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

Band: 8 (1968)

Rubrik: Free discussion

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: 14.01.2026

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

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION

E. R. BRYAN
University of Manchester

In the Preliminary Publication several General Reporters on various themes referred to the stiffening effect of cladding in buildings. In particular, the paper presented by Dr. Errera shows that light steel cladding has a profound effect in bracing beams and columns, but the stiffness of the diaphragm in shear had to be determined experimentally because no reliable theory had been developed.

Work carried out in recent years at Manchester supplements this work and has been aimed at predicting the effect of light steel cladding, not on member behaviour, but on the overall behaviour of the building, particularly industrial type portal frame buildings. Tests have been made in the field and in the laboratory and large reductions in the frame moments and deflexions were recorded due to the cladding. In this early work it was necessary to carry out separate shear tests on panels of sheeting and, using these results, good correlation with the theory allowing for the sheeting was obtained. More recently, other shear tests on diaphragms have been carried out and a theory has been developed which allows for the effect of deformation of the corrugations, slip at the sheet fasteners and twisting of the purlin-rafter connexions.

I draw attention to these points, as, with proper safeguards, the design of industrial buildings could be made more rational and economical by allowing for the effect of the light cladding in both member design and overall design. Certainly it must be taken into account if a reliable analysis is to be made of a frame in an actual building.

Leere Seite
Blank page
Page vide

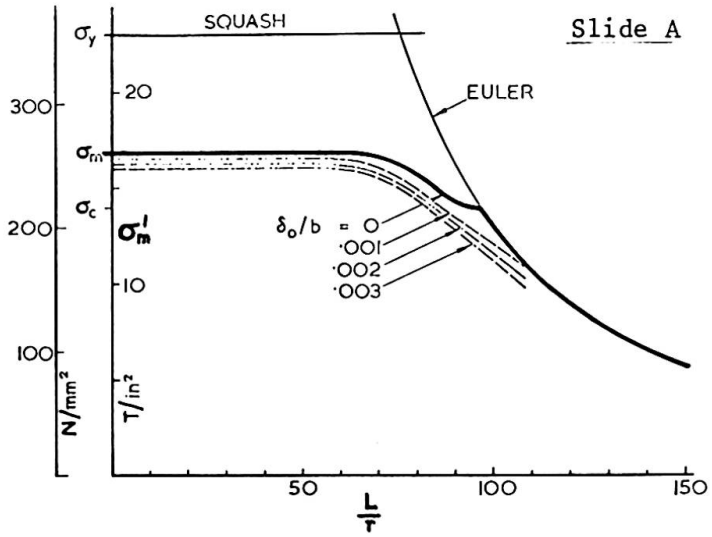
Free Discussion

Discussion libre

Freie Diskussion

J. B. DWIGHT, M.A., C.Eng.,
Lecturer,
Department of Engineering,
University of Cambridge,
England

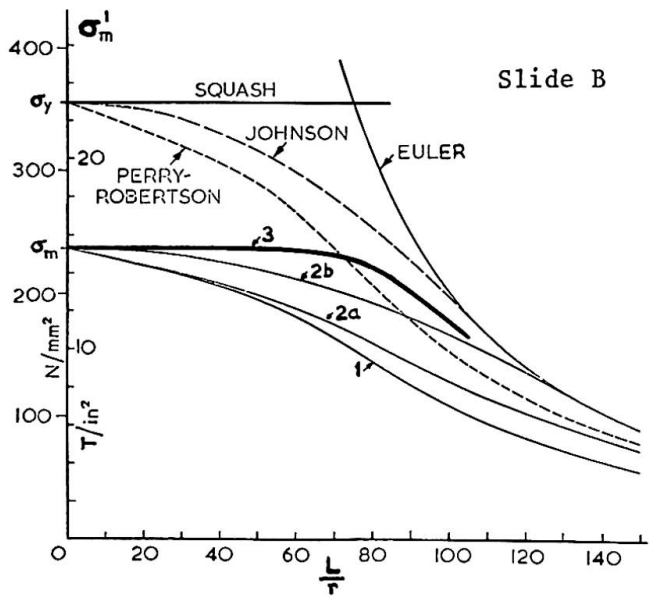
Dr. Graves Smith's interesting work on the interaction between local buckling and overall buckling could be of considerable importance in terms of practical design. Slide A shows some theoretical curves which he has given elsewhere and which refer to a square tubular column, having walls with a width to thickness ratio (b/t) of 60, in a steel with a yield stress of about 23 ton/in^2 (355 N/mm^2). They show failure stresses plotted against slenderness ratio, assuming pin-ends. The full curve refers to a perfect member, without imperfections, and is similar to those he shows for aluminium columns in fig. 7; curves of this type have also been obtained by Bijlaard and Fisher. The dashed curves refer to members which contain a slight initial sinusoidal waviness in the component plates. Real-life members always contain geometrical imperfections, and I think we must consider the dashed curves as being the more realistic in practical terms. Instinct would make one want to round off the corner, and I believe that Dr. Graves Smith has done some tests on steel columns, not reported here, that in fact agree with this view.



The interesting thing on all the curves is the long flat portion, showing that the full section strength can be developed up to a considerable member length. In slide B, which refers to the same section, these results are compared with two current design philosophies, curve 3 being Grave Smith's theoretical one for a member having a small initial waviness. In heavy steel design it is common to use a simple "effective width" procedure, in which one

takes a fixed effective width for each plate and disregards the rest. Thus for a thin square tube a certain area in the middle of each side is assumed ineffective and is ignored, and the load carrying capacity is based on what is left, regardless of the length of the column. Curve 1 shows the effect of this procedure, and it is seen to be very over-safe when compared with Graves Smith's findings, and to under-estimate the strength by up to 30%.

The light-gauge steel people do it differently. Their procedure is to construct a modified strut-curve, based on a fictitious material with a yield stress equal to the maximum stress (σ_m) for a short column. Curves 2a and 2b show the effect of doing this, curve 2a being a Perry Robertson type of strut-curve (Great Britain), and curve 2b a Johnson parabola (United States). The variation between 2a and 2b is due not to any basic difference in local buckling philosophy, but simply to the different column formulas used in the two countries. It is seen that the British curve (2a) seems still too safe while the American curve (2b) appears more realistic. (For comparison there are also shown, dashed, the basic columns curves used in the two countries).



I finish by saying that, although Graves Smith's general finding is very interesting and should lead to economies, it needs confirming by practical tests on larger specimens, with different section shapes and including residual stresses. Unsymmetrical sections might have a different behaviour.

Post-buckling of Simply-Supported Square Plates

Voilement post-critique de tôles carrées à support articulé

Überkritisches Beulen einfach aufgelegter Quadratplatten

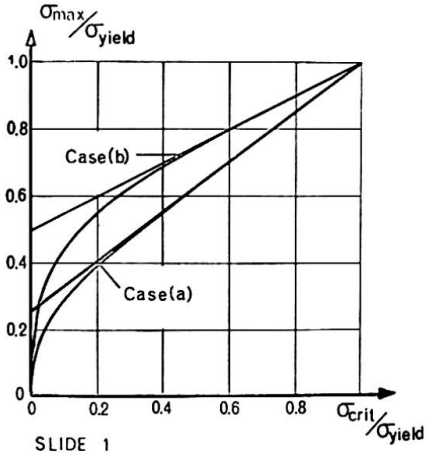
A. C. WALKER
Department of Civil Engineering
University College, London

This contribution is concerned with the post-buckling behaviour of simply supported square plates. The in-plane conditions are that the loaded edges are straight and for unloaded edge we take
Case (a) the edges are free to wave; Case (b) the edges are straight but may move bodily.

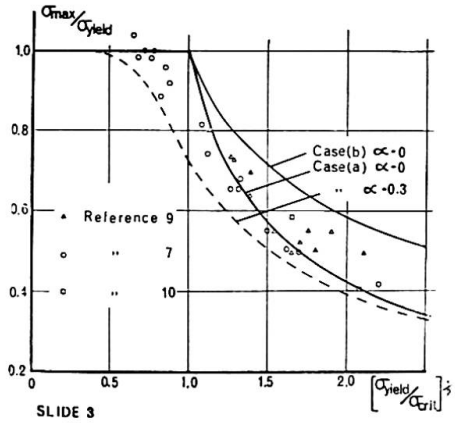
The problem is formulated mathematically in terms of the von Kármán equations which are then reduced to a series of simultaneous cubic algebraic equations by assuming series for the deflection and the stress function. Now, however, instead of solving these algebraic equations exactly we use a perturbation method to obtain a sequence of approximations which may be shown to give results almost identical to those of Levy and Coan who solved the equations by successive approximations. The advantage of the perturbation technique is that it results in explicit expressions for the deflection and stress distribution in terms of the applied and critical loads for the plate.

By employing a simple collapse criterion, namely that collapse occurs with the onset of yield on the longitudinal edge, it is possible to obtain explicit expressions for the collapse loads. Slide (1) shows the results; in this the straight lines come from the first approximation in the perturbation technique, the second approximation may be shown, by comparison to previous results, to be sufficiently accurate up to a load three to four times the critical load. It should be noted here that the parameters $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{yield}}$, $\frac{\sigma_{crit}}{\sigma_{yield}}$ occur naturally in the mathematics of the problem and fully confirm Chilver's intuitive use of them.

A generalised geometric imperfection may be included in the analysis such that its amplitude is proportional to the reciprocal of the buckling stress, then for Case (a) we obtain the dotted line in Slide (2). In this α is the



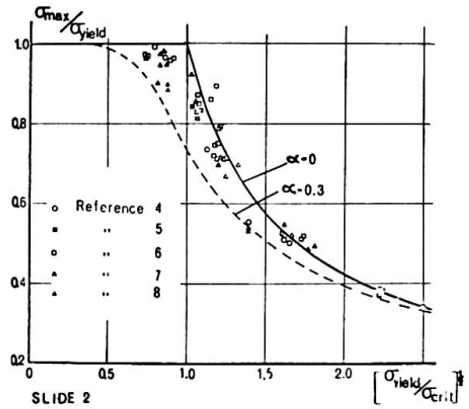
SLIDE 1



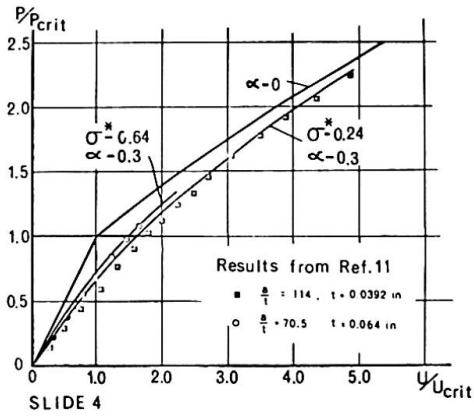
SLIDE 3

constant of proportionality and α = 0 is of course the results for a perfect plate. The experimental results in this figure are for square tubes, both aluminium and steel. Slide (3) shows corresponding results for steel and aluminium plates. The greater scatter is attributed to defective edge boundaries.

Slide (4) shows results of Case (a) for non-dimensional end shortening plotted against non-dimensional load. The results are for mild steel plates.



SLIDE 2



SLIDE 4

It should be emphasised that this perturbation technique is general and may be extended to other more complex boundary and loading conditions by using a digital computer and some discretization method such as finite elements. The simple cases outlined here were chosen only for clarity of presentation.

A full report of this work is to be published in the Aeronautical Quarterly where the references are listed.

Nomenclature

a = plate width, t = plate thickness,
P = total applied load, P_{CRIT} = theoretical buckling load,
U = end shortening, U_{CRIT} = end shortening corresponding to P_{CRIT}
α = generalised imperfection parameter,
σ_{CRIT} = average stress, σ_{MAX} = average applied stress at collapse,
σ_{YIELD} = material yield stress,
σ^* = non-dimensional buckling stress, $\sigma^* = \sigma_{CRIT}/\sigma_{YIELD}$

Probleme der Kaltverfestigung im Stahlleichtbau

Problèmes de l'écrouement dans la construction légère en acier

Problems of Cold-Hardening in Light-Weight Steel Construction

PAUL EIDAMSHAUS
Dipl.-Ing.

In den "Beiträgen zur vorbereiteten Diskussion" sind in der Fußnote zum Referat II a 2 Versuche der HOESCH AG erwähnt. Nicht von den Ergebnissen dieser Versuche - vielmehr von einem besonderen Fall der Nutzung der Kaltverfestigung in der Praxis soll hier berichtet werden.

Ausgehend von dem Gedanken, daß für die Zulassung höherer Spannungen nicht der Mittelwert der Streckgrenze eines Querschnitts - sondern im allgemeinen ihr Minimum maßgebend ist, haben wir uns seit langem besonders mit der Frage befaßt, wie im Walzprofilierverfahren eine möglichst gleichmäßige Streckgrenzenerhöhung über den ganzen Querschnitt eines Kaltprofils - also auch in den ebenen Querschnittsteilen - erzielt werden kann. Die Möglichkeit ist gegeben und wird seither in zahlreichen Fällen praktisch nutzbar gemacht.

Im Bild 1 ist als Beispiel ein trapezförmiges Profil aus einem Stahl St 37 (nach DIN 17 100) dargestellt. Die normale Streckgrenze des unverformten Bandes beträgt 24 kg/mm^2. Dagegen war für das fertige Profil eine Streckgrenze von im Mittel 38 kg/mm^2 gefordert, wobei kein Wert unter 36 kg/mm^2 liegen durfte. Das Diagramm zeigt in Schraffur den Bereich der Sollwerte und die in den verschiedenen Punkten des Querschnitts tatsächlich erreichten Streckgrenzenwerte, die durchweg höher liegen. Der Linienzug darüber gibt die jeweilige Bruchgrenze an.
Die weitere Forderung nach einer mindestens 20%igen Bruchdehnung ist ebenfalls voll erfüllt, wie der untere Teil des Diagramms zeigt.

Dieses Profil ist als Längssteife der Stahlfahrbahn einer im Jahre 1962 gebauten Straßenbrücke erstmalig eingesetzt worden. Abgesehen von den kalt gezogenen Drähten in den Kabeln der Hängebrücken ist dies meines Wissens der erste Fall einer Nutzung der Kaltverfestigung im Brückenbau.- Bild 2 zeigt Längs- und Querschnitt - Bild 3 eine Ansicht dieser Brücke.- Seither sind solche Kaltprofile mit erhöhter Streckgrenze vielfach im Brückenbau eingesetzt worden. Bild 4 zeigt eine Ausführung der letzten Zeit: Die Straßenüberführung über Eisenbahngleise bei Ludwigshafen am Rhein.

Mit dieser Anwendung der Kaltverfestigung ergeben sich interessante wirtschaftliche Vorteile:

Einmal ermöglicht die im Walzprofilierverfahren herstellbare große Länge der Profile (bis etwa 15 m und eventuell länger) eine weitgehende Automatisierung bei der Fertigung der Fahrbahntafel,

insbesondere aber wird der Güteaufpreis gespart, der für den sonst erforderlichen höherwertigen Baustahl (zum Beispiel St 52 nach DIN 17 100 mit der natürlichen Streckgrenze von 36 kg/mm^2) aufgewandt werden müßte. Dabei bleibt die bessere Schweißbarkeit des St 37 als zusätzlicher Vorteil erhalten.

Anmerkung:

Die Veröffentlichung der Bilder 2, 3 und 4 erfolgt mit freundlicher Genehmigung der Rheinstahl Union AG, Dortmund, der ich an dieser Stelle meinen Dank aussprechen möchte.

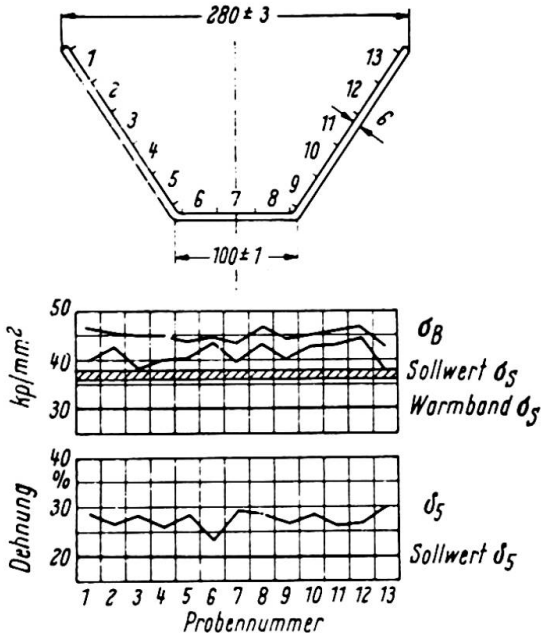


Fig. 1 Mechanische Werte eines Trapezprofils St 37-3 m.e.S.

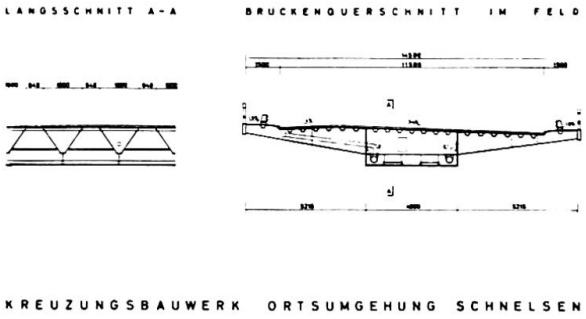


Fig. 2

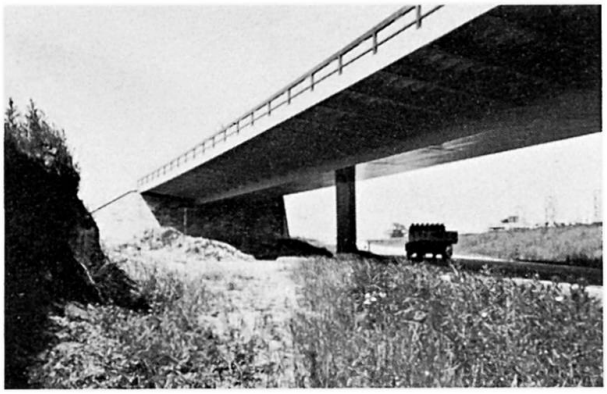


Fig. 4

Fig. 3

Leere Seite
Blank page
Page vide

Computation of the Postbuckling Strength of Thin-walled Sections

Calcul de la charge limite de piles à parois minces dans le domaine post-critique

Berechnung der Tragfähigkeit dünnwandiger Stützen im überkritischen Bereich

P. S. BULSON
Great Britain

In their interesting paper, Professors Chilver and Reiss have indicated discrepancies when the simple design method is applied to lipped channels. Could I ask whether, in their calculations for lipped channels,

(a) the elastic critical stress, σ_{cr}, was calculated by exact theory or measured experimentally,

(b) the lip was treated as a component plate offering simple support to the flange; and if so, whether K_i for the flange was taken as 4, and K_i for the lip as 0.425?

Could the authors also comment, please, on the assumption often made that lips of a given minimum size offer simple support to flanges in the postbuckling region. Tests suggest that after initial buckling the longitudinal junction between lip and plate does not remain straight.

Leere Seite
Blank page
Page vide

The Post-Buckled Strength of Thin-walled Columns

Tragfähigkeit dünnwandiger Stützen im überkritischen Bereich

Charge limite de piles à parois minces dans le domaine post-critique

P. S. BULSON
Great Britain

I refer to Fig. 7 in Dr. Graves Smith's paper, and to his earlier work quoted in reference 6. It appears that the elastic critical stress curve in the postbuckling region, taking account of overall column bending, approaches a second Euler curve with a reduced modulus E^*. Further, the effect of plasticity is to cause a sharp transition away from the elastic curve to the horizontal σ_{ult} line. For design purposes, the intersection of the E^* Euler curve and the σ_{ult} line could give an indication of the slenderness ratio below which overall column buckling has no effect on maximum strength.

Would Dr. Graves Smith please comment on

(a) the possibility of calculating the limiting E^* value by a simple analysis,

(b) the sharpness of the plasticity ~~of~~ transition.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Einfluß der Querschnittsverformung auf das Biegeknicken und das Biegedrillknicken

Influence of Cross-Sectional Distortion on Buckling an on Flexural-Torsional Buckling

Influence de la déformation dans la section sur le flambage et sur le flambage combiné flexion-torsion

RICHARD SCHARDT
Privatdozent Dr.-Ing.
Technische Hochschule Darmstadt
Deutschland

Es gibt eine große Zahl von Kaltprofilen, die nicht so dünnwandig sind, daß das Beulen zwischen den unverschieblich gedachten Kanten für den Spannungs- oder Stabilitätsnachweis Einfluß hat, die aber dennoch nicht ohne Berücksichtigung der Querschnittsverformung behandelt werden können. Die Voraussetzung für die alleinige Anwendung der Biege- und Wölbkrafttheorie ist entweder eine genügende Aussteifung der Querschnitte mit Schotten oder die Verteilung der äußeren Belastung über den Querschnitt, die den Schubkraftverteilungen aus den Querkraft- und Wölbschubspannungen entspricht. Bei beliebiger Verteilung der äußeren Last muß der Einfluß der Querschnittsverformung mit untersucht werden. Der Verfasser hat in der Arbeit (1) eine Theorie dargestellt, mit der diese Aufgabe zweckmäßig gelöst werden kann. Im Folgenden sollen nur einige Ergebnisse gezeigt werden, die diese Untersuchung liefert.

Als erstes Beispiel wird ein Stab mit dünnwandigem offenem Querschnitt behandelt, der an den beiden Enden in Gabeln gelagert ist, die gleichzeitig die Querschnittsverformungen an den Auflagern verhindern. Dieser Stab ist in der Scheibenebene zwischen den Querschnittspunkten 1 und 2 mit einer Querlast belastet. Die Querlast steht im Fünftelspunkt der Stablänge. Die Berechnung nach der Biege- und Wölbkrafttheorie liefert die in Bild 1b angegebene Spannungsverteilung über Querschnitt und Stablange. Bei genauer Berechnung mit Berücksichtigung der Querschnittsverformung erhält man dagegen die in Bild 1a angegebene Verteilung. Man erkennt, daß die dem Lastangriff benachbart liegenden Querschnittsteile, also die Punkte 0, 1 und 2, unter der Last erhebliche Spannungszuwächse erhalten, während die entfernter liegenden Punkte 3 - 7 ihr Spannungsmaximum garnicht mehr im Querschnitt des Lastangriffs sondern mehr zur Stabmitte hin haben. Sie sind nur indirekt belastet und das zeigt sich auch am ausgeglicheneren Verlauf der Spannungen über die Stablänge.

Bei der Theorie II. Ordnung liefern die Längsspannungen an den infolge der Verformung gekrümmten Fasern Abtriebskräfte in den einzelnen Querschnittsteilen, die in ihrer Verteilung über den Querschnitt auch nicht mehr mit den elementaren Schubkräften aus Biegung und Wölbkrafttorsion übereinstimmen. Die Folge dieser Differenzschubkräfte sind Verformungen des Querschnitts, die die Biegedrillknicklast vermindern. Suzuki und Okumura haben eine Arbeit (2) vorgelegt, in der dieser Einfluß untersucht wird. Mit einer Erweiterung der in (1) dargestellten Methode, die demnächst veröffentlicht wird, konnten die Er-

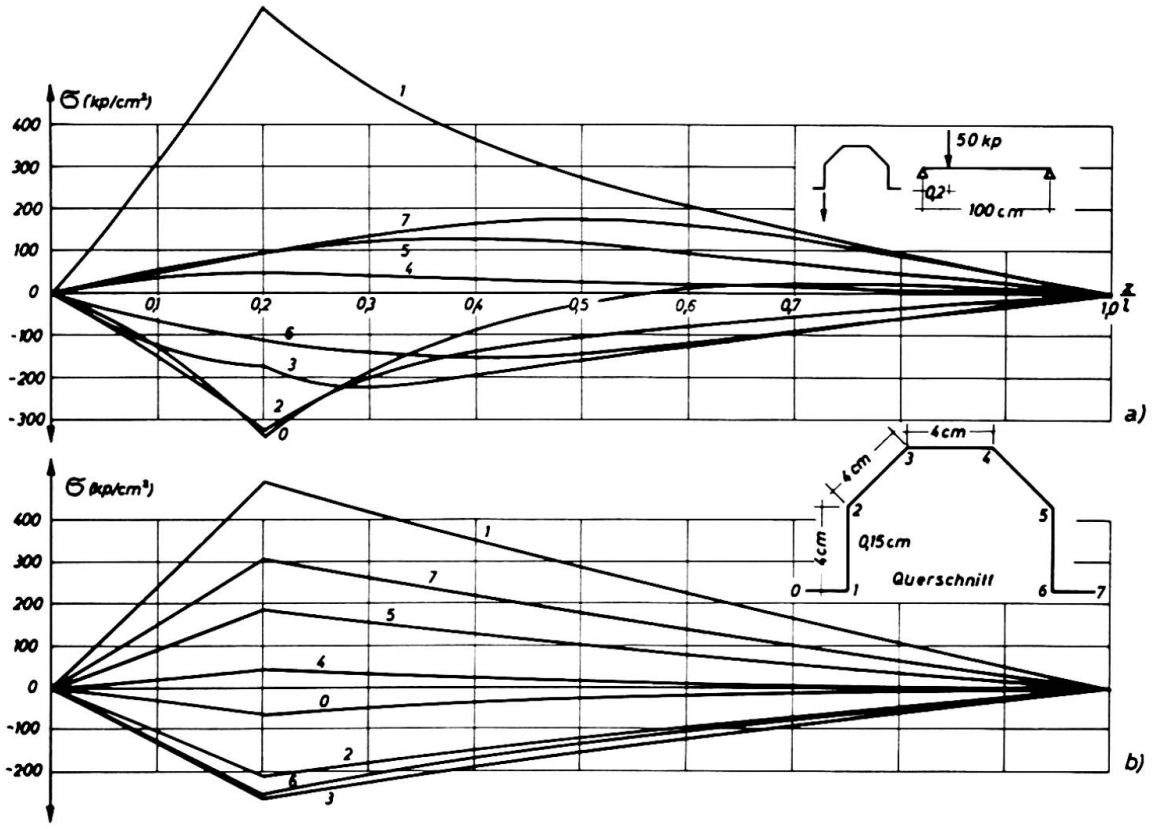


Bild 1 Verlauf der Längsspannungen, a) genaue Rechnung
b) querschnittstreue Rechnung

gebnisse von (2) in etwa bestätigt werden. Diese Ergebnisse gelten aber nur für eine bestimmte Querschnittsform. Die Untersuchung anderer Querschnittsformen zeigt, daß der in (2) betrachtete Querschnitt ein Ausnahmefall mit besonders kleinem Einfluß der Querschnittsverformung ist. Aus der Fig. 7 in (2) wird das deutlich, weil sowohl durch Vergrößern als auch durch Verkleinern der Krempe der ungünstige Einfluß der Querschnittsverformung wächst. Diesem Beispiel soll deshalb ein 6-fach abgeknicktes Hut-Profil gegenübergestellt werden. Im Bild 2 sind die antimetrischen "Beulknick"-Spannungen mit den Biegedrillknickspannungen verglichen, wobei die Krempenbreite variiert wird. Es zeigt sich, daß von einer bestimmten Länge ab, hier etwa von 110 cm aufwärts, das Biegedrillknicken die antimetrische Ausweichform genügend genau beschreibt. Bemerkenswert ist, daß bei einer Verbreiterung der Krempe die Biegedrillknickspannungen kleiner werden, woraus folgt, daß Hut-Profile im Bereich mittlerer und großer Schlankheiten dem U-Profil und erst recht dem C-Profil unterlegen sind. Im Bereich kleiner Schlankheiten wirkt sich dagegen die Verbreiterung der Krempe sowohl beim Hut-Profil als auch beim C-Profil positiv aus. Die Ergebnisse für das C-Profil zeigt Bild 4. Auch beim symmetrischen Ausweichen erhält man bei kleinen Schlankheiten einen starken Einfluß der Querschnittsverformung. Die Ergebnisse sind für das Hut-Profil in Bild 3 und für das C-Profil in Bild 5 angegeben. Die kritischen Spannungen sind dort etwa so groß wie die beim antimetrischen Beulknicken. Die Ergebnisse des reinen Biegeknickens sind liegen so hoch, daß sie auf Bild 3 nicht mehr darzustellen sind.

Schrifttum:

(1) S c h a r d t, R. "Eine Erweiterung der technischen Biegelehre für die Berechnung biegesteifer prismatischer Faltwerke." Der Stahlbau 35 (1966) H. 6, S. 161 - 171

(2) S u z u k i, Y und O k u m u r a, T. "Influence of Cross-Sectional Distortion on Flexural-Torsional Buckling." IVBH Kongress 1968

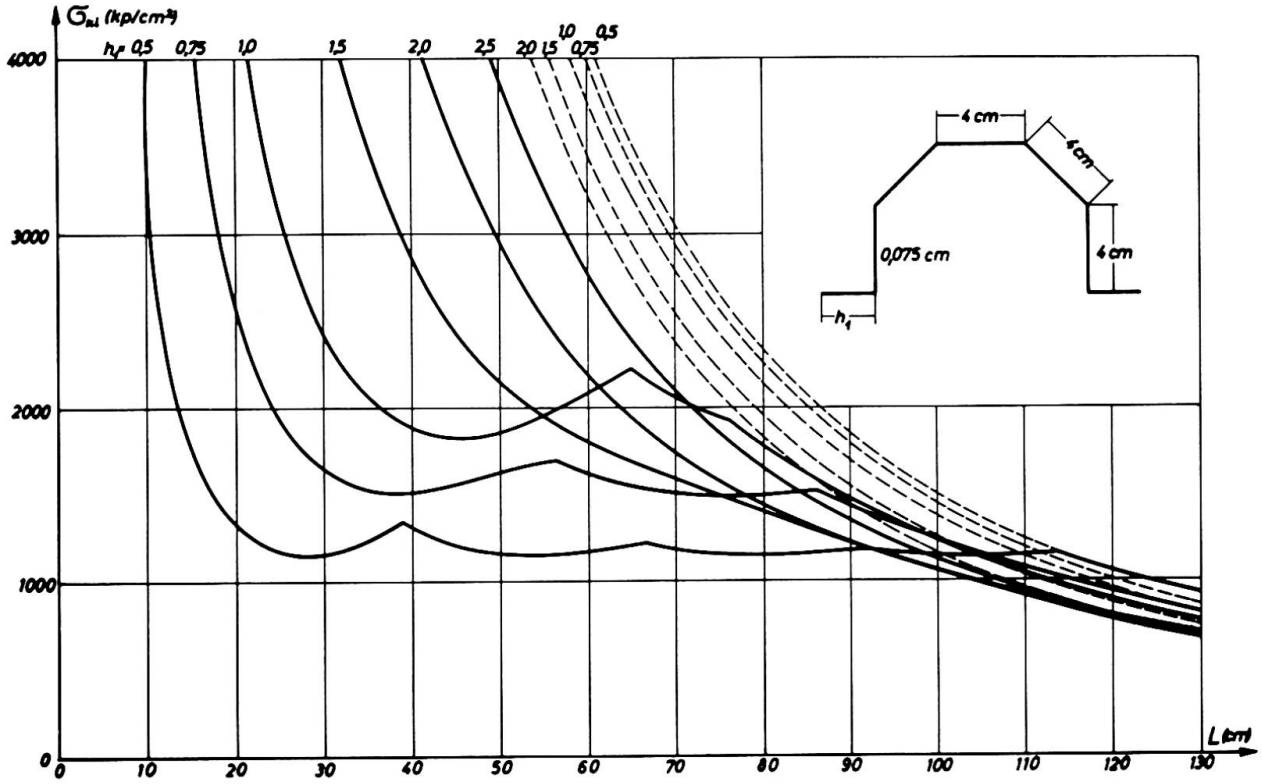


Bild 2 Biegedrillknickspannungen ---- und Beulknickspannungen —— antimetrisch für Hut-Profil (Gabellagerung)

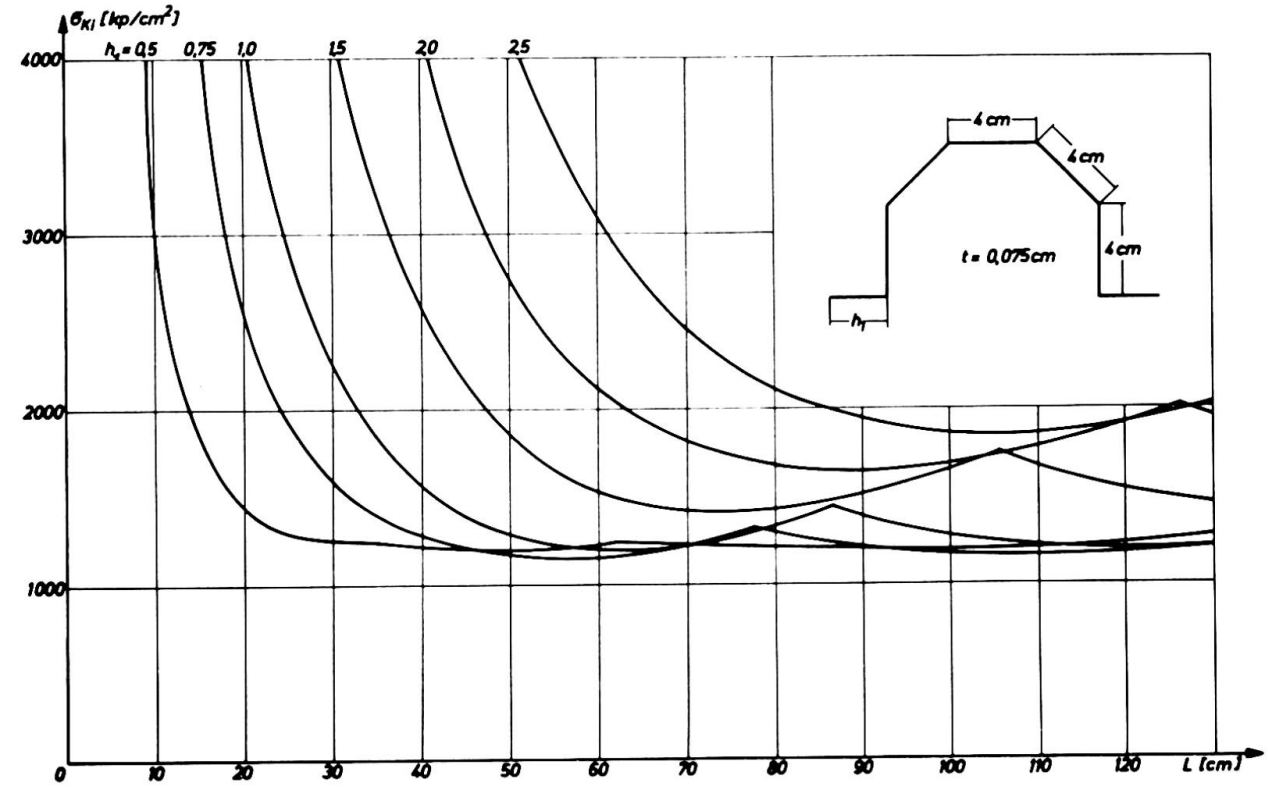


Bild 3 Beulknickspannungen symmetrich für Hut-Profil (Gabellagerung)

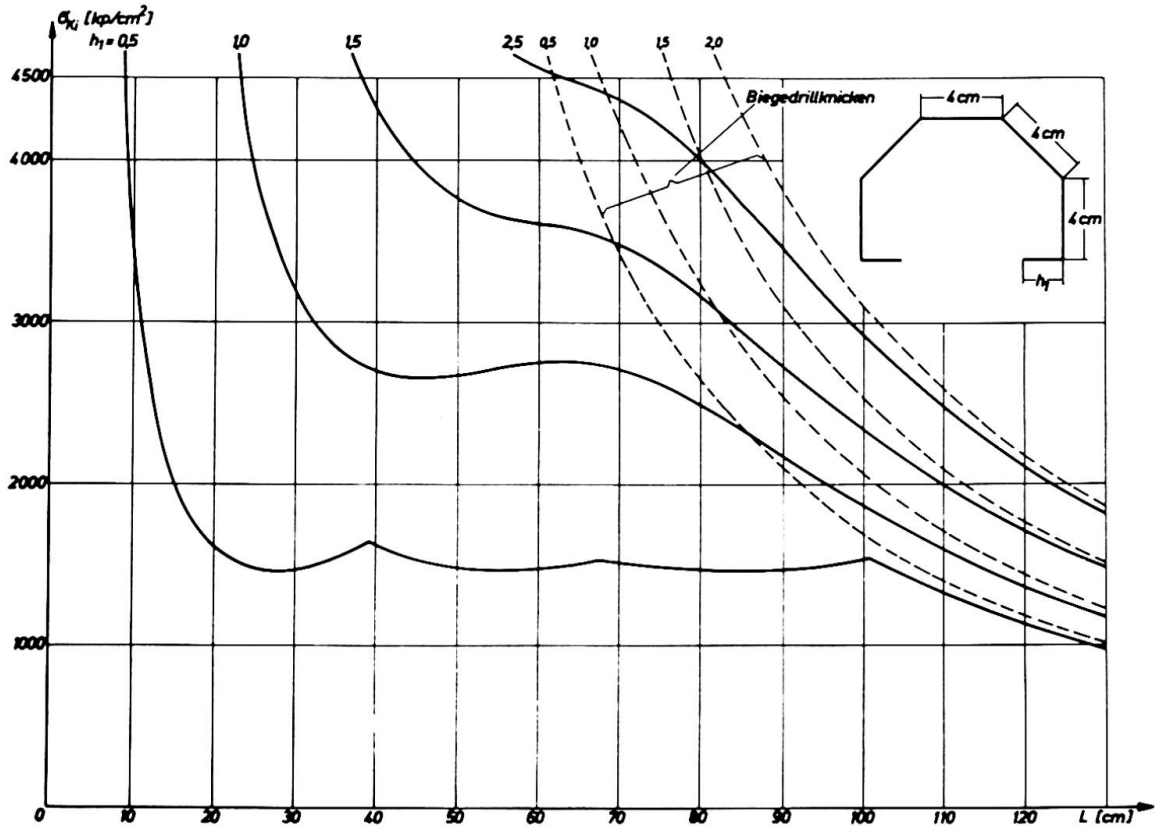


Bild 4 Biegedrillknickspannungen ---- und Beulknickspannungen ——— antimetrisch für C-Profil (Gabellagerung)

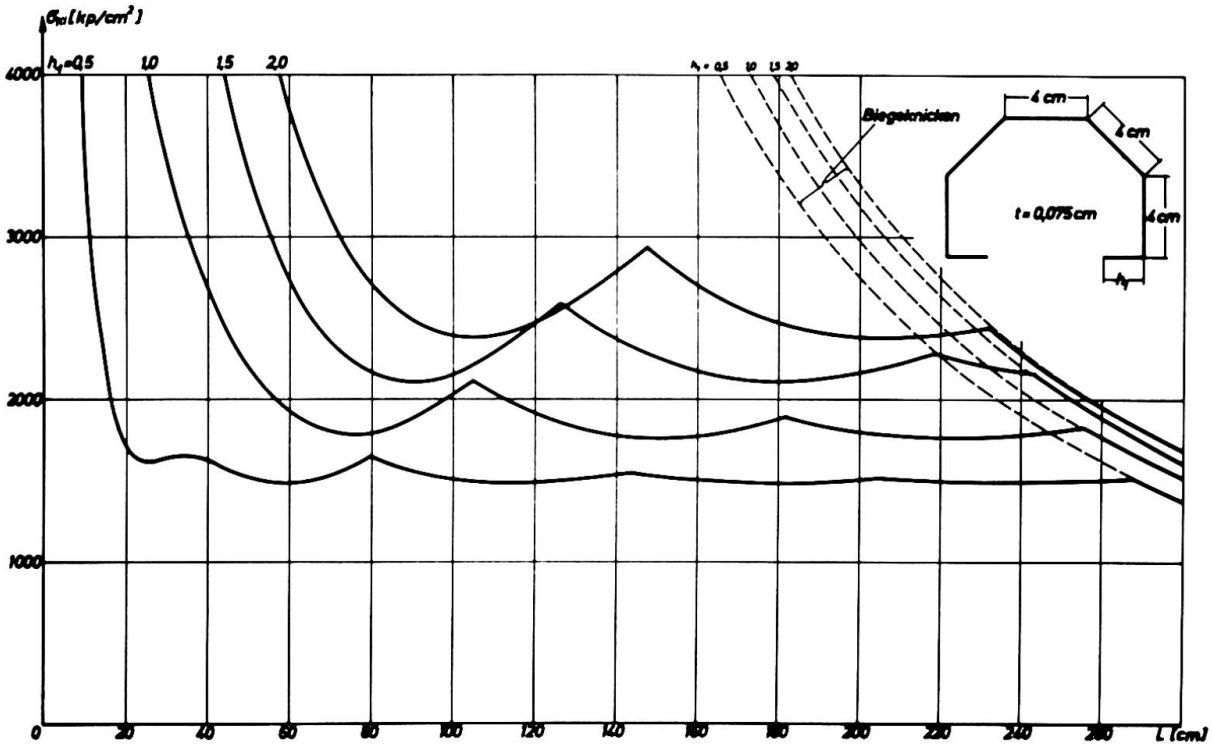


Bild 5 Biegeknickspannungen ---- und Beulknickspannungen ——— symmetrisch für C-Profil (Gabellagerung)