

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: II. Thin-walled structures

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: 29.03.2026

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

II

Thin-Walled Structures

IIa

Theoretical Solutions and Test Results

GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N. Y.

1. General

The widespread use of members cold-formed from sheet or strip steel is an established fact. Many million tons of steel have been so used in the last twenty years, in many countries. In the United States research in this field was begun at Cornell University in 1939, and the first official design specification [1], now in its fourth edition, was issued by the American Iron and Steel Institute in 1946; somewhat similar design codes have since been adopted in Canada, Australia, India and elsewhere. In Great Britain a design code [2] based mostly on British research [3] was adopted in 1961; similar developments are underway in France and elsewhere. Translations of the American Design Manual have been published in Germany, Spain and Mexico and are available at least in abbreviated form in French and Italian. An outline of theory and practice has been presented to I.A.B.S.E. by the writer in 1952 [4] followed by a more recent review in German in 1963 [5]. Practical applications, their present state and probable future developments, are discussed in this volume by Dr. J. B. Scalzi in his report on Theme IIb.

Extensive practical experience has shown that this type of construction is not in competition with, but rather is complementary to the older type of steel construction which utilizes hot-rolled shapes and plates. The situation is somewhat similar to that in concrete construction where prestressed concrete increasingly is not competitive with, but complementary to the older reinforced concrete. In fact, in a wider context steel construction on the one hand and concrete construction on the other should no longer be regarded merely as competitive and mutually exclusive, but also as complementary (see e.g. in 7,

below). Much would be gained if structural engineering were to develop as a single, unified field, instead of being split into competitive sub-specialties.

It is the purpose of the present report to survey briefly some of the most important peculiarities of behavior of lightgage cold-formed structures as developed in recent research by theory and test. Reference will be made to an extensive research bibliography and areas will be pointed out in which more research is urgently needed.

2. Materials Properties and Effects

In comparison with the steels used in hot-rolled shapes or plates, steels utilized in cold-formed structural members are of a greater variety and undergo a greater number of fabrication processes which strongly affect their final properties and behavior. Structural sheet and strip steels are either strain-aging or non-aging. They are either hot-rolled directly to their final thickness or are cold-rolled from a larger initial thickness. These variations affect stress-strain curves and structural behavior. In particular, hot-rolled sheet is generally sharp yielding while cold-reduced material shows a lower proportional limit and a gradual curving of the stress-strain diagram. These differences are important in regard to buckling strength. Aging steels regain their sharp-yielding character some time after they have undergone the strain-hardening performed by cold-reducing or by cold-forming; this often gives them an advantage over non-aging steels.

In the process of cold-forming structural shapes from flat material, different amounts of strain-hardening are produced in different portions of the cross-section. Extensive tests [6, 7] have shown increases in yield strength of about 30 to 100% in bends or corners; for the flat portions of roll-formed sections increases of 15 to 50% were observed while in flat portions of press-formed shapes no significant changes were measured.

Hitherto the calculation of carrying capacities was generally based on the guaranteed minimum strength of the steel before forming [1, 2]. The larger steel strength after cold-forming can be utilized only if it is predictable and can be reliably controlled. Toward this purpose, recent research [6, 7] has shown:

(1) There is no significant Bauschinger effect. That is, the stress-strain curves in compression and tension for strongly cold worked material such as in bends or corners are not substantially different. This is understandable because forming consists chiefly of bending transverse to the axis of the member. Theory of plasticity (e.g. the volume constancy principle) would, therefore, predict the absence of a Bauschinger effect.

(2) The yield strength σ_{yc} of a corner or bend after forming depends on the virgin yield strength σ_y before forming, the ratio of virgin ultimate tensile σ_u to yield strength σ_y and the ratio of inside radius of bend r to thickness of material t as follows [6]:

$$\sigma_{yc} = \frac{k b}{(r/t)^m} \quad (1)$$

where the strength coefficient $k = 2.80\sigma_u - 1.55\sigma_y$

the strain hardening coefficient $n = 0.225\sigma_u/\sigma_y - 0.120$

$b = 1.0 - 1.3n$ and $m = 0.855n + 0.035$

The general form of Eq. 1 was derived from principles of plasticity theory, and the numerical constants obtained from extensive tests.

(3) If the materials properties of the various portions (flats, corners, bends) of a section are known separately, the yield strength and stress-strain behavior of the entire section can be calculated satisfactorily as the weighted average.

(4) The effect of different steel properties in different parts of the section on the inelastic buckling strength of compression members can be calculated in a manner shown in [7].

Additional research is needed to determine (a) the effects of various forming processes on the properties of flat portions; (b) the manner in which various types of cold work can be intentionally employed and modified to increase member strength [8]; (c) the effects of non-uniform cold-working on torsional and on local buckling strength.

The above refers to the usual carbon or low alloy steels. For architectural or special industrial applications, stainless steels are increasingly used. Some of the problems connected with the very different stress-strain behavior of stainless steels have been outlined in [9].

3. Local Instability and Post-Critical Behavior

For plates and shells it is generally recognized that critical stresses or loads determined by classical eigenvalue methods often have no relation to the actual buckling strength. This is so when the buckled configuration is not developable from the unbuckled surface. In this case incipient buckling creates membrane stresses whose influence frequently completely governs the post-buckling behavior. These membrane stresses may be de-stabilizing, as in axially compressed cylinders or radially compressed spheres; in this case snap-through is possible and even minor initial imperfections lead to a drastic reduction of buckling strength. In other cases the membrane stresses are stabilizing so that the actual ultimate strength may be very much larger than the calculated critical stress. This is the case for plates subject to compression, bending or shear in their planes and stiffened at least along some of their edges. The post-critical behavior of plates in shear and bending is discussed in this volume by Prof. Massonnet in his report on Theme IIc. The present discussion refers to plates in compression, without and with intermediate stiffeners, which constitute elements of almost all lightgauge structural members.

For longitudinally compressed plates the post-critical behavior is most simply expressed in terms of an equivalent or effective width. This concept, originally developed by v. Karman for calculating post-buckling strength, has been modified and generalized by the writer so that it applies also to post-critical longitudinal rigidity [10, 11]. On the basis of a large number of tests the following expression was developed for the effective width of a plate stiffened along both longitudinal edges:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1.9}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \left[1 - \frac{0.475}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \right] = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) \quad (2)$$

where b = width and t = thickness of plate, b_e = its effective width, σ_{max} = maximum stress at longitudinal edge, σ_{cr} = classical critical stress for simple edge support. The plate fails when $\sigma_{max} \rightarrow \sigma_y$, i.e. when the edge stress reaches the yield strength. At this point the total compression force in the plate, which causes failure, is $b_e t \sigma_y$.

This expression falls within, but near the lower bound, of the scatterband of test results and has been in successful use since 1946 [1]. It has recently been shown that the same expression fits well the average of test results for annealed stainless steel [9]. For carbon steel M. SKALoud has recently verified that Eq. 2 was in good and conservative agreement with his own, very careful tests [12]. On the basis of long practical experience and additional test information such as Skaloud's it seems now possible to propose a somewhat less conservative expression, by replacing in the second form of Eq. 2 the coefficient 0.25 by 0.22, or in the first form 0.475 by 0.418.

For plates stiffened along both longitudinal edges and in addition furnished with intermediate longitudinal stiffeners, Sec. 2.3.2 of the American specification [1] defines the minimum rigidity which a stiffener must have to be fully effective in developing the post-critical behavior of the plate. This provision, likewise, was confirmed in independent tests by SKALoud [13]. More information is needed on plates with stiffeners whose rigidity is smaller than the above defined minimum rigidity for full effectiveness.

The equations which are in successful design use for plates without and with stiffeners are semi-empirical in nature. That is, their general form is based on theoretical considerations, while the numerical constants have been determined by test. It would be desirable to have a rigorous entirely theoretical analysis of post-critical behavior and strength. Satisfactory theoretical treatments exist only for the initial stage of post-buckling behavior, but not for the practically more important advanced post-critical range [14]. Also, it would be desirable to obtain information by theory and tests on the post-buckling behavior of anisotropic plates. Such anisotropy can reside in the material, as a consequence of directional cold-work, or it can be geometrical, such as in plates with closely spaced small stiffeners.

In thin-walled compression members of intermediate slenderness (L/r about 25 to 90) interaction of post-buckling strength and of column buckling takes place. BIJLAARD and FISHER [15] have shown by theory and test that: (a) Post-buckling strength exists in columns; this means that the conventional method of calculating independent critical eigenvalue stresses for local and for column buckling and adopting the smaller of the two for design can grossly underestimate carrying capacity. (b) In the post-critical range of plate behavior there is significant interaction between local and column strength. This is incorporated in simplified form in design procedures of long standing [1].

4. Torsional-Flexural Buckling

For thin-walled closed sections, such as tubes, the St. Venant torsional rigidity is proportional to the thickness and, essentially, to the third power of the main cross-sectional dimensions. However, for open sections the reverse is true: the St. Venant rigidity is proportional to the third power of the thickness and to the first power of the other main dimensions. It is for this reason that torsional-flexural buckling plays a more important role for open thin-walled than for open thick-walled or for closed shapes.

The general theory of elastic torsional-flexural instability is well developed, most extensively by V. Z. VLASOV [16]. For design purposes the difficulties are: (a) Except for some simple cases the solutions of the pertinent simultaneous partial differential equations, are too complex and time-consuming for routine use. (b) In the range of inelastic buckling it is difficult to modify the elastic theory appropriately because the various simultaneous actions (flexure, torsion, warping, etc.) are governed by different inelastic moduli. For singly symmetrical sections at least the two extreme cases of simple bending on the one hand and axial compression on the other are tractable with relative ease as follows:

Simple Bending. The theory of lateral buckling of beams has long been established. Minor differences in load arrangements (e.g. uniformly distributed load vs. third-point loading vs. uniform moment) have little effect on the magnitude of the critical stress, so that the simplest expression, that for uniform moment, is often adequate for design. Further, for thin-walled members the term which involves the St. Venant torsion stiffness is frequently negligible as compared with the warping stiffness [17]. On this basis very simple design formulas can be derived [1, 17].

Axial Compression. While the theory for this case is relatively simple, the practical difficulties are these: (a) the expressions for the critical loads are lengthy and involve a large number of sectional properties; (b) a given shape, e.g. a simple channel, can buckle either in the torsional-flexural or in the simple flexural mode, depending on relative cross-sectional dimensions and on length, as shown schematically on Fig. 1. Various design simplifications have been

devised. KLÖPPEL-SCHARAT [18] present methods for calculating an effective slenderness ratio which is then used as if the member would buckle flexurally. CHAJES-WINTER [19] have chosen a method which emphasizes the actual performance. For most of the practical, singly symmetrical shapes they present graphs of the type of Fig. 1 which permit the designer quickly to establish which buck-

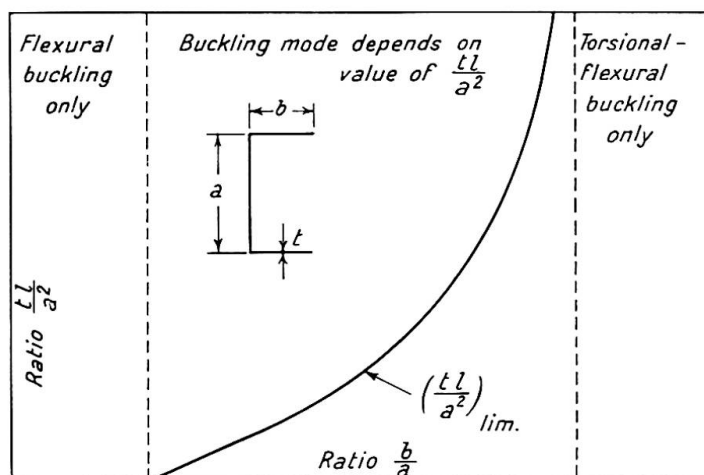


Fig. 1

ling mode governs. If it is flexural buckling, the usual equations hold; if it is torsional-flexural buckling, another set of graphs is used for determining the buckling load.—Tests have shown [20] that: (i) in the elastic range theory accurately predicts buckling loads; (ii) for some shapes significant post-critical strength exists in the elastic range involving, however, very large torsional deformations; (iii) in the inelastic range the assumption that the tangent modulus governs, though not rigorously justifiable, gives satisfactory results.

General Loading. For the general case (e.g. eccentric compression, or axial plus transverse loads and with a variety of support conditions) the differential equations become quite elaborate [16] even when the effects of the stable sub-critical deformations are neglected. Computer solutions have been developed for some cases [21, 22]. Work is now under way to investigate whether reasonably accurate design approximations cannot be based on the usual form of interaction equation for bi-mode failure phenomena, i.e.

$$(\sigma_a/\sigma_{cr, a})^m + (\sigma_b/\sigma_{cr, b})^n = 1 \quad (3)$$

where a and b refer to the two simple modes, here transverse loading and axial loading. Some work has been done on the non-linear instability (de-stabilizing effect of gradual deformation) of members in combined bending and torsion [23].

More work is needed in theory, tests, and design simplifications on the effect of various combinations of end conditions (in bending, twist and warp-

ing), on effects of inelasticity, initial imperfections and pre-buckling deformations, and for the difficult case of entirely arbitrary, non-symmetrical sections.

5. Distortions of Cross-Section

In the case of large width/thickness ratios it is possible that the shape of the cross-section of a member develops significant distortion. These may be stable or unstable; they may be significant esthetically or because they affect adversely the strength of the member.

A simple example is the panel section of Fig. 2. When used as a beam at

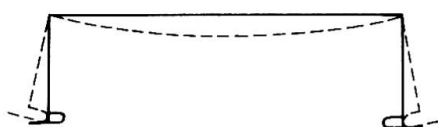


Fig. 2

subcritical stresses, the member has a tendency to distort into a trough shape as shown, because of the radial downward component of the longitudinal flexural stresses in the wide flange. Design provisions to deal with this situation have been developed [1, 17]. If the same member is inverted and used as a beam the two narrow compression flanges may become individually unstable in a manner which involves cross-sectional distortion. An approximate theory of this behavior has been developed and checked by numerous tests [24] and a simplified calculation method developed [1].

The interaction of local and column buckling in the post-critical range has been discussed above under 3. In regard to the effect of cross-sectional deformation on torsional-flexural buckling, a computer solution for singly-symmetrical sections has been developed [22]. The design significance of this interaction of local and torsional-flexural buckling has not been established as compared with the conventional independent calculation of the two types of instability. More work on this is needed.

Another problem presents itself when light-gage sections are used for architectural curtain walls. In this case temperature changes can cause distortions of the panel surfaces which are unsightly and esthetically objectionable. More work is needed on this type of deformation. A simple eigenvalue theory of temperature-induced plate buckling is not sufficient because one should be able to calculate the magnitude of the corresponding plate distortions in order to judge whether or not they are esthetically objectionable.

6. Shear Diaphragms of Light Gage Steel

When corrugated sheets or ribbed roof, wall, or floor panels are interconnected along their edges or seams, continuous diaphragms are obtained. These develop considerable strength and rigidity when loaded in their plane. They have long been used in roofs and floors to resist horizontal loads from wind or earthquake forces, and to transmit them to planes of vertical bracing, such as shear walls. In such use the diaphragms are designed to resist in-plane shear forces. Therefore, the essential characteristics are their shear strength and their shear rigidity.

Because of the great variety of shapes of light-gage steel panels and of means of connecting them to each other (seam connections) and to the main frame of the building, it has been necessary to test each individual system to determine its characteristics [25, 26]. In general terms it is found that the shear strength of a diaphragm depends not only on the configuration and thickness of the component panels, but also on type and spacing of connections. Winds or earthquakes usually cause a small number of repeated or reversed loadings of high intensity. Tests show that welded diaphragms are rather intensive to such cyclic loading, whereas screw-connected diaphragms may be weakened by reverse loading of high, but sub-ultimate magnitude.

The shear rigidity is determined not only by the shear deformation of the panels proper, but also by local deformations around seam connections and near end connections. This makes the shear rigidity a function of the panel length.

7. Mixed Construction

For lack of an established name, the term mixed construction is here used for any system which involves the structural action of light-gage, cold-formed members in combination with other components. These can be either hot-rolled steel shapes or plain or reinforced concrete, or both. The importance of this approach has been mentioned in 1, above. In fact, the major present use of light-gage steel members is in mixed construction of one kind or another. Only two types will be mentioned in connection with research in this area, namely various mixed functions of shear diaphragms, and composite concrete construction.

Shear Diaphragms. Diaphragms which are used in floor or roof surfaces to resist horizontal forces, resist shear only. This is so because ribbed sheets can withstand sizeable shear stresses sub-critically, or post-critically by tension field action. However, they are weak in resisting normal stresses perpendicular to the corrugations or ribs. Hence the bending moments in diaphragm bracing must be resisted in some other way. When the structural frame is of regular steel construction as is ordinarily the case, the diaphragm is welded to the frame.

In this case the steel beams around the perimeter of the diaphragm resist the bending moments. In other words, the mixed construction consisting of the light-gage shear diaphragm and the heavy section hot-rolled perimeter beams acts like a horizontal plate girder in which the diaphragm constitutes the web and the perimeter beams constitute the flanges [25].

Another rapidly developing mixed use diaphragms is in steel roof shells. Because of the nature of ribbed diaphragm action, those shells in which the surfaces are chiefly in shear while the normal stresses are carried by edge members are best suited for such use. So far it has been found that folded plate construction (prismatic shells) and hyperbolic paraboloids are in this category. Both have been tested [27, 28] and particularly the folded plate construction has been found simple, adaptable and reliable. More than a hundred such roofs have been erected. More details of the practical development of steel roof shells are given in Dr. Scalzi's report on Theme IIb. Additional research in this field is needed, and is under way, on problems such as: buckling and post-buckling behavior of ribbed (i.e. orthotropic) plane or curved diaphragms when stressed in shear; stability of the edge members of such shells, which are loaded tangentially to their axes by shear forces from the shell; a theory of deflection calculations for such shells under uniform load; local deflections of such shells under concentrated or partial loading; and others.

Another type of mixed action develops in steel framed buildings of the usual type (single or multistory) when diaphragms are used for roofs, walls or floors. When correctly designed, such diaphragms provide elastic restraint to the members of the steel frame against buckling in the plane of the diaphragms. This refers to flexural and torsional-flexural buckling of columns and to floor or roof beams which are restrained against lateral buckling. The theory of such action, i.e. buckling in the presence of elastic support provided by a shear-resistant medium has been developed and extensively verified by test [29]. When the frame members are so arranged that their weak axes are perpendicular to the diaphragms, such diaphragm bracing can increase their carrying capacity by hundreds of percent.

Yet another economically promising type of mixed action has been extensively investigated by E. R. BRYAN and collaborators at the University of Manchester [30]. It concerns the combined action of portal frames and roof diaphragms in the common type of pitched-roof single-story industrial building. If the roof sheathing is appropriately interconnected, and connected to the frames, the resulting structure represents a hybrid between ordinary bare steel framing and light-gage folded plates (prismatic shells). Under gravity loading, for instance, the diaphragms counteract the tendency of the frame knees to spread apart, with a consequent reduction in frame moments. These reductions can amount to as much as 60 to 80%, as has been shown by theory and full-scale test by Bryan et al. and by a different theoretical development and model tests by LUTTRELL [26].

Composite concrete construction utilizes light-gage steel panels in conjunction with concrete and, sometimes, also with hot-rolled steel shapes. Shallow light-gage steel panels (roof deck, etc.) have long been used for reinforced concrete slabs, both as permanent forms (shuttering) and as positive moment reinforcement. Because of the variety of existing panel shapes, test information is mostly furnished by the panel manufacturer. More general information is urgently needed. The chief problem is the bond strength in shear between concrete and the relatively flexible panels. When no special panel deformations are provided, shear resistance is furnished chiefly by chemical bond. It is fairly well established that chemical bond of concrete to zinc-coated steel is better than to bare steel; yet the development of reliable and calculable bond strength for these reinforcing forms needs more investigation. Recently, this type of construction has been further developed by taking account of the composite action of such and similar composite slabs with the supporting steel girders. In this case shear transfer between girder and ribbed or cellular slab is secured by the usual devices, e.g. by welded steel studs. Tests [31] have shown the reliability and effectiveness of this type of composite construction; in particular, they indicate that the degree of interaction achieved between slab and girder depends on the geometry of the ribs of the concrete slab which is dictated by the shape of the particular light-gage steel panels that have been employed.

8. Connections

The integrity of many light-gage steel structures, particularly of hybrid construction, depends largely on the strength and reliability of field connections. While there is considerable industrial experience with such connections, systematic test information seems to be available only on bolted connections [32]. More test information as well as standardization of procedures and of inspection are needed in regard to screw connections but particularly for welded field connections. The welding of light-gage to light-gage steel as well as of light-gage to heavy hot-rolled steel presents problems quite different from those of welding ordinary heavy structural material. Special measures are needed when zinc-coated sheets are welded. While spot welding in shop fabrication of light-gage members is highly developed, the more difficult problem of field welding is in need of further exploration and development. Promising structural adhesives are now available and have been used in the laboratory for light gage steel members. Their behavior and reliability should be investigated with a view to eventual practical use.

Bibliography

- [1] Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual, 1962 Ed., American Iron & Steel Institute.
- [2] Addendum No.1 (1961) to B.S.449: 1959, the Use of Steel in Building.
- [3] A. H. CHILVER: Structural Problems in the Use of Cold-Formed Steel Sections, with bibliography and discussion, Proc. Inst. Civ. Engrs., Vol. 20, p. 233, 1961 and Vol. 23, p. 270.
- *[4] GEORGE WINTER: Light-Gage Steel Structures for Buildings in the U.S.A. I.A.B.S.E. 4th Congress, Prelim. Publ., p. 523, 1952.
- *[5] GEORGE WINTER: Der Stahlleichtbau in den Vereinigten Staaten von Amerika: Berechnungsgrundlagen und Anwendungsgebiete. VDI-Zeitschrift, Vol.105, p.1071, 1963.
- *[6] K. W. KARREN: Corner Properties of Cold-Formed Shapes. Proc. A.S.C.E., Vol. 93, No. ST 1, 1967.
- *[7] K. W. KARREN and GEORGE WINTER: Effects of Cold-Forming on Light-Gage Steel Members. Proc. A.S.C.E., Vol. 93, No. ST 1, 1967.
- [8] O. JUNGBLUTH: Die Kaltverformung, ein Weg zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit im Stahlbau. Beiträge aus Statik und Stahlbau, Prof. K. KLÖPPEL zum 60. Geburtstag, Stahlbau-Verlag, 1961.
- *[9] GEORGE WINTER and A. L. JOHNSON: Stainless Steel Structural Members: Strength and Behavior. I.A.B.S.E. Publications, vol. 26, p. 593, 1966 (to Prof. F. Stüssi's 65th Anniversary).
- *[10] GEORGE WINTER: Strength of Thin Steel Compression Flanges. Cornell Univ. Engg. Exp. Station Bull. 35/3, 1947.
- *[11] GEORGE WINTER: Performance of Thin Steel Compression Flanges. I.A.B.S.E., 3rd Congress, Prelim. Publ., p. 317, 1948; also 5th Congress, Final Publ., p. 481, 1956.
- [12] M. SKALoud: Grenzzustand gedrückter Gurtplatten dünnwandiger Träger. Acta Technica CSAV (Prague), 6, p.724, 1965.
- [13] M. SKALoud: Oberkritisches Verhalten gedrückter, mit nachgiebigen Rippen versteifter Platten. Acta Technica CSAV (Prague), 5, p.459, 1963.
- [14] W. T. KOITER: Introduction to the Post-Buckling Behavior of Flat Plates. Coll. sur le Comportement Postcritique des Plaques, etc. Soc. Roy. des Sciences de Liège, 5e Serie, Vol.VIII, fasc. 5, p.17, 1963.
- *[15] P. P. BIJLAARD and G. P. FISHER: Column Strength of *H*-Sections and Square Tubes in Post-buckling Range of Component Plates. Nat. Adv. Comm. Aeronautics, Tech. Note 2994, Washington, 1953.
- [16] V. Z. VLASOV: Thin-Walled Elastic Beams. 2nd Ed., Transl. from Russian, Natl. Science Found., Washington, 1961.
- *[17] GEORGE WINTER: Commentary on 1962 Edition Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual. American Iron & Steel Inst., 1962.
- [18] K. KLÖPPEL und R. SCHARAT: Beiträge zur praktischen Ermittlung der Vergleichsschlankheit von mittig gedrückten Stäben mit einfach symmetrischen offenem dünnwandigem Querschnitt. Stahlbau, Heft 2, p. 35, Heft 10, p. 262, 1958.
- *[19] A. CHAJES and G. WINTER: Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members. Proc. A.S.C.E., Vol. 91, No. ST4, p.103, 1965.
- *[20] A. CHAJES, P. J. FANG, G. WINTER: Torsional Flexural Buckling, Elastic and Inelastic, of Cold Formed Thin Walled Columns. Cornell Univ. Engg. Research Bull. 66-I, 1967.
- [21] CH. G. CULVER: Exact Solution of the Biaxial Bending Equations. Proc. A.S.C.E., Vol. 92, No. ST2, p. 63, 1966.
- [22] J. E. GOLDBERG, J. L. BOGDANOFF, W. D. GLAUZ: Lateral and Torsional Buckling of Thin-Walled Beams. Publ. I.A.B.S.E., Vol. 24, p. 92, 1964.
- [23] M. M. BLACK: The Unstable Behavior of Thin-Walled Unsymmetrical Section Beams Subjected to Combined Bending and Torsion. Jour. of Strain Analysis (London), Vol.1, p. 50, 1965.

- *[24] R. T. DOUTY: A Design Approach to the Strength of Laterally Unbraced Compression Flanges. Cornell Univ. Eng. Exp. Station Bull. No. 37, 1962.
- *[25] A. H. NILSON: Shear Diaphragms of Light Gage Steel. Proc. A.S.C.E., Vol. 86, No. ST11, p. 111, 1960.
- *[26] L. D. LUTTRELL: Structural Performance of Light Steel Diaphragms. Cornell Univ. Dept. of Struct. Engg. Report No. 319, 1965 (will be re-issued as Cornell Eng. Research Bull.).
- *[27] A. H. NILSON: Folded Plate Structures of Light Gage Steel. Trans. A.S.C.E., Vol. 128, Part II, p. 848, 1963.
- *[28] A. H. NILSON: Testing a Light Gage Steel Hyperbolic Paraboloid. Proc. A.S.C.E., Vol. 88, No. ST5, p. 51, 1962.
- *[29] S. J. ERRERA, G. PINCUS, G. P. FISHER: Columns and Beams Braced by Shear-Rigid Diaphragms. Proc. A.S.C.E. Vol. 93. No. ST 1, 1967.
- [30] E. R. BRYAN and W. M. EL-DAKHAKHANI: Behavior of Sheeted Portal Frame Sheds: Theory and Experiments. Proc. Inst. Civ. Eng., Vol. 29, p. 743, 1964.
- [31] H. ROBINSON: Exploratory Tests on Composite Beams with Cellular Slabs. A.S.C.E. Conf. Preprint 313, 1966.
- *[32] G. WINTER: Tests on Bolted Connections in Light Gage Steel. Proc. A.S.C.E., Vol. 82, Paper No. 920, 1956; and: Light Gage Steel Connections with High-Strength, High-Torqued Bolts. Publ. I.A.B.S.E., Vol. 16, p. 513, 1956.

Note: Publications designated by * relate to work done at Cornell University

II

Structures en éléments minces

IIa

Solutions théoriques et résultats expérimentaux

GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N. Y.

1. Généralités

La très large utilisation des éléments formés à froid à partir de feuillards ou de tôles d'acier est un fait bien établi. Plusieurs millions de tonnes d'acier ont reçu cette destination, dans un grand nombre de pays, au cours des vingt dernières années. C'est aux Etats-Unis, à la Cornell University, en 1939, que les premières recherches en ce domaine furent entreprises, et que le premier règlement officiel [1], maintenant à sa quatrième édition, a été publié en 1946 par l'American Iron and Steel Institute; des codes à peu près semblables ont depuis lors été adoptés au Canada, en Australie, en Inde et ailleurs. En Grande-Bretagne, on a adopté, en 1961, des normes de calcul [2] établies pour la plus grande part sur la base d'études britanniques [3]; des développements semblables sont en cours en France et ailleurs. Des traductions de l'American Design Manual ont été publiées en Allemagne, en Espagne et au Mexique, et il en existe du moins des versions françaises et italiennes. Le rapporteur a présenté en 1952 [4] à l'A.I.P.C. un aperçu de la théorie et de la pratique en cette matière, et un exposé plus récent a été fait, en allemand, en 1963 [5]. Les applications pratiques, leur état actuel et leur évolution probable, sont traitées par le Docteur J. B. Scalzi dans son rapport sur le Thème IIb inclus dans le présent volume.

Des enseignements pratiques d'une vaste expérience, il ressort que ce type de construction ne concurrence pas, mais complète plutôt la construction métallique traditionnelle qui fait usage de tôles et de profilés laminés à chaud. La situation est un peu comparable à celle de la construction en béton, ou, de plus en plus, le béton précontraint se révèle comme étant complémentaire du béton

armé, dont l'emploi est de plus longue date, et non pas comme un objet de concurrence. En fait, dans une perspective plus large, il apparaît que la construction métallique, d'une part, et le béton, d'autre part, ne doivent pas être simplement considérés comme se concurrençant ou s'excluant mutuellement, mais bien dans leur complémentarité (cf. 7). On gagnerait beaucoup si l'art de construire, au lieu de rester fragmenté en secteurs concurrents, pouvait se développer dans un cadre unifié et non plus compartimenté.

L'objet de ce rapport est de présenter une analyse succincte des particularités les plus importantes du comportement des éléments légers travaillés à froid telles qu'elles apparaissent à la suite de récentes recherches tant théoriques qu'expérimentales. De nombreuses références bibliographiques seront données en ce qui concerne les travaux de recherches et l'on soulignera les secteurs dans lesquels il apparaît urgent d'entreprendre de nouvelles études.

2. Propriétés des matériaux et leurs conséquences

Par comparaison avec les aciers utilisés dans les tôles et profilés laminés à chaud, ceux qu'on emploie dans les éléments de construction formés à froid ont une gamme plus étendue et subissent un grand nombre de processus de fabrication qui affectent très sensiblement leurs propriétés finales et leur comportement. On distingue les tôles et les feuillards d'acier sensibles au vieillissement de ceux qui ne le sont pas. Ils sont amenés à leur épaisseur finale, soit directement par laminage à chaud, soit par laminage à froid à partir d'une épaisseur initiale plus forte. Ces variations ont une influence sur leurs diagrammes contraintes-allongements et sur leurs comportements à l'intérieur de la construction. En particulier, les tôles laminées à chaud présentent un palier de plasticité net alors qu'avec les matériaux réduits par laminage à froid, la limite de proportionnalité est plus basse et le diagramme contraintes-allongements s'infléchit progressivement. Ces différences sont importantes eu égard à la résistance au voilement. Au bout d'un certain temps, après l'opération d'écrouissage résultant du laminage ou du formage à froid, les aciers qui vieillissent recouvrent leur caractère de plastification brutale, ce qui leur confère souvent un avantage sur les aciers ne vieillissant pas.

Au cours du formage à froid des profilés à partir de tôles planes, on obtient divers degrés d'écrouissage dans les différentes parties de la section. De nombreux essais [6, 7] ont fait ressortir des accroissements d'environ 30 à 100% de la limite élastique dans les courbes et les angles; en ce qui concerne les parties planes des profilés formés par machines à galets, on a constaté des augmentations de 15 à 50%, alors qu'aucune modification significative n'a été trouvée dans les parties planes des profilés formés à la presse.

Jusqu'à présent, on se basait généralement sur la résistance minimum garantie de l'acier avant formage pour calculer les capacités portantes [1, 2]. La

valeur, plus élevée, de la résistance de l'acier après formage à froid ne pouvait être prise en compte qu'à condition qu'il soit possible de la prédire et de la vérifier de façon sûre. Des recherches récentes, entreprises à cet effet, ont mis en lumière les faits suivants [6, 7]:

1. On ne constate pas d'effet Bauschinger apparent. Autrement dit, il n'y a pas de différence importante entre les diagrammes contraintes-déformations à la compression et à la traction des matériaux fortement écrouis, particulièrement dans les zones des coudes et des angles. Cela se comprend étant donné que le formage consiste essentiellement en une flexion transversale par rapport à l'axe de la pièce. L'absence d'effet Bauschinger peut donc être prévue d'après la théorie de la plasticité (par exemple, le principe du volume constant).

2. La limite élastique σ_{yc} d'un angle ou d'une partie courbe après formage dépend de la limite élastique initiale σ_y avant formage, du rapport de la charge limite de rupture initiale σ_u à la limite élastique σ_y et du rapport du rayon de courbure intérieur r à l'épaisseur du matériau t conformément à la relation suivante [6]:

$$\sigma_{yc} = \frac{kb}{(r/t)^m} \quad (1)$$

où le coefficient de résistance $k = 2,80\sigma_u - 1,55\sigma_y$,

le coefficient d'écrouissage $n = 0,225\sigma_u/\sigma_y - 0,120$,

$b = 1,0 - 1,3n$ et $m = 0,855n + 0,035$.

La forme générale de la relation (1) a été établie sur la base des principes de la théorie de la plasticité, et la valeur des constantes numériques a été déterminée à partir de nombreux essais.

3. Si l'on connaît séparément les propriétés des matériaux constituant les différentes parties (planes, angulaires et incurvées) d'un profilé, on peut calculer de façon satisfaisante, en prenant la moyenne pondérée, la limite élastique et le comportement contraintes-déformations de l'ensemble du profilé.

4. On peut calculer, de la manière indiquée dans [7], l'effet dû aux propriétés différentes de l'acier, dans diverses parties du profilé, s'exerçant sur la résistance inélastique au flambement des pièces comprimées.

De nouvelles recherches sont nécessaires pour pouvoir déterminer: a) les effets des différents procédés de formage sur les propriétés des parties planes, b) la manière selon laquelle on peut délibérément employer et modifier les diverses opérations de travail à froid pour accroître la résistance des pièces [8], c) les effets d'un écrouissage non uniforme sur la résistance à la torsion et la résistance au voilement.

Ce qui précède se rapporte aux aciers au carbone ou faiblement alliés. On a de plus en plus recours aux aciers inoxydables dans les applications architecturales et certaines applications industrielles spéciales. Dans [9] il est fait état de quelques-uns des problèmes liés à la très nette disparité du comportement contraintes-déformations des aciers inoxydables.

3. Instabilité locale et comportement post-critique

En ce qui concerne les plaques et les voiles minces il est, d'une manière générale, admis que les contraintes et charges critiques déterminées par les méthodes classiques des valeurs caractéristiques n'ont bien souvent aucun rapport avec la résistance effective au voilement. Il en va ainsi lorsqu'il n'est pas possible de développer la configuration voilée à partir de la surface non voilée. Dans ce cas, le voilement naissant crée des efforts de membrane dont, bien souvent, les effets régissent le comportement ultérieur au voilement. Ces contraintes de membrane peuvent avoir un effet d'instabilité, par exemple dans les pièces cylindriques comprimées axialement ou les sphères comprimées radialement; dans ce cas, il peut y avoir un affaissement brusque, et alors, des imperfections initiales même faibles peuvent conduire à une réduction considérable de la résistance au voilement. Dans d'autres cas, les contraintes des membranes ont un effet de stabilisation, de sorte que la résistance ultime effective peut se trouver être très largement supérieure à la contrainte critique établie par le calcul. Il en est ainsi dans le cas de plaques soumises à un effort de compression, de flexion ou de cisaillement dans leur plan et au moins raidies le long de certains de leurs bords. Dans son rapport sur le Thème IIc, inclus dans le présent volume, le Professeur Massonnet étudie le comportement post-critique des plaques travaillant au cisaillement et à la flexion. Ici, il est question de plaques travaillant à la compression, avec ou sans raidisseurs intermédiaires, qui entrent dans presque toutes les pièces de charpente légères.

Dans le cas des plaques soumises à une compression longitudinale, c'est en fonction d'une largeur équivalente ou efficace que, très simplement, l'on exprime le comportement post-critique. Ce concept, dû à von Karman qui l'a établi pour le calcul de la résistance après voilement, a été modifié et généralisé par le rapporteur de façon qu'il puisse s'appliquer également à la rigidité post-critique longitudinale [10, 11]. Les résultats d'un grand nombre d'essais ont permis d'établir la relation suivante, donnant la largeur équivalente d'une plaque raidie le long de ses deux bords longitudinaux:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1,9}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \left[1 - \frac{0,475}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \right] = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) \quad (2)$$

avec b = largeur et t = épaisseur de la plaque, b_e = sa largeur équivalente, σ_{max} = contrainte maximum aux bords longitudinaux, σ_{cr} = contrainte critique classique pour des bords simplement appuyés. La ruine de la plaque intervient lorsque $\sigma_{max} \rightarrow \sigma_y$, c'est-à-dire quand la contrainte au bord atteint la limite élastique. A ce moment, l'effort de compression qui entraîne la ruine de la plaque est $b_e t \sigma_y$.

Cette expression place à l'intérieur de la bande de dispersion des résultats d'essais mais à proximité de la limite inférieure de celle-ci et a été utilisée avec

succès, depuis 1946 [1]. Il a été récemment montré qu'elle a une bonne concordance avec la moyenne des résultats expérimentaux relatifs à l'acier inoxydable traité par recuit [9]. En ce qui concerne l'acier au carbone, Monsieur SKALoud a récemment montré que l'équation 2 concordait de façon satisfaisante, en restant du côté de la sécurité, avec ses propres essais très soignés [12]. A la lumière d'une longue expérience et d'une nouvelle documentation expérimentale semblable à celle de Skaloud, il semble maintenant possible de proposer une expression un peu moins sévère qui consiste dans l'équation 2, à remplacer le coefficient 0,25 par 0,22 dans la seconde forme ou encore à remplacer 0,475 par 0,418 dans la première forme.

Dans le cas des plaques raidies le long des deux bords longitudinaux et, de plus, munies de raidisseurs longitudinaux intermédiaires, la Section 2.3.2. des normes américaines [1] donne la rigidité minima que doivent posséder les raidisseurs pour se révéler pleinement efficaces eu égard au comportement post-critique de la plaque. De la même façon, cette disposition a été confirmée par des essais indépendants exécutés par SKALoud [13]. D'autres données sont nécessaires en ce qui concerne les plaques pourvues de raidisseurs dont la rigidité est inférieure à la valeur minima définie ci-dessus pour que l'efficacité des raidisseurs soit totale.

Les relations que l'on utilise avec succès dans le calcul des plaques avec et sans raidisseurs sont de nature semi-empirique. Plus précisément, leur forme générale procède de considérations théoriques alors que ce sont des essais qui ont permis de fixer les constantes numériques. Il serait souhaitable de disposer d'une analyse rigoureuse et entièrement théorique du comportement et de la résistance post-critique. Les études théoriques satisfaisantes qui existent concernent exclusivement le premier stade du comportement post-critique, il n'y en a pas pour les stades ultérieurs dont l'importance pratique est bien plus grande [14]. Il serait également souhaitable de réunir, par des recherches théoriques et des essais, des données sur le comportement post-critique des plaques anisotropes. L'anisotropie en question peut être le fait du matériau lui-même, par une direction d'écrouissage privilégiée, ou bien être de nature géométrique, comme dans les plaques pourvues de petits raidisseurs faiblement espacés.

Dans les pièces comprimées à paroi mince et d'élancement moyen ($L/r \simeq 25$ à 90), il existe une interaction entre la résistance après voilement et le flambement. Par des études théoriques et des essais, BIJLAARD et FISHER [15] ont établi: a) qu'il existait une résistance post-critique dans les éléments comprimés, autrement dit, que ce peut être sous-estimer grossièrement la capacité portante que d'appliquer la méthode conventionnelle consistant à calculer indépendamment les contraintes critiques propres au voilement et au flambement et à adopter la plus faible des deux pour le dimensionnement; b) que dans le domaine post-critique du comportement des plaques il y avait des phénomènes importants d'interaction entre le voilement local et le flambement. Ce fait est pris en compte sous une forme simplifiée dans les méthodes de calcul en vigueur depuis longtemps [1].

4. Flambement de torsion

Dans le cas des profils fermés à paroi mince, tels que les tubes, la rigidité à la torsion de Saint-Venant est proportionnelle à l'épaisseur et, pour l'essentiel, à la troisième puissance des dimensions principales de la section. Mais c'est le contraire s'il s'agit de profils ouverts: la rigidité de Saint-Venant est proportionnelle à la troisième puissance de l'épaisseur et à la première puissance des autres dimensions principales. C'est la raison pour laquelle le flambement en torsion joue un rôle plus important avec les profils ouverts à parois minces qu'avec les sections à profil ouvert et parois épaisses ou encore les sections à profil fermé.

La théorie générale de l'instabilité élastique en présence d'efforts de flexion et de torsion est bien développée, plus particulièrement par V.Z. VLASOV [16]. Pour le calcul, les difficultés que l'on rencontre sont les suivantes: a) A l'exception de certains cas particuliers simples, c'est un problème trop compliqué et trop long pour la pratique courante que la résolution des systèmes d'équations aux dérivées partielles auxquels on se trouve confronté; b) Dans le domaine plastique, il est difficile de modifier convenablement la théorie élastique; les diverses actions simultanées sont régies par des modules différents (flexion, torsion, gauchissement, etc.). Dans le cas des sections symétriques simples, il y a, au moins, les deux cas extrêmes, celui de la flexion simple, d'une part et celui de la compression axiale d'autre part, que l'on peut traiter assez facilement de la façon suivante:

Flexion simple. La théorie du déversement latéral des poutres a été établie depuis longtemps. De faibles différences intéressent la disposition des charges (par exemple: charges uniformément distribuées; charges concentrées aux tiers de la longueur où les moments uniformes ont peu d'influence sur la valeur des contraintes critiques, de sorte que, pour effectuer le dimensionnement, il est souvent satisfaisant de prendre l'expression la plus simple, c'est-à-dire celle des moments uniformes. De plus, pour les pièces à paroi mince, le terme faisant intervenir la rigidité torsionnelle de Saint-Venant est souvent négligeable par comparaison avec la rigidité au gauchissement [17]. Ceci permet d'établir de très simples formules de dimensionnement [1, 17].

Compression axiale. Si, dans ce cas, la théorie est relativement simple, il se présente des difficultés pratiques qui sont les suivantes: a) les expressions des charges critiques sont interminables et font intervenir de nombreuses caractéristiques afférentes aux sections; b) une section donnée, par exemple un simple profil en U, peut flamber de deux façons, soit par flexion à la torsion, soit par flexion simple, selon les dimensions relatives de la section et la longueur, ainsi que le montre le schéma de la figure 1. Plusieurs simplifications de calcul ont été proposées. KLÖPPEL-SCHARAT [18] présentent des méthodes permettant de calculer un élancement équivalent qui est ensuite utilisé comme si la pièce flambait par flexion. CHAJES-WINTER [19] ont choisi une méthode qui met en relief le comportement réel. Pour la plupart des sections symétriques rencon-

trées dans la pratique, ils présentent des abaques du type de la figure 1, qui permettent de déterminer rapidement le mode de flambement qui l'emporte. Si c'est le flambement en flexion, les équations usuelles sont valables; si c'est le flambement en torsion, on recourt à une autre série d'abaques pour déterminer la charge de flambement. Des essais [20] ont montré que: 1. dans le domaine élastique, la théorie permet de déterminer avec précision les charges de flambement; 2. dans le cas de certaines sections, il existe dans le domaine élastique une résistance post-critique importante accompagnée toutefois de fortes déformations dues à la torsion; 3. dans le domaine non élastique, on obtient des résultats satisfaisants en adoptant l'hypothèse, qui pourtant ne se justifie pas d'une manière rigoureuse, suivant laquelle le module tangent est déterminant.

Système de charges général. Dans le cas général (par exemple compression excentrée, ou charges axiales plus charges transversales, avec diverses conditions aux appuis), les équations différentielles deviennent réellement compliquées [16], et ce, même en négligeant les effets des déformations inférieures aux déformations critiques stables. Des solutions faisant appel aux calculatrices ont été établies pour certains cas [21, 22]. Des recherches sont en cours en vue de déterminer une possibilité de trouver des approximations d'une précision raisonnable, en se basant sur la forme habituelle de l'équation d'interaction des phénomènes d'affaissement impliquant une bimodalité, c'est-à-dire l'équation:

$$(\sigma_a/\sigma_{cr,a})^m + (\sigma_b/\sigma_{cr,b})^n = 1 \quad (3)$$

où a et b caractérisent les deux modes simples, concernant en l'occurrence le chargement transversal et le chargement axial. Certains travaux ont été consacrés à l'instabilité non-linéaire (effet destabilisateur des déformations progressives) des pièces soumises à une flexion et à une torsion combinées [23].

Aussi bien dans le domaine de la théorie que dans celui des essais ou de la recherche de simplifications de calcul, il est nécessaire d'étudier davantage les effets des différentes combinaisons des conditions aux extrémités (à la flexion, à la torsion et au gauchissement), les effets de comportement non élastique, des imperfections initiales et des déformations avant flambement, ainsi que le cas difficile des sections non symétriques de forme totalement arbitraire.

5. Distorsion des sections

Lorsque le rapport largeur/épaisseur a une valeur élevée, il peut se faire que la section d'une pièce présente une importante distorsion. Celle-ci peut être stable ou instable; elle peut avoir une importance, soit sur le plan esthétique, soit par son effet défavorable sur la résistance de la pièce.

Un exemple simple en est donné par la section représentée à la Fig. 2. Utilisée comme poutre à des contraintes inférieures à la valeur critique la pièce a

tendance à subir une distorsion qui lui confère la forme d'auge qu'on voit représentée, et ce en raison de la composante radiale, dirigée vers le bas, des efforts longitudinaux de flexion dans l'aile de grande largeur. Des méthodes de calcul ont été développées pour faire face à cette situation [1, 17]. Si l'on place la même pièce à l'envers, en l'utilisant comme poutre, les deux ailes étroites comprimées peuvent devenir individuellement instables avec distorsion de la section. Une théorie approchée a été élaborée qui rend compte de ce comportement, vérifiée par de nombreux essais [24], et une méthode de calcul simplifiée [1] a été établie.

L'interaction du voilement et du flambement dans le domaine post-critique a été abordée au chapitre 3 ci-dessus. En ce qui concerne les effets de la déformation de la section sur le flambement en torsion, on a établi une méthode de calcul électronique applicable aux sections à simple symétrie [22]. On n'a pas encore mesuré l'importance qui, pour le calcul, s'attache à cette interaction du voilement et du flambement en torsion par rapport au procédé conventionnel qui consiste à calculer indépendamment les deux types d'instabilité. Cette question nécessite des recherches supplémentaires.

Un autre problème se pose lorsqu'on utilise des profils légers afin de réaliser des murs rideaux. Dans ce cas, les variations de température peuvent provoquer dans les panneaux des distorsions qui présentent alors des inconvénients d'ordre esthétique. Ce type de déformation doit aussi être étudié. Pour le voilement dû à la température, il n'est pas suffisant de disposer d'une théorie simple basée sur les valeurs caractéristiques, car on doit être en mesure de calculer la grandeur des distorsions correspondantes pour pouvoir juger si elles sont ou non acceptables du point de vue esthétique.

6. Diaphragmes minces en acier sollicités au cisaillement

En raccordant le long de leurs bords ou de leurs joints des tôles ondulées, des panneaux de planchers ou de bardage ou de couverture nervurés, on obtient des diaphragmes continus. Ceux-ci présentent une résistance et une rigidité importantes s'ils sont chargés dans leur plan. Il y a longtemps qu'ils sont utilisés dans les couvertures et les planchers tant pour résister aux poussées horizontales du vent ou aux charges sismiques, que pour les transmettre aux plans de contre-ventement vertical tels que les murs de refend.

Ainsi utilisés, les diaphragmes sont conçus pour résister aux efforts tranchants dans leur plan. Leurs caractéristiques essentielles sont donc leurs effets de résistance et de rigidité vis-à-vis des efforts tranchants.

En raison de la grande diversité, tant des formes de panneaux métalliques minces que des moyens utilisés pour les assembler entre eux (coutures) ou avec l'ossature du bâtiment, il s'est avéré nécessaire d'éprouver chaque système pour en déterminer les caractéristiques [25, 26]. D'une manière générale, on constate

que la résistance au cisaillement d'un diaphragme dépend non seulement de la configuration et de l'épaisseur des panneaux qui le constituent mais aussi du type et de l'espacement des moyens d'assemblage. Les vents et les secousses sismiques donnent libre cours généralement à un petit nombre d'efforts répétés ou alternés de forte intensité. Des essais montrent que les diaphragmes soudés sont assez peu sensibles à ces chargements cycliques alors que les diaphragmes assemblés par vis peuvent se trouver affaiblis par des alternances d'efforts d'intensité élevée mais néanmoins inférieure à l'intensité de la charge de rupture.

Ce n'est pas seulement par la déformation due au cisaillement des panneaux eux-mêmes que la rigidité au cisaillement est déterminée, mais aussi par les déformations locales autour des coutures et à proximité des nœuds d'extrémité, ce qui rend la rigidité au cisaillement dépendante de la longueur des panneaux.

7. Constructions hybrides

Faute d'une dénomination établie, on adoptera ici le terme de «construction hybride» pour désigner tout système faisant intervenir, pour concourir à la résistance, l'action combinée d'éléments minces, formés à froid, et d'autres éléments, ces derniers pouvant être des profilés métalliques laminés à chaud ou encore du béton armé ou non, ou les deux. L'importance que revêt cette solution a été soulignée au chapitre 1 ci-dessus. En fait, c'est dans l'un ou l'autre des types de constructions hybrides que les éléments minces en acier sont les plus utilisés actuellement. Nous n'en mentionnerons que deux types à propos des recherches effectuées en ce domaine, à savoir les diverses fonctions des diaphragmes de cisaillement et les constructions mixtes acier-béton.

Diaphragmes de cisaillement. Les diaphragmes utilisés dans les planchers et les couvertures contre les efforts horizontaux ne résistent qu'au cisaillement. Il en est ainsi parce que les tôles nervurées sont capables de résister à des contraintes de cisaillement élevées supérieures ou non à la valeur critique par l'intervention du champ de contrainte. Par contre, elles offrent une faible résistance aux efforts normaux perpendiculaires aux ondulations ou aux nervures. Il faut donc, d'une façon quelconque, opposer une résistance aux moments fléchissants dans le contreventement par diaphragmes. Quand la charpente est une construction métallique classique, comme c'est ordinairement le cas, le diaphragme est soudé à l'ossature. Dans ce cas, les poutres métalliques situées sur le contour du diaphragme résistent aux moments fléchissants. Autrement dit, la construction hybride, constituée par le diaphragme de cisaillement léger et les profilés lourds laminés à chaud que sont les poutres du contour, opère comme une poutre à âme pleine horizontale dont l'âme est représentée par le diaphragme et les membrures par les poutres du contour [25].

Dans les voiles de couverture métallique aussi, l'emploi des diaphragmes hybrides prend rapidement de l'extension. Du fait de la nature des propriétés

des diaphragmes nervurés, ces voiles, où les surfaces travaillent essentiellement au cisaillement tandis que les efforts normaux sont supportés par les pièces de bordure, sont particulièrement propres à cet usage. On a été amené à constater que les formes prismatiques (voiles polygonaux) et les paraboloïdes hyperboliques entraînent dans cette catégorie. Ces deux types de construction ont été essayés [27, 28] et les formes prismatiques, tout particulièrement, se sont révélées simples, adaptables et sûres. Plus d'une centaine de types de couverture ont été mis en place. Le rapport du D^r Scalzi sur le Thème IIb contient d'autres indications sur les développements que connaissent dans la pratique les voiles de couverture métallique.

D'autres recherches sont nécessaires dans ce domaine. Certaines sont en cours, notamment celles relatives à des problèmes tels que: le voilement et le comportement post-critique des diaphragmes plans ou courbes nervurés (orthotropes) lorsqu'ils sont sollicités au cisaillement; la stabilité des pièces de bordure de ces voiles qui sont chargées tangentiellement à leur axe par des efforts de cisaillement en provenance du voile; une théorie du calcul des flèches de ces voiles sous une charge uniforme; les flèches locales de ces voiles sous des charges concentrées ou partielles, etc.

Un autre type d'action se manifeste dans les bâtiments à ossature métallique de type courant (à un ou plusieurs étages) lorsqu'on a recours à des diaphragmes pour réaliser les couvertures, les murs ou les planchers. Convenablement calculés, ces diaphragmes confèrent un appui élastique aux éléments de la charpente, susceptibles de flamber dans le plan des diaphragmes. Ce phénomène concerne le flambement de flexion et de torsion des poteaux ainsi que les poutres de plancher et de couverture dont le déversement se trouve empêché. La théorie de cette action [29], c'est-à-dire du flambement en présence d'un appui élastique représenté par un milieu résistant au cisaillement, a été développée, et largement vérifiée expérimentalement. Si les pièces de charpente sont disposées de manière que leurs axes faibles soient perpendiculaires aux diaphragmes, cet entretoisement par diaphragmes peut accroître plusieurs fois leur capacité portante.

E. R. BRYAN et ses collaborateurs se sont consacrés, à l'Université de Manchester [30] à des études approfondies pour un autre type d'action composée et qui semble prometteur du point de vue économique. Il s'agit de l'action combinée des portiques et des diaphragmes de couverture dans les bâtiments industriels courants à un étage et à toit en pente. Si les éléments de couverture sont convenablement solidarisés entre eux, et assemblés aux portiques, la structure qui se trouve réalisée représente un système hybride tenant de la charpente métallique nue ordinaire et des formes prismatiques (voiles polygonaux) minces. Sous l'action du poids mort, par exemple, les diaphragmes s'opposent à la tendance qu'ont les jarrets des portiques à se déverser, provoquant ainsi une réduction sensible des moments dans le portique. La valeur de cette réduction peut atteindre 60 à 80%, ainsi que l'ont montré les études théoriques et les

essais grandeur réelle exécutés par BRYAN, ainsi que l'analyse, selon une approche différente, et les essais sur modèles réduits de LUTTRELL [26].

La construction mixte acier-béton fait intervenir des panneaux métalliques minces concurremment avec du béton et aussi, parfois, avec des profilés laminés à chaud. Il y a longtemps qu'on a recours aux panneaux métalliques minces (platelage de couverture, etc.) avec les dalles en béton armé, à la fois pour servir de coffrage permanent et comme renforcement aux moments positifs. En raison de la grande variété des formes de panneaux, la documentation expérimentale est généralement fournie par les fabricants de panneaux. Il est urgent de compléter notre information générale sur ce point. Le problème principal est celui de la résistance au cisaillement de la liaison entre le béton et les panneaux relativement souples. En l'absence de déformations particulières des panneaux, la résistance au cisaillement est assurée essentiellement par des liaisons chimiques. Il a été assez clairement établi que l'adhérence chimique du béton est meilleure à l'acier zingué qu'à l'acier nu; d'autres recherches sont toutefois nécessaires sur la réalisation d'une résistance sûre et calculable de l'adhérence de ces coffrages servant d'armature. On a dernièrement développé ce type de construction en prenant en compte l'action composite de dalles mixtes de ce type ou similaires et des poutres métalliques les supportant. Dans ce cas, la transmission des cisaillements entre les poutres et la dalle cellulaire ou nervurée est assurée par les dispositifs usuels, par exemple: des goujons soudés en acier. Des essais [31] ont permis de mettre en lumière le caractère sûr et efficace de ce type de construction mixte, ils mettent particulièrement en évidence que le degré d'interaction obtenu entre la dalle et les poutres dépend de la géométrie des nervures de la dalle en béton qui, elle-même, est conditionnée par la forme des panneaux métalliques minces mis en œuvre.

8. Assemblages

La tenue d'ensemble de la plupart des structures à éléments minces d'acier, et plus particulièrement des constructions hybrides dépend largement de la résistance et de la tenue des joints réalisés sur le chantier. Alors que, dans le domaine industriel, l'on dispose d'une vaste expérience de ces assemblages, il semble que ce soit seulement à propos des assemblages boulonnés qu'existe une documentation basée sur des essais systématiques [32]. Il semble nécessaire d'avoir davantage d'informations expérimentales et de standardiser les procédés de mise en œuvre et les moyens de contrôle en ce qui concerne les assemblages boulonnés et, surtout, ceux soudés sur chantier. Le soudage des éléments minces entre eux ou à des éléments de forte section laminés à chaud pose des problèmes assez différents de ceux du soudage des éléments lourds habituels. Des dispositions spéciales doivent être prises pour souder des tôles zinguées. Alors que le soudage par points qui intervient dans la fabrication industrielle des

éléments minces est une technique hautement développée, on constate que le problème, plus difficile, du soudage sur chantier nécessite de nouvelles investigations et améliorations. Il existe maintenant des colles dont l'emploi dans le domaine de la construction est prometteur d'après les essais en laboratoire sur des pièces métalliques minces. Il faut étudier leur comportement et leur tenue en vue d'un éventuel emploi dans la pratique.

II

Dünnwandige Konstruktionen

IIa

Theoretische Lösungen und Versuchsergebnisse

GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N. Y.

1. Allgemeines

Der weitverbreitete Gebrauch kaltverformter Bauglieder aus Blechen oder Bandstahl ist eine bekannte Tatsache. Viele Millionen Tonnen Stahl wurden auf diese Weise in den letzten zwanzig Jahren in vielen Ländern verarbeitet. In den USA begannen die ersten Untersuchungen auf diesem Gebiet 1939 an der Cornell University, und die erste offizielle Bemessungsvorschrift [1] – die heute in ihrer vierten Fassung vorliegt – wurde 1946 von dem American Iron and Steel Institute herausgegeben; ähnliche Entwurfsvorschriften wurden seither in Kanada, Australien und Indien und anderswo angenommen. In England wurde 1961 eine Entwurfsvorschrift [2] aufgestellt, die in erster Linie auf englischen Forschungen [3] beruht; ähnliche Entwicklungen sind in Frankreich und anderswo im Gange. Übersetzungen des amerikanischen Entwurfshandbuches (American Design Manual) wurden in Deutschland, Spanien und Mexiko veröffentlicht und stehen wenigstens in verkürzter Form in Französisch und Italienisch zur Verfügung. Ein Auszug aus Theorie und Praxis wurde vom Verfasser auf dem IVBH-Kongreß 1952 vorgelegt, dem 1963 ein neuerer Bericht in Deutsch folgte. Praktische Anwendungen, ihr gegenwärtiger Stand und die möglichen Entwicklungen für die Zukunft werden in diesem Band von Dr. J. B. Scalzi in seinem Bericht über das Thema IIb erörtert.

Ausgedehnte praktische Erfahrungen haben gezeigt, daß dieser Konstruktionstyp eigentlich eher eine Ergänzung als eine Konkurrenz zur klassischen Art der Stahlkonstruktion mit warmgewalzten Blechen und Profilen darstellt. Die Situation ist irgendwie der im Betonbau ähnlich. Auch hier bildet der vor-

gespannte Beton in wachsendem Maße nicht eine Konkurrenz, sondern eine Ergänzung der älteren Stahlbetonbauweise. In der Tat sollten in einem weiteren Zusammenhang Stahlkonstruktionen auf der einen Seite und Betonkonstruktionen auf der anderen nicht mehr nur als konkurrierende und sich gegenseitig ausschließende, sondern auch als ergänzende Bauweisen betrachtet werden (siehe zum Beispiel in 7, unten). Viel würde gewonnen werden, wenn das konstruktive Ingenieurwesen sich als eine Einheit anstatt als zwei getrennte, konkurrierende Zweige entwickeln würde.

Der Zweck des vorliegenden Berichtes ist, in Kürze einige der wichtigsten Besonderheiten im Verhalten von dünnwandigen kaltverformten Baugliedern unter Verwendung neuerer Forschungsarbeiten aus Theorie und Versuch darzustellen. Es soll Bezug genommen werden auf eine Vielzahl von Veröffentlichungen von Forschungsergebnissen, und es sollen Gebiete herausgestellt werden, in denen Forschungsarbeiten dringend notwendig sind.

2. Materialeigenschaften und ihre Auswirkungen

Im Vergleich mit dem Stahl, der bei warmgewalzten Blechen und Profilen verwendet wird, ist der Stahl in kaltverformten Konstruktionsgliedern von einer größeren Mannigfaltigkeit und einer größeren Anzahl von Fabrikationsprozessen unterworfen, welche sein Verhalten in der Konstruktion stark beeinflussen. Konstruktionsbleche und Bandstahl sind entweder reckgealtert oder nicht. Sie sind entweder direkt bis auf ihre endgültige Stärke warmgewalzt oder sind nachträglich zu kleineren Dicken kalt ausgewalzt. Diese Variationen beeinflussen die Spannungs-Dehnungs-Kurven und das konstruktive Verhalten. Insbesondere weist warmgewalztes Blech generell eine ausgeprägte Fließgrenze auf, während kalt behandeltem Material eine niedrigere Proportionalitätsgrenze und eine allmähliche Krümmung des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes eigen ist. Diese Unterschiede sind wichtig in bezug auf das Beulverhalten. Nicht alterungsbeständige Stähle, die einer Kaltreckung durch Kaltwalzen oder Abkanten unterworfen waren, gewinnen ihre ausgeprägte Fließgrenze nach einiger Zeit wieder zurück. Dies gibt ihnen oft einen Vorteil gegenüber nichtalterndem Stahl.

Beim Abkanten von dünnen Blechen zu Konstruktionsgliedern kommt es zu unterschiedlicher Dehnungshärtung an verschiedenen Stellen des Querschnittes. Ausgedehnte Versuche [6, 7] haben eine Erhöhung der Fließgrenze von etwa 30 bis 100% an den Abkantstellen gezeigt, während für die ebenen Teile der kaltgewalzten Querschnitte diese Erhöhungen 15 bis 50% betrugen. Hingegen wurde in den ebenen Teilen von durch Pressen geformten Profilen keine wesentliche Veränderung der Fließgrenze gemessen.

Bisher basierte die Berechnung der Tragfähigkeit generell auf der garantierten minimalen Stahlfestigkeit vor der Verformung [1, 2]. Die vergrößerte Stahl-

festigkeit durch Kaltverformung kann nur nutzbar gemacht werden, wenn sie vorhergesagt und zuverlässig kontrolliert werden kann. In diesem Zusammenhang haben die letzten Untersuchungen [6, 7] folgendes gezeigt:

1. Es gibt keinen merklichen Bauschinger-Effekt. Das heißt die Spannungs-Dehnungs-Kurven für Zug und Druck für stark kaltverformtes Material, wie es zum Beispiel in Rundungen und Ecken auftritt, sind nicht wesentlich verschieden. Dies ist verständlich, da die Verformung hauptsächlich durch Biegung quer zur (Längs-)Achse der Bauteile erzeugt wird. Aus der Plastizitätstheorie (zum Beispiel Prinzip der Volumskonstanz) kann daher geschlossen werden, daß kein Bauschinger-Effekt auftritt.

2. Die Fließspannung an einer Ecke oder Rundung σ_{yc} hängt ab von der ursprünglichen Fließspannung σ_y vor der Verformung, dem Verhältnis der ursprünglichen maximalen Zugfestigkeit σ_u zur Fließspannung σ_y und dem Verhältnis des inneren Biegeradius r zur Dicke des Materials t , und zwar wie folgt [6]:

$$\sigma_{yc} = \frac{kb}{(r/t)^m} \quad (1)$$

wobei der Spannungskoeffizient $k = 2,80\sigma_u - 1,55\sigma_y$,
 der Verfestigungskoeffizient $n = 0,225\sigma_u/\sigma_y - 0,120$
 $b = 1,0 - 1,3n$ und $m = 0,855n + 0,035$ ist.

Die allgemeine Form der Gleichung (1) wurde aus der Plastizitätstheorie abgeleitet, und die numerischen Konstanten stammen aus vielen Versuchen.

3. Wenn die Materialeigenschaften der verschiedenen Teile eines Querschnittes (flache Teile, Ecken, Rundungen) getrennt voneinander bekannt sind, kann die Fließspannung und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des gesamten Querschnittes mit ausreichender Genauigkeit als Mittelwert der mit Gewichten versehenen Anteile berechnet werden.

4. Der Einfluß verschiedener Materialeigenschaften in verschiedenen Teilen des Querschnittes von Druckgliedern auf die Beulfestigkeit im unelastischen Bereich kann nach [7] berechnet werden.

Zusätzliche Versuche werden benötigt, um zu bestimmen: a) die Einflüsse verschiedener Verformungsprozesse auf die Eigenschaften der flachen Teile; b) in welcher Form die verschiedenen Arten der Kaltbearbeitung bewußt angewendet und verändert werden können, um die Tragkraft der Bauglieder zu erhöhen [8]; c) die Auswirkungen von nicht gleichförmiger Kaltbearbeitung auf die Tragfähigkeit auf Drillknicken und lokales Beulen.

Die oben gemachten Ausführungen beziehen sich auf gewöhnlichen Kohlenstoff- oder niedrig legierten Stahl. Für architektonische oder spezielle Industriezwecke wird in zunehmendem Maße auch nichtrostender Stahl verwendet. Einige der Probleme, die mit dem sehr verschiedenen Spannungs-Dehnungs-Verhalten des nichtrostenden Stahls zusammenhängen, werden in [9] aufgezeigt.

3. Örtliche Instabilitäten und überkritisches Verhalten

Für Platten und Schalen ist allgemein bekannt, daß die kritischen Spannungen und Lasten, die durch die klassischen Eigenwertmethoden bestimmt werden, oft keine Beziehungen zu dem wirklichen Beulverhalten haben. Dies ist dann der Fall, wenn die Beulfiguren nicht aus der ursprünglichen Form des Konstruktionsgliedes entwickelt werden können. In diesem Falle entstehen bei beginnendem Beulen Membranspannungen, deren Einfluß häufig das ganze überkritische Beulverhalten bestimmt. Diese Membranspannungen können entstabilisierend sein wie bei axial gedrückten Zylindern oder radial gedrückten Kugelschalen. In diesem Fall ist ein Durchschlagen möglich, und sogar kleinste Anfangsimperfektionen führen zu einer drastischen Reduzierung der Beultragfähigkeit. In anderen Fällen wirken sich die Membranspannungen stabilisierend aus, so daß die wirkliche Tragfähigkeit sehr viel größer sein kann als die berechnete kritische Spannung. Dies ist der Fall für Platten, die einer Beanspruchung auf Druck, Biegung oder Schub in ihrer Ebene ausgesetzt und wenigstens entlang einzelner Ränder ausgesteift sind. Das überkritische Verhalten von Platten unter Schub und Biegung wird in diesem Band von Prof. Massonnet in seinem Bericht zum Thema IIc diskutiert. Die vorliegende Erörterung bezieht sich auf Platten unter Druck mit oder ohne Zwischensteifen, wie sie im Stahlleichtbau fast immer vorkommen.

Für längsgedrückte Platten kann das überkritische Verhalten sehr einfach durch die sogenannte mittragende Breite dargestellt werden. Dieser Grundgedanke wurde zuerst von v. Kármán zur Berechnung des überkritischen Beulverhaltens entwickelt und vom Verfasser abgewandelt und verallgemeinert, so daß er auch zur Berechnung der Längssteifigkeit im überkritischen Bereich angewendet werden kann [10, 11]. Auf der Basis einer großen Anzahl von Versuchen wurde der folgende Ausdruck für die mittragende Breite von Platten, die an beiden Längsrändern ausgesteift sind, entwickelt:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1,9}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \left[1 - \frac{0,475}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \right] = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) \quad (2)$$

wobei b die Breite, t die Dicke und b_e die mittragende Breite der Platte sind. Es bedeuten weiter: σ_{max} = die maximale Spannung am Längsrand und σ_{cr} = die klassische kritische Spannung für frei drehbar gelagerte Ränder. Die Platte versagt, wenn $\sigma_{max} \rightarrow \sigma_y$, das heißt wenn die Spannung an den Rändern die Fließspannung erreicht. In diesem Stadium ist die gesamte Druckkraft in der Platte, die den Bruch hervorruft, $b_e t \sigma_y$.

Dieser Ausdruck fällt innerhalb des Streubereiches der Versuchsergebnisse, liegt aber nahe seiner unteren Grenze und ist schon seit 1946 erfolgreich im Gebrauch. Es wurde kürzlich gezeigt, daß derselbe Ausdruck auch gut für den Durchschnitt der Versuchsergebnisse für geglühten, rostfreien Stahl paßt [9].

Für Kohlenstoffstahl hat M. SKALoud kürzlich bestätigt, daß Gleichung (2) mit seinen eigenen, sehr sorgfältig ausgeführten Versuchen gut übereinstimmt [12] und auf der sicheren Seite liegt. Auf Grund langer praktischer Erfahrungen und der Auswertung von zusätzlichen Versuchsergebnissen, wie etwa jener von M. Skaloud, scheint es nun möglich, einen etwas weniger auf der sicheren Seite liegenden Ausdruck vorzuschlagen, indem man in der zweiten Form der Gleichung (2) den Koeffizienten 0,25 durch 0,22 oder in der ersten Form 0,475 durch 0,418 ersetzt.

Für Platten, die entlang beider Längsränder ausgesteift und zusätzlich mit Zwischenlängssteifen versehen sind, kann man aus Paragraph 2.3.2 der amerikanischen Vorschriften [1] die minimale Steifigkeit entnehmen, welche eine Steife haben muß, um auch im überkritischen Bereich der Platte voll wirksam zu sein. Diese Vorschrift wurde auch in unabhängigen Versuchen von SKALoud bestätigt [13]. Weitere Informationen sind für Platten mit Steifen notwendig, deren Steifigkeit kleiner als die oben definierte Minimalsteifigkeit – welche ihre volle Wirksamkeit gewährleistet – ist.

Die Gleichungen, die mit Erfolg beim Entwurf für Platten mit und ohne Zwischensteifen verwendet werden, sind halbempirischer Natur. Das heißt ihre allgemeine Form basiert auf theoretischen Überlegungen, während die numerischen Konstanten aus Versuchen bestimmt wurden. Es wäre wünschenswert, eine streng theoretische Berechnungsmethode für die Tragkraft im überkritischen Bereich zu besitzen. Es existieren nur befriedigende theoretische Untersuchungen für den Beginn des überkritischen Verhaltens, aber nicht für den praktisch viel wichtigeren Zustand des fortgeschrittenen überkritischen Bereichs [14]. Ebenso wäre es wünschenswert, Aufschlüsse über das Verhalten anisotroper Platten im überkritischen Bereich durch Theorie und Versuch zu erhalten. Eine solche Anisotropie kann als Folge einer gerichteten Kaltbehandlung entstehen, oder sie kann geometrischer Natur sein, wie dies zum Beispiel bei Platten mit dicht aufeinanderfolgenden schlanken Steifen möglich ist.

Bei dünnwandigen gedrückten Baugliedern tritt im mittleren Schlankheitsbereich (L/r ungefähr 25 bis 90) eine Wechselwirkung zwischen überkritischer Beulfestigkeit und Stützenknickung auf. BIJLAARD und FISHER [15] haben durch Theorie und Versuch gezeigt, daß a) die Tragfähigkeit der Stütze auch im überkritischen Bereich vorhanden ist, was bedeutet, daß die konventionelle Methode der Berechnung unabhängiger kritischer Eigenwerte der Spannungen für lokales Beulen und für Stützenknicken und die Zugrundelegung des kleineren der beiden Werte für den Entwurf die Tragfähigkeit stark unterschätzen kann. b) Im überkritischen Bereich der Platte ist eine starke Wechselwirkung zwischen örtlicher und Gesamtanstrengung der Stütze vorhanden. Dies ist in vereinfachter Form in die Entwurfsverfahren für Dauerstandfestigkeit eingearbeitet [1].

4. Biegedrillknicken

Für dünnwandige geschlossene Querschnitte, wie Rohre, ist die St. Venantsche Torsionssteifigkeit proportional der Dicke und, was wesentlich ist, der dritten Potenz der Hauptquerschnittabmessungen. Dagegen ist für offene Querschnitte gerade das Umgekehrte der Fall. Die Steifigkeit nach St. Venant ist hier proportional der 3. Potenz der Dicke und der 1. Potenz der anderen Hauptabmessungen. Deshalb spielt die Biegedrillknickung für offene dünnwandige Profile eine größere Rolle als für offene dickwandige oder für geschlossene Querschnittsformen.

Die allgemeine Theorie der elastischen Biegedrillinstabilität wurde bereits ausreichend behandelt, am ausführlichsten von V. Z. VLASOV [16]. Für die praktische Anwendung bestehen folgende Schwierigkeiten: a) Von einfachen Fällen abgesehen, sind die Lösungen der zugehörigen simultanen partiellen Differentialgleichungen zu komplex und zeitraubend für die routinemäßige Anwendung. b) Es ist schwierig für das Gebiet des unelastischen Knickens, die elastische Theorie passend abzuwandeln, weil den verschiedenen gleichzeitigen Beanspruchungen (Biegung, Torsion, Verwölbung usw.) verschiedene unelastische Moduli zugrundeliegen. Für einzelne symmetrische Querschnitte sind wenigstens die zwei Extremfälle, einfache Biegung einerseits und axialer Druck andererseits, relativ leicht in folgender Weise zu behandeln:

Einfache Biegung. Die Theorie des seitlichen Ausknickens von Balken ist schon lange bekannt. Kleine Unterschiede im Belastungstypus (zum Beispiel gleichmäßig verteilte Last gegenüber Einzellasten in den Drittelpunkten oder einem konstanten Moment) haben einen geringen Einfluß auf die Größe der kritischen Spannung, so daß für die Bemessung der einfachste Ausdruck, nämlich jener für ein konstantes Moment, verwendet werden kann. Weiterhin ist in der Formel für dünnwandige Querschnitte die St. Venantsche Torsionssteifigkeit oft im Vergleich zur Wölbsteifigkeit vernachlässigbar [17]. Auf dieser Grundlage lassen sich sehr einfache Bemessungsformeln ableiten [1, 17].

Axialer Druck. Während die Theorie für diesen Fall ziemlich einfach ist, treten folgende praktische Schwierigkeiten auf: a) Die Ausdrücke für die kritischen Lasten sind umfangreich und enthalten eine große Anzahl von Querschnittseigenschaften; b) ein gegebenes Profil, zum Beispiel ein [-Profil, kann – je nach dem Verhältnis der Querschnittsabmessungen und der Stablänge – durch Drillbiegeknicken oder durch einfaches Biegeknicken versagen, wie dies Fig. 1 schematisch zeigt. Verschiedene vereinfachte Bemessungsregeln wurden hierfür entwickelt. KLÖPPEL und SCHARAT [18] entwickeln Methoden zur Berechnung eines fiktiven Schlankheitsgrades, für den dann der Nachweis auf Biegeknicken zu führen ist. CHAJES und WINTER [19] haben eine Methode gewählt, welche das tatsächliche Verhalten des Stabes wiedergibt. Sie entwickelten für die meisten in der Praxis angewendeten, einfachsymmetrischen Profile Kurventafeln, deren Aufbau in Fig. 1 erläutert ist und die dem Statiker eine

rasche Entscheidung darüber, welcher Knickfall vorliegt, ermöglichen. Liegt Biegeknicken vor, so gelten die üblichen Gleichungen; liegt jedoch Biegedrillknicken vor, muß eine andere Kurvenschar benutzt werden, um die Knicklast zu ermitteln. – Versuche haben gezeigt [20], daß (I) die theoretische Knicklast, im elastischen Bereich genau mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt; (II) für einige Querschnittsformen eine bedeutende «überkritische» Tragreserve besteht, die jedoch im elastischen Bereich mit großen Torsionsverformungen verbunden ist; (III) im unelastischen Bereich die Berechnung mit dem Tangentenmodul genügend genaue Ergebnisse liefert, obwohl dies nicht streng bewiesen werden kann.

Allgemeine Belastung. Für den allgemeinen Fall des exzentrischen Druckes oder der Längs- und Querbelastrung bei verschiedenen Lagerbedingungen wird die Lösung der Differentialgleichungen [16] auch bei Vernachlässigung des Einflusses der stabilisierenden unterkritischen Verformungen sehr mühsam. Für einige Fälle wurden daher Computer-Lösungen entwickelt [22, 21]. Zurzeit sind Untersuchungen im Gange, ob nicht vernünftige Näherungsmethoden in der üblichen Form der sich wechselseitig beeinflussenden Gleichungen für zwei Arten von Bruchphänomenen fundiert werden können, das heißt

$$(\sigma_a/\sigma_{cr,a})^m + (\sigma_b/\sigma_{cr,b})^n = 1 \quad (3)$$

wobei die Indizes a und b sich auf die zwei einfachen Belastungsarten (transversale und axiale Belastung) beziehen. Einige Arbeit ist bereits auf dem Gebiet der nichtlinearen Instabilität von Bauteilen (Effekt der Abminderung der Stabilität infolge wachsender Verformung) unter kombinierter Biegung und Torsion geleistet worden [23].

Mehr Forschungsarbeit in Theorie und Versuch sowie zur Aufstellung einfacher Bemessungsregeln ist nötig, wobei besonders die Auswirkungen verschiedener Kombinationen von Randbedingungen (für Biegung, Torsion und Verwölbung), das unelastische Verhalten, Anfangsimperfektionen und Vorbeulen sowie schließlich der schwierige Fall von ganz willkürlichen asymmetrischen Querschnitten zu berücksichtigen wäre.

5. Verwindung der Querschnitte

Im Falle sehr breiter dünnwandiger Querschnitte ist es möglich, daß die Querschnittsform eines Bauteiles wesentliche Verwindungen erfährt. Diese können stabil oder instabil sein und entweder die äußere Form beeinflussen oder die Tragfähigkeit des Bauteiles herabsetzen.

Ein einfaches Beispiel ist der in Fig. 2 dargestellte Stabquerschnitt. Wird er bei Spannungen unterhalb des kritischen Bereiches als Balken beansprucht, so hat der Stab das Bestreben, sich in die dargestellte Trogform zu verformen.

Diese Verformung wird durch die radial nach abwärts gerichteten Komponenten der Längsbiegespannungen in den breiten Flanschen verursacht. Es wurden für diesen Fall Bemessungsregeln entwickelt [1, 17]. Dreht man den betrachteten Balken um, so können die beiden schmalen Druckflansche für sich bei gleichzeitigem Auftreten einer Querschnittsverformung labil werden. Eine Näherungstheorie für dieses Verhalten wurde aufgestellt und durch zahlreiche Versuche bestätigt [24] sowie eine vereinfachte Berechnungsmethode entwickelt [1].

Die Wechselbeziehung zwischen lokaler Beulung und Knickung des Gesamtstabes im überkritischen Bereich wurde im Abschnitt 3 erörtert. Unter Berücksichtigung der Querschnittsverformung infolge Biegedrillknickens wurde eine Computer-Lösung für einfach symmetrische Querschnitte entwickelt [22]. Ein Vergleich dieser Lösung unter gleichzeitiger Betrachtung des lokalen Beulens und des Biegedrillknickens mit der bisher üblichen getrennten Berechnung der beiden Instabilitäterscheinungen wurde noch nicht durchgeführt. Auf diesem Gebiet ist noch mehr Arbeit erforderlich.

Ein anderes Problem tritt auf, wenn Leichtbauprofile für vorgehängte Wände (curtain walls) verwendet werden. In diesem Falle kann ein Temperaturwechsel Verwindungen der Plattenelemente verursachen, die aus baulichen und ästhetischen Gründen nicht toleriert werden können. Es ist daher notwendig, weitere Untersuchungen auf diesem Gebiet durchzuführen. Die einfache Eigenwerttheorie zur Berechnung des durch eine Temperaturänderung verursachten Plattenbeulens ist nicht ausreichend, da man nicht nur die Form, sondern auch die Größe der entsprechenden Plattenverformungen kennen muß, um zu prüfen, ob sie aus ästhetischen Gründen tragbar sind.

6. Schubbeanspruchte Scheiben aus Leichtbauelementen

Werden gewellte Bleche oder gerippte Dach-, Wand- oder Bodenplatten entlang ihrer Ränder oder Säume verbunden, so erhält man kontinuierliche Scheiben. Diese haben eine hohe Tragkraft und Steifigkeit, wenn sie in ihrer Ebene belastet werden. Sie werden schon seit langem für Dächer und Decken verwendet, um horizontale Belastungen aus Wind- oder Erdbebenkräften aufzunehmen und diese auf vertikale aussteifende Scheiben, wie zum Beispiel Schubwände, überzuleiten. In solchen Fällen werden die Scheiben so entworfen, daß sie Schubkräfte in ihrer Ebene übertragen können. Deshalb sind ihre wesentlichen Charakteristika ihre Tragkraft gegen Schub und ihre Schubsteifigkeit.

Infolge der großen Mannigfaltigkeit der Formen dünnwandiger Stahlblechtafeln und der Arten der Verbindung miteinander (Randverbindungen) und mit den Hauptrahmen des Bauwerkes wurde es nötig, jedes einzelne System zu testen, um seine Charakteristika zu bestimmen [25, 26]. Diese Untersuchungen haben im allgemeinen ergeben, daß die Tragkraft der Scheibe auf Schub nicht

nur von der Gestalt und der Dicke der Teilplatten abhängt, sondern auch von der Art und dem Abstand ihrer Verbindungen. Wind oder Erdbeben verursachen gewöhnlich eine kleine Zahl von wiederholten oder Wechselbelastungen von hoher Intensität. Versuche zeigen, daß geschweißte Scheiben gegenüber solchen zyklischen Belastungen ziemlich unempfindlich sind. Hingegen können durch Schrauben verbundene Scheiben durch Wechselbeanspruchungen großer Intensität, die aber noch unterhalb der Grenzelastung liegen, geschwächt werden.

Die Schubsteifigkeit wird nicht nur durch die Schubverformung der Tafeln selbst bestimmt, sondern auch durch örtliche Verformungen entlang der Randverbindungen und in der Nähe der Endverbindungen. Dies macht die Schubsteifigkeit zu einer Funktion der Plattenlänge.

7. Mischkonstruktionen

In Ermangelung eines gebräuchlichen Fachausdruckes wird hier der Ausdruck «Mischkonstruktion» für jedes System, das die typische statische Wirkungsweise von dünnwandigen, kaltverformten Baugliedern im Verbund mit anderen Konstruktionselementen aufweist, verwendet. Es kann sich dabei entweder um warmgewalzte Stahlprofile oder einfachen Beton beziehungsweise Stahlbeton oder eine Kombination beider handeln. Die Bedeutung dieses Konstruktionszweiges wurde bereits in I erwähnt. Tatsächlich werden Stahlleichtbauteile gegenwärtig hauptsächlich in Mischkonstruktionen der einen oder anderen Art verwendet. Nur zwei Typen sollen in diesem Zusammenhang mit entsprechenden Forschungsarbeiten erwähnt werden, nämlich die verschiedenen Mischkonstruktionen mit schubbeanspruchten Scheiben und die Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen.

Schubbeanspruchte Scheiben. Solche Scheiben, die für Dach- oder Deckenkonstruktionen zur Aufnahme horizontaler Kräfte herangezogen werden, übertragen nur Schubkräfte. Dies hat seine Ursache darin, daß gerippte Bleche durch Ausbildung von Zugfeldern ziemlich große Schubspannungen im unterkritischen beziehungsweise überkritischen Bereich aufnehmen können. Sie sind jedoch in nur sehr geringem Maße in der Lage, Normalspannungen senkrecht zu den Rippen oder Wellen aufzunehmen. Daher müssen die Biegemomente in solchen Scheiben auf einem anderen Wege aufgenommen werden. Wenn der die Scheibe umschließende Rahmen eine reguläre Stahlkonstruktion ist, was gewöhnlich der Fall ist, wird die Scheibe an den Rahmen angeschweißt. In einem solchen Fall nehmen die Stahlträger rings um die Scheibe die Biegemomente auf. Mit anderen Worten wirkt die Mischkonstruktion, bestehend aus schubbeanspruchten Scheiben aus Stahlleichtbauteilen, die von warmgewalzten Trägern eingerahmt sind, wie ein horizontaler Blechträger, in welchem die Scheibe den Steg und die Randbalken die Flansche darstellen [25].

Eine weitere sich schnell entwickelnde Mischkonstruktion für Dächer sind die Stahlfaltwerkschalen. Hier sind die gekrümmten Schalen als Membran dazu bestimmt, den Schub aufzunehmen, während die Normalspannungen durch die hierfür besonders geeigneten Randglieder aufgenommen werden. Soweit bisher festgestellt werden kann, zählen auch aus ebenen Flächen zusammengesetzte Faltwerke (Trapezbleche) und hyperbolische Paraboloiden in diese Kategorie. Beide wurden getestet [27, 28], und vor allem das Faltwerk wurde als für die praktische Anwendung besonders geeignet befunden. Mehr als hundert solcher Dächer wurden schon errichtet. Nähere Einzelheiten der praktischen Entwicklung solcher Stahl-Dachschalen (Faltwerke) werden in Dr. Scalzis Bericht zum Thema IIb gegeben. Zusätzliche Forschungen auf diesem Gebiete sind bereits angelaufen.

Folgende Probleme sollen einer Klärung zugeführt werden: Beulen und überkritisches Verhalten gewellter oder gerippter (das heißt orthotroper) Platten oder Schalen (Membrane) unter Schubspannung; die Stabilität der Randglieder solcher Faltwerke, welche in Längsrichtung durch Schubkräfte aus den Schalen belastet werden; eine Theorie zur Berechnung der Durchbiegungen solcher Schalen unter Gleichlast; örtliche Durchbiegungen solcher Schalen unter konzentrierter oder teilweiser Belastung usw.

Eine andere Art von Mischkonstruktionen findet sich in der klassischen Stahlskelettbauweise, deren Tragkonstruktion aus ein- oder mehrstöckigen Rahmen besteht, wenn hier die Scheiben als Dächer, Wände oder Decken angeordnet werden. In solchen richtig entworfenen Konstruktionen bilden die Wand-, Decken- und Dachscheiben eine Haltung der Rahmenstiele und Riegel gegen das Knicken in der Scheibenebene. Diese seitliche Knickhaltung ist sowohl für das Biegeknicken als auch das Biegedrillknicken der Stützen sowie der Riegel und der Decken- oder Dachbalken wirksam. Die Theorie solcher Instabilitätsfälle bei elastischer Stützung, die durch ein schubfestes Medium bewirkt wird, ist bekannt und durch Versuche weitgehend erhärtet [29]. Wenn die Rahmentteile so angeordnet sind, daß ihre schwachen Achsen senkrecht zu den Scheiben liegen, können diese Scheiben als Knickhaltung die Tragfähigkeit der Rahmentteile um Hunderte von Prozentsen erhöhen.

Eine andere wirtschaftlich vielversprechende Art von Mischkonstruktionen wurde eingehend von E. R. BRYAN und Mitarbeitern an der Universität Manchester erforscht [30]. Es handelt sich um das Zusammenwirken von Portalrahmen und Dachscheiben bei einstöckigen Industriehallen üblicher Bauart mit schrägem Dach. Wenn die Dacheindeckung entsprechend in sich und mit den Rahmen verbunden ist, so stellt die so erhaltene Konstruktion eine Mischkonstruktion von einfachen Stabstahlrahmen und gefalteten Blechen des Stahlleichtbaues (Faltwerke) dar. Unter Eigengewicht wirkt zum Beispiel die Dachscheibe der Tendenz der Rahmenecke, wegzukippen, entgegen, was eine Reduktion der Rahmenmomente zur Folge hat. Diese Reduktion kann sich auf 60 bis 80% belaufen, wie dies theoretische Untersuchungen und Versuchsreihen von

Bryan und eine davon unabhängige theoretische Entwicklung, verbunden mit Modellversuchen, von LUTTRELL [26] zeigen.

Die Verbundbauweise verwendet Stahlleichtbauplatten im Verbund mit Beton und manchmal auch mit warmgewalzten Stahlprofilen. Flache Stahlleichtbauplatten (Dachplatten usw.) verwendete man lange als Schalung für Stahlbetonplatten, und zwar sowohl als verlorene Schalung als auch als Bewehrung zur Aufnahme positiver Momente. Wegen der Vielfalt der verwendeten Plattenformen geben die Plattenhersteller meistens Versuchsinformationen an, jedoch werden allgemeinere Informationen dringend benötigt. Das Hauptproblem ist die Schubkraftübertragung zwischen dem Beton und den relativ biegsamen Platten. Wenn keine speziellen Plattenformen vorgesehen sind, muß die Schubübertragung hauptsächlich durch den chemischen Verbund hergestellt werden. Es steht hinreichend gut fest, daß der chemische Verbund zwischen Beton und verzinktem Stahlblech besser ist als zwischen Beton und unbehandeltem Walzstahl. Jedoch müssen weitere Untersuchungen angestellt werden, um die Koppelungskräfte für diese bewehrten Betonkonstruktionen sicher berechnen zu können. Kürzlich wurde dieser Konstruktionstyp weiterentwickelt, wobei verschiedene Plattentypen mit den unterstützenden Stahlträgern im Verbund wirken. In diesem Fall wird die Schubübertragung zwischen Träger und gewellten oder Zellenplatten durch die gebräuchlichen Scherverbindungsmitel, wie zum Beispiel aufgeschweißte Stahldübel, bewirkt. Versuche [31] haben die Brauchbarkeit und Wirksamkeit dieser Art Verbundkonstruktion erwiesen; sie zeigen besonders, daß der Grad der Verbundwirkung zwischen Platte und Träger vom Profil der Rippen der Betonplatten abhängt, das durch die Form der verwendeten Stahlleichtbauplatten vorgeschrieben ist.

8. Anschlüsse und Verbindungen

Die Integrität vieler Stahlleichtbauten, besonders von Mischkonstruktionen, hängt weitgehend von der Festigkeit und Zuverlässigkeit der Montageverbindungen ab. Während man mit solchen Verbindungen reichliche praktische Erfahrung gesammelt hat, scheinen systematische Versuchsergebnisse nur für geschraubte Verbindungen vorzuliegen [32]. Mehr Versuchsergebnisse sowie die Vereinheitlichung ihrer Durchführung und Kontrolle werden für Schraubenverbindungen, besonders aber für geschweißte Montageverbindungen benötigt.

Das Schweißen von dünnwandigen Stahlblechen untereinander ebenso wie das Schweißen dünnwandiger Profile an dickwandige, warmgewalzte Stahlprofile bringt Probleme, die sich von jenen des Schweißens üblicher Stahlkonstruktionen stark unterscheiden. Besondere Maßnahmen sind notwendig, um verzinkte Bleche zu schweißen. Während die Punktschweißung von Stahlleichtbauteilen in der Werkstatt hoch entwickelt ist, ist es notwendig, das schwierigere Problem

der Baustellenschweißung zu untersuchen und zu entwickeln. Vielversprechende Klebemittel stehen nun zur Verfügung und sind in den Versuchsanstalten für Stahlleichtbauteile verwendet worden. Ihr Verhalten und ihre Zuverlässigkeit sollten im Hinblick auf ihre eventuelle praktische Verwendbarkeit untersucht werden.

IIb

Light-Gage Cold-Formed Structures

JOHN B. SCALZI

Sc. D., Director, Marketing Technical Services, United States Steel Corporation,
Pittsburgh, Pennsylvania, U. S. A.

1. Introduction

An outline of theory and practice of "Light Gage Steel Structures for Buildings in the USA" was presented to the I.A.B.S.E. by George Winter, in 1952 and is recorded in the Fourth Congress. In that paper Dr. Winter summarized the research data and enumerated several applications of light gage steel in specific buildings.

The research findings since the Fourth Congress are discussed in this volume by Dr. G. Winter in his report on Theme IIa "Theoretical Solutions and Test-Results". The developments in material properties resulting from the cold-forming are discussed for strain-aging and non-aging steels. The characteristics of local stability and post-critical behavior are developed, together with the torsional-flexural buckling of cross-sections and the shear resistance of steel panel diaphragms. Future research in composite construction and connections is also pointed out. As the development of research unfolds more knowledge, the applications become more varied in number and more sophisticated in use. Old uses are expanded, and new uses are born. Improvements in cold-forming techniques and joining have assisted the rapid development of the application of light gage steel in buildings.

This paper will discuss three types of applications of light gage steel structural members and systems on the basis of (a) individual structural components, (b) complete buildings, and (c) structural systems in conjunction with other types of structural members.

2. Applications

The individual structural component may have any one of the shapes pictured in Figures 1 and 2. Figure 1 indicates those shapes which are currently produced for a specific application, and Figure 2 indicates those shapes which may be produced for structural framing applications where the sizes depend upon the loads to be carried. In general, these latter shapes range in depth from 2" to 12" and the material thickness ranges from 18 gage (0.048") to $\frac{1}{4}$ inch. Such members have been used in buildings, Figure 3, up to six stories in height. In multi-story buildings greater than six stories the light gage framing members have been used as secondary members, such as joists, or floor and ceiling panels.

In the form of ribbed panels, Figure 4, many variations have been developed to serve specific purposes, as roof decks, floor decks, walls and siding. The

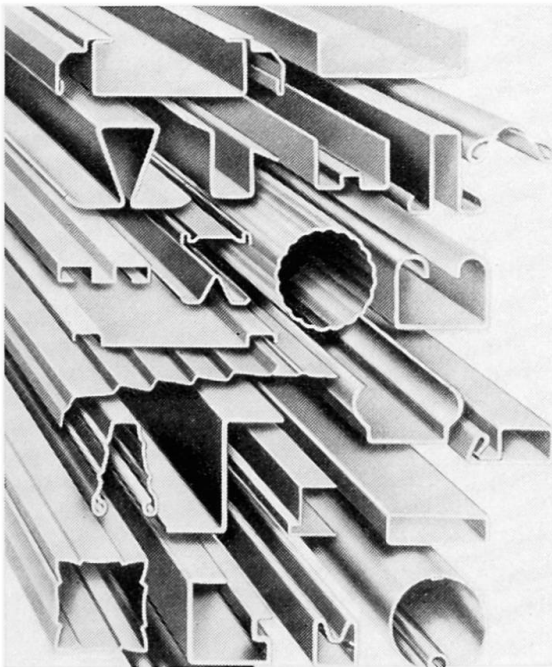


Fig. 1. Cold-Formed Shapes

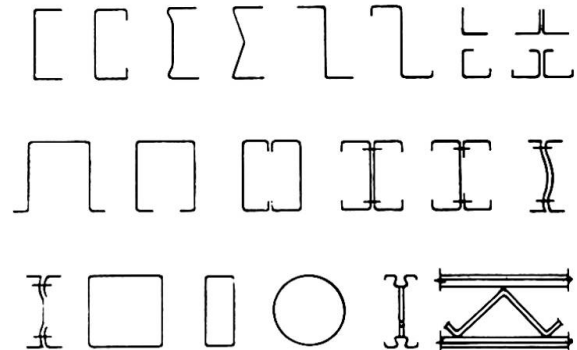


Fig. 2. Individual Cold-Formed Structural Sections

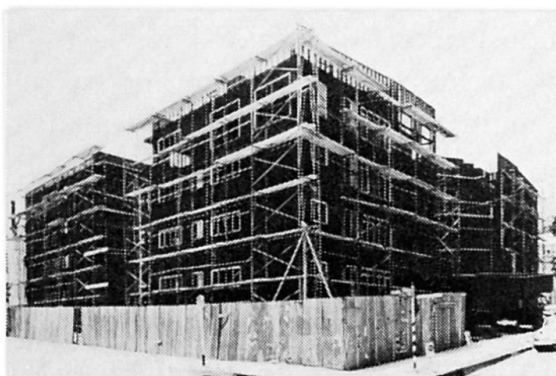


Fig. 3. Multi-Story Building Frame

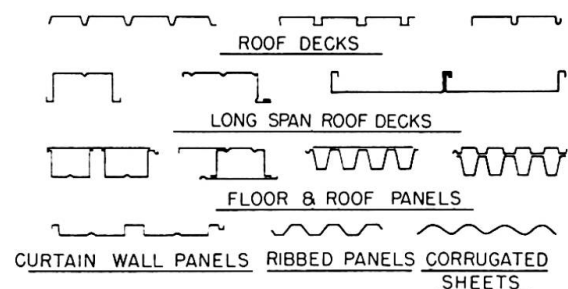


Fig. 4. Decks, Panels and Corrugated Sheets

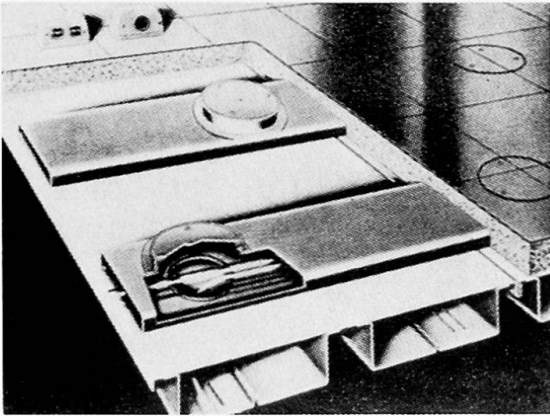


Fig. 5. Cellular Floor Panel

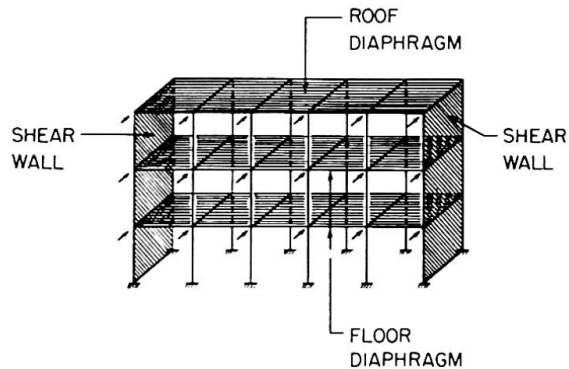


Fig. 6. Wall and Floor Diaphragms

depth of panel ranges from 1 1/2" to 7 1/2" and the thickness ranges from 26 gage (0.018") to 14 gage (0.075").

In some instances 30 gage steel ribbed sections have been used as load-carrying components.

As a roof deck, the steel panel provides structural strength and a surface for the placement of insulation and roofing materials. As a floor deck, Figure 5, it provides structural support for the gravity loads and serves as a conduit for electrical and mechanical utilities, combined with sound absorption material and electrical fixtures. As a diaphragm, it transfers lateral loads horizontally and vertically through floor and wall systems, Figure 6.

As a wall panel, the light gage steel serves as an exterior curtain wall, Figure 7, in multi-story structures. As an open structural member, it serves as a balcony frame, Figure 8, for an apartment house.

The use of light gage steel in partitions continues to increase as a result of the new concept of open office space adjustable to the needs of the occupant.

In regions where protection from the direct sun rays are required, adjustable louvers of steel are being used.

Continued use is also being made of light gage steel components in residen-

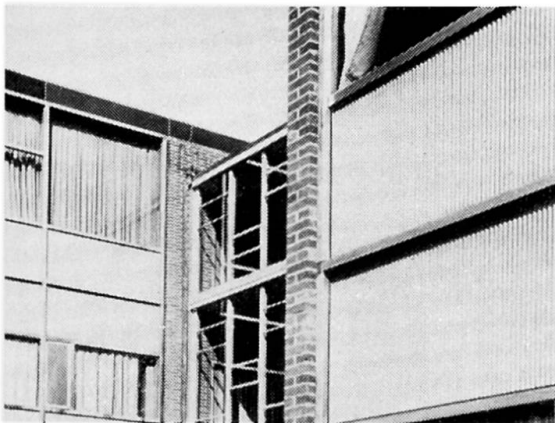


Fig. 7. Exterior Curtain Wall Panel



Fig. 8. Balcony Framing

tial construction and in some instances, the entire structural frame of the house is of steel. These steel homes consist of mass produced units of walls, roof trusses, partitions, roof covering, canopies, and entire bathroom and mechanical units.

A steel frame, Figure 9, connected to steel walls and partitions forms the skeleton of a dormitory which is sheathed in stone and conventional roofing.

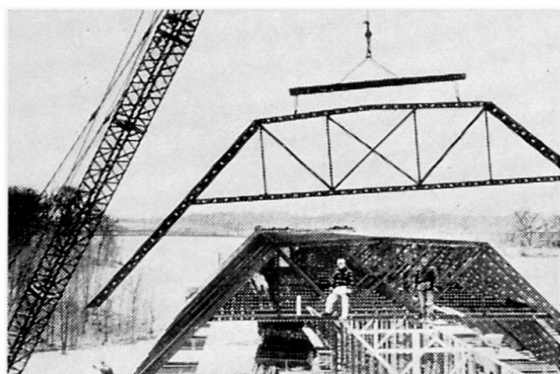


Fig. 9. Roof Truss of Cold-Formed Steel

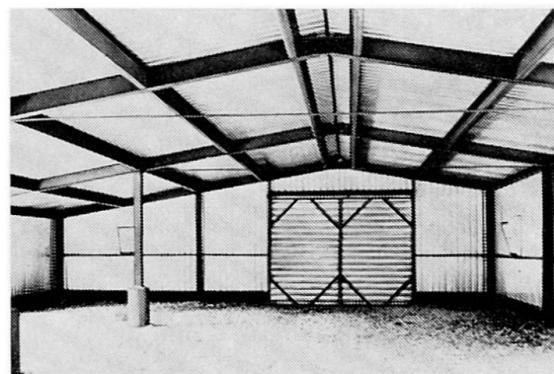


Fig. 10. Standard Building of Cold Formed Sections

Complete structural buildings of a standardized form continue to be produced as pre-engineered buildings. Many varieties are manufactured with slight modifications depending upon the final usage and manufacturer. A typical example of an all light gage building is illustrated in Figure 10. In some structures the light gage is used for girts, purlins, roofs and walls attached to a structural frame of plates and/or shapes, Figure 11.

Another unique application of a pre-engineered building consisting entirely of light gage material is the rigid frame illustrated in Figure 12 which achieves its strength by the geometrical configuration of the panels. The structure consists of four similar pre-formed units bolted together at the knee and crown to function as a rigid frame. The units are three feet wide and can be assembled into any length of building required. The gage of steel in this application is $\frac{1}{16}$ inch. The designer, Ernest R. Schaefer, has designs for domes referred to as Ectoforms which use pre-fabricated light gage steel panels bolted together to form a stressed-skin structure.

Some school and hospital buildings are framed in light gage steel such that the building may be considered a movable unit. The walls and roofs are of steel panels which are also removable, Figure 13.

Light gage steel gains strength by adjusting the geometrical configuration for maximum utilization of the properties of the steel. A curved shape adds strength to a flat sheet and therefore may be used as an arch with great efficiency. Some structures are built of arched trusses in which the truss members are cold-formed light-gage steel which are then covered with a steel roofing. In others, the arch itself is of light gage steel acting as a stiffened rib, Figure 14.

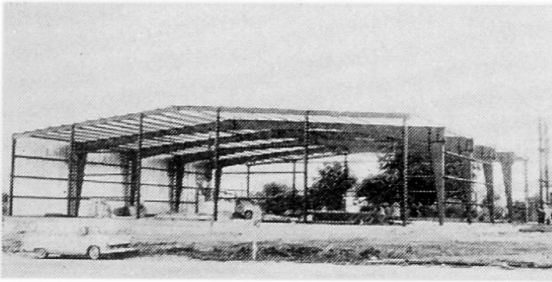


Fig. 11. Standard Building with Cold-Formed Girts, Purlins, Roof and Wall Panels

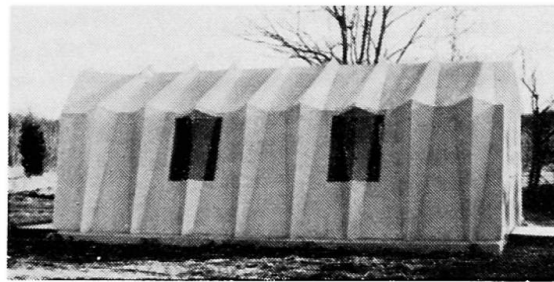


Fig. 12. Rigid Frame. Schaefer Span Structure

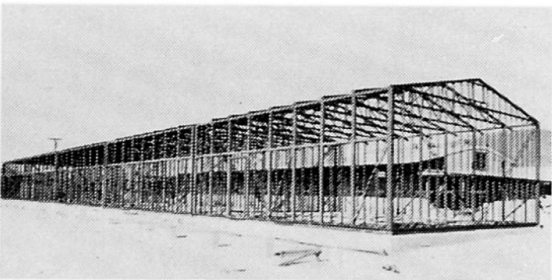


Fig. 13. Movable Classroom Units

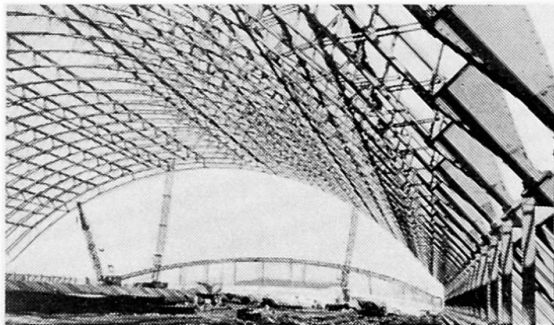


Fig. 14a. Stiff Ribbed Arch

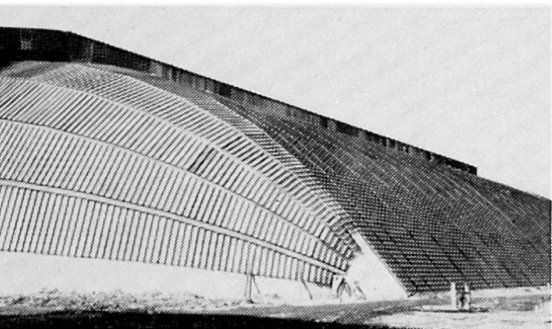


Fig. 14b. Stiff Ribbed Arch

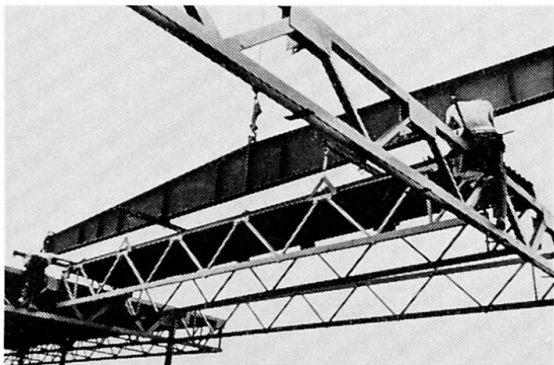


Fig. 15. Joist and Deck System

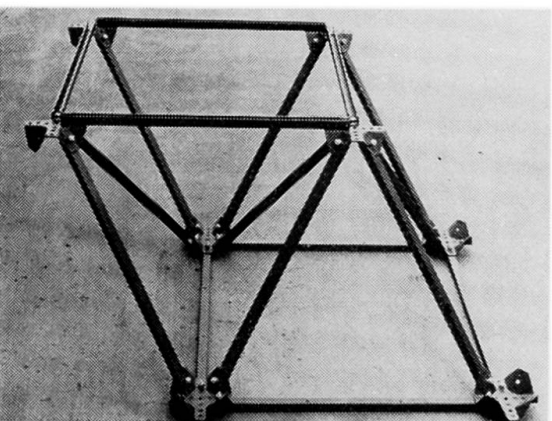


Fig. 16. Tetrahedron Unit



Fig. 17. Space Frame. Lighting Support

The concept of prefabrication of units naturally leads to the development of structural systems which may be used as entire structures or parts of larger structures. Prefabricated units result in economies of time and labor.

Figure 15 illustrates a simple system consisting of two open web joists and a steel deck being installed as a roof component.

Units such as these reduce the time of erection and have the inherent cost reduction of a mass-produced component.

The light gage steel may be cold formed into structural members which may be assembled as a single truss or a space frame made up of a series of tetrahedral units, Figure 16. A space structure of this type may be made to serve several various functions such as a support for overhead lights for an auditorium, Figure 17, or a highway sign structure, Figure 18, or any number of roof structures, Figures 19 and 20.

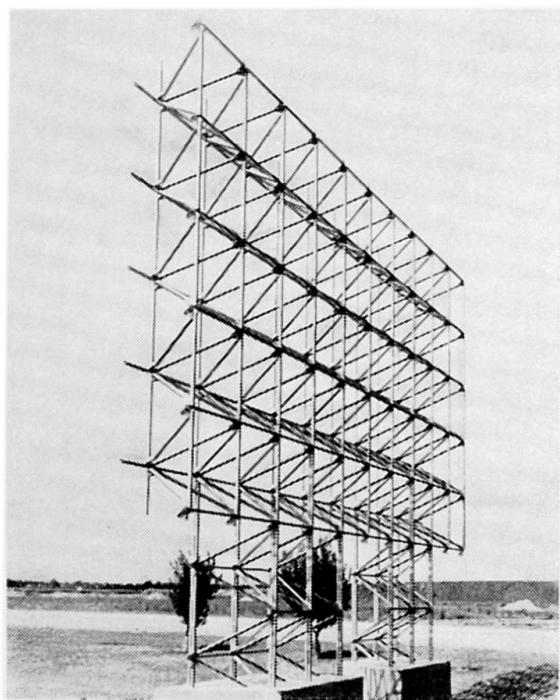


Fig. 18. Sign Support

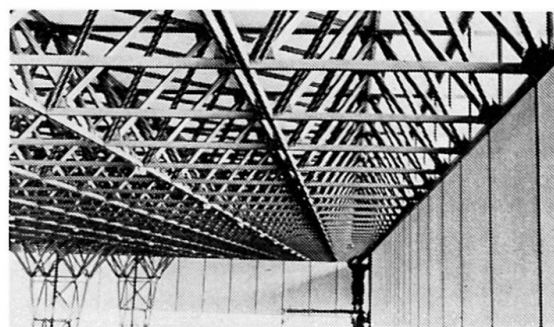


Fig. 19. Roof Space Frame

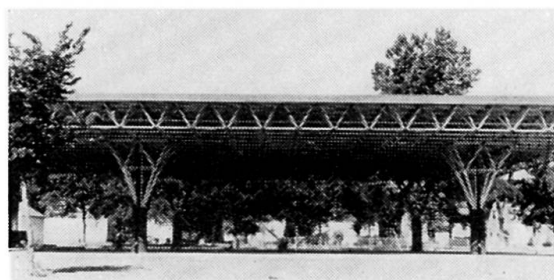


Fig. 20. Roof Space Frame

The increased interest in shell theories and membrane action has led to the development of the steel hyperbolic paraboloid, Figure 21. This paraboloid consists of two layers of steel deck, 18 and 20 gages, at right angles to each other and spot welded at a number of common intersection points. The edge shears are transferred to the ridge and edge beams which are made of hot rolled channels and plates. The warping of the deck to fit the geometry is accomplished by using pipe sections as edge supports for the deck, thus providing a positive bearing at all points. The deck panels are $1\frac{1}{2}$ inch in depth and $2' 2\frac{11}{16}"$ in width. The quadrant is $40' \times 40'$, with supports at the four corners and at the center ridge point.

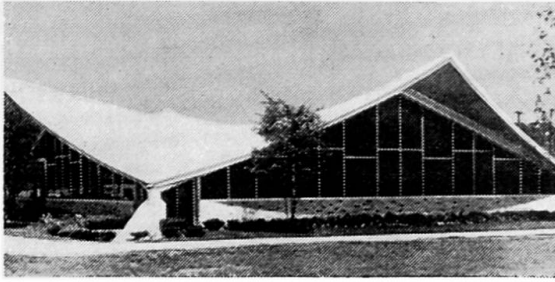


Fig. 21. Hyperbolic Paraboloid Roof Structure

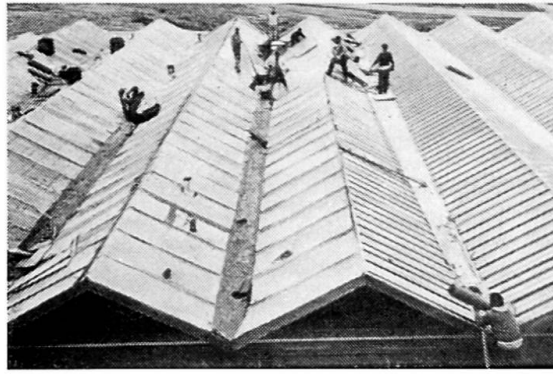


Fig. 22. Steel Folded Plate Roof

The successful use of a steel deck as a membrane was concurrent with the development of the steel folded plate. Essentially, plate girders are inclined to have a common edge at the top and bottom flanges forming ridges and valleys, Figure 23. The webs of the girders are panels formed with a flat sheet and stiffened with a ribbed sheet. Simple spans up to 100 feet are possible, as single-bay, multiple-bay, or radial folded plates.

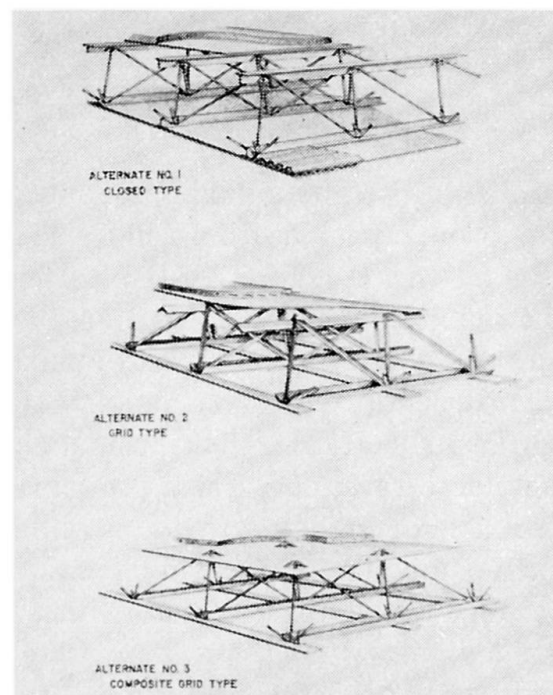


Fig. 23. Space Frame Long Span Floor Systems

3. Future Research

Although steel hyperbolic paraboloids and folded plate roofs are currently being constructed, there are many questions which are yet to be resolved for greather efficiency.

Research is now underway to develop a better understanding of the behavior of the steel hyperbolic paraboloid with respect to the relationship of beam and membrane action of the deck, the behavior of edge members as columns and tension beam components, local bending stresses, optimum slopes of radial members, and the behavior of a single layers vs. a double layer of decking for the membrane.

Folded plate structures are also being investigated for local and general buckling effects, optimum slopes, stress distribution for radial tapered plates, shear transfer at all edges, and behavior as a continuous beam.

The steel industry can look forward to greater research activity in many areas which are as yet untouched. One of the most urgent needs is the development of a floor system using light gage steel as a honeycomb or core with sheet steel as the top and bottom plate, with provisions for mechanical and electrical utilities. A pre-fabricated unit easily installed is most desirable. The problem of shear transfer at the columns and walls appears to present a challenge requiring further study. A thin uniform thickness of floor including all utilities, fireproofing and finish flooring would be the most desirable solution. Other open types of floor systems to be investigated are illustrated in Figure 23.

Because light gage steel is fabricated easily in a plant, it is desirable to develop units for shell structures such as domes, paraboloids, folded plates, etc. which may be erected easily and economically to form the desired shape, Figure 24.

Structural curtain walls with architectural appeal and versatility of construction are needed as mass produced units with utilities and wall surfacing combined into an integral component, Figure 25. Explosive techniques are being developed to shape the outer skin to the desired architectural configuration. More research is required to develop this idea to its maximum usefulness.

Although present construction techniques employ steel floor deck panels resting on a grid system of structural members, a more efficient method using pre-fabricated units may be forthcoming. These pre-fabricated floor units may embody all the components required to provide a ceiling and finished floor, with installed mechanical equipment. The desirable unit is one which provides a complete floor and ceiling system to be erected with the principal structural framing and walls.

At present galvanized steel panels are used to provide corrosion protection. In some instances painted, or vinyl-coated sheets may be found architecturally desirable, for interior or exterior panels. More research may be required to develop other textures for surfaces and corrosion protection.

At present the usual fire protection methods are employed, such as sprayed on fireproofing, suspended fire proof ceilings, and plaster in its various forms. A more desirable system constructed integrally with the panels would facilitate construction and lower costs. Fire protection incorporated with pre-fabrication could lead to many economies.

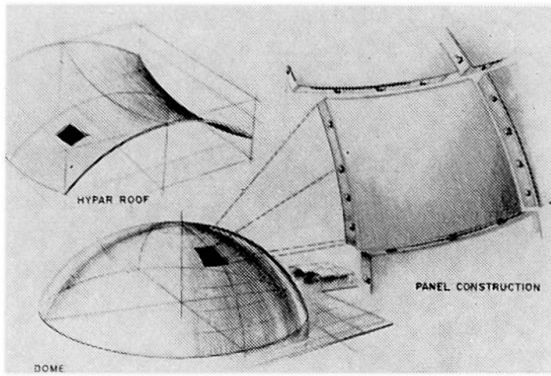


Fig. 24. Prefabricated Panels for Domes and Hypar Roofs

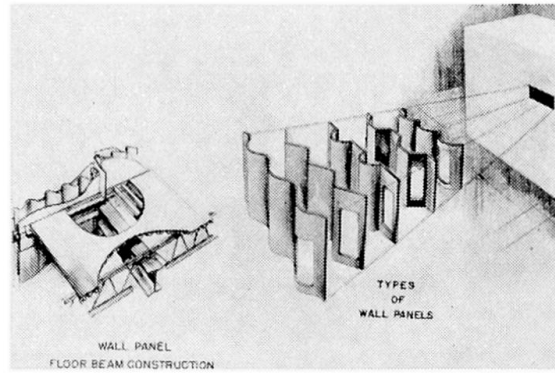


Fig. 25. Wall and Floor Panels

The developments noted above are intended to be applied to multi-story structures of all types. Some single residences and one story structures are currently on a mass produced basis and only require refinements of techniques for greather applications.

More research on all types of units and systems is needed in order to maximize the usefulness of light gage steel as a primary building component for all types of structures.

IIb

Constructions légères en éléments formés à froid

JOHN B. SCALZI

Sc. D., Director, Marketing Technical Services, United States Steel Corporation,
Pittsburgh, Pennsylvania, U.S.A.

1. Avant-propos

Un exposé intitulé «Les éléments en tôle mince dans la construction des immeubles aux Etats-Unis» a été présenté à l'AIPC (Association Internationale des Ponts et Charpentes) par George Winter en 1952, à l'occasion du quatrième Congrès. Dans ce document, le Dr Winter résumait alors les résultats des recherches et citait diverses applications d'éléments minces en acier dans des bâtiments particuliers.

Les résultats des recherches faites depuis le quatrième Congrès sont discutés dans ce volume par le Dr G. Winter dans son rapport sur le thème IIa «Solutions théoriques et résultats expérimentaux». Les transformations des propriétés du matériau causées par le formage à froid sont discutées pour des aciers écrouissables et non écrouissables. Les caractéristiques de la stabilité locale et du comportement post-critique sont expliquées en détail, de même que le flambage sous torsion-flexion des sections transversales et la résistance au cisaillement des membranes en panneaux d'acier. L'attention est également attirée sur les recherches futures, relatives à des constructions et assemblages mixtes. L'avancement des connaissances dû au développement des recherches devait conduire à des applications plus variées et à des réalisations plus élaborées. Les anciens domaines d'emploi furent étendus et de nouveaux domaines furent créés. Des améliorations dans les techniques de formage à froid et d'assemblage ont aidé au développement rapide de l'emploi des éléments minces en acier dans la construction de bâtiments.

Cet article traitera de trois modes d'emploi d'éléments minces en acier : a) éléments de construction isolés; b) bâtiments complets, et c) systèmes structuraux associés à d'autres types d'éléments de construction.

2. Applications

L'élément de construction individuel peut avoir l'une quelconque des formes indiquées sur les figures 1 et 2. La figure 1 représente des formes couramment produites pour une application bien déterminée et la figure 2 indique des formes pouvant être fabriquées pour des éléments de charpente dont la dimension dépend de la charge à supporter. En général, les hauteurs des dernières formes varient de 2" à 12" et l'épaisseur du matériel de jauge 18 (0,048") à ¼". Ces éléments ont été utilisés dans des bâtiments (fig. 3) jusqu'à des hauteurs de six étages. Dans des bâtiments de plus de six étages, les éléments minces en acier ont été utilisés comme éléments secondaires, par exemple comme solives ou comme éléments de plancher et de plafond.

Sous forme de panneaux nervurés (fig. 4), de nombreuses variations ont été développées pour des besoins bien définis, par exemple comme panneaux de toiture, panneaux de plancher, panneaux muraux et panneaux de bardage. La profondeur des panneaux varie de 1 ½" à 7 ½" et leur épaisseur varie de 0,018" (jauge 26) à 0,075" (jauge 14).

Dans certains cas, des panneaux nervurés en acier d'une épaisseur de jauge 30 ont été utilisés comme éléments destinés à supporter des charges.

Comme voligeage, le panneau d'acier participe à la résistance structurelle et offre une surface pour la pose des matériaux d'isolation et de couverture. Comme panneau de plancher (fig. 5), il contribue à la résistance structurelle pour supporter les charges et sert de passage pour les installations électriques et mécaniques combinées avec les matériaux d'insonorisation et les appareils électriques. Comme diaphragme, il transmet les charges latérales horizontalement et verticalement à travers les systèmes de planchers et murs (fig. 6).

Comme panneau mural, la tôle d'acier mince sert de rideau d'étanchéité (curtain wall) dans les bâtiments à étages (fig. 7). Comme élément de construction ajourée, elle sert de charpente de balcon pour un immeuble d'habitation (fig. 8).

L'utilisation de l'acier mince dans les cloisons continue à augmenter à cause du nouveau principe de «surface libre pour bureaux», adaptable aux besoins du client.

Dans des régions où on exige la protection contre les rayons directs du soleil, on utilise des jalousies réglables en acier.

On utilise également de façon suivie des éléments minces en acier dans la construction de maisons résidentielles et, dans certains cas, la maison est entièrement en acier. Ces maisons en acier sont constituées par des éléments

fabriqués en grande série tels que: murs, fermes de comble, cloisons, toiture, couverture et unités mécaniques et de salles de bain complètes.

Une charpente en acier (fig. 9), reliée aux murs et cloisons, forme l'ossature d'une chambre qui est fermée par de la maçonnerie et une couverture conventionnelle.

On continue à construire, comme bâtiments préfabriqués, des bâtiments complets d'un type standard. On obtient une grande diversité par de faibles modifications dépendant de l'usage définitif ainsi que du fabricant. Un exemple type d'un bâtiment entièrement en acier mince est illustré par la fig. 10. Dans certaines constructions, la tôle mince est utilisée pour des chaînages, pannes, toitures et parois raccordées à une charpente en tôles fortes et/ou en profilés (fig. 11).

Une autre application unique d'un bâtiment préfabriqué fait entièrement de tôles minces est celui en portique illustré dans la fig. 12, et qui obtient sa résistance par la configuration géométrique des panneaux. La structure consiste en quatre unités similaires préfabriquées et boulonnées ensemble aux nœuds et au sommet, de façon à former un portique. Les unités ont une largeur de trois pieds et peuvent être assemblées en n'importe quelle longueur de bâtiment. L'épaisseur de la tôle pour cette application est de $\frac{1}{16}$ de pouce. Le constructeur, Ernest Schäfer, a des projets pour des dômes appelés «Ectoforms» et qui comprennent des panneaux préfabriqués en tôle d'acier mince, réunis par des boulons pour former une structure à parois tendues.

Quelques bâtiments d'école ou d'hôpital sont construits comme ouvrages en cadres d'acier mince de sorte que le bâtiment peut être considéré comme une unité déplaçable. Les parois et toitures sont en panneaux d'acier, également amovibles (fig. 13).

L'acier mince gagne de la résistance en arrangeant la configuration géométrique pour obtenir une utilisation maximale des propriétés de l'acier. Une forme courbée augmente la résistance d'une tôle plane et peut donc être utilisée comme voûte avec une grande efficacité. Certains ouvrages sont constitués de fermes en arc dont les barres sont en tôle mince formée à froid. Ces arcs portent une couverture en acier. Dans d'autres ouvrages, l'arc lui-même est en tôle d'acier mince agissant comme nervure de renforcement (fig. 14).

L'idée de préfabrication d'unités mène naturellement au développement de systèmes de construction qui peuvent être utilisés soit pour des ouvrages complets soit pour des éléments d'ouvrages de grandes dimensions.

La fig. 15 illustre un système simple, constitué de deux poutres transversales à âme ajourée et d'une couverture en acier installée comme élément de toiture.

Des unités comme celles-ci diminuent le temps de montage et bénéficient de la réduction de prix inhérente à un élément fabriqué en série. La tôle d'acier mince peut être formée à froid en éléments de construction qui peuvent être assemblés en une forme individuelle ou en une structure spatiale, composée d'une série d'unités à quatre faces (fig. 16). Une structure spatiale de ce type

peut remplir plusieurs fonctions différentes, par exemple comme support de lanterneaux pour un auditorium (fig. 17), comme support de panneaux de signalisation sur une autoroute (fig. 18) ou pour n'importe quel nombre d'éléments de toiture (fig. 19 et 20).

L'intérêt grandissant pour les théories des voiles minces et pour l'effet de membrane a conduit au développement du paraboloïde hyperbolique en acier (fig. 21). Ce paraboloïde consiste en deux épaisseurs de tôles d'acier de jauge 18 et 20, en angle droit l'une par rapport à l'autre et soudées par points aux intersections. Les efforts tranchants aux bords sont transférés vers le faîte et vers les poutres latérales constituées de profils en U, laminés à chaud, et de tôles. Le cintrage de la couverture, pour correspondre à la forme géométrique, est obtenu en utilisant des tubes comme supports des arêtes, assurant ainsi une portance parfaite dans tous les points. Les panneaux de couverture ont une profondeur de $1\frac{1}{2}$ de pouce et une largeur de $2' 2\frac{11}{16}"$. Le quadrant est de $40' \times 40'$ avec des supports aux quatre coins et au point central du faîte.

L'utilisation avec succès d'une couverture en acier comme membrane est apparue parallèlement avec le développement des voiles minces plissés autoportants. Essentiellement, les poutres à âme pleine sont susceptibles d'avoir un bord commun sur les ailes supérieures et inférieures, formant faîtes et noues (fig. 23). Les âmes des poutres sont des panneaux en tôle plane, raidies par une tôle nervurée. Des portées allant jusqu'à 100 pieds sont possibles, à une travée, à plusieurs travées ou comme voiles minces, plissés dans le sens radial.

3. Recherches futures

Bien que des paraboloïdes hyperboliques et des toitures à voiles minces autoportants plissés en acier soient couramment construits, beaucoup de questions doivent encore être résolues pour obtenir un meilleur rendement.

Des recherches sont maintenant en cours pour mieux connaître le comportement du paraboloïde hyperbolique en acier et, plus précisément, la relation entre l'effet de poutre et celui de membrane de la couverture, le comportement de pièces de rive comme colonnes et comme poutres en traction, les contraintes locales de flexion, les pentes optimales des éléments radiaux, ainsi que le comportement d'une couche simple ou double de revêtement de la membrane.

Des voiles plissés minces autoportants sont également étudiés pour les effets de flambage local et général, les pentes optima, la distribution des contraintes dans les plaques de largeur variable, le transfert de l'effort tranchant dans toutes les arêtes et le comportement comme poutre continue.

L'industrie de l'acier peut espérer une plus grande activité de recherche, dans beaucoup de domaines jusqu'ici inexplorés. Une des nécessités les plus urgentes est le développement d'un système de plancher utilisant de la tôle mince en «nid d'abeilles» avec de la tôle d'acier comme plaque supérieure et

plaque inférieure. Il semble que le transfert des efforts tranchants dans les colonnes et les parois nécessite encore d'autres études. La solution la plus heureuse consisterait en un plancher uniforme et mince comprenant toutes les installations, la protection contre l'incendie et le revêtement de plancher. D'autres types de planchers qui devront être étudiés sont illustrés dans la fig. 23.

La tôle mince étant plus facile à façonner en atelier, il est préférable de développer, pour les ouvrages en voile mince, tels que dômes, paraboloides, voiles minces plissés autoportants, etc... des unités pouvant être montées facilement et rapidement pour obtenir la forme désirée (fig. 24).

Il est nécessaire de concevoir des murs rideaux portants, fabriqués en série, d'un bon aspect architectural et offrant une grande souplesse d'adaptation, les installations et le revêtement mural étant combinés en un élément intégral (fig. 25). Des techniques révolutionnaires sont en cours de développement pour donner à la face extérieure la forme architecturale désirée mais des recherches supplémentaires sont indispensables pour atteindre le maximum d'efficacité dans ce domaine.

Les techniques de construction actuelles emploient des panneaux de plancher en acier, reposant sur un système quadrillé d'éléments porteurs, mais une méthode plus rationnelle utilisant des unités de plancher préfabriquées pourrait envisager de rassembler tous les éléments nécessaires pour constituer un plafond et un plancher fini avec l'équipement mécanique tout installé. L'unité souhaitable devrait former un système complet de plancher et de plafond pouvant être monté avec la charpente principale et les parois.

Actuellement, des panneaux en acier galvanisé sont utilisés pour assurer la protection contre la corrosion. Dans certains cas, des tôles peintes ou enduites de vinyle peuvent, du point de vue architectural, être favorablement envisagées pour des panneaux intérieurs ou extérieurs. De nouvelles recherches seront encore nécessaires pour mettre au point d'autres types de revêtements et de protection contre la corrosion.

En ce moment, on emploie les méthodes usuelles de protection contre l'incendie, par exemple des produits ignifuges appliqués par projection, des plafonds ignifuges suspendus et du plâtre sous ses différentes formes. Un système plus avantageux, produit avec les panneaux, faciliterait la construction et ferait baisser le prix. La protection contre l'incendie comprise dans la préfabrication, serait une source d'économie.

Les études ci-dessus mentionnées sont destinées à être appliquées à tous les types de bâtiments à étages. Certaines maisons individuelles et bâtiments sans étage sont couramment fabriqués en série et nécessitent seulement des améliorations techniques pour des applications plus étendues.

Des recherches plus importantes sont nécessaires concernant tous les types d'unités et systèmes afin d'obtenir une utilité maximum des éléments minces en acier comme éléments de base pour tous les types de construction.

IIb

Leichtbaukonstruktionen aus kaltverformten Profilen

JOHN B. SCALZI

Sc. D., Director, Marketing Technical Services, United States Steel Corporation,
Pittsburgh, Pennsylvania, U.S.A.

1. Einleitung

George Winter hatte 1952 der IVBH unter dem Titel «Dünnwandige Leichtprofil-Stahlkonstruktionen als Bauelemente in den Vereinigten Staaten von Amerika» eine Arbeit vorgelegt, die in den Veröffentlichungen über den 4. Kongreß abgedruckt wurde. Darin gab Dr. Winter neben theoretischen Grundlagen und Anwendungsgebieten für die Praxis eine Zusammenfassung der bisherigen Forschungsergebnisse und erläuterte den Stahlleichtbau an einer Reihe von Ausführungsbeispielen.

Im vorliegenden Band werden von Dr. Winter die seit dem 4. Kongreß neu erarbeiteten Forschungsergebnisse besprochen, und zwar in seinem Bericht zum Thema IIa «Theoretische Lösungen und Versuchsergebnisse». Besprochen wird unter anderem die Weiterentwicklung der Werkstoffeigenschaften von Stählen, soweit sie bei der Kaltverformung eine Qualitätsverbesserung erfahren oder nicht. Im Zusammenhang mit dem Ausbeulen unter Biege-Drill-Beanspruchung und mit der Aufnahme von Schubkräften durch Stahlfelder mit Scheibenwirkung werden Kenngrößen für die örtliche Beulfestigkeit und das Verhalten im plastischen Bereich entwickelt. Ferner wird auf zukünftige Arbeiten über Verbundbauweisen und über die Ausbildung von Anschlüssen hingewiesen. Neuere Forschungserkenntnisse brachten unter Erweiterung der bisherigen Anwendungsgebiete eine Reihe komplizierterer Bauweisen mit sich; dadurch gewannen bereits bekannte Bauweisen weiter an Boden, neue Anwendungsgebiete kamen hinzu. Verbesserte Verfahren bei der Kaltverformung sowie günstiger ausgebildete Anschlüsse haben dem Stahlleichtbau rasch neue Möglichkeiten erschlossen.

Der vorliegende Beitrag befaßt sich mit drei Anwendungsgebieten für Stahl-Leichtbauprofile und -Bauweisen, nämlich: a) Einzelbauteile; b) Gesamtbauwerke; c) Stahl-Leichtbauweisen im Zusammenwirken mit tragenden Bauteilen anderer Art.

2. Anwendungsgebiete

Querschnittformen für Einzelstäbe sind in Abb. 1 und 2 dargestellt, wie sie in Serienfertigung für bestimmte Verwendungszwecke (Abb. 1) oder als Sonderfertigung für Tragrahmen (Abb. 2) hergestellt werden; bei letzteren sind die Abmessungen abhängig von den aufzunehmenden Lasten. Sie liegen normalerweise zwischen $H = 50\text{--}300\text{ mm}$ für die Bauhöhe und $t = 1,2\text{--}6,4\text{ mm}$ für die Wandstärke. Derartige Stäbe fanden bisher in Gebäuden mit nicht mehr als 6 Geschossen Verwendung. Bei höheren Bauten wurden sie für untergeordnete Zwecke vorgesehen, zum Beispiel als Deckenträger und für Deckenfelder.

Für Dacheindeckungen, Zwischendecken, Außen- und Innenwände wurden Rippenfelder in verschiedenen Ausführungen entwickelt (siehe Abb. 4). Dabei liegt die Bauhöhe zwischen 38 und 190 mm, die Wandstärke zwischen 0,45 und 1,9 mm.

In einigen Fällen wurden Rippenbleche von nur 0,3 mm Wandstärke als tragende Bauglieder verwendet.

Stahlblechfelder nehmen als Dachelement nicht nur Lasten auf, sondern bilden auch die Unterlage für Isolierungen und sonstige Dachteile. Als Zwischendecken (Abb. 5) nehmen sie die Vertikalkräfte auf und bieten gleichzeitig Raum für die Unterbringung elektrischer und sonstiger Versorgungsleitungen. Darüber hinaus können Schalldämmplatten und Elektroanschlüsse eingebaut werden. Durch Scheibenwirkung lassen sich Horizontalkräfte waagrecht und senkrecht in Decken- und Wandsysteme einleiten.

Als Wandelement bei Hochhäusern findet Feinblech in Form von Außenfüllungen Verwendung (Abb. 7), bei Wohnhäusern auch als Balkoneinfassung, oft ohne Verputz (Abb. 8).

Die Forderung, Großraumbüros auf unterschiedliche Bedürfnisse zuschneiden zu können, führt zu einer steigenden Verwendung von Feinblech für Zwischenwände.

Stahljalousien bieten Schutz gegen direkte Sonneneinstrahlung.

Stahl-Leichtbauteile sind bei Einfamilienhäusern überall anzutreffen, auch Ganzstahlhäuser bilden keine Seltenheit; hierfür werden Normteile für Außen- und Zwischenwände, Dachbinder, Dacheindeckungen, Vordächer, sogar für komplette Badezimmer und maschinelle Ausrüstungen in Großserie gefertigt.

Das Studentenwohnheim nach Abb. 9 besitzt ein Stahlskelett ausschließlich aus Leichtprofilen, mit Ausfachung in Naturstein und herkömmlicher Dacheindeckung. Die tragenden und die Zwischenwände bestehen ebenfalls aus Stahl.

Fertigbauten mit genormten Abmessungen und vielseitiger Verwendbarkeit laufen in Serie, wobei sich je nach Hersteller und Zweckbestimmung nur geringe Abweichungen ergeben. Abb. 10 zeigt ein Musterbeispiel reiner Stahl-Leichtbauweise. Bei manchen Bauten finden sich Leichtbauteile als Giebelwände, Pfetten, Dach- und Wandelemente, während die tragende Konstruktion vollwandig oder mit Normalprofilen ausgeführt ist (Abb. 11).

Eigenartig ist die Verwendung von Feinblech für Fertigbauten nach Abb. 12, die ausschließlich aus biegesteifen Rahmen bestehen, deren Gestaltfestigkeit sich aus der räumlichen Anordnung der Bleche ergibt. Jeder Rahmen besteht aus vier in ähnlicher Form vorgefertigten Einzelteilen, die an Traufe und First zusammengeschraubt werden und dann als biegesteifer Rahmen wirken. Die Einzelteile haben eine Breite von 915 mm und können für Bauten beliebiger Länge aneinandergereiht werden. Die Blechstärke beträgt in diesem Falle nur 1,6 mm. Die Idee stammt von Ernest R. Schaefer, der sie auch für Kuppeln abgewandelt hat. Diese laufen unter der Bezeichnung «Ectoform» und verwenden vorgefertigte Felder aus Feinblech, die nach dem Zusammenschrauben als Schale wirken.

Bei Schulen und Krankenhäusern läßt sich mit Tragwerken aus Leichtbauprofilen eine Wiederverwendbarkeit ganzer Gebäudeteile an anderer Stelle erreichen. Natürlich bestehen dann Dach- und Wandflächen ebenfalls aus wiederverwendbaren Stahlblechfeldern (Abb. 13).

Durch eine auf maximale Ausnutzung der Werkstoffeigenschaften gerichtete Gestaltgebung läßt sich die Tragfähigkeit von Stahl-Leichtbauteilen noch erhöhen. Buckelbleche besitzen gegenüber Glattblechen eine größere Tragfähigkeit, weil die Gewölbewirkung eine bessere Werkstoffausnutzung gestattet. Bei manchen Bauten findet man Bogenträger mit Fachwerkstäben aus kaltverformten Stahl-Leichtbauteilen mit Stahlblechabdeckung. In anderen Fällen besteht das Gewölbe selbst aus Feinblech mit Rippenwirkung (Abb. 14a und b).

Die Vorfertigung von Baueinheiten gibt natürlich Anlaß zur Entwicklung von Systemen, die entweder als geschlossene Baukörper oder als Bestandteile größerer Systeme verwendbar sind. Abb. 15 zeigt einen einfachen Baukörper aus zwei Fachwerkträgern mit Stahlblechabdeckung beim Einbau als Dachelement.

Solche Baukörper sind nicht nur wegen der Großserienfertigung der Einzelteile preisgünstig, sondern sie bringen auch eine Verkürzung der Montagedauer mit sich.

Mittels Kaltverformung herstellbar sind auch Bauglieder für die Montage ebener oder räumlicher Fachwerke, die aus einer Vielzahl von tetraederförmigen Einheiten zusammengesetzt sind (Abb. 16). Derartige räumliche Tragwerke können für sehr verschiedene Zwecke eingesetzt werden; als Beispiele seien angeführt: Raumbelichtung für Zuschauerhallen, Abb. 17; Verkehrszeichen an Fernverkehrsstraßen, Abb. 18; Dachkonstruktionen aller Art, Abb. 19 und 20.

Die wachsende Aufgeschlossenheit für Schalentheorien und Membranwirkung hat zur Entwicklung von Stahldächern in Form von hyperbolischen Para-

boloiden geführt. Das in Abb. 21 gezeigte Paraboloid besitzt zwei zueinander rechtwinklig verlegte Schichten von Deckenfeldern aus Stahlblech von 1,2 mm beziehungsweise 0,9 mm Stärke, die untereinander durch Punktschweißung verbunden sind. Die Schubkräfte an den Kanten werden von First- und Randträgern aus warmgewalzten U-Profilen und Grobblechen aufgenommen. Auf diesen sind als Kantenaufleger Rohre angebracht, damit die Dachhaut einerseits überall satt aufliegt, andererseits aber beim Durchhang die genaue geometrische Form annehmen kann. Die Deckenfelder haben bei 676 mm Breite eine Bauhöhe von 38 mm. Die überdachte Fläche mißt $12,2 \times 12,2$ m und ist an den vier Ecken und in Firstmitte abgestützt.

Dächer in Membranform haben sich durchaus bewährt; gleichzeitig wurden aber auch Bauweisen mit Abkantblechen weiter entwickelt. Ihr Hauptmerkmal besteht darin, daß die Hochachsen von parallel liegenden Blechträgern so weit gegeneinander geneigt sind, daß jeweils zwei Ober- beziehungsweise Unterurte eine gemeinsame Kante und damit Dachfirste beziehungsweise Dachkehlen ausbilden (Abb. 23). Die Stege aus Glattblech werden mit Rippenblechen ausgesteift. Mit dieser Bauweise sind Spannweiten bis zu 30 m erreichbar, und zwar in ein- oder mehrschiffiger Anordnung oder auch als Kegeldächer mit abgekanteten Radialblechen.

3. Aufgaben für die zukünftige Entwicklung

Auch wenn heute schon Dächer aus Abkantblechen oder in Form von Hyperbol-Paraboloiden laufend gebaut werden, so bleibt doch eine Reihe von Fragen noch offen, deren Beantwortung für eine bessere Werkstoffausnutzung unumgänglich ist.

Es laufen bereits Arbeiten mit dem Ziel, genauere Kenntnisse auf folgenden Gebieten zu gewinnen: Das Verhalten von Hyperbol-Paraboloiden im Hinblick auf die Doppelwirkung der Dachhaut als Träger beziehungsweise als Membran, das Verhalten von Randgliedern als Druck- beziehungsweise Zugstäbe, Auftreten örtlich begrenzter Biegespannungen, günstigste Neigungswinkel für radial angeordnete Teile, Gegenüberstellung einschichtiger und zweischichtiger Membranen.

Ferner sind Untersuchungen an Abkantblechen im Gang über örtlich begrenzte und allgemeine Beulwirkungen, günstigste Dachneigungen, Spannungsverteilung in Blechen für Kegeldächer, Überleitung von Schubspannungen an den Außenkanten und schließlich über das Durchlaufträger-Verhalten.

Die Stahlindustrie sollte die Forschungsarbeit auf einer Reihe von Gebieten verstärken, die bisher völlig vernachlässigt wurden. Dazu gehört vordringlich die Entwicklung einer Deckenkonstruktion aus Feinblechen und Leichtprofilen in Zellenbauweise, unter Einbeziehung aller elektrischen und sonstigen Zuleitungen und Anschlüsse. Sehr zu wünschen wären vorgefertigte, bequem zu

montierende Baueinheiten. Die Überleitung von Schubspannungen in Stützen und tragende Wände stellt Aufgaben, die noch einiger Untersuchung bedürfen. Die Ideallösung wäre eine Decke mit einheitlicher, möglichst geringer Bauhöhe, mit fertig verlegten Versorgungsleitungen, unter Einbeziehung allen Zubehörs, mit fertigen Fußböden und Feuerschutzbelägen. Abb. 23 zeigt einige andere Arten von offenen Deckenbauweisen, die ebenfalls noch näher untersucht werden sollten.

Komplette Einheiten aus Stahl-Leichtbauteilen sind für Werkstättenfertigung sehr geeignet. Anzustreben wäre daher die Entwicklung von Baueinheiten auch für Schalentragerwerke, wie Kuppeln, Parabolöide und anderes mehr, die rasch und bequem montiert werden können (siehe Abb. 24).

Dringend benötigt werden in Großserie herstellbare Baueinheiten für Außenwände, die einmal den an das Aussehen zu stellenden Ansprüchen genügen, zum anderen vielfältig verwendbar sind und ferner als einbaufertiges Element alle Zuleitungen und endgültigen Oberflächen enthalten (Abb. 25). Für die Behandlung der Sichtflächen eines Bauwerks nach den Vorstellungen des Architekten sind neue Verfahren in rasch fortschreitender Entwicklung. Diesen Gedanken voll zum Tragen zu bringen wird noch einiger Anstrengung bedürfen.

Bei den derzeitigen Bauweisen werden Deckenfelder aus Stahl auf Trägerrosten angeordnet, doch dürften sich in Kürze Bauweisen durchsetzen, die die Vorteile vorgefertigter Einheiten besser ausnutzen. Diese vorgefertigten Einheiten sollten mit allen sonst noch erforderlichen Bauteilen versehen sein, so daß sich eine Nachbearbeitung der Fußböden und Decken erübrigt. Auch sämtliche maschinelle Einrichtungen sollten fix und fertig eingebaut sein. Zu fordern wären Einheiten, die komplette Decken bilden und in reiner Montagebauweise zusammen mit dem Haupttragwerk errichtet werden können.

Als korrosionsgeschützte Bauteile werden heute noch vielfach verzinkte Bleche verwendet. Für Außen- und Innenwände findet man zuweilen auch mit Anstrich versehene oder kunststoffbeschichtete Feinbleche von ansprechendem Aussehen. Weitere Arbeiten könnten zur Entwicklung neuer Werkstoffe für die Oberflächenbehandlung und den Korrosionsschutz führen.

Zum Schutz gegen Feuereinwirkung werden gegenwärtig folgende gängige Verfahren angewandt: Aufsprühen feuerbeständiger Schichten, feuerbeständige Hängedecken und Verputz in verschiedenen Arten. Wird bereits bei der Vorfertigung die Feuerbeständigkeit in ausreichendem Maße berücksichtigt, so ist eine Reihe wirtschaftlicher Vorteile zu erwarten, wie Kostensenkung durch Verkürzung der Bauzeit.

Die hier gegebenen Hinweise gelten für die künftige Weiterentwicklung von Vielgeschoßbauten aller Art. Einfamilienhäuser und eingeschossige Gebäude (aus Stahl) befinden sich bereits in Großserienfertigung. Ihre Verbreitung könnte durch verbesserte Fertigungsverfahren noch gesteigert werden.

Wenn Leichtbaustahl als wesentliches Bauelement seine vielseitigen Verwendungsmöglichkeiten bei Bauten aller Art voll entfalten soll, so sind weitere, eingehende Forschungsarbeiten unumgänglich.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc

Poutres de grandes dimensions à âme mince

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

1. Introduction

Ces toutes dernières années ont été caractérisées, dans le domaine des ponts métalliques de grande portée, par l'emploi croissant de la poutre à âme pleine, qui surclasse la poutre en treillis au point de vue esthétique, de la facilité d'exécution – par soudage manuel ou automatique – de l'entretien et par conséquent de la résistance à la corrosion.

Le record de portée de ces ponts appartient toujours au pont à poutres continues sur la Save à Belgrade, construit en 1936 par la Société M.A.N., avec une portée de 260 m et une hauteur d'âme de 9,60 m sur les appuis intérieurs, avec une épaisseur de 14 mm (ce qui donne un rapport $b/e = 685$). Des portées largement supérieures ont été réalisées dans des ponts suspendus ou à haubans avec poutre de rigidité à âme pleine et des projets dépassant 300 m en poutre simple ont été présentés à des concours récents pour des ponts sur le Rhin (voir à ce sujet divers articles de la revue «Der Stahlbau»).

Les ponts réalisés comportent généralement des poutres à âme simple ou en caisson, rarement des ponts à âme double. L'acier à haute résistance (A 52) a été employé à plusieurs reprises, ce qui a nécessité la solution de nouveaux problèmes technologiques liés au soudage [30]. Une tendance croissante se manifeste à l'emploi dans le même ouvrage d'aciers de diverses résistances, en vue de diminuer le prix tout en respectant les impératifs de rigidité [65]. Il n'y a aucun obstacle à la mise en œuvre, dans ces ponts, d'aciers à très haute résistance, type T 1 américain, ni à l'emploi simultané d'aciers de nuances différentes, en vue de réaliser l'économie maximum.

2. Evolution de la forme de la section droite

La forme couramment adoptée, encore aujourd'hui, est celle en double té, qui est très facile à exécuter par soudage à partir de tôles et de larges plats. Cependant, l'économie exige la mise en œuvre de tôles très minces, parce que l'âme est très généralement surabondante pour résister à l'effort tranchant. Or, la tôle est un élément peu efficient pour résister au voilement. D'où l'idée toute naturelle de mettre en œuvre des tôles sandwich, avec noyau en nid d'abeilles ou en béton léger. Il ne semble pas qu'on ait trouvé jusqu'ici de solution de ce genre qui soit compétitive avec l'âme pleine, mais les progrès rapides du collage et de la mise en œuvre par pliage de tôles minces laminées à froid permet d'espérer des développements de ce genre à brève échéance.

Pour les poutres de portée faible et moyenne, le découpage de l'âme en grecque par oxycoupage permet de réaliser à partir de profils laminés des poutres ajourées (avec ou sans interposition de panneaux d'âme supplémentaires) que nous n'étudierons pas dans le présent Rapport.

Pour les poutres de grande portée, on a préconisé successivement (BROTTON) la poutre à âme d'épaisseur variable (fig. 2.1 a) et (DÖRNEN, RADOJKOVIC) la

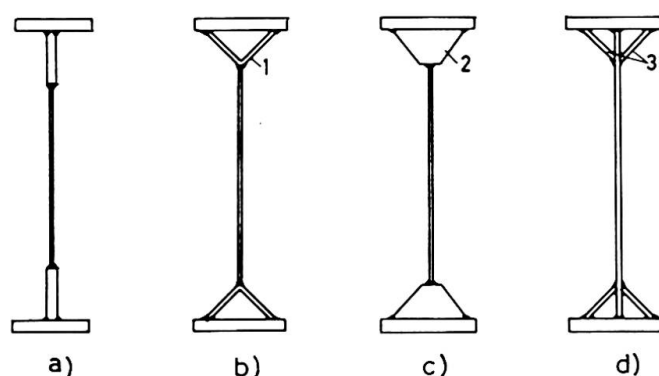


Fig. 2.1 1. 2 cornières de renforcement soudées
2. 2 profils trapézoïdaux pliés de renforcement soudés
3. 4 plats de renforcement soudés

poutre à membrure tubulaire qui peut être réalisée à l'aide de cornières à parois minces (Fig. 2.1 b) ou mieux (MASSONNET [36]), d'un profil trapézoïdal en tôle pliée pour éviter le soudage sur la zone de métal ségrégué de la cornière, ou enfin le profil classique renforcé par des plats obliques soudés (profil employé en Europe orientale d'après le professeur Tesár).

Le profil a) a comme avantages la réduction de la hauteur de la partie de l'âme en danger de voilement et la diminution de la tension de comparaison

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

à la jonction âme-semelle.

Les profils b), c), d) ont, en plus des deux avantages précédents, ceux de comporter une membrure tubulaire à forte rigidité torsionnelle qui forme un encastrement quasi-parfait pour les bords horizontaux des panneaux d'âme et possède en outre une forte rigidité flexionnelle, de sorte qu'elle forme – avec des raidisseurs transversaux généralement tubulaires, un cadre rigide résistant aux tensions de membrane qui se développent dans l'âme pour des tensions supérieures à la tension critique de voilement.

L'auteur a démontré théoriquement [34] et expérimentalement [36] la supériorité du profil c) sur le profil classique. On peut en effet développer dans des poutres de ce système, des moments fléchissants excédant de 8% le moment *plastique* (correspondant à la distribution *bi-rectangulaire* des tensions), à condition que la poutre soit garantie contre tout déversement ou flambement latéral de la membrure comprimée avec distorsion de la section droite par des organes d'entretoisement adéquats.

Le problème principal dans ce domaine semble la mise au point de procédés de fabrication économiques.

Les profils ci-dessus constituent un progrès sur le profil classique en double té, mais ne pallient que partiellement le problème fondamental de voilement de l'âme.

Au Colloque sur le comportement post-critique des plaques organisé à Liège fin 1962 [13], SHANLEY a montré que, du point de vue constructif pur – c'est-à-dire abstraction faite de l'économie, il convient toujours de préférer une structure travaillant en-dessous de sa charge critique d'instabilité à une structure travaillant dans le domaine post-critique; il a préconisé des âmes en tôle très mince pliée en triangle ou en trapèze [Fig. 2.2a) et b)], qui résistent



Fig. 2.2

parfaitement au voilement ainsi qu'aux tensions de cisaillement dues à l'effort tranchant. Comme inconvénients de ce système, citons le coût accru de fabrication et le fait que l'âme est inopérante pour résister aux tensions de flexion, à cause de l'effet d'«accordéon».

L'auteur a essayé dans son laboratoire en 1964, à la demande de la S.A. Cockerill-Ougrée, des modèles de quatre types différents de poutres à âme mince (hauteur 400 mm épaisseur 1 mm).

1. tôle ondulée à plis transversaux;
2. tôle ondulée à plis longitudinaux;
3. tôle plane et tôle ondulée à plis transversaux, soudées par points;
4. tôle plane et tôle ondulée à plis longitudinaux, soudées par points.

Certains de ces modèles ont donné des résultats insatisfaisants, en partie parce que les points de soudure avaient été mal réalisés et avaient cédé prématurément; néanmoins il a été possible d'atteindre, dans les modèles bien fabriqués, la limite élastique dans l'ensemble de l'âme sans voilement (Fig. 2.3).

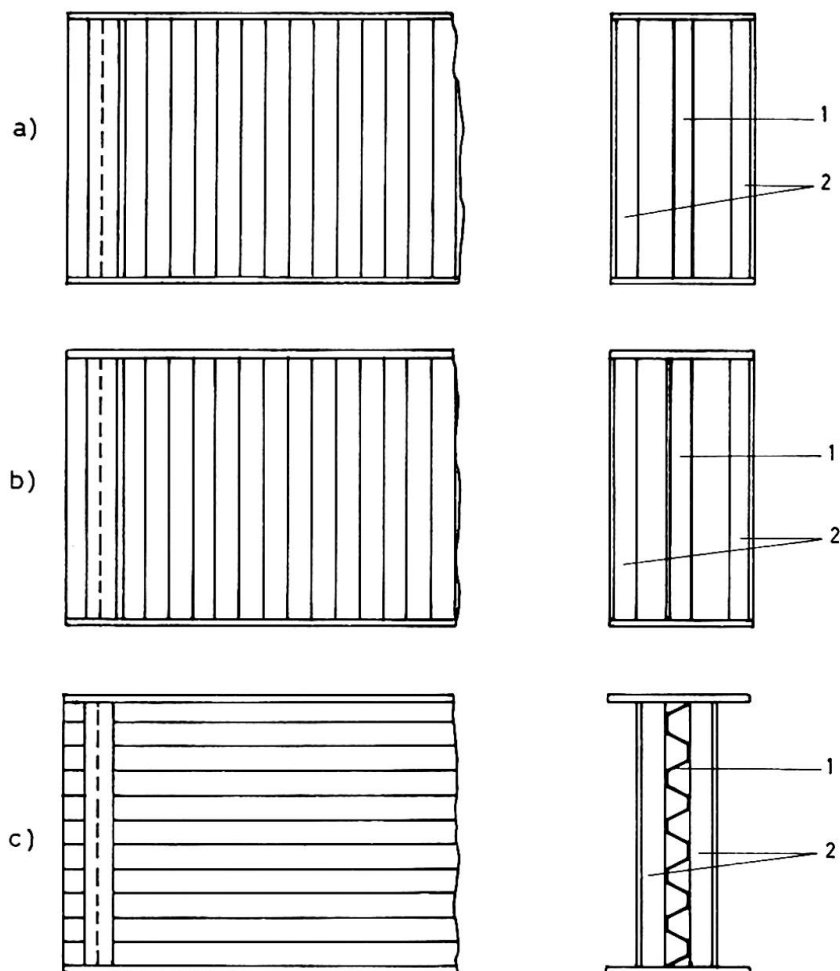


Fig. 2.3

- Poutre: a) tôle pliée de 3 mm, onde verticale
 b) tôle plane de 3 mm + tôle pliée de 1 mm, onde verticale
 et tôle plane de 2 mm + tôle pliée de 2 mm
 c) tôle pliée de 3 mm, onde horizontale
 1. âme
 2. raidisseur

Des poutres à âme pliée en ligne brisée (Fig. 2.2) ont d'ailleurs été employées récemment en Belgique.

Rockey a annoncé à l'auteur la publication d'un rapport sur des poutres ayant des âmes en tôle «corrugated».

3. Les problèmes qui se posent à propos du dimensionnement optimal des grandes poutres à âme mince

Le dimensionnement d'une poutre à âme pleine, lorsque les dispositions constructives prises écartent tout danger d'instabilité, est élémentaire; il est basé sur la formule élémentaire de flexion de Navier $\sigma = My/I$ et sur la formule élémentaire de cisaillement de Jourawski $\tau = TS/Ie$, combinées avec un des critères de plasticité de Tresca ou de von Mises qui donnent les tensions de comparaison respectives

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

Le problème essentiel est donc d'empêcher tout phénomène d'instabilité; ces phénomènes sont de trois genres:

1. voilement local de la membrure comprimée;
2. déversement de la poutre;
3. voilement de l'âme¹⁾.

En réalité, ces trois phénomènes sont couplés et il n'est pas correct de les considérer isolément; en particulier, la ruine des poutres à âme pleine de forme classique survient toujours par le couplage du flambement de la semelle comprimée (qui est à l'état plastique), et du voilement du panneau d'âme adjacent, le flambement de la semelle étant accéléré par les tensions de membrane qu'exerce sur son cadre le panneau d'âme en régime post-critique.

Dans le cas des poutres à âme en tôle plane, il se présente un danger supplémentaire, dont la réalité a été démontrée par les essais de fatigue de HALL et STALLMEYER [21]; c'est celui de rupture de l'âme par fatigue en flexion alternée à sa jonction avec son cadre rigide. Nous reparlerons de ce phénomène lors de la discussion des essais de voilement (par. 5).

4. Dimensionnement et raidissage des âmes selon la théorie linéaire du voilement

La théorie linéaire du voilement suppose, comme la théorie classique de la flexion des plaques, que:

¹⁾ Un problème supplémentaire se pose à propos des poutres parcourues par des charges mobiles, telles que les poutres de pont roulant, c'est celui du voilement local sous l'effet d'une forte charge concentrée appliquée à la membrure supérieure. La contribution théorique la plus récente à ce problème est celle due à ZETLIN [64]; elle ne tient cependant pas compte de la distribution des tensions réalisée par la semelle supérieure, et qui a été analysée par Girkmann dans son livre «Flächentragwerke».

1. la plaque est initialement parfaitement plane;
2. son feuillet moyen prend lors du voilement des déplacements transversaux w faibles par rapport à l'épaisseur e (c'est-à-dire pratiquement $w \leq 0,3e$); elle présente alors une tension critique de voilement bien déterminée, qui est calculable, soit à l'aide de l'équation de Saint-Venant (1886)

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

soit à l'aide de la méthode énergétique de Rayleigh-Ritz.

C'est Timoshenko qui a le plus contribué au développement de cette théorie, dont on trouve l'exposé dans tous les traités classiques sur l'instabilité [61, 9, 26]. Il a, en particulier, développé la théorie des âmes raidies et introduit le concept de *raidisseur strictement rigide* dont la rigidité relative γ^* est la plus petite valeur de $\gamma \equiv EI/bD$ pour laquelle le raidisseur reste rectiligne au moment du voilement (Fig. 4.1). Dans les vingt dernières années, des résul-

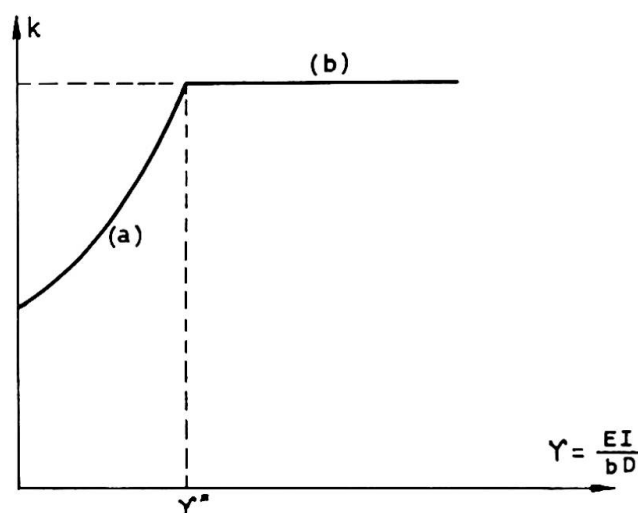


Fig. 4.1 a) raidisseur fléchi
b) raidisseur rigide

tats supplémentaires ont été obtenus par les chercheurs de la N.A.C.A. [60], P. DUBAS [18], KLÖPPEL [24, 25], MASSONNET [31, 34], ROCKEY [38 à 51], STÜSSI et DUBAS [19], etc...

C'est Klöppel qui a le plus contribué à l'application pratique de cette théorie en présentant un livre [25] contenant de nombreux abaques de dimensionnement (obtenus par la méthode énergétique à l'aide d'un ordinateur I.B.M. 7090) pour des plaques rectangulaires appuyées sur leurs quatre bords, munies de raidisseurs à section ouverte et sollicitées dans leur plan par flexion, cisaillement, ou une combinaison de ces sollicitations.

Les âmes des grands ponts à âme pleine réalisés depuis 1945 par les allemands ont été généralement dimensionnés selon cette théorie, avec un coefficient de sécurité de 1,35 par rapport au voilement.

Le livre de Klöppel et Scheer contient les valeurs des coefficients de voilement, tant des panneaux à raidisseurs flexibles ($\gamma < \gamma^*$) que ceux munis de raidisseurs rigides ($\gamma > \gamma^*$).

Selon les indications qu'il a fournies à l'auteur, Klöppel prépare un livre qui complètera l'ouvrage [25] en présentant:

- a) de nouvelles tables concernant des panneaux à un et deux raidisseurs transversaux;
- b) de nouvelles tables pour des panneaux raidis dans le sens longitudinal par une série de raidisseurs régulièrement espacés, et en plus munis d'un ou deux raidisseurs transversaux;
- c) un procédé permettant, pour des panneaux soumis à flexion composée, de réaliser un raidissage quasi-continu par une série de raidisseurs longitudinaux, mais en espaçant ceux-ci inégalement en travers selon l'intensité des tensions;
- d) des précisions concernant le dimensionnement des raidisseurs transversaux délimitant un panneau pour diverses valeurs du raidissage longitudinal.

En Belgique, l'auteur a développé, de 1948 à 1954, une méthode de dimensionnement analogue [37]. Sur la base de ses essais, l'auteur a recommandé d'abaisser le coefficient de sécurité au voilement par flexion jusqu'à 1,15, mais, par contre, de multiplier par un coefficient k variant, selon le mode de sollicitation, de 3 à 6, la rigidité optimale γ^* théorique des raidisseurs, afin de garantir que ceux-ci restent quasi-rectilignes jusqu'aux environs de la ruine de la poutre.

L'auteur a tendance actuellement à accepter de dépasser légèrement les tensions critiques en service en admettant un coefficient de sécurité minimum de l'ordre de 0,8. ROCKEY [42] a exprimé, dès 1958, des vues analogues en admettant des tensions égales à 1,5 fois la tension critique. En flexion plus cisaillement, les tensions maxima admissibles σ et τ agissant simultanément seraient limitées par la relation

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

La plupart des recherches théoriques, y compris les tables de Klöppel, sont basées sur l'hypothèse simplificatrice que le panneau d'âme est simplement appuyé sur ses quatre bords. Dans une étude théorique, l'auteur et ses collaborateurs [34] ont montré comment on pouvait relever de 100 à 200% la stabilité de l'âme en l'encasturant sur ses bords. Les résultats numériques obtenus sur ordinateur I.B.M. 650 sont cependant très partiels et devraient être complétés. Les prévisions théoriques sont en bon accord avec des essais jusqu'à la ruine sur deux poutres de $1,20 \times 18$ m à membrures et raidisseurs tubulaires [36]. Il faut cependant signaler que l'évaluation de la rigidité torsionnelle par la formule de Bredt

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

est optimiste parce qu'elle néglige la distortion du raidisseur. DOOLEY a montré [66] que la rigidité torsionnelle réelle pouvait être de 25% inférieure à celle ainsi calculée.

Quelques études sur des poutres stabilisées par des raidisseurs tubulaires ont été faites par ROCKEY [46, 50, 52, 53], qui annonce une recherche permettant de déterminer le raidissage rationnel des panneaux d'âme soumis au cisaillement et munis de raidisseurs transversaux et longitudinaux tubulaires.

5. Enseignements tirés des expériences jusqu'à la ruine sur des modèles de poutres à âme mince

Les premiers essais importants sur poutres soudées poussés jusqu'à la ruine sont ceux de WÄSTLUND et BERGMAN [63]. Suivent ensuite, dans l'ordre chronologique, les essais de MASSONNET [32, 33, 36], ROCKEY [38, 42, 49] etc., LONGBOTTOM et HEYMAN [29], BASLER et THÜRLIMANN [2, 3], COOPER et al. [15, 16, 20].

Les conclusions principales de tous ces essais sont très semblables et peuvent être résumées comme suit :

1. Le phénomène de voilement de l'âme est un phénomène continu, progressivement freiné par les tensions de membrane; il ne ressemble en rien au flambement des barres comprimées; les panneaux d'âme présentent toujours des imperfections initiales imprévisibles, il est souvent impossible de déceler expérimentalement une charge critique sur les courbes flèches-charges.

2. Le panneau d'âme supporte élastiquement les charges dans le domaine postcritique, en subissant des déformations transversales croissantes dont la distribution dépend essentiellement des déformations initiales du panneau. Le domaine élastique assuré par le rapport P/P_{cr} est d'autant plus étendu que le panneau est plus mince (e/b plus faible) et que le métal a un rapport R_e/E plus grand. L'auteur a observé sur des poutres en acier un domaine élastique allant jusqu'à $P/P_{cr} = 2,8$ [31] et ROCKEY [38], sur des poutres en alliage d'aluminium, des valeurs de l'ordre de 4.

3. La charge de ruine n'a aucune corrélation avec la charge critique de voilement; s'il n'y a pas de raidisseurs longitudinaux, il s'établit dans la poutre un champ de tensions diagonal incomplet, qui sollicite les semelles à la flexion. La charge de ruine est par conséquent fortement influencée par la rigidité du cadre fourni par les semelles et les raidisseurs¹⁾. Pour des âmes minces

¹⁾ ROCKEY [42] a montré que, si les semelles fléchissent, on observe moins de cloques de voilement et elles sont beaucoup plus profondes; il a recommandé, pour le moment d'inertie minimum des semelles, la formule :

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

Il annonce une étude avec R. D. MARTIN, complétant son mémoire antérieur et une étude avec SKALoud examinant spécialement l'effet de flexibilité de la semelle sur le comportement à la ruine.

($b/e \approx 500$), le rapport P_{ult}/P_{cr} peut atteindre 4 pour des poutres en acier doux [31] et 8 pour des poutres en alliage d'Al [38].

4. La distribution des tensions de flexion sur la hauteur de la section droite diffère assez fortement (surtout dans la zone comprimée) de la distribution bitriangulaire de Navier [42, 2, 3, 4].

5. Les raidisseurs longitudinaux dimensionnés d'après la théorie linéaire du voilement pour rester strictement rigides ($\gamma = \gamma^*$) plient dès le début de la mise en charge et particulièrement dans le domaine postcritique [33]. Appelons charge limite d'efficacité du raidisseur la charge pour laquelle le rapport $w_{raisseur} : w_{plaque}^{maximum}$ passe par un minimum. Pour obtenir une charge limite d'efficacité voisine de la charge de ruine de la poutre, il faut adopter des raidisseurs de rigidité relative $\gamma = k\gamma^*$, où k dépend de la position du raidisseur et est au moins égal à 3.

6. Accessoirement, les expériences ont également montré le danger de fixer les raidisseurs longitudinaux par des cordons de soudure interrompus (flambement local entre 2 cordons successifs), d'employer comme raidisseurs des plats trop minces (voilement plastique local du raidisseur) et d'employer des raidisseurs faits d'acier d'une nuance plus douce que l'acier de la poutre (par exemple des raidisseurs en Acier A 37 pour une poutre en A 52) parce que ces raidisseurs entrent prématurément en plasticité.

7. Les expériences montrent enfin que le comportement des raidisseurs placés d'un seul côté est complexe. La largeur de la bande d'âme collaborant à la flexion du raidisseur est mal connue, mais semble, d'après des essais non publiés de l'auteur, de l'ordre de 20 fois l'épaisseur de l'âme.

6. Application de la théorie linéaire du voilement

La plupart des spécialistes admettent aujourd'hui que, si la théorie linéaire donne des ouvrages sûrs, elle ne conduit pas à des solutions économiques.

Cette théorie peut se défendre dans l'optique de la théorie des tensions admissibles, mais ne nous apprend rien concernant la sécurité réelle de la structure vis-à-vis de la ruine. Elle est entièrement axée sur la nécessité d'éviter un phénomène (le voilement) qui ne présente en lui-même aucun danger, puisqu'il est immédiatement stoppé par la naissance des tensions de membrane.

En particulier, les règles sur la rigidité et l'espacement des raidisseurs qui découlent du concept de raidisseur strictement rigide en vue de l'idée de réaliser une sécurité uniforme de tous les sous-panneaux partiels, ne conduisent pas à une poutre optimale en ce qui concerne la résistance à la ruine.

A l'instar de ce qui est admis depuis longtemps en construction aéronautique (Wagner, Kuhn) et dans le domaine des constructions en tôle mince pliée à froid (G. WINTER), on s'oriente vers la recherche de dimensions plus économiques donnant à la fois un comportement satisfaisant en service (flèches

transversales limitées pour être invisibles à l'œil nu, prise en compte de la possibilité de fatigue) et une charge de ruine suffisante.

Ainsi, après un siècle, on en revient aux conceptions des constructeurs anglais de 1850, qui faisaient travailler la tôle de leurs ponts tubulaires dans le domaine postcritique, ainsi que le montrent les calculs effectués en France par la S.N.C.F. à propos de la remise en état du pont sur le Lot à Aiguillon, qui est dû au célèbre constructeur anglais R. STEPHENSON [27].

L'auteur est donc d'avis que la théorie linéaire du voilement, bien que préparant la voie à la théorie non-linéaire qu'on va discuter, a d'une certaine façon freiné le progrès technique par la peinture inexacte qu'elle donnait du phénomène de voilement.

7. La théorie non-linéaire du voilement et ses applications au problème du dimensionnement de l'âme des grandes poutres à âme mince

La théorie non-linéaire est en réalité une théorie des déformations modérées; elle tient compte de l'extension du feuillet moyen, mais suppose les pentes $\partial w/\partial x$, $\partial w/\partial y$ faibles de manière à assimiler leur sinus et leur tangente à l'angle lui-même et leur cosinus à l'unité.

Les équations de base pour une plaque isotrope parfaitement plane sont dues à von Kármán; elles s'écrivent:

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

en introduisant par commodité l'opérateur laplacien

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

Les tensions de membrane dans l'âme se déduisent de la fonction de tension par les formules classiques d'Airy

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

Marguerre a étendu en 1934 ces équations au cas de plaques présentant une légère courbure initiale, puis SOPER [14] au cas des plaques orthotropes légèrement courbes, puis SKALoud et DONEA [56] au cas des plaques présentant des tensions résiduelles, puis LEPIC [28] au cas des plaques en régime élastoplastique.

On donne ci-dessus les équations valables pour le comportement élastique de plaques isotropes présentant une légère courbure initiale w_0 , et des tensions

résiduelles caractérisées par la fonction de tension φ_0 , qui suffira pour la discussion de ce rapport.

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

Le travail de pionnier dans l'application de la théorie non-linéaire au comportement des âmes est celui de BERGMAN [8]. Des résultats importants ont été obtenus par ALEXEEV [1], BROUDE [10, 11], VOLMIR [62] et par les chercheurs tchèque SKALoud ([13, 54 à 59]) et slovaque DJUBEK [17].

Ils montrent clairement qu'il existe une réserve de résistance très importante dans les âmes minces à cadre rigide. La principale critique qu'on peut adresser aux calculs exécutés par la plupart des auteurs précités est que, s'ils tiennent compte de la rigidité extensionnelle $E\Omega$ du cadre entourant la plaque, ils supposent tous, par contre, que la rigidité flexionnelle EI est infiniment grande, ce qui fournit des résultats trop optimistes et par conséquent non réalistes. ROCKEY et SKALoud annoncent une étude dans laquelle la rigidité flexionnelle sera prise en compte dans les calculs.

La grosse difficulté est de vaincre les difficultés mathématiques quasi-insurmontables qui se présentent dès qu'on veut étudier réalistiquement l'interaction entre la plaque membrane et son cadre raidisseur. A ce propos, l'auteur recommanderait plutôt des méthodes par différences finies ou par éléments finis, bien adaptées aux ordinateurs, plutôt que les méthodes analytiques utilisant des développements en séries de Fourier.

Comme la théorie non-linéaire a comme but essentiel de prédire la ruine, il faut choisir un critère de ruine. SKALoud [13] a discuté ce problème en détail; il conclut que, pour définir l'état limite des âmes, on peut admettre que l'effet des pointes de tension s'annule dans le domaine plastique et déterminer l'état limite en se basant sur les tensions de membrane seulement.

Les expériences montrent que la ruine des panneaux d'âme est souvent précédée de déformations plastiques importantes, de sorte que l'application de la théorie non-linéaire *élastique* pour prédire le stade de ruine peut être contestée.

Quoi qu'il en soit, les résultats principaux des applications de la théorie non-linéaire faites jusqu'ici sont les suivants:

1. La réserve de résistance postcritique est d'autant plus grande que la minceur (b/e) de l'âme est grande;

2. Toutes choses égales d'ailleurs, elle croît avec la rigidité du cadre (membrures + raidisseurs) limitant le panneau d'âme. Ceci justifie la règle de rigidité minimum des membrures déduite par ROCKEY de ses recherches expérimentales.

3. La théorie [59] confirme les conclusions déduites par l'auteur de ses expériences [33, 36], à savoir que:

- a) le raidisseur strictement rigide (γ^*) fléchit régulièrement avec l'âme dans le domaine postcritique;
- b) pour obtenir un raidisseur restant rigide jusqu'au voisinage de la ruine de la poutre entière, il faut multiplier sa rigidité relative stricte γ^* par 3.

4. Il n'est cependant pas prouvé que des raidisseurs restant rectilignes jusqu'aux environs de la ruine sont les meilleurs. SKALLOUD propose comme critère d'optimisation [57] que l'ensemble plaque-raideurs ait, pour une résistance ultime donnée, un prix minimum.

5. En attendant les recherches plus poussées, SKALLOUD et l'auteur ont proposé [13] diverses règles simples mais empiriques de dimensionnement, conduisant à une économie appréciable vis-à-vis des règles sur la théorie linéaire.

6. Les études théoriques de BROUDE [10] concernant le comportement non-linéaire des panneaux d'âme présentant une flèche initiale amènent à la conclusion que d'une part, on peut admettre en service des tensions σ_{max} égales à 1,1 fois les tensions critiques données par la théorie linéaire; d'autre part, une flèche initiale normale (c'est-à-dire égale aux trois-dixièmes de l'épaisseur) entraîne des surtensions de l'ordre de $\sigma_{max}/0,89$.

BROUDE conseille donc d'admettre pour les âmes des poutres soudées industrielles des tensions égales à $1,1 \sigma_{cr} \cdot 1/0,89 \approx \sigma_{cr}$. Les Normes Soviétiques sont basées sur ces études et admettent un coefficient de sécurité égal à un pour des poutres soumises à des charges statiques au droit desquelles sont placés des raidisseurs transversaux.

Pour les poutres de ponts roulants, parcourus par des charges mobiles, les Règles russes sont plus prudentes.

Le professeur TESAR a signalé à l'auteur que des fissures de fatigue horizontales ont été relevées en Tchécoslovaquie dans les âmes de poutres soudées de ponts roulants, à quelque distance sous le cordon de soudure âme-semelle.

La possibilité de créer des fissures de fatigue dans l'âme de poutres à âme mince a été démontrée expérimentalement par HALL et STALLMEYER [21] et ce phénomène doit être étudié en détail si l'on veut exploiter en service la résistance postcritique des âmes.

8. L'approche américaine

A partir de 1957, l'Université Lehigh a entrepris de nouveaux essais à grande échelle ([2, 3]) sur poutres à âme mince, avec comme objectif d'arriver à développer des règles de dimensionnement simples garantissant une résistance à la ruine déterminée.

Les recherches ont d'abord porté sur des poutres ne comportant que des raidisseurs transversaux. Elles ont conduit à une théorie semi-empirique inspirée de la théorie du champ de tension diagonal de WAGNER, et due à

BASLER et THÜRLIMANN ([4, 5, 6]). Cette théorie ayant été largement diffusée, on se bornera à en donner les principes directeurs, tandis que, pour l'application détaillée, on renvoie au Règlement de l'A.I.S.C.

8.1. Résistance à la flexion

BASLER et THÜRLIMANN constatent [4], après ROCKEY [42], que le voilement de la partie comprimée de l'âme a pour effet de diminuer fortement la capacité de cette partie à transmettre les tensions de compression. C'est pourquoi ils admettent qu'à la ruine, tout se passe comme si une partie de la zone comprimée disparaissait, ce qui a pour résultat d'abaisser l'axe neutre (Fig. 8.1).

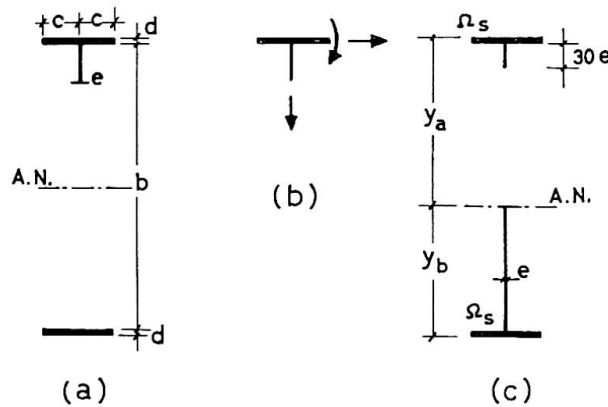


Fig. 8.1

D'autre part, la courbure de la poutre provoque des pressions transversales de la semelle sur l'âme; en écrivant que l'âme doit être juste capable de résister à ces pressions, ils trouvent comme minceur limite de l'âme la formule

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

qui donne, dans le cas de l'acier doux, $b/e = 360$. Ils développent également des formules contrôlant la résistance, au flambement par torsion et au déversement, du profil de la semelle comprimée et du tronçon d'âme effectif.

8.2. Résistance au cisaillement

BASLER [5] admet qu'à la ruine, l'état de tension dans l'âme résulte de la superposition de deux champs:

- un champ de cisaillement pur $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_{cr}$ ayant la valeur donnée par la théorie linéaire du voilement;

- b) un champ de tension diagonal «à la Wagner» surimposé à ce premier champ, dans lequel existent des tractions inclinées de l'angle φ sur l'horizontale (Fig. 8.2).

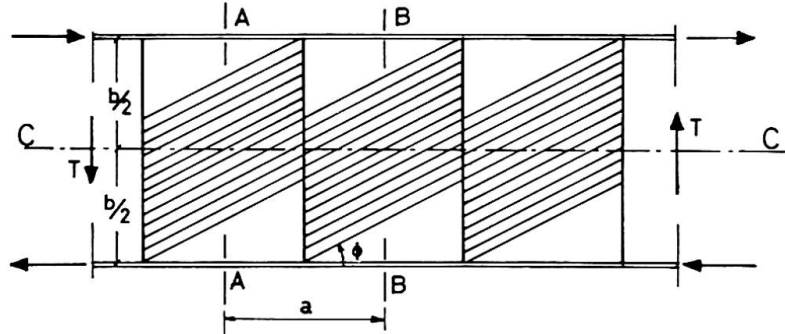


Fig. 8.2

Les développements mathématiques conduisent, pour la valeur ultime de l'effort tranchant, à la formule simple

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

où $R_e'' = R_e/\sqrt{3}$ est la limite d'élasticité au cisaillement pur, $\alpha = a/b$ le rapport des côtés du panneau et $T_p = R_e'' b e$ l'effort tranchant produisant la plastification complète de l'âme.

Un des mérites des expériences américaines est d'avoir mis en évidence la nécessité d'ancrer le champ de tensions diagonal dans les panneaux d'extrémité (où l'effort tranchant maximum), par l'emploi d'un raidisseur renforcé.

8.3. Résistance à la flexion plus cisaillement

Pour tenir compte de l'effet simultané de la flexion et du cisaillement, BASLER [6] propose (Fig. 8.3) la loi d'interaction

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

où Ω_a est la section de l'âme

$M_p = R_{ez} = 1,10 M_e$, le moment plastique

$M_e = R_e I/v$, le moment élastique maximum

$M_s = R_e b \Omega_s$, le moment repris par les semelles plastifiées.

La loi précédente se traduit par la figure 8.3 qui montre que la valeur de l'effort tranchant T déterminée par la formule 8.2 n'est pas affectée tant que le moment reste inférieur à la valeur M_e .

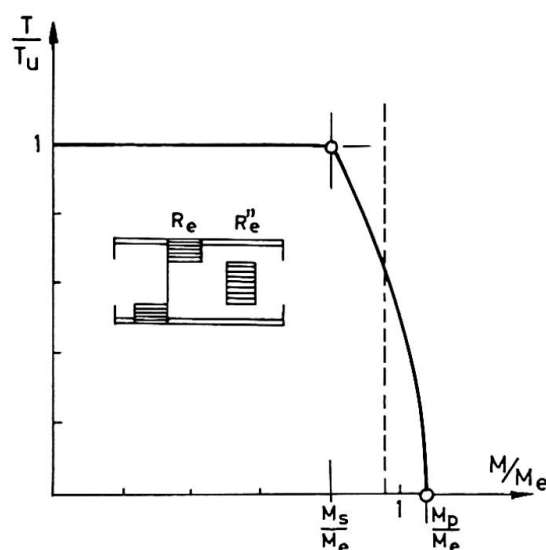


Fig. 8.3

8.4. Extensions de la méthode américaine de dimensionnement

La méthode de dimensionnement développée par BASLER et THÜRLIMANN a été adoptée dans les Normes Américaines de l'A.I.S.C. Elle est simple et est en bon accord avec les expériences entreprises par ces auteurs. Etant donné que plusieurs paramètres de la théorie ont dû être ajustés pour donner cet accord, il serait utile de confronter cette théorie avec les essais exécutés par d'autres auteurs.

Les défauts majeurs de l'approche américaine sont:

1. de n'être applicable qu'à des poutres sans raidisseurs longitudinaux, alors que les grands ponts européens sont tous munis de plusieurs raidisseurs de ce genre;

2. d'être étroitement liée à la forme classique en double té de la section droite; son application au dimensionnement de poutres à membrures et raidisseurs tubulaires donnerait des solutions exagérément lourdes.

Le premier des défauts ci-dessus a été pallié par une nouvelle série de recherches de l'Université Lehigh ([15, 16, 20]) entrepris sur des poutres possédant un raidisseur longitudinal. COOPER [15] étend la méthode de BASLER-THÜRLIMANN en admettant (Fig. 8.4) que des champs de tension diagonale séparés naissent dans chacun des sous-panneaux séparés par le raidisseur longitudinal.

Les essais ont montré que le raidisseur longitudinal ne reste effectif jusqu'à la ruine que si sa raideur relative γ est un multiple de la valeur théorique γ^* . Si le rapporteur est bien d'accord avec Cooper sur ce point, il lui semble que des investigations supplémentaires – et, en particulier, la comparaison de la nouvelle méthode de dimensionnement avec l'ensemble des résultats expérimentaux connus – sont nécessaires avant qu'on puisse avoir pleine confiance

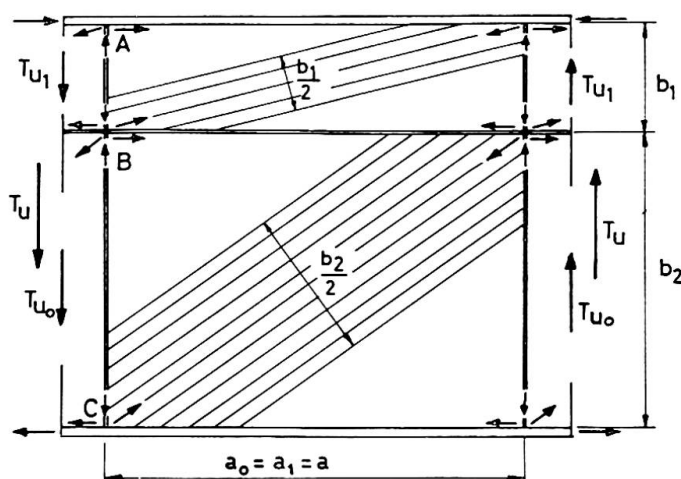


Fig. 8.4

dans un modèle de ruine qui paraît un peu sommaire pour des poutres à un raidisseur longitudinal et le serait davantage encore pour celles qui en possèdent plusieurs.

9. Conclusions

1. La théorie linéaire du voilement a atteint un grand degré de développement; elle a permis la réalisation sûre de ponts à âme pleine de grande portée; les données numériques devraient être complétées pour des plaques encastrees sur leurs bords, renforcées par des raidisseurs tubulaires.

Cette théorie a l'avantage d'être d'application immédiate à toutes les structures formées de tôles planes, y compris par exemple les ponts en caisson et les ouvrages hydrauliques. Elle convient pour des structures où le danger de fatigue est déterminant, mais elle ne fournit pas une structure optimisée vis-à-vis de la ruine statique élastoplastique.

2. La tendance actuelle est à l'établissement d'une théorie suffisamment simple et permettant d'évaluer avec sécurité la charge de ruine de la poutre; cette théorie doit être complétée par des règles garantissant un fonctionnement satisfaisant en service et excluant tout danger de fatigue.

Cette tendance est générale, non seulement dans les constructions métalliques, mais aussi dans celles en béton armé et précontraint (travaux du C.E.B. et de la F.I.P.) et correspond aux progrès récents dans les domaines du calcul plastique et de l'analyse de la notion de sécurité.

3. Les équations de la théorie non-linéaire du voilement sont connues, mais des données numériques pour les cas réels de l'encadrement déformable sont très difficiles à obtenir et sont largement insuffisantes à l'heure actuelle. La théorie non-linéaire a pour le moment comme principal mérite de montrer qu'on peut adopter des coefficients de sécurité variables avec la minceur de la plaque et éventuellement inférieurs à l'unité. L'extension de cette théorie au

voilement élasto-plastique, qui conduirait à une prédiction tout à fait précise de la charge de ruine, est encore dans l'enfance.

4. La théorie américaine paraît suffisamment contrôlée expérimentalement pour les poutres sans raidisseurs longitudinaux. Pour celles à un raidisseur longitudinal, des essais et recherches théoriques supplémentaires sont nécessaires. Pour celles à nombreux raidisseurs longitudinaux, qui sont couramment employées en Europe, il n'existe pas encore de solution à la ruine.

10. Recommandations pour les recherches futures

De l'avis du rapporteur, il serait particulièrement utile d'investiguer les problèmes suivants:

1. Etude des poutres à âme courbe ou pliée, dépourvue de raidisseurs, sauf au droit des fortes charges concentrées, en vue surtout de la mise au point de processus de fabrication économique.

2. Enquête sur les fissures de fatigue qui auraient pu être observées dans l'âme aux environs des raidisseurs dans les grands ponts à âme pleine;

3. Extension des essais de fatigue de HALL et STALLMEYER à des poutres comportant des raidisseurs horizontaux;

4. Etude de la possibilité, par une séquence judicieuse des opérations de soudage ou par des opérations de chauffage localisé (coups de chalumeaux par exemple) de créer des champs de tensions résiduelles stabilisant les panneaux d'âme.

5. Essais jusqu'à la ruine sur poutres à raidisseurs diagonaux.

6. Problèmes de voilement pour des poutres dont l'âme est faite d'un acier de moins haute résistance que les semelles; idem pour des âmes formées de panneaux d'acier de résistance différente;

7. Recherches sur la possibilité d'augmenter la résistance ultime des âmes planes en leur donnant une déformation initiale adéquate (par exemple des bossages emboutis tels que ceux préconisés par JUNGBLUTH [22]).

8. Recherches pour arriver à une méthode de dimensionnement à la ruine des poutres munies de plusieurs raidisseurs longitudinaux.

9. Nouvelles recherches sur le mode d'action des raidisseurs longitudinaux placés d'un seul côté de l'âme. (Une étude conjointe de Rockey et Skaloud est annoncée sur ce point.)

10. Recherches sur des poutres à âme en métal déployé.

11. Recherches sur le voilement de l'âme sous l'effet combiné de la flexion du cisaillement, et d'une force concentrée appliquée à la semelle supérieure (poutres de pont roulant), en tenant compte de l'effet raidisseur du rail du pont roulant.

11. Remerciements

En terminant ce rapport, l'auteur désire remercier ses collègues les professeurs B.M. BROUDE, P.B. COOPER, KIREENKO, K. KLÖPPEL, W.H. MUNSE, K.C. ROCKEY, M. SKALLOUD, J. STALLMEYER, R.N. WRIGHT, qui ont bien voulu lui faire part de leurs travaux en cours.

Il adresse ses remerciements tout particuliers au professeur A. TESÁR de la Haute Ecole Technique de *Bratislava*, qui l'a aidé à mettre au point la présent Rapport, surtout en ce qui concerne l'apport des chercheurs de l'Europe de l'Est, durant un séjour qu'il a fait dans le service de l'auteur à l'Université de Liège.

Bibliographie

- [1] S. ALEXEEV: Travail postcritique des plaques élastiques (en russe). Journal «Les mathématiques appliquées et la mécanique» de l'Institut de Mécanique de l'Académie des Sciences de l'U.R.S.S., Vol. XX, pp. 673–679, 1956.
- [2] K. BASLER et B. THÜRLIMANN: Essais de voilement sur poutres à âme pleine. 6e Congrès A.I.P.C., Public. Préliminaire, pp. 907–920, Stockholm 1960.
- [3] K. BASLER, YEN BUNG-TSEN, J. A. MÜLLER, B. THÜRLIMANN: Web buckling tests on welded plate girders. Bulletin of the Welding Research Council, No. 64, 63 pp., Septembre 1960. (Cet article contient une bibliographie très complète du problème du voilement de l'âme, comprenant 274 entrées.)
- [4] K. BASLER et B. THÜRLIMANN: Strength of plate girders in bending. Proc. A.S.C.E., Journal Structural Div. St. 6, pp. 153–181, Août 1961.
- [5] K. BASLER: Strength of plate girders in shear. – Proc. A.S.C.E., Journal Structural Div., St. 7, pp. 151–180, Octobre 1961.
- [6] K. BASLER: Strength of plate girders under combined bending and shear. – Proc. A.S.C.E., Journal Structural Div., St. 7, pp. 181–197, Octobre 1961.
- [7] K. BASLER: New provisions for plate girders design – 1961 Proceedings of the American Institute of Steel Construction.
- [8] ST. BERGMANN: Behavior of buckled rectangular plates under the action of shearing forces. Doctoral Thesis et Report of the Inst. of Struct. Engineering and bridge building. Stockholm 1948.
- [9] F. BLEICH: Buckling strength of metal structures. Mc. Graw Hill, 1952.
- [10] B. M. BROUDE: L'état critique des poutres en acier (en russe) – Chapitre 8: l'influence de la courbure initiale sur le comportement de l'âme pleine, pp. 190–214, 1953.
- [11] B. M. BROUDE: La stabilité des plaques (en russe), dans le journal: La mécanique des constructions et le calcul des bâtiments, No 6, pp. 35–46, 1961.
- [12] BÜRGERMEISTER et H. STEUP: Stabilitätstheorie, Vol. I et II, éditeur: Akademie-Verlag Berlin, 1963.
- [13] F. CAMPUS et CH. MASSONNET, éditeurs: Colloque International sur le Comportement post-critique des plaques utilisées en construction métallique. Liège, Institut du Génie Civil, 175 p., 1963.
 1. Introduction to the post-buckling behaviour of flat plates (W. T. KOITER).
 2. Le critère de l'état limite des plaques et des systèmes de plaques (M. SKALLOUD).
 3. Relative Advantages of buckling resistant and post-buckling structures (F. R. SHANLEY).
 4. Applications to the design of the web of large plate girders:

4.1. present state of knowledge (CH. MASSONNET).

4.2. Design principles proposed by MM. MASSONNET and SKALoud (M. SKALoud).

4.3. Static strength of plate girders (B. THÜRLIMANN).

Tous les rapports sont suivis d'une discussion, généralement en anglais.

- [14] W. G. SOPER: J. Appl. Mech., pp. 444-448, 1958.
- [15] P. B. COOPER: Bending and shear strength of longitudinally stiffened plate girders. Fritz Engineering Laboratory, Report No 304.6, Lehigh University, 140 p., septembre 1965.
- [16] M. A. D'APICE and P. B. COOPER: Static bending tests on longitudinally stiffened plate girders. Fritz Eng. Laboratory, Report No 304.5, Lehigh University, 62 p., avril 1965.
- [17] J. DJUBEK et R. KOELNAR: Riesenic nelinearnych úloh teorie stihlych stien (variacionymi meto-
dani), 259 p., Vydavateľstvo Slovensky Akademie VIED, Bratislava, 1965.
- [18] CH. DUBAS: Le voilement de l'âme des poutres fléchies et raidies au cinquième supérieur. Mémoires A.I.P.C., Vol. 14, pp. 1 à 12, 1964.
- [19] F. STÜSSI et CH. P. DUBAS: Le voilement de l'âme des poutres fléchies avec raidisseur au cin-
quième supérieur. Mém. A.I.P.C., Vol. 18, pp. 214-248, 1958.
- [20] D. J. FIELDING et P. B. COOPER: Static shear tests on longitudinally stiffened plate girders. Fritz Eng. Laboratory. Report No 304.7, Lehigh University, 56 pp., décembre 1965.
- [21] L. R. HALL and J. E. STALLMEYER: Thin web girder fatigue behavior as influenced by boundary
rigidity. Civ. Engineering Studies, Structural Res. Series No 278, Univ. of Illinois, Urbana, Ill.
January, 1964.
- [22] O. JUNGBLUTH: Die Kaltverfestigung, ein Weg zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit im Stahl-
bau. – Beiträge aus Statik und Stahlbau, Vol. Anniversaire du Professeur K. KLÖPPEL, Stahl-
bau-Verlags GmbH, Köln, 1961.
- [23] O. A. KERENSKY, A. R. FLINT and W. C. BROWN: The basis for design of beams and plate
girders in the revised British Standard 153, Proc. Inst. Civil Engineers, 1956.
- [24] K. KLÖPPEL et J. SCHEER: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Berlin, éd. W. ERNST und
Sohn, 1960.
- [25] K. KLÖPPEL et K. H. MÖLLER: Ein Beitrag zur Erhöhung der Beulwerte längsausgesteifter
Rechteckplatten durch entsprechende Verteilung der Steifen. Der Stahlbau, Vol. 34, p. 303, 1965.
- [26] C. KOLLBRUNNER und M. MEISTER: Ausbeulen. Springer-Verlag, Berlin, 1958.
- [27] A. LAZARD: Communication personnelle à l'auteur.
- [28] U. LEPIC: L'équilibre des plaques minces élastiques et plastiques à grande flèche (en russe).
Recueil d'ingénieurs, Vol. XXIV, 1956.
- [29] E. LONGBOTTOM and J. HEYMAN: Experimental verification of the strengths of plate girders
designed in accordance with revised B.S.153: Tests on full-size and on model plate girders.
Proc. Inst. Civ. Eng., 1956.
- [30] H. LOUIS: Le Pont de Commerce sur la Meuse à Liège.
- [31] CH. MASSONNET: La stabilité de l'âme des poutres munies de raidisseurs horizontaux et solli-
citées par flexion pure. Mém. A.I.P.C., Vol. 6, pp. 234-246, 1940.
- [32] CH. MASSONNET: Recherches expérimentales sur le voilement de l'âme des poutres à âme pleine.
Bull. Centre Etudes Liège, Vol. 5, pp. 67-240, 1951 et Publ. Préliminaire 4e Congrès A.I.P.C.,
Cambridge-Londres, pp. 539-555, 1952.
- [33] CH. MASSONNET: Essais de voilement sur poutres à âme raidie. – Mém. A.I.P.C., Vol. 14,
pp. 125-186, 1954.
- [34] CH. MASSONNET, G. MAZY et A. TANGHE: Théorie générale du voilement des plaques rectangu-
laires orthotropes, encastrees ou appuyées sur leur contour, munies de raidisseurs parallèles
aux bords à grandes rigidités flexionnelle et torsionnelle. Mémoires de l'A.I.P.C., Vol. XX,
pp. 223 à 262, 1960.
- [35] CH. MASSONNET: Stability Considerations in the design of plate girders. Proc. A.S.C.E., Journal
Structural Div., Vol. 86, pp. 71-97, January, 1960.
- [36] CH. MASSONNET, E. MAS et H. MAUS: Essais de voilement sur deux poutres à membrures et
raidisseurs tubulaires. Mém. A.I.P.C., Vol. 22, pp. 183-228, 1962.

- [37] CH. MASSONNET: Notes Techniques de la Commission Belge pour la Construction Métallique, 1952. Notes B-13.2, C-11 et C-10. Fabrimétal éditeur, Bruxelles.
- [38] K. C. ROCKEY: The design of the Webplates of Light Alloy Plate Girders. Preliminary publication 5th Congress, Int. Assoc. for Bridge and Struct. Eng., Lisbon, pp. 609-621, 1956.
- [39] – The behaviour of Webplates of Plate Girders subjected to Pure Bending. (Conjoint with F. JENKINS). The Struct. Eng., Vol. XXXV, No 5, May 1957, pp. 176-189.
- [40] – Plate Girder Design. Flange-Stiffness and Webplate Behaviour. Engineering Vol. 184, No. 4789, December 1957, pp. 788-792.
- [41] – Shear Buckling of a web reinforced by vertical stiffeners and a Central Horizontal Stiffener. Int. Assoc. for Bridge and Struct. Eng., Vol. 17, 1957, pp. 161-171.
- [42] – Web buckling and the design of webplates. The Struct. Engineer., Vol. XXXVI, No. 2, February 1958, pp. 45-60.
- [43] – The buckling of a Plate girder web under pure bending when reinforced by a single longitudinal stiffener. (Conjoint with D. M. A. Leggett.) Proc. Inst. Civ. Engs., Vol. 21, pp. 161-188, January 1962.
- [44] – Shear buckling of clamped and simply supported infinitely long plates reinforced by transverse stiffeners. (Conjoint with I. T. Cook.) Aero. Quarterly, Vol. XIII, pp. 41-70, February 1962.
- [45] – Shear buckling of clamped and simply supported infinitely long plates reinforced by transverse stiffeners and a central longitudinal stiffener. (Conjoint with I. T. Cook.) Aero. Quarterly, Vol. XIII, pp. 95-114, May 1962.
- [46] – Shear buckling of clamped and simply supported infinitely long plates reinforced by closed section transverse stiffeners. (Conjoint with I. T. Cook.) The Aero. Quarterly, Vol. XIII, August 1962, pp. 212-222.
- [47] – Aluminium Plate Girders. Paper presented at the Symposium: Aluminium in Structural Engineering, held by the Institution of Structural Engineers. June 1963, published in Proceedings of Symposium, June 1964, pp. 80-98.
- [48] – Shear buckling of Rectangular plates with mixed boundary Conditions. (Conjoint with I. T. Cook.) Aero. Quarterly, Vol. XIV, pp. 349-356, Novembre 1963.
- [49] – Optimum reinforcement by two longitudinal stiffeners of a plate subjected to pure bending.
- [50] – Influence of the torsional rigidity of transverse stiffeners upon the shear buckling of stiffened plates. (Conjoint with I. T. Cook.) Aero. Quarterly, Vol. XV, pp. 198-202, May 1964.
- [51] – The buckling under Pure Bending of a Plate Girder Web reinforced by Multiple longitudinal Stiffeners. (Conjoint with I. T. Cook.) The Int. Journ. of Solids and Structures, 1965, Vol. 1, pp. 147-156.
- [52] – Shear buckling of clamped infinitely long Plates. – Influence of Torsional Rigidity of transverse stiffeners. (Conjoint I. T. Cook.) Aero. Quarterly, Vol. XVI, pp. 92-95, February 1965.
- [53] – Influence of the Torsional Rigidity of transverse stiffeners upon the shear buckling of stiffened Plates. – Further solutions. (Conjoint with I. T. Cook.) University College of Swansea, Engineering Department, Report C/R/2/64.
- [54] H. J. SCHRÖTER: Kolloquium am Lehrstuhl für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt. Der Stahlbau, B Vol. 34, Cahier 5, p. 159, 1965.
- [55] M. SKALoud: Pokriticka pevnost sten ocelovych nosniku (Comportement post-critique des âmes des ponts à âme pleine). – Livre écrit en tchèque avec résumé détaillé en allemand. N ČSAV, Prague, 1962.
- [56] M. SKALoud et J. DONEA: Comportement postcritique des âmes à tensions résiduelles. Mém. A.I.P.C., Vol. 23, pp. 293-320, Zürich 1963.
- [57] M. SKALoud: Comportement post-critique des âmes comprimées uniformément et renforcées par des raidisseurs longitudinaux. – Acier/Stahl/Steel, No. 4, pp. 193-198, 1964.
- [58] M. SKALoud: Effet d'une courbure initiale sur le comportement post-critique d'une âme comprimée uniformément et renforcée par un raidisseur longitudinal. Acier/Stahl/Steel, No. 5, pp. 249-254, 1965.
- [59] M. SKALoud, J. DONEA et CH. MASSONNET: à paraître dans les Mém. A.I.P.C., Vol. 26, 1966.

- [60] E. Z. STOWELL, G. I. HEIMERL, CH. LIBOVE et E. E. LUNDQUIST: Buckling stresses for flat plates and sections. Proc. A.S.C.E., Journ. Struct. Div. 1951. Discussion de ce mémoire en décembre 1962.
- [61] S. P. TIMOSHENKO and J. M. GERE: Theory of elastic stability, 2^e édition, McGraw Hill, 1961.
- [62] A. S. VOLMIR: Biegsame Platten und Schalen, VEB, Verlag für Bauwesen, Berlin, 447 p., 1962.
- [63] G. WÄSTLUND and ST. BERGMAN: Buckling of webs in deep steel I-girders. Rep. Inst. Struct. Engineering and bridge bldg., Stockholm, 206 p., 1947 et Mém. A.I.P.C., Vol. 8, p. 291, 1947.
- [64] L. ZETLIN: Elastic instability of flat plates subjected to partial edge loads. Proc. A.S.C.E., Journ. Engng. Mech. Div. paper No 795, 24 p., 1955.
- [65] U.S.S.: Design and Engineering Seminar – 1964 – Steels to match your Imagination. 106 pages, 1964.
- [66] J. F. DOOLEY: On the torsional Stiffness of closed-section web stiffeners. International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 7, pp. 183–196, 1965.

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 Steges¹⁾.

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

¹⁾ 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)

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

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 γ^* 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 γ^* -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 σ und τ , 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, beeinflußt¹⁾. 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].

¹⁾ 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 φ 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 φ_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 (γ^*) 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 γ^* mit etwa 3 multiplizieren.

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

5. In Erwartung gründlicherer Forschungen hat SKALOUD 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 σ_{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 Mindeststegdick 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 φ 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: Ω_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 γ ein Vielfaches des theoretischen Wertes γ^* 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.

IIc

Thin-Walled Deep Plate Girders

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

1. Introduction

There has been a marked increase, during these last few years, in the use, in wide-span steel bridges, of plate girders which outclass lattice girders from the aesthetic point of view and in regard to ease of construction—by manual or automatic welding—and of maintenance, and consequently of resistance to corrosion.

The record span for these bridges is still held by the continuous girder bridge over the Save, in Belgrade, constructed in 1956 by the Société M.A.N., with a span of 260 m and a web depth of 9.6 m over the inner bearings, with a thickness of 14 mm (which gives a b/e ratio = 685). Considerably wider spans have been achieved in suspension bridges with stiffening plate girders, and designs with simple girders exceeding 300 m span were submitted in recent competitions for bridges over the Rhine (see various articles on this subject in the journal "Der Stahlbau").

The bridges hitherto constructed generally comprise single-web or box girders, seldom girders with double web plates. High-strength steel (A 52) has been employed in several instances, and this has necessitated the solution of new technological problems connected with the welding [30]. There is an increasing tendency towards the use of steels of different strengths, in order to reduce costs while at the same time complying with the essential requirements as regards stiffness [65]. There is nothing to prevent the utilisation, in these bridges, of very high strength steels of the American type T 1, nor to the simultaneous use of different grades of steel, in order to achieve the maximum economy.

2. Development of the Shape of the Cross-Section

The shape usually adopted, even today, is that of a double T, which is very easily constructed, by welding, from steel sheets and wide flats. Economy, however, necessitates the employment of very thin sheets, because the web is generally excessive for withstanding the shearing force. But sheet steel is not efficient as a member for withstanding buckling, and hence there arose, quite naturally, the idea of utilising sandwich sheets, with a honeycomb or light concrete core. No solution of this kind appears to have been found, so far, which is competitive with the plate type of web, but rapid advances in bonding and in the utilisation by folding of cold-rolled thin sheets allows us to hope that there will be developments of this kind in the near future.

For girders of small or medium span, the cutting out of the web into perforated shapes by means of oxy-acetylene cutting, makes it possible to construct castellated beams (with or without the insertion of additional web panels) from rolled sections, a subject that we shall not discuss in the present Report.

For wide-span girders, there have been successively advocated (Brotton) a girder with a web of variable thickness (fig. 2.1 a) and (Dörnen, Radojkovic) a girder with a tubular flange which can be constructed by means of thin-walled angles (fig. 2.1 b) or better still (MASSONNET [36]) from a trapezoidal section of folded sheet steel, in order to obviate welding over the zone of segregated metal of the angle, or lastly the conventional section strengthened by welded oblique flat bars (the section employed in Eastern European countries according to Professor Tesár).

Section a) possesses the advantages of a reduction in the height of that part of the web in danger of buckling and of a lessening of the equivalent tensile stress

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

at the flange junction.

Sections b), c) and d), in addition to the two foregoing advantages, also have that of a tubular flange with a considerable torsional stiffness which forms a practically perfect recess for the insertion of the horizontal edges of the web panels and furthermore possesses a marked flexural rigidity, so that—with the transverse stiffeners, which are generally tubular—it forms a rigid framework capable of withstanding the membrane stresses which develop in the web for stresses greater than the critical buckling stress.

The present author has demonstrated theoretically [34] and experimentally [36] the superiority of section c) over the conventional section. It is, in fact, possible to develop, in girders of this system, bending moments that are 8% greater than the *plastic moment* (corresponding to the *bi-rectangular* distribution of the stresses), provided that the girder is protected against any lateral

warping or buckling of the compressed flange, with distortion of the cross-section, by adequate bracing members.

The main problem in this field seems to be the perfecting of economical methods of fabrication.

The above sections mark a definite improvement on the conventional double-T section, but constitute a partial palliative only for the fundamental problem of buckling of the web.

At the Symposium on the post-buckling behaviour of plates, which was held in Liège at the end of 1962 [13], SHANLEY showed that, from the purely constructional point of view—that is to say, leaving aside the question of economy—it is always advisable to give preference to a structure stressed below its critical load of instability over a structure stressed in the post-buckling range; he advocated webs made of very thin sheet steel folded in triangular or trapezoidal shapes (fig. 2.2a) and b)], which are fully resistant to buckling and to the shearing stresses due to the shear force. As drawbacks of this system, we may mention the enhanced cost of fabrication and the fact that the web is incapable of withstanding the flexural stresses, owing to the “concertina” effect.

In 1964, at the request of the S.A. Cockerill-Ougrée, the present author tested, in his laboratory, models of four different types of girders with thin webs (depth 400 mm, thickness 1 mm):

- 1) corrugated sheet with transverse corrugations;
- 2) corrugated sheet with longitudinal corrugations;
- 3) flat sheet and corrugated sheet with transverse corrugations, spot welded;
- 4) flat sheet and corrugated sheet with longitudinal corrugations, spot welded.

Certain of these models gave results that were to some extent unsatisfactory, because the spot welding had not been done properly and had given way prematurely. Nevertheless, it was possible, in well fabricated models, to reach the elastic limit throughout the web without buckling (fig. 23).

Girders with a web folded in a broken line (fig. 2.2) have also been employed recently in Belgium.

Rockey has informed the present author of the forthcoming publication of a report on girders with webs made of corrugated sheets.

3. Problems arising in Connection with the Optimum Design of Large Girders with thin Webs

The design of a plate-web girder, when the constructional arrangements that have been made obviate any risk of instability, is elementary; it is based on the well-known bending formula of Navier $\sigma = My/I$ and on the elementary shearing equation of Jourawski $\tau = TS/Ie$, combined with one of the criteria of plasticity of Tresca or of von Mises which give the respective equivalent stresses

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

The main problem is therefore to prevent any instability phenomena; these phenomena are of three types:

- 1) local buckling of the flange under compression,
- 2) warping of the girder;
- 3) buckling of the web¹⁾.

In actual fact, these three phenomena are interconnected and it is incorrect to consider them separately; in particular, the destruction of plate girders of the conventional type always occurs as the result of the collapse of the compressed flange (which is in the plastic state) combined with buckling of the adjacent web panel, the collapse of the flange being accelerated by the membrane stresses which the web panel in its post-buckling state exerts on its framework.

In the case of girders with webs made of flat sheets, an additional danger arises, the reality of which was demonstrated by the fatigue tests of HALL and STALLMEYER [21]; it is the rupture of the web by alternating flexural fatigue at its junction with its rigid framework. We shall make further reference to this phenomenon during the discussion of buckling tests (paragraph 5).

4. Design and Stiffening of Webs in Accordance with the Linear Theory of Buckling

The linear theory of buckling assumes, as does the conventional theory of the bending of plates, that:

- 1) the plate is, initially, perfectly flat;
- 2) its middle layer, when buckling occurs, undergoes transverse displacements w that are slight in relation to the thickness e (that is to say, practically $w \leq 0.3e$); it then exhibits a well-defined critical buckling stress, which can be calculated, either by means of the equation due to Saint-Venant (1886)

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

or by means of the energy method of Raleigh-Ritz.

¹⁾ An additional problem arises in connection with girders over which moving loads travel, such as the girders of a travelling crane, namely the problem of local buckling due to the action of a considerable concentrated load applied to the upper flange. The most recent theoretical contribution to this problem is that due to ZETLIN [64]; it does not take into account, however, the distribution of the stresses brought about by the upper flange. This distribution was analysed by Girkmann in his book "Flächentragwerke".

Timoshenko has made the greatest contributions to the development of this theory, which is described in all the standard manuals on instability [61, 9, 26, 12]. He has, in particular, developed the theory of stiffened webs and introduced the concept of the *strictly rigid stiffener*. The relative stiffness γ^* of this stiffener is the smallest value of $\gamma \equiv EI/bD$ for which the stiffener remains rectilinear when buckling takes place (fig. 4.1). During the last twenty years, additional results have been obtained by the research workers of the N.A.C.A. [60], P. DUBAS [18], KLÖPPEL [24, 25], MASSONNET [31, 34], ROCKEY [38 to 51], STÜSSI and DUBAS [19], etc.

Klöppel has made the greatest contribution to the practical application of this theory by writing a book [25] containing a large number of design nomographs (obtained by the energy method by means of an I.B.M. 704 computer) for rectangular plates supported at their four edges, provided with open-section stiffeners and subjected in their plane to bending or shearing stresses, or a combination of these stresses.

The webs of large plate-girder bridges constructed since 1945 by the Germans have generally been designed in accordance with this theory, with a safety coefficient of 1.35 with respect to buckling.

The book by Klöppel and Scheer contains the values of the buckling coefficients, both for panels with flexible stiffeners ($\gamma < \gamma^*$) and for those provided with rigid stiffeners ($\gamma > \gamma^*$).

According to the information he has given to the present writer, Klöppel has in preparation a book that will supplement the manual [25] by providing:

- a) new tables relating to plates with one and with two transverse stiffeners;
- b) new tables for plates stiffened in the longitudinal direction by a series of uniformly spaced stiffeners, and provided, in addition, with one or two transverse stiffeners;
- c) a method making it possible, in the case of plates subjected to composite bending, to achieve practically continuous stiffening by a series of longitudinal stiffeners, by spacing them unevenly in a transverse direction in accordance with the intensity of the stresses;
- d) details regarding the design of transverse stiffeners bounding a plate for various values of the longitudinal stiffening.

In Belgium, the present writer developed, from 1948 to 1954, a similar method of design [37]. On the basis of his tests, he recommended that the safety factor for buckling by bending should be reduced to 1.15, but that, on the other hand, the theoretical optimum rigidity γ^* of the stiffeners should be multiplied by a coefficient k varying, according to the mode of stress, from 3 to 6, in order to ensure that the stiffeners should remain practically rectilinear until the collapse of the girder was approached.

The present writer would now tend to agree to slightly exceeding the critical stresses in service by accepting a minimum safety coefficient of 0.8. ROCKEY [42] expressed similar views, as long ago as 1958, by accepting stresses equal

to 1.5 times the critical tension. In bending plus shear the maximum permissible stresses σ and τ acting simultaneously would be limited by the relationship

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 = 2.25 \quad (4.2)$$

The majority of the theoretical researches, including Klöppel's tables, are based on the simplifying hypothesis that the web plate is simply supported on its four edges. In a theoretical study, the present author and his co-workers [34] have shown how it was possible to increase the stability of the web by 100 to 200% by tailing it in at its edges. However, the numerical results obtained on an I.B.M. 650 computer are very incomplete and should be supplemented. The theoretical predictions are in good agreement with the tests to destruction carried out on two beams 1.20×18 m with tubular flanges and stiffeners [36]. It must be pointed out, however, that the estimation of the torsional rigidity by the formula due to Bredt

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

is optimistic because it neglects the distortion of the stiffener. DOOLEY has shown [66] that the true torsional stiffness may be 25% less than that calculated in this manner.

Some studies of girders stabilised by tubular stiffeners have been made by ROCKEY [46, 50, 52 and 53], who states that research is in progress to render it possible to determine the rational stiffening of plate webs subjected to shear and provided with transverse and longitudinal tubular stiffeners.

5. Lessons to be Drawn from Tests to Destruction on Models of Plate Girders with Thin Webs

The first important tests to destruction to be carried out on welded girders were those of WÄSTLUND and BERGMAN [63] and these were followed, in chronological order, by the experiments of MASSONNET [32, 33, 36], ROCKEY [38, 42, 49], etc., LONGBOTTOM and HEYMAN [29], BASLER and THÜRLIMANN [2, 3], COOPER et al. [15, 16, 20].

The main conclusions of all these tests are closely similar and may be summarised as follows:

1) the phenomenon of web buckling is a continuous phenomenon, gradually damped down by membrane stresses. It in no way resembles the buckling of bars subjected to compressive stresses. The web plates always exhibit unfore-

seeable initial buckles and it is frequently impossible to detect experimentally a critical load on the deflection-load curves.

2) In the post-buckling range, the web plate supports the loads elastically, while undergoing increasing transverse deformations, the distribution of which depends mainly on the initial deformations of the plate. The elastic range fixed by the ratio P/P_{cr} is the more extensive the thinner is the web plate (e/b lower) and the greater is the R_e/E ratio of the metal (where R_e is the yield stress). The present writer has observed, in steel girders, an elastic range up to $P/P_{cr} = 2.8$ [31] and ROCKEY [38], on aluminium alloy girders found values of the order of 4.

3) The load causing collapse has no correlation with the critical buckling load; if there are no longitudinal stiffeners, an incomplete diagonal tension field, which subjects the flanges to bending stresses, becomes established in the girder. The load resulting in destruction is consequently greatly influenced by the rigidity of the framework provided by the flanges and the stiffeners¹⁾. For thin webs ($b/e \approx 500$), the ratio P_{ult}/P_{cr} may reach 4 for mild steel girders [31] and 8 for light alloy girders [38].

4) The distribution of the bending stresses over the depth of the cross-section differs to a fairly marked extent (particularly in the region under compression) from the bitriangular distribution of Navier [42, 2, 3, 4].

5) The longitudinal stiffeners designed in accordance with the linear theory of buckling, to remain strictly rigid ($\gamma = \gamma^*$) bend as soon as the load is applied and particularly in the post-buckling range [33]. Let us term the load for which the ratio $w_{stiffener} : w_{maximum}^{plate}$ passes through a minimum value, the "limiting load of efficiency" of the stiffener. In order to obtain a limiting load of efficiency in the vicinity of the load causing collapse of the girder, it is necessary to employ stiffeners with a relative rigidity of $\gamma = k\gamma^*$, where k depends on the position of the stiffener and is at least equal to 3.

6) In addition, the experiments have also shown the danger of fastening the longitudinal stiffener by discontinuous weld beads (local buckling between two successive beads), of employing as stiffeners flat bars that are too thin (local plastic buckling of the stiffener) and of employing stiffeners made of a milder grade of steel than the steel of the girder (for example, stiffeners made of A 37 steel for a girder made of A 52 steel) because such stiffeners enter into the plastic state prematurely.

7) Finally, the experiments show that the behaviour of stiffeners placed on

¹⁾ ROCKEY [42] has shown that, if the flanges give way, fewer buckling blisters are observed and they are much less deep. He recommended, for the minimum moment of inertia of the flanges, the formula:

$$\frac{I}{b^3 e_{min}} = 0.00035 \left[\frac{P}{P_{cr}} - 1 \right] \left(1 \leq \frac{P}{P_{cr}} \leq 4 \right).$$

He has stated that he is engaged, with R. D. MARTIN, on a study to supplement his previous paper and with SKALoud on an investigation to study more especially the effect of flexibility of the flange on behaviour at the point of collapse.

one edge is complicated. The width of the strip of web co-operating in the bending of the stiffener is not well understood, but seems, from unpublished tests of the present writer, to be of the order of 20 times the thickness of the web.

6. Application of the Linear Theory of Buckling

The majority of experts agree nowadays that, although the linear theory gives reliable structures, it does not provide economical solutions.

This theory may be justified from the point of view of the theory of permissible stresses, but gives us no information regarding the actual safety of the structure as regards collapse. It is based entirely on the necessity of obviating a phenomenon (buckling) which is not, in itself, a source of any danger, since it is immediately arrested by the development of membrane stresses.

In particular, the rules regarding the rigidity and the spacing of the stiffeners, which follow from the concept of the strictly rigid stiffener in view of the idea of achieving uniform safety in all the partial sub-panels, do not lead to an optimum girder as far as resistance to collapse is concerned.

Following the practice that has long been accepted in aircraft construction (Wagner, Kuhn) and in the field of structures made of cold-formed thin steel sheets (G. WINTER), attention is being directed towards finding more economical dimensions giving both a satisfactory behaviour in service (transverse deflections limited so as to be invisible to the naked eye, taking into account the possibility of fatigue) and an adequate collapse load.

Thus, after a century, there is a tendency to revert to the designs of the English constructors of 1850 who subjected the steel sheets of their tubular bridges to stresses in the post-buckling range, as is shown by the calculations made in France by the S.N.C.F. (French national railways) in connection with the repairs to the bridge over the Lot at Aiguillon which was designed by the famous English bridge builder R. STEPHENSON [27].

The present writer is consequently of the opinion that the linear theory of buckling, although preparing the way for the non-linear theory that we are about to discuss, has to some extent hindered technical progress by the inaccurate description that it gives of the phenomenon of buckling.

7. The Non-Linear Theory of Buckling and its Application to the Problem of the Design of the Webs of Large Girders with Thin Web Plates

The non-linear theory is, in reality, a theory of moderate deformations; it takes into account the extension of the middle fibre but assumes low values for the slopes $\partial w/\partial x$, $\partial w/\partial y$ in order to make their sine and tangent equal to the angle itself and their cosine equal to unity.

The basic equations for a perfectly flat isotropic plate are due to Kármán; they may be written:

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

by introducing for convenience the Laplace operator

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

The membrane stresses in the web are derived from the stress function by the well-known equations of Airy

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

In 1934, Marguerre extended these equations to the case of plates having a slight initial curvature, then SOPER [14] extended them to the case of slightly curved orthotropic plates, SKALoud and DONEA [56] to the case of plates exhibiting residual stresses, and finally LEPIC [28] to the case of plates in an elastoplastic state.

The equations that hold good for the elastic behaviour of isotropic plates having a slight initial curvature w_0 , and residual stresses characterised by the stress function φ_0 , which will be sufficient for the discussion of this report, are given below

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

The pioneer work in the application of the non-linear theory to the behaviour of web plates is that of BERGMAN [8]. Important results have been obtained by ALEXEEV [1], BROUDE [10, 11], VOLMIR [62], the Czech research worker SKALoud ([13, 54 to 59]) and the Slovak investigator DJUBEK [17].

They show quite clearly that there is a considerable reserve of strength in thin web plates with a rigid framework. The chief criticism that can be made of the calculations carried out by the majority of the above-mentioned authors is that, although they take into account the extensional rigidity $E\Omega$ of the framework surrounding the plate, on the other hand, they all assume that the flexural rigidity EI is infinitely great, which gives over-optimistic results that are consequently not realistic. ROCKEY and SKALoud state that they are engaged on a paper in which the flexural rigidity will be taken into account in the calculations.

The great problem is to overcome the almost unsurmountable mathematical

difficulties that arise as soon as an attempt is made to study realistically the interaction between the membrane plate and its stiffening framework. In this connection, the present author would recommend methods by finite differences or by finite elements, particularly suitable for computers, rather than analytical methods utilising developments of Fourier series.

As the chief aim of the non-linear theory is to predict collapse, a collapse criterion must be selected. SKALLOUD [13] has discussed this problem in detail; he comes to the conclusion that, in order to define the limiting state of the web, it may be assumed that the effect of the peak stresses is reduced to zero in the plastic range and the limiting state may be determined on the basis of the membrane stresses alone.

Tests show that the collapse of web plates is often preceded by considerable plastic deformations, so that the application of the *elastic* non-linear theory for predicting the stage of collapse may be contested.

However this may be, the principal results of applications of the non-linear theory made so far are as follows:

1) The reserve of post-buckling strength is the greater the more marked is the slenderness (b/e) of the web.

2) All other things being equal, it increases with the stiffness of the framework (flanges + stiffeners) bounding the web plate. This justifies the rule of minimum rigidity of the flanges deduced by Rockey from his experimental researches.

3) The theory [59] confirms the conclusions termed by the present writer from his experiments [33, 36], namely that:

- a) the strictly rigid stiffener (γ^*) steadily undergoes deflection with the web in the post-buckling range;
- b) in order to obtain a stiffener that remains rigid until the point of collapse of the entire girder is approached, its strict relative rigidity, γ^* must be multiplied by 3.

4) However, it has not been proved that stiffeners which remain rectilinear until collapse is approached are the best. SKALLOUD suggests [57] as criterion of optimisation that the plate-stiffeners assembly should, for a given ultimate strength, have a minimum cost.

5) While awaiting the results of more far-reaching researches, SKALLOUD and the present author have suggested [13] various simple but empirical design rules, resulting in considerable saving as compared with rules based on the linear theory.

6) The theoretical studies of BROUDE [10] relating to the non-linear behaviour of web plates exhibiting an initial deflection lead to the conclusion, firstly, that, in service, stresses σ_{max} equal to 1.1 times the buckling stresses given by the linear theory may be assumed and, secondly, a normal initial deflection (equal to threetenths of the thickness) gives rise to total stresses of the order of $\sigma_{max}/0.89$.

BROUDE therefore advises that for the web plates of industrial welded plate girders, stresses equal to $1.1 \sigma_{cr} \cdot 1/0.89 \approx \sigma_{cr}$ should be accepted. Soviet standard specifications are based on these studies and assume a safety factor of one for girders subjected to static loads with transverse stiffeners located at the points of application.

For the girders of travelling cranes, traversed by moving loads, the Russian rules are more cautious.

Professor TESÁR has informed the present writer that horizontal fatigue cracks have been detected in Czechoslovakia in the web plates of welded plate girders of travelling cranes, a short distance from the web-flange weld bead.

The possibility of creating fatigue cracks in the webs of plate girders with thin web-plates has been demonstrated experimentally by HALL and STALLMEYER [21] and this phenomenon should be studied in detail if it is desired to take advantage in service of the post-buckling strength of the web plates.

8. The American Approach

Since 1957, Lehigh University has been engaged on further large-scale tests [2, 3] on plate girders with thin webs for the purpose of endeavouring to work out simple design rules ensuring a pre-determined resistance to collapse.

The research work was concerned initially with girders comprising only transverse stiffeners. It led to a semi-empirical theory suggested by Wagner's theory of a diagonal stress field, and due to BASLER and THÜRLIMANN [4, 5, 6]. As this theory has been widely disseminated, we shall confine ourselves to indicating its governing principles, while referring our readers, for its detailed application, to the specifications of the American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.).

8.1. Bending strength

BASLER and THÜRLIMANN [4] observe, after ROCKEY [42], that the buckling of the compressed part of the web plate has the effect of markedly diminishing the capacity of this part for transmitting compressive stresses, and that is why they assume that, on collapse, everything happens as though a part of the compressed region was disappearing, as a result of which the neutral axis is lowered (fig. 8.1).

Moreover, the curvature of the girder gives rise to transverse forces of the flange on the web plate; by stating that the web plate should be just capable of withstanding these forces, they find, as the limiting slenderness of the web, the formula

$$\frac{b}{e} = \frac{0.48 E}{\sqrt{R_e (R_e + R_r)}} \quad (8.1)$$

which gives, in the case of mild steel, $b/e = 360$. They also develop equations governing the resistance to torsional buckling and to warping of the section formed by the flange under compression and the effective portion of the web.

8.2. Shear strength

BASLER [5] assumes that, on collapse, the stress condition in the web plate results from the superposition of two fields:

- a) a field of pure shear $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau_{cr}$ having the value given by the linear theory of buckling;
- b) a "Wagner" type diagonal stress field, superimposed on this first field, in which there are tensile stresses inclined at an angle φ to the horizontal (fig. 8.2.).

The mathematical developments lead, for the ultimate value of the shear force, to the simple expression

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

where $R_e'' = R_e/\sqrt{3}$ is the elastic limit in pure shear, $\alpha \equiv a/b$ is the ratio of the sides of the plate and $T_p = R_e'' b e$ is the shear force producing complete plasticisation of the web.

One of the merits of the American experiments is that they revealed the necessity for anchoring the diagonal stress field in the end panels (where the shear force is at a maximum) by the use of a reinforced stiffener.

8.3. Bending strength plus shear strength

In order to take into account the simultaneous effect of bending and shear, BASLER [6] suggests (fig. 8.3) the interaction equation

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

where Ω_a is the cross-section of the web

$M_p = R_{ez} = 1.10 M_e$, the plastic moment

$M_e = R_e I/v$, the maximum elastic moment

$M_s = R_e b \Omega_s$, the moment taken up by the plasticised flanges.

The foregoing equation finds expression in fig. 8.3 which shows that the value of the shear force T determined by equation 8.2 is not affected as long as the moment remains below the value M_e .

8.4. *Extensions of the American method of design*

The method of design developed by Basler and Thürlimann has been adopted in the American Standard Specifications of the A.I.S.C. It is simple and is in good agreement with the experiments carried out by these authors. In view of the fact that several parameters of the theory have had to be adjusted in order to bring about this agreement, it would be advisable to compare this theory with the results of the tests carried out by other authors.

The major defects of the American method of approach are:

1) that it is only applicable to girders without longitudinal stiffeners, whereas the large European bridges are all provided with several stiffeners of this type,

2) that it is closely connected with the conventional double-T shape of the cross-section, so that its application to the design of girders with tubular flanges and girders would result in structures of excessively heavy weight.

The first of the above-mentioned drawbacks has been palliated by a fresh series of researches by Lehigh University [15, 16, 20] carried out on girders possessing a longitudinal stiffener. COOPER [15] extends the method of BASLER and THÜRLIMANN by assuming (fig. 8.3) that separate incomplete diagonal tension fields arise in each of the sub-panels separated by the longitudinal stiffener.

Tests have shown that the longitudinal stiffener only remains effective until collapse provided that its relative stiffness γ is a multiple of the theoretical value γ^* . Although the reporter is fully in agreement with Cooper on this point, it does seem to him that additional investigations and, in particular, a comparison of the new method of design with the whole of the known experimental results, are necessary before it is possible to have complete confidence in a collapse model which appears to be somewhat inadequate for girders with one longitudinal stiffener and would be still more so for girders possessing several such stiffeners.

9. Conclusions

1. The linear theory of buckling has reached a high degree of development; it has made possible the reliable construction of wide-span plate-girder bridges. The numerical data require to be supplemented for plates built-in along their edges and strengthened by tubular stiffeners.

This theory has the advantage of being immediately applicable to all structures made from flat sheets, including for example, box-girder bridges and hydraulic constructions. It is suitable for structures where the risk of fatigue is a determinant factor, but it does not provide a structure that is optimised as regards elasto-plastic static collapse.

2. The present tendency is towards establishing a theory that is sufficiently simple and capable of estimating with safety the load that would cause collapse

of the girder. This theory must be supplemented by rules ensuring satisfactory operation in service and excluding any risk of fatigue.

This tendency is general, not only in steel construction, but also in reinforced concrete and prestressed concrete structures (work of the C.E.B. and the F.I.P.) and corresponds to recent progress in the fields of plastic calculation and the analysis of the conception of safety.

3. The equations of the non-linear theory of buckling are known, but the numerical data for actual cases of deformable framework are very difficult to obtain and are totally inadequate at the present time. The principal merit of the non-linear theory is, for the moment, to show that it is possible to adopt safety factors that are variable with the thinness of the plate and are, if necessary, less than unity. The extension of this theory to elasto-plastic buckling, which would lead to a thoroughly accurate prediction of the load causing collapse, is still in its early stages.

4. The American theory appears to be sufficiently verified experimentally for girders without longitudinal stiffeners. For those with one longitudinal stiffener, additional tests and theoretical researches are necessary. For girders with a large number of longitudinal stiffeners which are currently employed in Europe, no solution up to the point of collapse is yet available.

10. Recommendations for Future Researches

In the opinion of the reporter, it would be particularly advisable to investigate the following problems:

1. Study of plate girders with curved or folded webs, but devoid of stiffeners, except at points where heavy loads are concentrated, particularly with a view to developing economic methods of fabrication.

2. Inquiry into any fatigue cracks that may have been observed in the web in the vicinity of the stiffeners in large bridges with plate girders.

3. Extension of the fatigue tests of Hall and Stallmeyer to girders comprising horizontal stiffeners.

4. Study of the possibility of creating, by a judicious sequence of welding operations or by localised heating operations (with a welding torch, for example), residual stress fields stabilising the web plates.

5. Tests to destruction on girders with diagonal stiffeners.

6. Problems of buckling in the case of girders in which the web is made of steel having less strength than that of the steel used for the flanges and similarly in the case of webs formed of plates of steel with different strengths.

7. Researches into the possibility of increasing the ultimate strength of flat web plates by giving them an adequate initial deformation (for example, pressed bosses such as those advocated by JUNGBLUTH [22]).

8. Researches in order to develop a method of design for girders fitted with several longitudinal stiffeners.

9. New researches into the mode of action of longitudinal stiffeners located on one side only of the web. (A joint study on this point by Rockey and Skaloud is foreshadowed.)

10. Researches into plate girders with expanded metal webs.

11. Researches into the buckling of the web under the combined action of bending, shear and a concentrated force applied to the upper flange (girders of travelling cranes) taking into account the stiffening effect of the rails of the travelling cranes.

11. Acknowledgments

In concluding this report, the author wishes to thank his colleagues, Professors B.M.BROUDE, P.B.COOPER, KIREENKO, K.KLÖPPEL, W.H.MUNSE, K.C.ROCKEY, M.SKALoud, J.STALLMEYER, and R.N.WRIGHT, who kindly informed him of the work they had in progress.

He would like to express his special thanks to Professor A.TESÁR, of the Bratislava Institute of Technology, who assisted him in drafting the present report, particularly in regard to the contributions of research workers from Eastern Europe, during a visit he paid to the author's department in the University of Liège.