Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 79 (1961)
Heft: 49

Artikel: Grundsätzliches zu den plastischen Berechnungsverfahren
Autor: Thürlimann, Bruno
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-65642

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: 15.07.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Grundsätzliches zu den plastischen Berechnungsverfahren

DK 624.04:539.374

Von Prof. Dr. **Bruno Thürlimann**, ETH, Zürich

Schluss von Seite 869

5. Versuchsergebnisse

Schon seit längerer Zeit, speziell aber in den letzten Jahren, sind im besonderen auf dem Gebiete des Stahlbaues systematische experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden (Zusammenstellung [6], Seite 21). Dabei galt es ganz besonders, auch Nebenfragen, wie etwa Einfluss von Schub- und Normalkräften, lokales Beulen, Auskippen, Verbindungen usw. zu untersuchen. Im folgenden ist eine Auslese der wichtigeren Resultate zusammengestellt. Bild 17 zeigt die Last-Durchbiegungskurve eines Hallenrahmens, der im Verlauf einer Demonstration anlässlich einer Studientagung an der Lehigh University, Bethlehem Pa. USA, bis zur Erschöpfung belastet wurde. Die anfängliche Abweichung der Durchbiegung von den theoretischen Geraden lässt sich aus der unvollkommenen Einspannung der Stützenfüsse und dem Vorhandensein von Eigenspannungen aus dem Schweissen erklären. Der Versuch zeigt eindeutig, dass solche Einflüsse keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit haben. Die maximale Versuchslast liegt wenig über der rechnerischen Traglast P_p. Bemerkenswert ist auch die recht bedeutende Verformung, die der Rahmen ausgehalten hat. Als Bezugslast ist noch die Fliesslast P_F eingetragen, für welche nominell nach der elastischen Theorie, unter Vernachlässigung von Eigenspannungen, Fliessen der höchst beanspruchten Faser auftreten sollte. Das Verhältnis $P_F/1{,}65$ stellt die «elastisch» zulässige Belastung entsprechend den Normen des «American Institute of Steel Construction» dar. Wird dagegen das plastische Berechnungsverfahren angewandt, so wird ein Sicherheitsfaktor von 1,85 gegenüber der Traglast P_p gefordert. Er beruht auf der Voraussetzung, dass ein statisch unbestimmtes Tragwerk die gleiche Sicherheit in bezug auf die Traglast haben soll wie ein statisch bestimmtes. Da im letzteren der Verlauf des Biegemomentes unabhängig von den Formänderungen ist, bleibt das Moment auch im unelastischen Bereich proportional zur Belastung. Demnach beträgt die zulässige Belastung:

$$P_{zul} = C \cdot M_{zul} = C \cdot M_F / s_E \,,$$

die Belastung an der Fliessgrenze

$$P_F = C \cdot M_F \,,$$

und die Traglast

$$P_p = C \cdot M_p = C \cdot f \cdot M_F$$

Darin ist C die Proportionalitätskonstante, $s_E = 1{,}65$ der Sicherheitsfaktor gegen Fliessen und $f \cong 1{,}13$ der durchschnittliche Formfaktor eines I-Profils. Der Sicherheitsfaktor gegenüber der Traglast wird somit (siehe auch [6], Seite 18):

$$(19) \quad s_p = \frac{P_p}{P_{zul}} = f \cdot s_E = 1{,}13 \times 1{,}65 \cong 1{,}85$$

Der gleiche Sicherheitsfaktor wird auch für statisch unbestimmte Systeme gefordert, bei denen durch die Bildung von plastischen Gelenken ein günstiger Momentenausgleich erreicht wird. Der Unterschied zwischen $P_p/1{,}85$ und $P_F/1{,}65$ in Bild 17 ist direkt ein Mass für die Grösse dieses Ausgleiches.

In Bild 18 sind Resultate von Versuchen an Stahlträgern zusammengestellt [6]). Sie sind so aufgetragen, dass die maximale Versuchslast P_{max} in Prozent der theoretischen Traglast P_p angegeben ist. Weiter ist ebenfalls die nominell berechnete Fliesslast P_F (elastische Theorie, Eigenspannungen unberücksichtigt) eingetragen. Somit stellt der ausgefüllte Teil des Bandes die Tragreserve dar, die durch plastische Deformation und den daraus resultierenden Momentenausgleich mobilisiert werden kann. Vor allem ist ersichtlich, dass diese Reserve kein konstanter Prozentsatz der Fliesslast P_F oder der Traglast P_p ist. Von besonderem In-

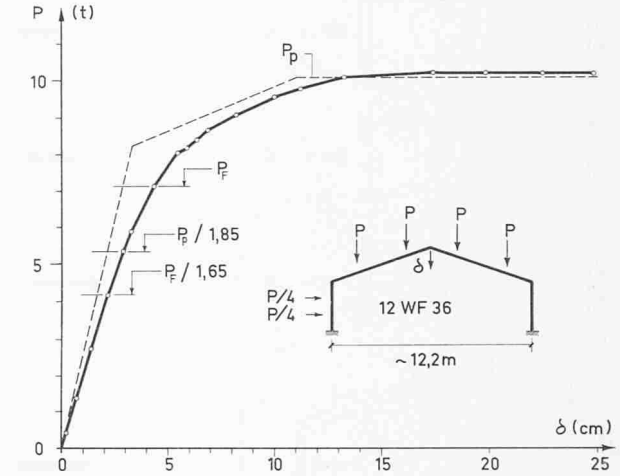

Bild 17. Last-Durchbiegungskurve eines Versuches an einem Hallenrahmen

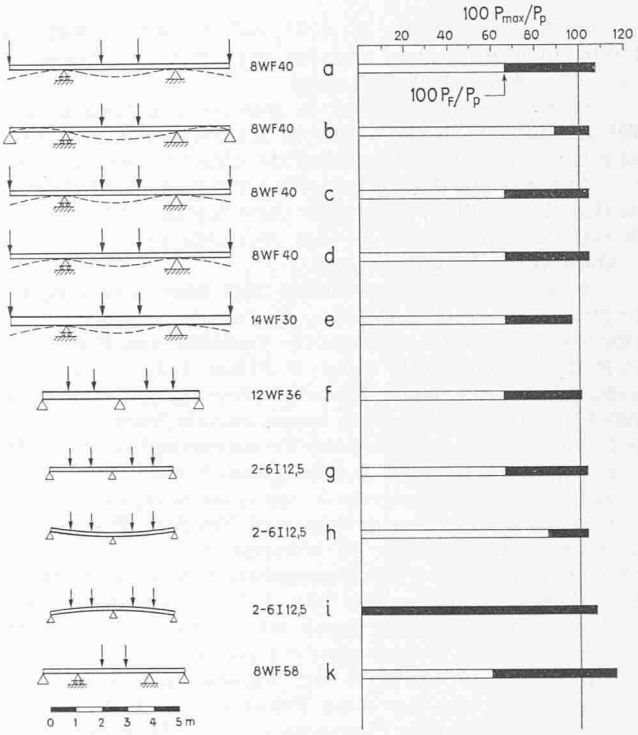

Bild 18. Vergleich von Versuch und Theorie für durchlaufende I-Träger

[6]) Die in den Bildern 18, 19 und 20 gezeigten Versuchsresultate sind der Veröffentlichung [6] entnommen. Es sind dort auch die entsprechenden Literaturangaben zu finden.

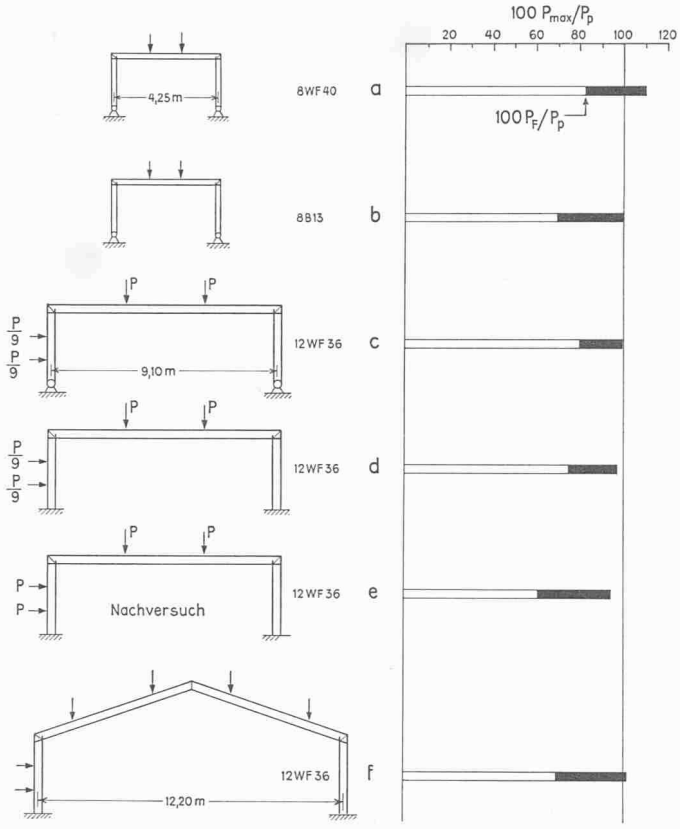

Bild 19. Vergleich von Versuch und Theorie für Rahmen aus I-Profilen

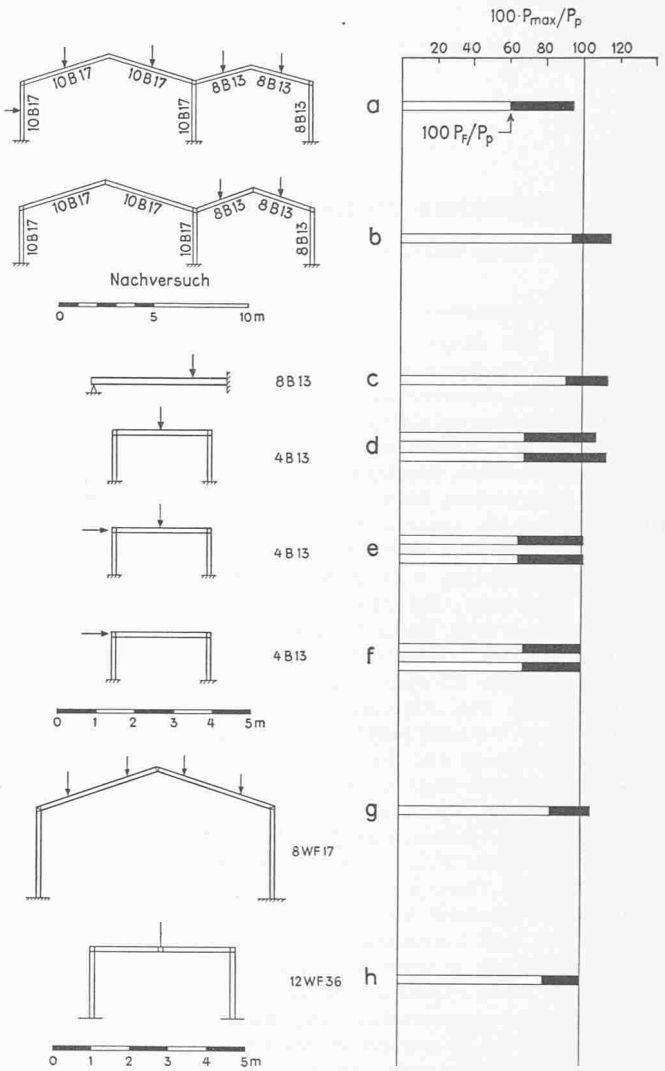

Bild 20. Fortsetzung von Bild 19

teresse ist der Versuch (i) [12], bei dem durch Stützensenkung das Fliessmoment über der Mittelstütze vorhanden war, bevor überhaupt belastet wurde.

Weitere Resultate sind in gleicher Darstellung in den Bildern 19 und 20 für Versuche an Rahmen angeführt. Im allgemeinen zeigen alle Resultate eine vernünftige Uebereinstimmung mit der theoretischen Traglast P_p. Sie liegen im Mittel etwas höher, was nicht verwundern sollte, da in der Berechnung der Einfluss des Verfestigungsbereiches des Stahles vernachlässigt wurde.

Dieser Verfestigungsbereich tritt besonders ausgeprägt in Erscheinung bei Versuchen, die mit Einzellasten durchgeführt werden. In Bild 21 sind die Versuche von *F. Stüssi* und *C. F. Kollbrunner* [13] und *F. Stüssi* [14] [7]) zusammengefasst, die mit einer konzentrierten Einzellast durchgeführt worden sind. Da die verschiedenen Versuche wiederholt wurden, sind die einzelnen Versuchsresultate durch Dreiecke markiert. Es zeigt sich nun, dass bei den Versuchen an einfachen Balken (Versuche a und f) die Maximallasten P_{max} um rd. 30 % über der errechneten Traglast P_p lagen. Das Verhalten ist durchaus zu erwarten und kann unter Berücksichtigung des Verfestigungsbereiches auch rechnerisch erfasst werden (siehe Bild 12). Bei den Versuchen an den dreifeldrigen Durchlaufträgern nähert sich die beobachtete Maximallast P_{max} immer mehr der rechnerischen Traglast P_p je grösser die Spannweite der Aussenfelder ist. Sogar im extremen Fall, für den diese Felder die dreifache Oeffnung des Mittelfeldes haben (Versuche e und l), ist noch ein voller Momentenausgleich zustandegekommen. Es darf vermutet werden, dass der Zusammenbruch durch lokales Beulen des Druckflansches unter der Einzellast und seitliches Auskippen der sehr langen Aussenfelder eingetreten ist, bevor der Einfluss des Verfestigungsbereiches zur Auswirkung kam.

Im Zusammenhang mit diesen Versuchen ist noch eine Betrachtung über die Durchbiegungen von Interesse. In Bild 22 ist in normierter Darstellung die Durchbiegung δ unter der Last P aufgetragen. Zur Berechnung der Durchbiegung wurde eine vereinfachende Annahme gemacht, die jedoch ohne wesentlichen Einfluss ist. Die Beziehung zwischen Biegemoment M und Krümmung Φ wurde nach Bild 8, Kurve (3), angenommen unter Vernachlässigung des Verfestigungsbereiches. I-Träger mit vernachlässigbarem Steg und ohne Eigenspannungen in den Flanschen würde einen solchen Krümmungsverlauf zeigen. Aus Bild 22 sei die Kurve für den Fall $l_1 = 2l_2$ herausgegriffen. Anfänglich zeigt der Träger elastisches Verhalten. Für $P = 0{,}636\ P_p$ erreicht das Feldmoment den Wert $M_F = M_p$. Bei einer weiteren Laststeigerung wachsen nur noch die Stützenmomente an, so dass die Durchbiegung bedeutend rascher zunimmt. Die Traglast ist für die Durchbiegung $\delta = 9\ M_p l_2^2/24\ EI$ erreicht. Da der Einfluss des Verfestigungsbereiches vernachlässigt wird, kann die Durchbiegung unbehindert anwachsen. Trotz der vereinfachenden Annahme wird das beschriebene Verhalten durch einen Versuch ([13], Abb. 14) im wesentlichen bestätigt. Die verschiedenen Kurven in Bild 22 erlauben einen Vergleich der Durchbiegungen von dreifeldrigen Balken vom Fall $l_1 = 0$, d. h. voll eingespanntes Mittelfeld, bis zum Fall $l_1 = \infty$, d. h. unendlich lange Aussenfelder. Je grösser die Spannweite des Aussenfeldes ist, desto grösser wird die Durchbiegung, für welche die Traglast erreicht wird. Für den Fall $l_1 = \infty$ ist theoretisch eine unendliche Durchbiegung erforderlich. Selbstverständlich wird dieser Fall nie auftreten, da in der praktischen Anwendung neben der Belastung auch die Durchbiegung kontrolliert werden muss. Bereits der Fall $l_1 = 3l_2$ ist wohl kaum noch von baupraktischer Bedeutung.

[7]) Die Veröffentlichung [14] enthält keine Angaben über die Fliesspannung des Materials. Daher ist zur Auswertung σ_F von den Versuchen [13] benützt worden.

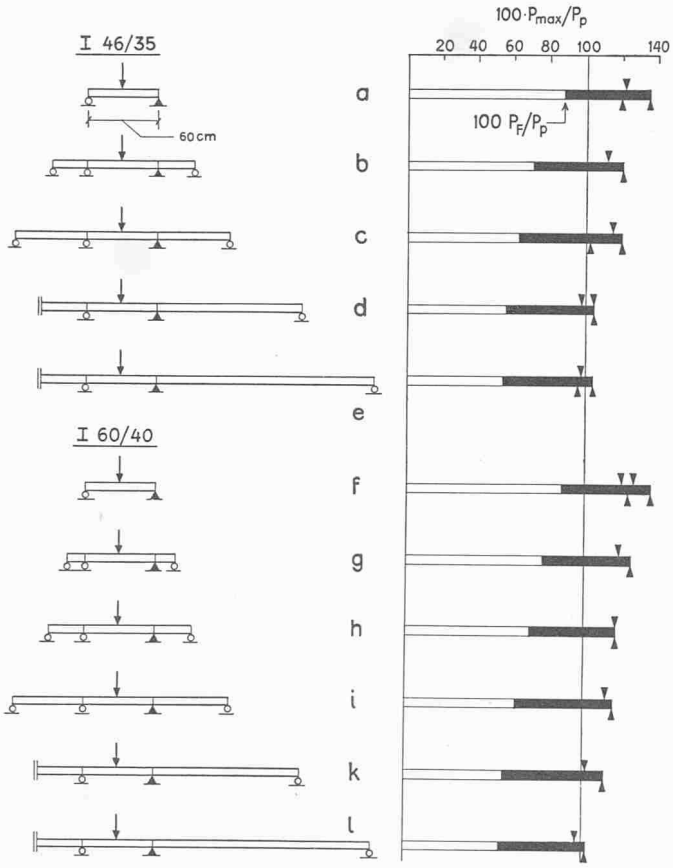

Bild 21. Vergleich von Versuch und Theorie für durchlaufende I-Profile unter Einzellast

Zum Vergleich ist noch die Kurve für einen Gerberträger (Fall $l_1 = 3l_2$) mit Gelenken im Mittelfeld eingetragen. Die Lage der Gelenke ist so gewählt, dass schon im elastischen Bereich ein Momentenausgleich zwischen dem Feldmoment und den Stützenmomenten auftritt. Es zeigt sich, dass dieser Träger elastisch die 2,3-fache Durchbiegung des entsprechenden Durchlaufträgers ohne Gelenke erleidet, somit also sehr viel weicher ist. Diese Feststellung gilt sehr allgemein. Wird ein statisch unbestimmtes Tragwerk durch geschickt gewählte Gelenke in ein statisch bestimmtes übergeführt, so dass bereits im elastischen Bereich ein Momentenausgleich stattfindet, wird es im allgemeinen grössere Durchbiegungen zeigen, als das ursprünglich statisch unbestimmte Tragwerk.

Ferner ist in Bild 22 noch die Last $P_p/1{,}85$ aufgetragen. Sie stellt die zulässige Belastung dar, wenn gegenüber der

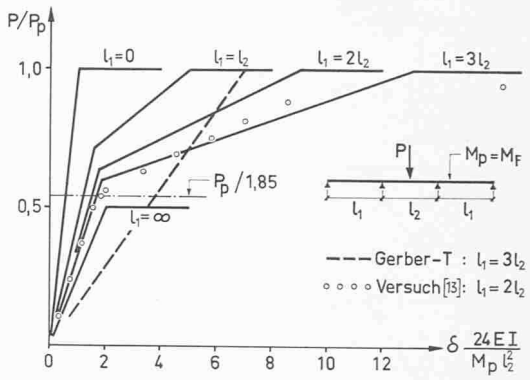

Bild 22. Last-Durchbiegungskurven für Dreifeldträger unter Einzellast

Traglast P_p ein Sicherheitsfaktor von 1,85 gefordert wird. Es zeigt sich, dass unter dieser zulässigen Last auch im sehr extremen Fall $l_1 = 3l_2$ die nominelle Fliessgrenze noch nicht erreicht wird, so dass das Verhalten noch voll elastisch ist. Auch dieses Resultat darf in dem Sinne verallgemeinert werden, dass unter der zulässigen Belastung, d. h. $P_p/1{,}85$, das Verhalten der Tragwerke elastisch bleibt. Ausnahmen werden praktisch durch Beschränkungen bezüglich der Durchbiegung oder auch infolge der Unwirtschaftlichkeit der Lösung kaum vorkommen. Als Argument gegen die plastische Berechnungsmethode wird sehr oft angeführt, dass sie zu grossen Verformungen und unelastischem Verhalten der Tragwerke unter Gebrauchslast führen würde. Die Darstellung von Bild 22 zeigt augenscheinlich an Hand eines einfachen Beispieles, dass dies nicht der Fall ist.

Somit bestätigen auch die in Bild 21 zusammengefassten Versuche [13], [14] die Zuverlässigkeit und Anwendbarkeit des plastischen Berechnungsverfahrens. In den Veröffentlichungen [13] und [14] sind die Versuchsresultate nicht mit der theoretischen Traglast P_p verglichen worden. Vielmehr wurde von der Hypothese ausgegangen, dass der Durchlaufträger die doppelte Versuchslast des einfachen Balkens tragen müsse. Da nun die versuchsmässig bestimmte Maximallast des einfachen Balkens infolge der Benützung einer Einzellast und eines sehr kompakten Profiles durch den Einfluss des Verfestigungsbereiches des Stahles rd. 30 % höher als die theoretische Traglast ausfiel, konnte diese Voraussetzung nicht bestätigt werden. Geht man im Gegenteil für den Vergleich von der Basis der theoretischen Traglast P_p aus, so liegen die Versuchsresultate durchwegs höher. Anderseits zeigen aber die neueren Versuche an grösseren Profilen mit Belastungen, die den wirklichen Verhältnissen entsprechen, dass mit dem Verfestigungsbereich praktisch nicht gerechnet werden darf, so dass das plastische Verfahren zu recht befriedigenden Resultaten führt.

Bild 23. Ansicht der Brücke von Opfikon vor den Versuchen

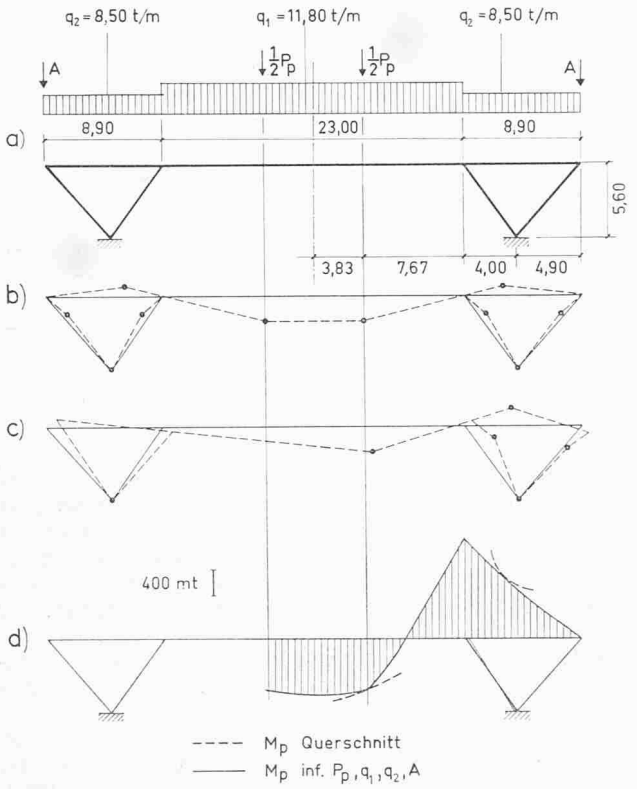

Bild 24. Statisches System, Mechanismus und Momentendiagramm der Brücke Opfikon

Auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues liegen noch keine systematischen Versuche über die Anwendbarkeit der plastischen Methode zur Berechnung der statischen Tragfähigkeit vor. Bei den neulich durchgeführten Versuchen an der Spannbetonbrücke in Opfikon liess sich aber eine sehr schöne Bestätigung der Theorie feststellen [8]). Die 1954/55 gebaute Brücke, Bild 23, wurde im Sommer 1960 zuerst sehr weitgehenden Ermüdungs-Versuchen unterworfen. Als Abschluss wurde ein statischer Bruchversuch durchgeführt. Das statische System der Brücke, Bild 24 (a), war ein Sprengwerk. Die Fahrbahn der Brücke bildete eine vorgespannte Platte mit variabler Höhe. Nach der plastischen Berechnung musste für die aufgebrachte Belastung entweder der symmetrische Bruch-Mechanismus nach Bild (b) im Falle vollkommener Symmetrie oder der unsymmetrische Mechanismus nach (c) bei einer leichten Störung der Symmetrieverhältnisse erwartet werden. Theoretisch ergibt sich für beide Fälle jedoch die selbe Traglast. Tatsächlich ist der unsymmetrische Mechanismus eingetreten, wie Bild 25 zeigt. Von den sechs Gelenken waren nur die zwei in der Fahrbahn von Bedeutung, da die Gelenke in den Stützen sehr geringen Biegewiderstand hervorriefen. Bild 24 (d) zeigt das Biegemomentendiagramm im Bruchzustand. Der plastische Biegewiderstand M_p, gerechnet nach der EMPA-Formel, Gl. (2), wurde in zwei Punkten der Fahrbahn erreicht, in denen sich auch plastische Gelenke ausbildeten. Die Traglast wurde zu $P_p = 420$ t errechnet, während der Versuch eine Maximallast von $P_{max} = 433$ t ergab. Wenn auch der Vergleich $P_{max}/P_p = 1{,}03$ den Umständen entsprechend unverhofft genau ausgefallen ist, so zeigt der Bruchversuch an der Brücke doch recht anschaulich die Zuverlässigkeit der plastischen Rechnungsmethode.

[8]) Ein ausführlicher Versuchsbericht wird demnächst von der EMPA veröffentlicht werden.

6. Zusammenfassung

Einleitend wird auf die Mängel hingewiesen, welche der Anwendung der Elastizitätstheorie auf die Berechnung von Bauwerken anhaften. Daraus stellt sich die Forderung nach einer einfachen und zuverlässigen Theorie zur Bestimmung der statischen Tragfähigkeit. Die Grundzüge des plastischen Berechnungsverfahrens werden kurz angeführt und seine Handhabung an drei Beispielen erläutert. Die Zuverlässigkeit des Verfahrens zeigt ein Vergleich mit einer Zusammenstellung von Versuchsresultaten.

Bis heute ist die plastische Methode zur Berechnung von Stahlhochbauten sowohl in Grossbritannien [15], wie auch in den Vereinigten Staaten [16] zugelassen und auch in sehr bedeutendem Umfang angewendet worden. Gegenwärtig wird die Einführung in Belgien vorbereitet [17]. Auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues wird bis heute wohl die Querschnittsbemessung auf Bruch (Plastifizierung des Querschnittes) in verschiedenen Ländern (Frankreich, Oesterreich, USA usw.) angewendet. Hingegen sind erst Ansätze zur Berechnung der Schnittkräfte auf Grund des plastischen Verhaltens vorhanden. Es gilt hier, noch weitere Entwicklungsarbeit sowohl theoretischer wie experimenteller Natur zu leisten. Die plastischen Methoden werden die klassischen elastischen Methoden in der Bemessung von Tragwerken nicht verdrängen. Vielmehr stellen sie eine notwendige Ergänzung dar, die es erlaubt, das Verhalten über der Elastizitätsgrenze zu untersuchen und die statische Tragfähigkeit zu berechnen.

Berichtigung zu H. 48, S. 869: in der zweiten Zeile von Formel (15) soll statt a^2 jeweils a^3 stehen.

Literaturangaben

[1] *Julian, O. G.*, Synopis of First Progress Report of Committee on Factors of Safety. «Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.», Separate No. 1316, July 1957.

[2] *Torroja, E., Paez, A.*, Calcul de Coeffizient de Sécurité. IVBH. Vorbericht 4. Kongress 1952.

[3] *Basler, E.*, Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken, «Schw. Archiv» Heft 4, 1961.

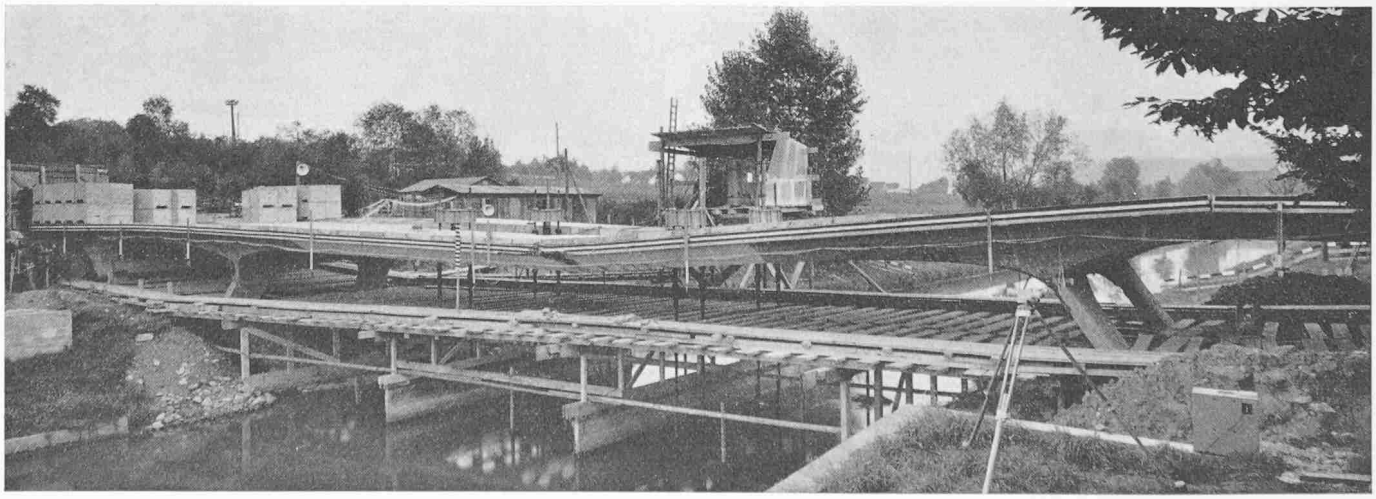

Bild 25. Brücke Opfikon nach Bruchversuch mit zwei Gelenken in der Fahrbahn

[4] *Thürlimann B.*, Der Einfluss von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen, «Schw. Archiv» Heft 12, 1957.
[5] *Thürlimann B.*, New Aspects concerning Inelastic Instability of Steel Structures, «Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.» Separate No. 2351, Jan. 1960.
[6] *Am. Soc. of Civ. Eng., Welding Research Council*, Commentary on Plastic Design in Steel. ASCE Manual No. 41, 1961.
[7] *Massonnet, Ch., Moenaert, P.*, Calcul du béton armé à la rupture en flexion simple ou composée. Comparaison statistique de diverses théories avec l'ensemble des résultats des recherches experimentales. IVBH, Vorbericht 6. Kongress, 1960.
[8] *Internat. Verband für Materialprüfung*, Bericht über Kongress, Zürich, Sept. 1931, Bd. 1.
[9] *Stüssi, F.* Ueber die Sicherheit des einfach bewehrten Rechteckbalkens. IVBH, Abhandlungen, Bd. 1, 1932.
[10] *Greenberg, H. J., Prager, W.*, Limit Design of Beams and Frames. Amer. Soc. Civ. Eng., Transactions, Vol. 117, p. 447, 1952.
[11] *Johansen*, K. W. Bruchmomente der kreuzeise bewehrten Platten. IVBH, Abhandlungen, Bd. 1, 1932.
[12] *Maier-Leibnitz, H.*, Versuch mit eingespannten und einfachen Balken von I-Form aus St 37. «Bautechnik», Heft 20, 1929.
[13] *Stüssi, F., Kollbrunner, C. F.* Beitrag zum Traglastverfahren. «Bautechnik», Heft 21, Mai 1935.
[14] *Stüssi, F.* Theorie und Praxis im Stahlbau. Schweiz. Stahlbauverband, Heft 16, 1956.
[15] British Standard No. 449: The Use of Structural Steel in Building.
[16] *American Institute of Steel Construction*, New York, Plastic Design in Steel, 1959, Rules for Plastic Design and Fabrication.
[17] *Massonet, Ch., Save, M.*, Calcul plastique des Constructions, Vol. 1. Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruxelles 1961.

Zum Ausbau unserer Wasserkräfte

DK 620.9:621.29

Anlässlich der Generalversammlung der *Elektro-Watt*, Elektrische und Industrielle Unternehmungen AG, Zürich, vom 14. Oktober 1961 machte Direktionspräsident Dr. *H. Bergmaier* die folgenden Feststellungen, die das Problem treffend umreissen.

Es darf als allgemein anerkannt gelten, dass die Wasserkraft, als praktisch einzige in der Schweiz in bedeutendem Umfang vorhandene Energiequelle, im Rahmen des wirtschaftlich Tragbaren möglichst weitgehend genutzt und in den Dienst unserer Landesversorgung gestellt werden muss. Sie allein vermag ja unserer Elektrizitätswirtschaft unter den gegebenen Umständen ein erhebliches Mass an Unabhängigkeit vom Auslande zu sichern. Die verfügbare Ausbaukapazität ist indessen begrenzt. Unter Berücksichtigung der zur Zeit im Bau befindlichen Kraftwerke werden in fünf bis sechs Jahren etwa drei Viertel der als ausbauwürdig betrachteten einheimischen Wasserkräfte der Nutzung zugeführt sein. Damit steht die letzte Etappe der Erschliessung unserer weissen Kohle vor der Tür, und wir nähern uns dem Zeitpunkt, von dem an der Ausbau der noch verbleibenden Wasserkräfte der Zunahme des Elektrizitätsverbrauches nicht mehr wird folgen können. Wir müssen uns deshalb darauf einrichten, den wachsenden Bedarf an elektrischer Energie allmählich auch aus anderen Quellen zu decken.

Schon in nächster Zukunft wird es nötig sein, parallel zum weiteren Ausbau der Wasserkräfte auch in der Schweiz thermische Anlagen grosser Leistung zu errichten, um insbesondere dem sich regelmässig wiederholenden Mangel an hydraulischer Winterenergie zu begegnen. Diese Erkenntnis, die sich nun allgemein durchzusetzen scheint, wurde namentlich durch die wirtschaftliche Entwicklung gefördert. Dank den erzielten technischen Fortschritten, vor allem aber wegen der wesentlich kleiner gewordenen Preise für Kohle und Oel, sind die Energiegestehungskosten konventioneller thermischer Kraftwerke in den letzten Jahren stark gesunken und haben sich, unter der Voraussetzung einer angemessenen jährlichen Betriebsdauer der Anlagen, den Vergleichspreisen für die in neuen Wasserkraftwerken erzeugte Energie angeglichen. Für den Grosseinsatz von Atomkraftwerken scheinen dagegen die wirtschaftlichen Voraussetzungen zur Zeit noch nicht erfüllt zu sein.

Wenn auch aus den genannten prinzipiellen Gründen dem Bau von hydraulischen Kraftwerken weiterhin die Priorität eingeräumt werden muss, so gewinnt doch mit dem bevorstehenden Einsatz thermischer Energie die Frage der Wirtschaftlichkeit beim weiteren Ausbau der Wasserkräfte erhöhte Aktualität. Schon heute ist der Entscheid über den Bau eines neuen Wasserkraftwerkes weniger von der Lösung rein technischer Probleme als vielmehr von Wirtschaftlichkeitserwägungen abhängig, ganz abgesehen von Fragen des Wasserhaushaltes der Flüsse und des Landschaftsschutzes, denen mit der fortschreitenden Erschliessung der Wasserkräfte ebenfalls vermehrte Bedeutung zukommt. Immer häufiger sehen sich die Elektrizitätsunternehmungen vor die Frage gestellt, ob ein Gewässer, dessen Ausbau sie prüfen, tatsächlich noch nutzungswürdig sei, d. h. ob der zu erwartende Energiegestehungspreis noch als einigermassen konkurrenzfähig betrachtet werden könne. Der Umstand, dass die Nutzbarmachung der noch zur Verfügung stehenden Gewässer immer kostspieligere Anlagen nötig macht, weil eben die günstigeren Wasserkräfte schon ausgebaut sind, hat zwangsläufig zu einer starken Erhöhung des Gestehungspreises für die in den neuen Werken erzeugte elektrische Energie geführt. Dazu kommt das stete Ansteigen der eigentlichen Baukosten infolge der allgemeinen Teuerung und die empfindliche Kostensteigerung, welche die Festsetzung von grösseren Dotierwassermengen und die weitgehende Rücksichtnahme auf die Erfordernisse des Naturschutzes nach sich ziehen.

So ist es denn nicht verwunderlich, dass manche Kraftwerke, die sich gegenwärtig im Bau befinden oder mit deren Erstellung demnächst begonnen wird, um dreissig, fünfzig und mehr Prozent höhere Produktionskosten aufweisen werden als Werke mit vergleichbarer Energiequalität, die vor wenigen Jahren in Betrieb gekommen sind. Wenn sich die Elektrizitätsunternehmungen dennoch zur Verwirklichung dieser neuen Anlagen entschliessen, so geschieht dies einmal gestützt auf die vorher erwähnten grundsätzlichen Ueberlegungen sowie aus der zwingenden Notwendigkeit heraus, die zur Befriedigung des rasch zunehmenden Bedarfs erforderliche elektrische Energie zu beschaffen, ferner aber auch in der durch die Erfahrung bestärkten Erwartung, dass die Werke, die heute als sehr teuer erscheinen, sich auf lange Sicht doch als wirtschaftlich interessant erweisen werden. Wo aber liegt die Grenze, wo hört schliesslich die Wirtschaftlichkeit auf? Von welchem Punkt an ist insbesondere die Konkurrenzfähigkeit gegenüber konventionellen thermischen Anlagen und Atomkraftwerken bei langfristiger Betrachtungsweise nicht mehr gegeben? Leider gibt es kein fertiges Rezept zur Beantwortung dieser eminent wichtigen Fragen. Sie können nur von Fall zu Fall, unter Zugrundelegung bestimmter Annahmen hinsichtlich der künftigen Entwicklung des Energiemarktes, entschieden werden; vermutlich werden sie den Energiewirtschaftern in den kommenden Jahren noch einiges Kopfzerbrechen bereiten.

In diesem Zusammenhang muss nun darauf hingewiesen werden, dass es neben den bisher genannten, unvermeidlichen Ursachen für die Kostensteigerung der hydraulischen Kraftwerke auch andere Faktoren gibt, die den Energiegestehungspreis gleichsam künstlich in die Höhe treiben. Ich denke vor allem an die Steuern und Abgaben sowie an die mannigfachen übrigen Leistungen, welche die Kraftwerkgesellschaften zu erbringen haben. Sie alle sind im Laufe des vergangenen Jahrzehnts immer weiter angestiegen und stellen oftmals eine kaum mehr zu rechtfertigende Belastung dar. Es sei daran erinnert, dass durch die im Jahre 1953 in Kraft getretene Revision des eidgenössischen Wasserrechtsgesetzes der Maximalansatz für die Wasserzinsen um zwei Drittel heraufgesetzt wurde. Dass von dieser Erhöhungsmöglichkeit ausgiebig Gebrauch gemacht wurde, versteht sich von selbst. Daneben auferlegen aber bekanntlich die für die Konzessionserteilung zuständigen Kantone und Gemeinden den Kraftwerkunternehmungen noch zahlreiche weitere Verpflichtungen, wie zum Beispiel die Lieferung immer grösserer Mengen von Gratisenergie und Energie zu Vorzugspreisen, bedeutende Beiträge an den Bau und Unterhalt von Strassen, an Kanalisationen, Bewässerungsanlagen, Trink-