgelehnt werden.

## Operations Research

DK 658

Die Schweizerische Vereinigung für Operations Research, ein neuer Zweig der Schweizerischen Gesellschaft für Statistik und Volkswirtschaft, führte am 15. und 16. September 1961 an der ETH ihre Eröffnungstagung durch. Das grosse Interesse, das dieser Vereinigung und der Tagung von allen Seiten entgegengebracht wurde, äusserte sich darin, dass ihr Präsident, Professor Dr. H. P. Künnzi, in seiner Ansprache die Vertreter der Bundes-, Kantons- und Stadtbehörde, der Hochschulen, sowie Delegierte von deutschen und österreichischen Gesellschaften und nahezu 500 Teilnehmer begrüssen konnte. Dieses Interesse ist berechtigt, vermochte doch das neue unternehmerische Hilfsmittel — Operations Research — als Sammelbegriff für den Einsatz der verschiedensten mathematischen Techniken bei der Lösung der unternehmerischen Probleme bereits beträchtliche Erfolge aufzuweisen.

Professor Dr. F. Scheurer überbrachte die Grüsse der Muttergesellschaft, deren Präsident er ist, und wies in seiner Ansprache auf die zunehmende Mathematisierung der Wissenschaft hin. Anschliessend sprach Prof. Dr. E. Stiefel, Direktor des Instituts für angewandte Mathematik an der ETH über

#### Entwicklung der mathematischen Methoden zur Lösung von Extremalproblemen

Viele Stellen versuchen durch Lösung von Extremalproblemen optimale Entscheidungen zu treffen. Mit solchen Problemen hat sich die klassische Mathematik seit Bernoulli und Euler befasst. Jedermann ist die Methode der horizontalen Tangente an eine gegebene ebene Kurve geläufig. Im dreidimensionalen Raum tritt anstelle der Tangente die Tangentialebene. Schwierigkeiten ergeben sich, sobald mehrere lokale Extrema vorliegen, und man das globale Extrem ermitteln will.

Auch die Natur handelt gemäss Extremalwerten; die Reflexion eines Strahles geschieht so, dass der Weg zwischen zwei Punkten über eine Reflexionsebene minimal wird. Eine weitere Methode zum Auffinden der Extrema ist die des «stärksten Abstieges». Dieser Weg führt möglicherweise auf ein Nebenminimum. Man kann aber zuerst die Sattelpunkte bestimmen und von diesen ausgehen. Solche Probleme werden vor allem in der Topologie untersucht, um deren Entwicklung sich Morse verdient gemacht hat.

Am Beispiel des Mora-Spieles wurde anschliessend die Spieltheorie erklärt. Bei graphischer Lösung erhält man einen Polygonzug, woraus das beste Verhältnis der Wahrscheinlichkeiten, mit welchen ein Spieler seine Strategien spielen soll, abgelesen werden kann. Anstelle der Kurve beim rein theoretischen Problem tritt also ein Polygonzug, bzw. räumlich anstelle der topographischen Fläche ein Polyeder. Hiermit betritt man das Gebiet, in welchem noch vieles zu leisten ist, obwohl schon manches erreicht wurde. In diesem Zusammenhang ist besonders der bereits im Alter von 31 Jahren verstorbene Walter Ritz mit seinen Arbeiten über die Variationsrechnung zu erwähnen.

8) K. Sattler: Ueber die sinnvolle Berechnung zur Konstruktion. «Stahlbautagung Berlin 1960». Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbauverbandes, H. 14.