

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 8 (1968)

**Artikel:** Dünnwandige hohe Blechträger

**Autor:** Massonnet, Ch.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-8702>

### **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:** 18.02.2026

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

## **IIc**

### **Dünnwandige hohe Blechträger**

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

#### **1. Einleitung**

Im Stahlbrückenbau wendet man seit längerer Zeit in wachsendem Maße Blechträger an, welche gegenüber den Fachwerken die Vorteile besserer ästhetischer Wirkung, einfacherer Ausführung durch Hand- oder Automatenschweißung und leichterer Unterhaltung gegen Korrosion besitzen.

Den Stützweitenrekord hält zurzeit noch immer die 1956 von der MAN erbaute durchlaufende Blechträgerbrücke über die Save bei Belgrad mit einer Spannweite von 260 m und einer Stegblechhöhe über den Mittelstützen von 9,6 m, bei nur 14 mm Stegblechstärke, was einem Verhältnis  $b/e = 685$  entspricht. Weit größere Spannweiten wurden bei Hängebrücken oder Schrägseilbrücken mit Blechträgern als Versteifungsträger erzielt, und Entwürfe, welche mit einfachen Blechträgern die 300-m-Grenze überschreiten, wurden in den jüngsten Wettbewerben für Rheinbrücken vorgeschlagen (siehe die verschiedenen Aufsätze in der Zeitschrift «Der Stahlbau»).

Die ausgeführten Brücken sind im allgemeinen einwandige Blechträger oder Kastenträger und selten doppelwandige Blechträger. Nach mehreren Rückschlägen, die die Lösung neuer Material- und Schweißprobleme erforderlich machten, wurde auch der hochfeste Baustahl St 52 für Blechträger angewendet [30]. Das wachsende Bestreben, im selben Bauwerk Stähle verschiedener Festigkeit zu verwenden, entspringt dem Bemühen, bei Einhaltung der gebotenen Steifigkeit den Preis zu verringern [65]. Der Verwendung von sehr hochfesten Stählen, wie etwa des amerikanischen Baustahls T 1, für diese Brücken, steht ebenso nichts im Wege wie dem Gebrauch von verschiedenen Stahlarten, um die größtmögliche Ersparnis zu erzielen.

## 2. Entwicklung der geraden Querschnittsform

Die auch heute noch am häufigsten verwendete Form ist der I-Querschnitt, der sehr leicht mit Hilfe von Blechen und langen Gurtplatten herzustellen ist. Jedoch erfordert die Sparsamkeit die Verwendung von sehr dünnen Blechen, weil der Steg im allgemeinen die Querkräfte leicht übertragen kann. Der Steg ist aber wenig geeignet, um dem Ausbeulen Widerstand zu leisten. Daher ist es ganz natürlich, daß man auf die Idee kommt, Sandwichstege mit einem Kern aus Bienenwaben oder Leichtbeton zu verwenden. Es scheint jedoch noch nicht so, daß man bisher geeignete Lösungen gefunden hätte, die mit dem Vollsteg in Konkurrenz treten könnten, aber der schnelle Fortschritt des Klebens und die Möglichkeit der Faltung dünner kaltgewalzter Bleche lassen in Kürze geeignete Entwicklungen erwarten.

Für kleinere oder mittlere Spannweiten kann man die Stege von Walzprofilen in Mäanderform autogen schneiden, um daraus mit oder ohne dazwischengeschweißte Bleche Träger größerer Höhe (Wabenträger) zu erhalten. Diese sollen jedoch hier nicht behandelt werden.

Für Träger großer Spannweite ist man dazu übergegangen, Stege variabler Stärke einzuführen (Fig. 2.1 a). Weiter hat man Hohlgurte speziell als Übergang zwischen Steg und Gurtplatte angewendet, die man aus dünnwandigen Winkelprofilen (Dörnen, Radojkovic) (Fig. 2.1 b) oder besser nach MASSONNET [36] aus einem Trapezprofil aus gefaltetem Blech hergestellt hat, um die Schweißung in der Seigerungszone des Winkels zu vermeiden. Schließlich wurden nach einer Mitteilung von Professor Tesár besonders in Osteuropa die klassischen Trägerprofile durch zwei eingeschweißte schräge Flachstähle verstärkt.

Das Profil a) besitzt die Vorteile der Reduktion der beulgefährdeten Stegblechhöhe und der Verringerung der Vergleichsspannung

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$$

an der Verbindungsstelle mit dem Steg.

Die Profile b), c) und d) besitzen noch außer den beiden vorstehend angeführten Vorteilen jene der sehr torsionssteifen Hohlgurte, welche für die horizontalen Ränder des Blechfeldes eine fast starre Einspannung bilden und außerdem eine große Biegesteifigkeit aufweisen. Im Verein mit Querhohlsteifen entsteht so ein steifer Rahmen, der dem sich im überkritischen Bereich ausbildenden Membranspannungszustand wirksamen Widerstand leistet.

Der Verfasser hat auf theoretischem Wege [34] und durch Versuche [36] die Überlegenheit des Profils c) über die klassischen Profile gezeigt. Man kann in der Tat mit diesen Balkensystemen Biegemomente erzeugen, welche das *plastische* Moment um 8% übersteigen (*rechteckige* Spannungsverteilung in der Druck- und Zugzone), wobei allerdings das Kippen oder seitliche Ausknicken

des Druckgurtes verbunden mit einer Verwindung des rechtwinkligen Querschnittes durch geeignete Querverbände verhindert werden muß.

Hier scheint das Hauptproblem in der Entwicklung wirtschaftlicher Herstellungsprozesse zu liegen.

Die vorstehend angeführten Profile stellen einen Fortschritt gegenüber den klassischen I-Profilen dar, aber verschleiern nur teilweise das fundamentale Beulproblem des Stegbleches.

SHANLEY hat auf dem Kolloquium über das überkritische Verhalten von Platten, welches in Liège Ende 1962 [13] veranstaltet wurde, gezeigt, daß es vom rein konstruktiven Standpunkt – das heißt unter Außerachtlassung der Wirtschaftlichkeit – immer zweckmäßig ist, statt einer Konstruktion, welche sich unter der Gebrauchslast im überkritischen Bereich befindet, lieber eine Konstruktion zu wählen, die unterhalb der Beulgrenze beansprucht wird. Er befürwortet dreiecks- oder trapezförmig gefaltete Bleche aus sehr dünnen Blechen (Fig. 2.2a und b), welche sowohl vollständig beulsicher sind, als auch die Schubspannungen aus der Querkraft aufnehmen. Wir müssen hier jedoch als Mangel dieses Systems die höheren Herstellungskosten und die Unfähigkeit des Steges, wegen des Ziehharmonika-Effektes Biegespannungen aufzunehmen, erwähnen. Auf Ersuchen der Cockerill-Ougrée-Gesellschaft hat der Verfasser im Jahre 1964 in seinem Laboratorium Modellversuche mit folgenden vier verschiedenen Typen von dünnwandigen Blechträgern (Höhe 400 mm, Dicke 1 mm) ausgeführt:

1. Gewellte Bleche mit Querfalten;
2. gewellte Bleche mit Längsfalten;
3. ebene und gewellte Bleche mit Querfalten, die mit Punktschweißung verbunden sind;
4. ebene und gewellte Bleche mit Längsfalten, die mit Punktschweißung verbunden sind.

Einige dieser Formen haben infolge schlecht ausgeführter Punktschweißung teilweise unbefriedigende Resultate ergeben und vorzeitig nachgegeben. Ungeachtet dessen war es mit den gut hergestellten Formen möglich, die Fließgrenze im ganzen Steg ohne Beulen zu erreichen (Fig. 3.1).

Träger mit in gebrochener Reihe gefaltetem Steg (Fig. 2.1) wurden unter anderem auch in Belgien kürzlich verwendet.

ROCKEY hat dem Verfasser einen Bericht über Träger mit Stegen aus gerippten Blechen angekündigt.

### **3. Probleme der optimalen Dimensionierung von hohen, dünnwandigen Blechträgern**

Für den Fall, daß entsprechende konstruktive Maßnahmen getroffen sind, um der Gefahr der Instabilität vorzubeugen, ist die Dimensionierung eines



Blechträgers sehr einfach. Sie basiert auf der elementaren Navierschen Biegeformel  $\sigma = My/I$  und der elementaren Schubkraftformel von Jourawski  $\tau = TS/Ie$ , kombiniert mit den Plastizitätskriterien von Tresca oder von v. Mises, welche die entsprechende Vergleichsspannung ergeben:

$$\sigma_c = \begin{cases} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} & (\text{Tresca}) \\ \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} & (\text{von Mises}) \end{cases}$$

Das wesentliche Problem ist es nun, alle Instabilitätserscheinungen zu verhindern. Diese Erscheinungen sind von dreierlei Art:

1. Örtliches Beulen des gedrückten Bauteiles;
2. Kippen des Trägers;
3. Beulen des Steges<sup>1)</sup>.

In Wirklichkeit sind diese drei Erscheinungen gekoppelt, und es ist nicht richtig, sie voneinander getrennt zu betrachten. Im besonderen erfolgt der Zusammenbruch der Blechträger klassischer Bauart immer aus einer Koppelung des Obergurtnickens (dieser befindet sich im plastischen Zustand) und des Beulens des anliegenden Stegfeldes. Das Gurtnicken wird durch die Membranspannungen beschleunigt, welche im Stegfeld im überkritischen Bereich entstehen.

Im Falle des Trägers mit ebenen Stegblechen entsteht noch eine zusätzliche Gefahr, deren Vorhandensein durch Ermüdungsversuche von HALL und STALLMEYER [21] bewiesen wurde. Das ist jene des Ermüdungsbruches des Steges durch wechselnde Biegebeanspruchung an der Verbindung mit seinem steifen Rahmen. Wir kommen auf diese Erscheinung nach der Besprechung der Beulversuche nochmals zurück (Abschnitt 5).

#### **4. Bemessung und Aussteifung der Stege auf Grund der linearen Beultheorie**

Die lineare Beultheorie setzt – wie die klassische Biegetheorie der Platte – voraus, daß:

1. die Platte ursprünglich vollständig eben ist;
2. die Plattenmittelfläche nach dem Beulen Querverschiebungen  $w$  erfährt, die klein im Verhältnis zu ihrer Dicke  $e$  sind (das heißt praktisch gesprochen

---

<sup>1)</sup> Ein zusätzliches Problem tritt noch bei Trägern auf, auf welchen bewegliche Lasten verkehren, wie dies zum Beispiel bei Kranbahnträgern der Fall ist, nämlich jenes des örtlichen Beulens infolge der stark konzentrierten Einzellasten, welche am Obergurt angreifen. Den jüngsten theoretischen Beitrag zu diesem Problem verdanken wir ZETLIN [64], der jedoch nicht die Spannungsverteilung, welche durch den Obergurt bewirkt wird, berücksichtigt. Diese wurde von Girkmann in seinem Buch «Flächentragwerke» rechnerisch erfaßt.

$w \leq 0,3e$ ). Die Platte hat daher eine ganz bestimmte kritische Beulspannung, die entweder mit der Gleichung von de Saint-Venant (1886)

$$\nabla^2 \nabla^2 w = \frac{1}{D} (N_x w_{xx} + N_y w_{yy} + 2 N_{xy} w_{xy}), \quad (4.1)$$

oder mit Hilfe der Energiemethode von Rayleigh-Ritz berechnet werden kann.

TIMOSHENKO hat am meisten zur Entwicklung dieser Theorie beigetragen, deren Darstellung sich in den klassischen Büchern über Instabilität [61, 9, 26, 12] findet.

Er hat besonders die Theorie der versteiften Stegbleche entwickelt und den Begriff der «starren» Aussteifungen eingeführt, deren relative Steifigkeit  $\gamma^*$  durch den Kleinstwert von  $\gamma \equiv EI/bD$  definiert ist, bei dem die Steife im Moment des Ausbeulens noch gerade bleibt (Fig.4.1). In den letzten Jahren wurden durch eine Reihe von Forschern der N.A.C.A. [60], P. DUBAS [18], KLÖPPEL [24, 25], MASSONNET [31, 34], ROCKEY [38 bis 51], STÜSSI und DUBAS [19] usw. ergänzende Ergebnisse erhalten.

KLÖPPEL hat am meisten zur praktischen Anwendung dieser Theorie durch die Veröffentlichung eines Buches beigetragen, welches zahlreiche Kurvenscharen für die Bemessung von Rechteckplatten, die an den vier Rändern gestützt sind und Aussteifungen aus offenen Profilen besitzen, enthält, wobei die Beanspruchung durch Biegung und Schub oder durch eine Kombination der beiden erfolgt.

Die hohen Stegbleche der deutschen Blechträgerbrücken, die seit 1945 erbaut wurden, sind im allgemeinen nach dieser Theorie mit einer Beulsicherheit von 1,35 bemessen worden.

Das Buch von Klöppel und Scheer enthält die Beulwerte sowohl für Blechfelder mit biegsamen Aussteifungen ( $\gamma < \gamma^*$ ) als auch mit «starren» Aussteifungen ( $\gamma > \gamma^*$ ).

Nach einer Mitteilung, die der Verfasser von KLÖPPEL erhalten hat, bereitet dieser ein Buch vor, das das genannte Werk [25] vervollständigen und folgendes enthalten wird:

- a) neue Tafeln für Felder mit ein und zwei Quersteifen;
- b) neue Tafeln für längsausgesteifte Felder, wobei die Steifen gleiche Abstände haben und außerdem mit einer oder zwei Quersteifen versehen sind;
- c) ein Verfahren, das es gestattet, für Felder, welche auf zusammengesetzte Biegung beansprucht sind, ein fast kontinuierliches Steifensystem anzuordnen, wobei der Steifenabstand ungleich und der Spannungsintensität angepaßt ist;
- d) Angaben über die Bemessung der Quersteifen, welche ein Feld mit verschiedenen Anordnungen von Längssteifen begrenzen.

In Belgien hat der Verfasser von 1948 bis 1954 eine ähnliche Bemessungsmethode entwickelt [37]. Auf Grund der Versuchsergebnisse hat der Verfasser

empfohlen, den Sicherheitskoeffizienten für das Biegebeulen bis auf 1,15 zu ermäßigen, aber dafür den theoretischen  $\gamma^*$ -Wert mit einem Koeffizienten  $k$  zu vervielfachen, der je nach der Beanspruchungsart 3–6 beträgt, damit diese Aussteifungen bis in die Nähe der Bruchlast des Balkens nahezu gerade bleiben.

Der Verfasser ist bestrebt, ein leichtes Überschreiten der kritischen Spannungen zu gestatten und einen Mindestsicherheitskoeffizienten von ungefähr 0,8 zuzulassen. ROCKEY [42] vertritt seit 1958 ähnliche Gesichtspunkte und will Spannungen in der Größe der 1,5-fachen kritischen Spannung zulassen. Bei Biegung und Schub sollten die maximal zulässigen Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$ , welche gleichzeitig wirken, durch die Beziehung

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 = 2,25 \quad (4.2)$$

begrenzt bleiben. Die Mehrzahl der theoretischen Untersuchungen einschließlich der Tafeln von Klöppel sind auf der vereinfachenden Annahme aufgebaut, daß das Blechfeld an den Rändern frei drehbar gehalten ist. In einer theoretischen Studie hat der Verfasser und seine Mitarbeiter [34] gezeigt, wie man die Stabilität des Stegbleches um 100 bis 200% erhöhen kann, wenn man die Ränder einspannt. Die Zahlenergebnisse, die auf einer elektronischen Rechanlage IBM 650 erhalten wurden, sind jedoch sehr partiell und müssen ergänzt werden. Die theoretischen Ergebnisse stehen in guter Übereinstimmung mit den Traglastversuchen, die an zwei Trägern von  $1,20 \times 18$  m mit röhrenförmigen Gurtungen und Aussteifungen durchgeführt wurden [36]. Man muß jedoch bedenken, daß die Auswertung der Torsionssteifigkeit nach der Bredt-schen Formel

$$C = \frac{4GS^2}{\oint \frac{ds}{e}}$$

zu optimistisch ist, weil sie die Verwölbung der Steife vernachlässigt. DOOLEY [66] hat gezeigt, daß die wahre Torsionssteifigkeit bis zu 25% geringer sein kann als die nach der angegebenen Formel berechnete.

Einige Untersuchungen mit Trägern, welche durch Rohrsteifen stabilisiert wurden, sind von ROCKEY [46, 50, 52, 53] ausgeführt worden. Er kündigt auch eine Forschungsarbeit an, die es erlaubt, die wirtschaftliche Aussteifung eines schubbeanspruchten Trägers zu bestimmen, der mit Längs- und Quersteifen aus Rohren versehen ist.

## 5. Lehren aus der Untersuchung von Modellen dünnwandiger Blechträger bis zum Bruch

Die ersten bedeutenden Traglastversuche mit geschweißten Trägern sind jene von WÄSTLUND und BERGMAN [63]; in chronologischer Reihe folgen dann die Versuche von MASSONNET [32, 33, 36], ROCKEY [38, 42, 49] usw., LONG-BOTTOM und HEYMAN [29], BASLER und THÜRLIMANN [2, 3], COOPER und anderen [15, 16, 20].

Die hauptsächlichen Schlußfolgerungen aus allen diesen Versuchen sind hier sehr ähnlich und können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. Das Beulen des Bleches ist ein kontinuierliches Phänomen, das in fortschreitendem Maße durch die Membranspannungen gebremst wird. Es besitzt keinerlei Ähnlichkeit mit dem Knicken des Druckstabes. Die Blechfelder besitzen immer unvorhergesehene Anfangsimperfektionen, so daß es häufig unmöglich ist, aus den durch den Versuch ermittelten Lastverformungskurven eine kritische Last zu entnehmen.

2. Das Blechfeld trägt im überkritischen Bereich die Lasten elastisch ab, indem es wachsende Querverformungen erleidet, deren Verteilung wesentlich von den Ausgangsverformungen des Feldes abhängt. Der elastische Bereich, der durch die Beziehung  $P/P_{cr}$  definiert wird, ist um so ausgedehnter, je dünnwandiger das Blechfeld ( $e/b$  kleiner) und je größer das Verhältnis  $R_e/E$  (Fließgrenze zu  $E$ -Modul) ist. Der Verfasser hat bei Stahlträgern einen elastischen Bereich beobachtet, der bis  $P/P_{cr} = 2,8$  reicht [31], und ROCKEY [38] hat für Träger aus Aluminiumlegierungen Werte in der Größenordnung von 4 gefunden.

3. Die Bruchlast besitzt keine Beziehung zur kritischen Beullast. Wenn keine Längssteifen vorhanden sind, so stellt sich im Träger ein unvollkommenes diagonales Spannungsfeld ein, welches die Gurte auf Biegung beansprucht. Die Bruchlast wird daher stark von der Steifigkeit des Rahmens, bestehend aus den Gurten und Aussteifungen, beeinflußt<sup>1)</sup>. Für dünnwandige Stege ( $b/e \approx 500$ ) kann das Verhältnis  $P_{ult}/P_{cr}$  für gewöhnliche Baustähle 4 erreichen [31] und auf 8 für Träger aus Aluminiumlegierungen ansteigen [38].

4. Die Verteilungen der Biegespannungen über die Höhe des geraden Querschnittes weicht ziemlich stark (besonders in der gedrückten Zone) von der linearen Spannungsverteilung nach Navier ab [42, 2, 3, 4].

<sup>1)</sup> ROCKEY [42] hat gezeigt, daß man bei Verbiegung der Gurte weniger und viel weniger tiefe Beulwellen beobachtet. Er hat empfohlen, für das minimale Trägheitsmoment der Gurte folgende Formel zu verwenden:

$$\frac{I}{b^3 e_{min}} = 0,00035 \left[ \frac{P}{P_{cr}} - 1 \right] \left( 1 \leq \frac{P}{P_{cr}} \leq 4 \right).$$

Er kündigt gemeinsam mit R.D. MARTIN eine Arbeit an, die seine vorhergehenden Veröffentlichungen vervollständigt und außerdem eine Arbeit von SKALoud, die besonders die Wirkung der Biegeweichheit des Gurtes auf das Tragverhalten untersucht.

5. Die Längssteifen, welche nach der linearen Beultheorie so bemessen sind, daß sie gerade bleiben ( $\gamma = \gamma^*$ ), biegen sich schon vom Beginn der Belastung an und besonders im überkritischen Bereich aus [33]. Wir wollen als Grenzbelastung für die Wirksamkeit der Steife jene Last bezeichnen, für die das Verhältnis  $w_{\text{Steife}} : w_{\text{maximum}}^{\text{Platte}}$  ein Minimum wird. Um eine der Bruchlast des Balkens nahe kommende wirksame Grenzbelastung zu erhalten, muß man Steifen mit einer relativen Steifigkeit  $\gamma = k\gamma^*$  annehmen, wobei  $k$  von der Lage der Steife abhängt und mindestens 3 beträgt.

6. Die Versuche haben außerdem folgende Gefahren aufgezeigt: Befestigung der Längssteifen durch unterbrochene Schweißnähte (örtliches Knicken zwischen zwei aufeinanderfolgenden Nähten); die Verwendung zu dünnwandiger Profile als Steifen (örtliches Beulen der Steife) und die Wahl von weniger hochfestem Stahl für die Steifen als für den Träger (zum Beispiel Steifen aus St 37 und für einen Träger aus St 52), da die Steifen vorzeitig plastizieren können.

7. Die Erfahrung zeigt schließlich, daß das Verhalten einseitiger Stegsteifen kompliziert ist. Die Breite des auf Biegung mitwirkenden Stegstreifens ist nicht bekannt, es scheint jedoch, daß sie nach unveröffentlichten Versuchen des Verfassers in der Größenordnung der zwanzigfachen Stegstärke liegt.

## 6. Anwendung der linearen Beultheorie

Die Mehrzahl der Fachleute gibt heute zu, daß die Anwendung der linearen Theorie zwar auf der sicheren Seite ist, aber nicht zu wirtschaftlichen Lösungen führt.

Diese Theorie kann man zwar im Hinblick auf die Optik der zulässigen Spannungen verteidigen, aber sie gibt uns keinen Aufschluß über die wirkliche Tragsicherheit der Konstruktion. Sie ist einzig und allein auf die Notwendigkeit ausgerichtet, ein Phänomen, nämlich das Beulen, zu vermeiden, das jedoch für sich selbst keine Gefahr darstellt, weil es durch das Entstehen von Membranspannungen plötzlich abgestoppt wird.

Im besonderen führt die Anwendung der Regeln über die Steifigkeit und den Abstand der Steifen, welche sich vom Gedanken der starren Steife ableiten, unter Beachtung der Idee einer gleichmäßigen Sicherheit aller Teilfelder nicht zu einem optimalen Träger im Hinblick auf den Bruchwiderstand. Gerade so wie dies seit langem im Flugzeugbau (WAGNER und KUHN) und im Stahlleichtbau unter Verwendung von dünnwandigen kaltverformten Blechen (G. WINTER) zugelassen ist, kann man nun auf der Suche nach wirtschaftlichen Abmessungen unter Berücksichtigung des zufriedenstellenden Verhaltens im Betrieb (begrenzte Querbiegepeile, die mit freiem Auge nicht sichtbar sind; Berücksichtigung der Materialermüdung) und einer genügend hohen Bruchlast die Forschung ausrichten.

Wie vor einem Jahrhundert geht man auf die Gedankengänge der engli-



schen Konstrukteure von 1850 zurück, welche das Blech in der Röhrenbrücke im überkritischen Bereich beanspruchten, wie dies auch die in Frankreich von der S.N.C.F. durchgeführten Berechnung aus Anlaß der Instandsetzung der Lot-Brücke in Aiguillon – die dem berühmten englischen Konstrukteur R. STEPHENSON [27] zuzuschreiben ist – zeigen.

Der Verfasser ist der Ansicht, daß die lineare Beultheorie, obwohl sie den Weg für die nichtlineare Theorie – die wir nun besprechen werden – vorbereitet hat, bis zu einem gewissen Grad durch das ungenaue Bild, welches sie vom Beulphänomen gegeben hat, den technischen Fortschritt verzögert hat.

### 7. Die nichtlineare Beultheorie und ihre Anwendung auf das Problem der Bemessung des Steges hoher dünnwandiger Blechträger

Die nichtlineare Theorie ist in Wahrheit eine Theorie mäßiger Verformungen. Sie trägt der Dehnung der Mittelfläche Rechnung, nimmt aber die Neigungen  $\partial w/\partial x$  und  $\partial w/\partial y$  klein an, so daß ihr Sinus und ihre Tangente mit dem Winkel selbst und ihr Kosinus mit der Einheit vertauscht werden können.

Die Grundgleichungen für eine ebene isotrope Platte stammen von Kármán und lauten:

$$\left. \begin{aligned} \nabla^2 \nabla^2 w &= \frac{e}{D} [\varphi_{yy} W_{xx} + \varphi_{xx} W_{yy} - 2\varphi_{xy} W_{xy}] \\ \nabla^2 \nabla^2 \varphi &= E [W_{xy}^2 - W_{xx} W_{yy}] \end{aligned} \right\} \quad (7.1)$$

wobei der Einfachheit halber der Laplacesche Operator

$$\nabla^2 F = F_{xx} + F_{yy} \quad (7.2)$$

eingeführt wird.

Die Membranspannungen im Steg werden von der Spannungsfunktion  $\varphi$  bei den klassischen Formeln von Airy

$$\sigma_x = \varphi_{yy}; \quad \sigma_y = \varphi_{xx}; \quad \tau_{xy} = -\varphi_{xy} \quad (7.3)$$

ausgedrückt.

Marguerre hat 1934 diese Gleichung auf den Fall der Platten mit leichter Anfangskrümmung ausgedehnt; dann hat SOPER [14] den Fall der leicht gekrümmten orthotropen Platte und weiter SKALoud und DONEA [56] den Fall der Platte mit Eigenspannungen und schließlich LEPIC [28] den Fall der Platte im elasto-plastischen Bereich behandelt.

Wir geben nachstehend die Gleichung wieder, welche für das elastische Verhalten der isotropen Platte mit leichter Anfangskrümmung  $w_0$  und Eigenspannungen, die durch die Spannungsfunktion  $\varphi_0$  gekennzeichnet sind, gültig ist und für die Dimensionierung in diesem Bereich genügen wird.

$$\begin{cases} \nabla^2 \nabla^2 w = (\varphi_0 + \varphi)_{yy} (w_0 + w)_{xx} + (\varphi_0 + \varphi)_{xx} (w_0 + w)_{yy} - 2(\varphi_0 + \varphi)_{xy} (w_0 + w)_{xy} \\ \nabla^2 \nabla^2 \varphi = E\{(w_0 + w)_{xy}^2 - (w_0 + w)_{xx} (w_0 + w)_{yy} - (w_0)_{xy}^2 + (w_0)_{xx} (w_0)_{yy}\} \end{cases} \quad (7.4)$$

Die grundlegende Arbeit der Anwendung der nichtlinearen Theorie auf das Verhalten der Stege stammt von BERGMAN [8]. Wichtige Ergebnisse wurden von ALEXEEV [1], BROUDE [10, 11]; VOLMIR [62], dem tschechischen Forscher SKALOUD [13, 54 bis 59] und dem slowakischen Forscher DJUBEK [17] erzielt.

Sie zeigen klar, daß in dünnwandigen Stegen mit steifen Rahmen eine bedeutende Tragreserve vorhanden ist. Die Hauptkritik, die man an den Berechnungen der meisten vorher zitierten Autoren üben kann, ist die, daß sie wohl die Dehnsteifigkeit  $E\Omega$  des die Platte umgebenden Rahmens in Rechnung stellen, aber dagegen annehmen, daß seine Biegesteifigkeit  $EI$  unendlich groß ist. Man erhält so zu optimistische und daher nicht wirklichkeitstreue Ergebnisse. ROCKEY und SKALOUD kündigen eine Arbeit an, in welcher die Biegesteifigkeit in der Berechnung berücksichtigt wird.

Die große Schwierigkeit besteht darin, die fast unüberwindbaren mathematischen Schwierigkeiten zu meistern, die sich entgegenstellen, wenn man wirklichkeitstreu das wechselweise Zusammenwirken zwischen der Platte und ihren Versteifungsrahmen studieren will. Zu diesem Zweck würde der Verfasser vor allem die Differenzenmethode oder die Methode der finiten Elemente, die der elektronischen Berechnung angepaßt werden müssen, den analytischen Methoden mit der Entwicklung von Fourier-Reihen vorziehen.

Da die nichtlineare Theorie das wesentliche Ziel hat, den Zusammenbruch vorauszusagen, müssen wir ein Zusammenbruchskriterium wählen. SKALOUD [13] hat dieses Problem in seinen Einzelheiten besprochen und kommt zum Schluß, daß man, um das Zusammenbruchskriterium zu definieren, annehmen kann, daß sich die Spannungsspitzen im plastischen Bereich restlos abbauen und daß man den Grenzzustand allein mit Hilfe der Membranspannungen bestimmen kann.

Die Erfahrungen zeigen, daß dem Zusammenbruch der Blechfelder häufig bedeutende plastische Verformungen vorangehen, so daß die nichtlineare elastische Theorie für die Vorhersage des Zusammenbruchs ungeeignet ist.

Wie immer es auch sei, sind die hauptsächlichen Ergebnisse der nichtlinearen Theorie, die bis heute erzielt wurden, die folgenden:

1. die überkritische Tragreserve ist um so größer, je größer das Dünnheitsmaß des Steges ( $b/e$ ) ist;
2. sie wächst unter gleichbleibenden Verhältnissen mit der Steifigkeit des Rahmens (Gurte und Steifen), welcher das Blechfeld begrenzt. Dies rechtfertigt die Regel der Minimalsteifigkeit der Gurtungen welche ROCKEY aus seinen experimentellen Untersuchungen zieht.
3. Die Theorie [59] bestätigt die Schlußfolgerungen, welche der Verfasser aus seinen Erfahrungen [33, 36] abgeleitet hat. Diese sind:



- a) die «starre» Steife ( $\gamma^*$ ) biegt sich im überkritischen Bereich mit dem Steg aus;
- b) um eine wirkliche bis in die Nähe der Bruchlast starr bleibende Steife zu erhalten, muß man die relative Steifigkeit  $\gamma^*$  mit etwa 3 multiplizieren.

4. Es ist jedoch keineswegs bewiesen, daß die bis in die Nähe des Zusammenbruchs gerade bleibenden Steifen die besten sind. SKALLOUD [57] schlägt als Optimierungskriterium vor, daß die Platte plus Steifen für einen gegebenen Tragwiderstand ein Kostenminimum erreichen.

5. In Erwartung gründlicherer Forschungen hat SKALLOUD und der Verfasser [13] einige einfache, aber empirische Bemessungsregeln vorgeschlagen, welche zu einer beträchtlichen Ersparnis gegenüber den auf der linearen Theorie aufgebauten Regeln führen.

6. Die theoretischen Studien von BROUDE [10], welche das nichtlineare Verhalten eines Stegfeldes mit Anfangspfeil betreffen, führen zum Schluß, daß man einerseits unter Gebrauchslast Spannungen  $\sigma_{max}$  zulassen kann, die gleich dem 1,1fachen Betrag der kritischen Spannung sind, welche man mit Hilfe der linearen Theorie erhält; andererseits entstehen durch einen Anfangspfeil (in der Größe von drei Zehntel der Dicke) Überbeanspruchungen in der Größenordnung von  $\sigma_{max}/0,89$ . Broude rät, für Stege von werkstattgeschweißten Trägern Spannungen zuzulassen, die gleich sind  $1,1 \sigma_{cr} \cdot 1/0,89 \approx \sigma_{cr}$ . Die russischen Normen fußen auf diesen Studien und lassen für Träger, die statischen Lasten unterworfen und mit Quersteifen versehen sind, einen Sicherheitskoeffizienten von 1 zu.

Für Träger von Kranbrücken, auf welchen bewegliche Lasten laufen, sind die russischen Regeln vorsichtiger.

Professor TESÁR hat dem Verfasser mitgeteilt, daß in der Tschechoslowakei in den Stegen der geschweißten Träger von Kranbrücken in einigem Abstand von der Schweißnaht zwischen Gurt und Steg horizontale Ermüdungsrisse entdeckt wurden.

Die Möglichkeit der Bildung von Ermüdungsrisen in den Stegen dünnwandiger Blechträger wurde durch Versuche von HALL und STALLMEYER bewiesen [21]. Dieses Phänomen muß eingehend studiert werden, wenn man die überkritischen Tragreserven für die Gebrauchslast ausnützen will.

## 8. Amerikanische Näherungen

Die Universität Lehigh hat von 1957 ab neue großzügige Versuche [2, 3] mit dünnstegigen Trägern unternommen, mit dem Ziel, einfache Dimensionierungsregeln zu entwickeln, die einen bestimmten Bruchwiderstand garantieren.

Die Forschungen wurden zunächst auf Balken erstreckt, die nur Quersteifen enthalten. Sie haben zu einer halb empirischen Theorie geführt, die man BASLER

und THÜRLIMANN [4, 5, 6] verdankt und die von der Schubfeldtheorie von Wagner beeinflusst wurde. Da diese Theorie in aller Breite entwickelt wurde, beschränken wir uns darauf, nur die Leitgrundsätze zu geben, während man für die detaillierte Anwendung in den Vorschriften der A.I.S.C. nachsehen kann.

### 8.1. Biegewiderstände

BASLER und THÜRLIMANN [4] stellen nach ROCKEY [42] fest, daß das Beulen der Druckzone im Steg die Fähigkeit dieser Zone stark abmindert, Druckspannungen zu übertragen. Deshalb nehmen sie an, daß im Bruchstadium diese Druckzone praktisch nicht vorhanden ist, was eine Senkung der neutralen Achse zur Folge hat (Fig. 8.1). Andererseits verursacht die Krümmung des Balkens Querpressungen des Gurtes über dem Steg. Mit der Festsetzung, daß der Steg gerade in der Lage sein muß, diese Pressungen aufzunehmen, erhalten sie für die Mindeststegdickte die Formel

$$\frac{b}{e} = \frac{0,48 E}{\sqrt{R_e (R_e + R_r)}} \quad (8.1)$$

welche für den Fall des gewöhnlichen Baustahls  $b/e = 360$  ergibt. Sie entwickeln in gleicher Weise Formeln, die den Widerstand des aus der gedrückten Gurtung und dem wirksamen Stegteil bestehenden Profils gegen Drillknicken und Kippen erfassen.

### 8.2. Schubwiderstand

BASLER [5] nimmt an, daß der Spannungszustand im Steg bis zum Bruch aus der Überlagerung von zwei Feldern besteht:

- a) ein reines Schubfeld  $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_{cr}$ , dessen Wert durch die lineare Beultheorie gegeben ist;
- b) das Wagnersche Diagonalschubfeld mit unter dem Winkel  $\varphi$  gegen die Horizontale geneigten Zugrichtungen, das sich dem ersteren Feld überlagert (Fig. 8.2).

Die mathematischen Entwicklungen führen für den Traglastwert der Querkraft auf die einfache Formel:

$$T_{ult} = T_p \left[ \frac{\tau_{cr}}{R_e''} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{R_e''}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right] \quad (8.2)$$

Darin bedeuten:  $R_e'' = R_e/\sqrt{3}$  die Elastizitätsgrenze für reine Schubbeanspruchung;  $\alpha \equiv a/b$  das Seitenverhältnis des Feldes und  $T_p = R_e'' b e$  die Querkraft, welche die vollständige Plastizierung des Steges verursacht.

Es ist eines der Verdienste der amerikanischen Forschungsergebnisse, daß die Notwendigkeit erkannt wurde, die Diagonalzugspannungsfelder im Endfeld, wo die Querkraft ein Maximum ist, mit Hilfe einer verstärkten Steife zu verankern.

### 8.3. Widerstand auf Biegung und Schub

Um der gleichzeitigen Wirkung von Biegung und Schub Rechnung zu tragen, schlägt BASLER [6] vor (Fig. 8.3), daß folgendes Gesetz der Wechselwirkung anzuwenden ist:

$$\frac{M}{M_e} = \frac{M_s}{M_e} + \frac{M_p - M_s}{M_e} \left[ 1 - \left( \frac{T}{\Omega_a} \frac{\Omega_a}{T_u} \right)^2 \right] \quad (8.3)$$

Es bedeuten:  $\Omega_a$  = die Querschnittsfläche des Steges

$M_p = R_{ez} = 1,10 M_e$  das plastische Moment

$M_e = R_e \cdot I/v$  das maximale elastische Moment

$M_s = R_e \cdot b \cdot \Omega_s$  das Moment, welches von den plastizierenden Gurten aufgenommen wird.

Das vorstehende Gesetz wird in Fig. 8.3 veranschaulicht, die zeigt, daß die Größe der Querkraft  $T$ , die durch die Formel 8.2 ermittelt wurde, nicht beeinflußt wird, solange das Moment unterhalb  $M_e$  bleibt.

### 8.4. Erweiterung der amerikanischen Bemessungsmethode

Das von BASLER und THÜRLIMANN entwickelte Bemessungsverfahren wurde in die amerikanischen Normen der A.I.S.C. aufgenommen. Es ist einfach und steht in guter Übereinstimmung mit den Erfahrungen der beiden Verfasser. Da mehrere Parameter dieser Theorie angepaßt werden mußten, um diese Übereinstimmung zu erhalten, würde es nützlich sein, dieser Theorie von anderen Verfassern ausgeführte Versuche gegenüberzustellen.

Die größeren Mängel der amerikanischen Näherungsmethode sind:

1. Sie ist nur auf Träger ohne Längssteifen anwendbar, obwohl die großen europäischen Brücken alle mit mehreren Steifen dieser Art versehen sind;
2. Sie ist gerade nur an die klassische Form des I-Querschnittes mit geraden Querschnittsteilen gebunden; ihre Anwendung auf die Bemessung von Trägern mit röhrenförmigen Gurtungen und Steifen ergibt übertrieben schwere Lösungen.

Der erste der erwähnten Mängel wurde durch eine neue Versuchsserie der Universität Lehigh [15, 16, 20] mit Trägern mit einer Längssteife gemildert. COOPER [15] erweitert die Methode von Basler-Thürlimann, indem er unvollkommene Diagonalspannungsfelder (Fig. 8.4) in jedem der Unterfelder, die durch die Längssteifen getrennt sind, annimmt.

Die Versuche haben gezeigt, daß die Längssteife nur dann bis zum Bruch wirksam bleibt, wenn ihre relative Steifigkeit  $\gamma$  ein Vielfaches des theoretischen Wertes  $\gamma^*$  ist. Wenn auch der Berichtersteller in diesem Punkt mit Cooper übereinstimmt, scheint es ihm doch, daß zusätzliche Untersuchungen und besonders der Vergleich der neuen Bemessungsmethode mit allen bekannten Versuchsergebnissen notwendig sind, bevor man volles Vertrauen in ein Zusammenbruchmodell setzen kann, das schon ein wenig summarisch für Balken mit einer Längssteife ist und es noch mehr für Balken, welche mehrere Längssteifen besitzen, sein wird.

## 9. Schlußfolgerungen

1. Die lineare Beultheorie hat einen großen Entwicklungsgrad erreicht. Sie hat die sichere Ausführung von Brücken großer Spannweite ermöglicht. Die zahlenmäßigen Untersuchungen müssen mit längs ihrer Ränder eingespannten und mit röhrenförmigen Steifen versehenen Platten durchgeführt und ergänzt werden.

Diese Theorie hat den Vorteil, unmittelbar auf alle Konstruktionen einschließlich zum Beispiel Kastenbrücken und Stahlwasserbauten anwendbar zu sein, welche aus ebenen Blechen bestehen. Sie gilt für Konstruktionen, wo die Ermüdung maßgebend ist, aber sie liefert im Hinblick auf den statischen elastoplastischen Zusammenbruch keine optimale Konstruktion.

2. Das gegenwärtige Bestreben ist die Schaffung einer genügend einfachen Theorie, welche es erlaubt, mit Sicherheit die Bruchlast des Trägers auszuwerten. Diese Theorie muß ergänzt werden durch Regeln, die ein befriedigendes Verhalten unter Gebrauchslast garantieren und alle Gefahr der Ermüdung ausschließen.

Dieses Bestreben ist allgemein, nicht nur im Stahlbau, sondern auch im Stahlbeton und Spannbeton (Arbeiten des C.E.B. und des F.I.P.) zu erkennen und entspricht dem letzten Fortschritt im Bereich der plastischen Berechnung und der Forschung über die Bauwerkssicherheit.

3. Die Gleichungen der nichtlinearen Beultheorie sind bekannt, aber die zahlenmäßigen Ergebnisse für den in Wirklichkeit vorhandenen Fall des verformbaren Rahmens sehr schwierig zu erhalten und zum gegebenen Zeitpunkt noch sehr unbefriedigend. Die nichtlineare Theorie kann im Augenblick ihr Hauptverdienst darin sehen, daß man variable Sicherheitskoeffizienten je nach der Dünnheit der Platte annehmen kann, die eventuell kleiner als 1 sind. Die Ausdehnung dieser Theorie auf das plastische Beulen, die zu einer ganz genauen Vorhersage der Bruchlast führen kann beziehungsweise würde, ist noch im Anfangsstadium.

4. Die amerikanische Theorie erscheint für Balken ohne Längssteifen genügend durch Versuche bestätigt. Für jene mit 1 Längssteife sind ergänzende

Versuche und theoretische Forschungsarbeiten notwendig. Für jene mit zahlreichen Längssteifen, die in Europa häufig vorkommen, gibt es noch keine Lösung für die Traglast.

### **10. Empfehlungen und zukünftige Forschungsarbeiten**

Nach Ansicht des Berichterstatters wäre es besonders nützlich, die folgenden Probleme zu untersuchen:

1. Studium der Balken mit gekrümmtem oder gefaltetem Steg ohne Längssteifen außer an den Orten mit Angriff großer Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung eines wirtschaftlichen Herstellungsprozesses.
2. Zusammenstellung der Ermüdungsrisse, welche im Steg in der Nähe der Steifen in großen Blechträgerbrücken beobachtet werden konnten.
3. Ausdehnung der Ermüdungsversuche von Hall und Stallmeyer auf Träger mit Längssteifen.
4. Studium der Möglichkeiten für eine richtige Schweißfolge oder örtliche Anwärmung (zum Beispiel Flammpunkte), um Eigenspannungsfelder zu erzeugen, welche das Stegfeld stabilisieren.
5. Traglastversuche mit Balken mit Diagonalsteifen.
6. Beulproblem für Balken, deren Steg aus einem Stahl niedrigerer Festigkeit im Vergleich zu den Gurtungen hergestellt ist; dasselbe für Stege, die aus Feldern mit Stahl verschiedener Festigkeit gebildet sind.
7. Forschungsarbeiten über die Möglichkeit, den Tragwiderstand ebener Bleche durch geeignete Anfangsdeformationen zu erhöhen (zum Beispiel Balken, die so ausgebaucht sind, wie dies JUNGBLUTH [22] empfiehlt).
8. Forschungsarbeiten, um zu einer Bemessungsmethode nach dem Traglastverfahren für Balken mit mehreren Längssteifen zu kommen.
9. Neue Forschungen über die Wirkungsweise von einseitig angeordneten Längssteifen (eine gemeinsame Studie von Rockey und Skaloud über diesen Punkt ist angekündigt).
10. Forschungsarbeiten über Balken mit Stegen aus Abkantstählen.
11. Forschungsarbeiten über das Stegbeulen bei Zusammenwirken von Biegung und Schub und einer konzentrierten Kraft, die am Obergurt wirkt (Träger von Kranbrücken), wobei der aussteifenden Wirkung der Schiene Rechnung getragen wird.

### **11. Danksagungen**

Am Schluß dieses Berichtes möchte der Verfasser seinen Kollegen, den Professoren B. M. BROUDE, P. B. COOPER, KIREENKO, K. KLÖPPEL, W. H. MUNSE, K. C. ROCKEY, M. SKALOUD, J. STALLMEYER, R. N. WRIGHT danken, die die Freundlichkeit hatten, ihn von ihren laufenden Arbeiten zu unterrichten.

Er dankt ganz besonders Herrn Prof. A. TESÁR von der Technischen Hochschule *Bratislava*, der ihm geholfen hat, diesen Bericht während eines Aufenthaltes, den er als Gast des Verfassers an der Universität Liège genommen hat, zu vervollständigen, vor allem was die Beiträge der Forscher Osteuropas betrifft.