

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

Band: 4 (1952)

Rubrik: BII1: Problems in steel building construction

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 10.01.2025

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

BII 1

Light-gauge (thin-walled) steel structures for buildings in the United States of America

Les éléments en tôle mince dans la construction des immeubles aux Etats-Unis

Dünnwandige Leicht-Profil-Stahlkonstruktionen als Bauelemente in den Vereinigten Staaten von Amerika

DR. GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York

INTRODUCTION

Light-gauge steel structures are composed of members which are made of hot-rolled sheet or strip steel 0.03 to 0.15 in. thick (Nos. 22 to 9, U.S. gauge). They are cold-formed in rolls or pressbrakes and connected by spot or seam welds, screws, bolts, cold rivets or other special devices. This construction is very widely used in the United States; (a) where moderate loads and spans make heavy, hot-rolled members uneconomical, and (b) where it is desired that load-carrying members also provide useful surfaces, such as in wall and floor panels and in roof decks. A few of the many current shapes are shown in fig. 1. Many millions of square feet of panels and decks and tens of thousands of tons of light-gauge framing are installed yearly, despite the continued shortage of sheet steel. This development has taken place within approximately the last ten years, although the structural use of sheet steel for special purposes, such as corrugated sheet and industrial roof deck, is considerably older.

Ordinary design methods for conventional steel structures must be modified in order to account for the special problems which arise from the small thickness of light-gauge members. The *Specification for the Design of Light Gauge Structural Members*, issued by the American Iron and Steel Institute in 1946 is now the recognised design standard in the United States. (For brevity this document will henceforth be referred to simply as the Specification.) A second, enlarged edition is in preparation at the time of writing. This Specification is largely based on research work carried out at Cornell University, by the writer and his associates, for the Steel Institute continuously since 1939. In the following, a brief discussion is given of the most important features of this Specification, with extensive references to more detailed

information. In addition to the Specification, the Steel Institute, in 1949, published a *Light Gauge Steel Design Manual* which, in addition to the Specification, contains supplementary information on a number of important design features and properties of a variety of common structural shapes.^{1, 2} Other countries too are now beginning the preparation of design specifications for such structures.^{3, 4}

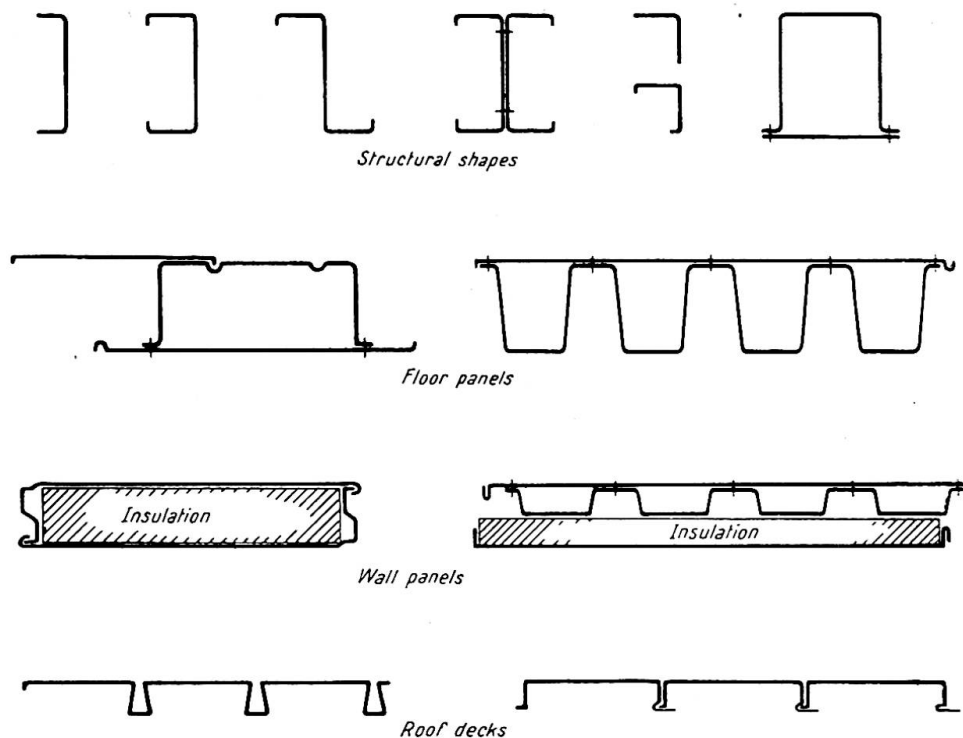


Fig. 1. Some current light-gauge steel structural shapes (panel and deck sections of H. H. Robertson Co., Detroit Steel Products Co., and Truscon Steel Co.)

MATERIALS AND SAFETY FACTOR

Various qualities of steel are used, the most common of which are standardised in American Society for Testing Materials Standards.⁵ These standards prescribe minimum yield point, ultimate strength, percentage elongation, thickness tolerances, chemical composition and other properties to ensure the required strength, ductility and weldability. In view of this variety of materials the Specification is made to apply to the entire range of structural sheet and strip steel. For this purpose permissible stresses, in all cases, are given not as definite numbers but as explicit functions of the guaranteed yield point which makes the requirements applicable to any grade of ductile steel. For convenience, numerical values are given for the most commonly used steel, A.S.T.M. grade C.

Whereas the A.I.S.C. Specification for conventional steel construction contains a basic factor of safety of 1.65, the Specification for light-gauge steel members is based on a factor of 1.85. This is so because the specified thickness tolerances for sheet and strip steel, in percentages, are necessarily larger than for hot-rolled, conventional shapes. Since strength and rigidity are proportional to thickness, a member whose thickness happens to be at the lower limit of allowable tolerances will show a greater

¹ For references see end of paper.

strength deficiency in light-gauge than in conventional steel structures. This difference is covered by the larger safety factor.

The *durability* and *fire-resistance* of structures made of such steel, if adequately protected, have been established by extensive investigation.^{6, 7}

The main design features peculiar to thin-walled construction are due to the relatively large b/t -ratios of the component plate elements (b =flat width between stiffening elements or from stiffener to free edge, t =sheet thickness). If not properly designed, elements of this kind will buckle locally if subject to compression, bending in their plane, or shear. In addition the torsional rigidity of thin-walled members is relatively low, which requires special provisions for bracing. Finally, the types of connections used in light-gauge work and their behaviour are different from those in conventional steel structures.

LOCAL BUCKLING

For *plate elements in compression* it is important to distinguish between the critical stress⁸

$$\sigma_{cr} = kE \left(\frac{t}{b} \right)^2 \dots \dots \dots (1)$$

at which, according to the small deflection theory, an originally flat sheet starts buckling, and the actual, ultimate strength

$$\sigma_{ave.max} = \frac{P_{ult}}{A} = \frac{b_e t \sigma_y}{A} = \frac{A_e \sigma_y}{A} \dots \dots \dots (2)$$

which exceeds σ_{cr} the more the smaller the fraction σ_{cr}/σ_y (see ref. 8). In eqn. (1), k depends on conditions of loading and restraint; in eqn. (2), P_{ult} =ultimate load, A =area, A_e =effective area= $b_e t$. σ_y =yield point and b_e is known as the "effective width." This effective width, a device first developed by Th. von Karman⁸ and long used in aircraft design, accounts for the fact that at stresses higher than σ_{cr} , i.e. in the post-buckling range, stresses are non-uniformly distributed, as shown on fig. 2, for a stiffened element. The value of b_e is so defined that the combined area of the two rectangles of that figure is equal to the area under the actual stress curve.

With regard to local buckling one must distinguish between "stiffened elements," i.e. plates which are stiffened by webs or other suitable means along both edges parallel to the compression force, and "unstiffened elements" which are stiffened only along one such edge, the other being unsupported. Extensive tests⁹ have shown that in *stiffened elements* the wave-like distortions at stresses between σ_{cr} and $\sigma_{ave.max}$ are of rather moderate magnitude and not objectionable at design stresses. For this reason, for such elements, the Specification provides the design according to eqn. (2). Elaborate tests^{9, 10, 11} have shown that a safe expression for the effective width for stiffened light-gauge steel elements is

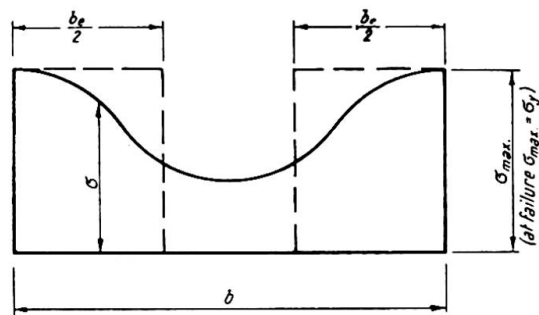


Fig. 2. Post-buckling stress distribution and effective width of stiffened compression plate

$$b_e = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0.475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{max}}} \right) \dots (3)$$

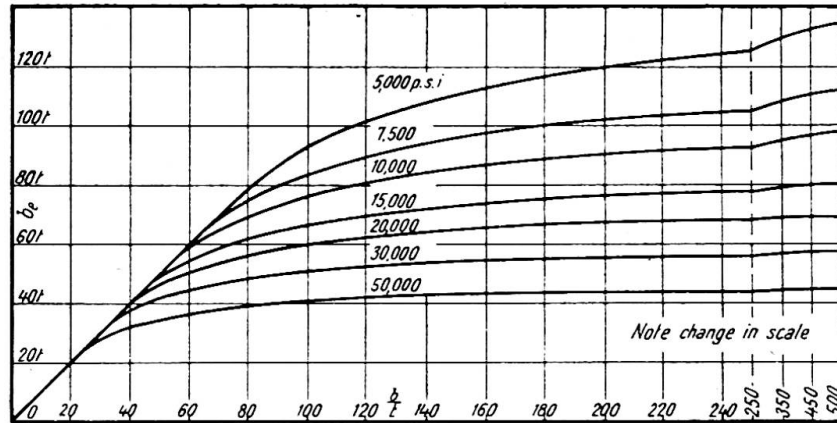


Fig. 3. Effective width chart for stiffened steel compression plates

A design chart used in the Specification and constructed from eqn. (3) is given in fig. 3.

The plate reaches the limit of its carrying capacity when $\sigma_{max} = \sigma_y$. Below that value b_e decreases gradually with increasing σ_{max} as a consequence of which the neutral axis of beams with thin compression flanges is located below the geometrical centroid and changes its location with increasing stress. Hence, effective cross-sectional properties such as area, moment of inertia, etc., are not constant for a given shape but depend on load.^{9, 10, 11} For determining deflections at design loads, the effective width and the corresponding moment of inertia are simply computed for the design stress. With regard to carrying capacity, on the other hand, the Specification stipulates that yielding shall not occur at loads below 1.85 times the design load. At that higher load, with correspondingly higher stresses, the effective width is smaller than at design loads. Consequently, for determining carrying capacities it is necessary to compute effective widths and corresponding sectional properties (area, moment of inertia, section modulus, etc.) for a stress equal to the design stress times 1.85.

In *unstiffened elements* likewise $\sigma_{ave,max}$ exceeds σ_{cr} ; i.e. post-buckling strength is present. However, in contrast to stiffened elements, the wave-like flange distortions at stresses higher than σ_{cr} are so severe,⁹ particularly for larger b/t -ratios, that elements in that stress range are not regarded as structurally useful even though their carrying capacity may not yet have been reached (fig. 4). Yet, this strength reserve beyond σ_{cr} enables one to adapt the working stresses in such a manner that, for large b/t -ratios, the design stress is just barely below σ_{cr} . This avoids large local distortions at design stresses and provides the necessary reserve strength in the form of the post-buckling strength of the member. Accordingly (fig. 5), in the Specification allowable stresses for unstiffened elements with $b/t < 12$ are equal to the yield point divided by the safety factor, 1.85. For $b/t = 12$ to 30 a straight-line relation is used which, at $b/t = 30$, provides a permissible stress equal to σ_{cr} divided by 1.85. Finally, for $b/t = 30$ to 60 a different straight-line relation is used which provides a permissible stress equal to σ_{cr} at $b/t = 60$. Unstiffened elements with b/t larger than 60 were found to be too flexible and vulnerable in erection to be of practical interest.

COMPRESSION MEMBERS

Special methods are required for defining permissible stresses for thin-walled *compression members (columns)* since such members can fail either by local buckling, or by simple column buckling as in conventional structures, or by a combination of

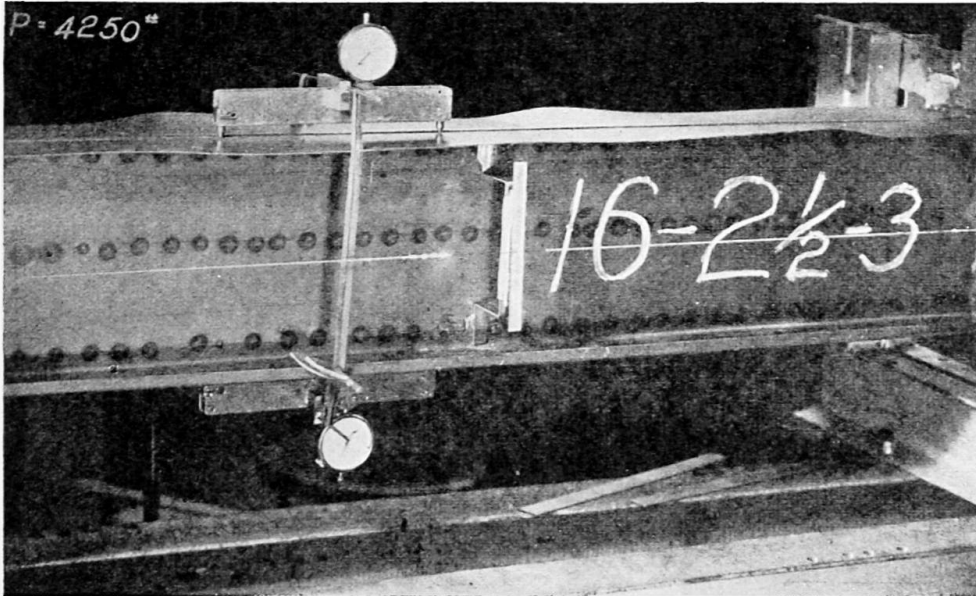


Fig. 4. Distortion of unstiffened compression flange at load of 4,250 lb. (failure load 4,970 lb.)

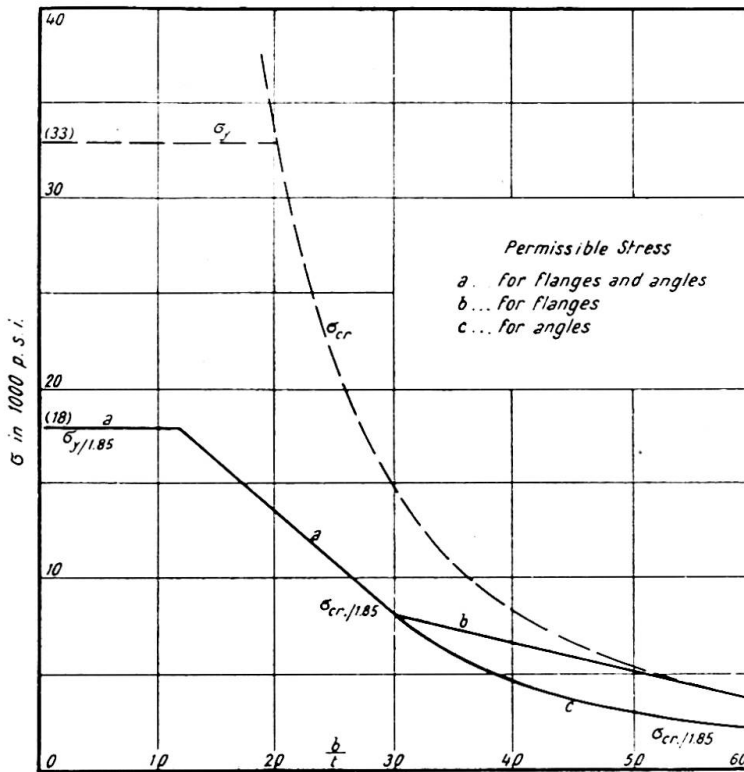


Fig. 5. Permissible design stresses for unstiffened compression elements

these two modes. The basic column curve used in the Specification consists of two branches: for the range of large L/r an Euler hyperbola for hinged ends

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{n(L/r)^2} \dots \dots \dots (4)$$

and for the range of small L/r a parabola

$$\frac{P}{A} = \frac{\sigma_y}{n} - \frac{\sigma_y^2}{4n\pi^2 E} (L/r)^2 \dots \dots \dots (5)$$

whose vertex at $L/r=0$ is σ_y/n and which is tangent to the Euler hyperbola at $L/r = 24,000/\sqrt{\sigma_y}$. A safety factor $n=2.16$ was used in these formulae. Eqns. (4) and (5) are merely conveniently simple expressions which closely fit the more rational secant formula with a degree of imperfection $e/s=0.25$ (see ref. 8) and a safety factor of 1.72. Hinged ends were assumed because many customary types of light-gauge connections are not capable of providing an amount of rotational end restraint comparable to that furnished by the riveted or welded connections of conventional steel structures.

In order to provide for the possibility that failure may occur by local buckling at stresses lower than those of eqns. (4) and (5), these expressions must be correspondingly modified. For extremely short columns ($L/r=0$ in the limit) it is clear that, in the absence of local buckling, the ultimate load $P_{0\text{ ult}}=A\sigma_y$. Hence, for such a column, the average stress P/A at failure is σ_y . On the other hand, if such a column is composed of thin, stiffened elements, then according to eqn. (2) its average stress at failure is $\sigma_{ave.max}=(A_e/A)\sigma_y$. Hence, for $L/r=0$, its ultimate strength is reduced in the ratio

$$Q = \frac{\sigma_{ave.max}}{\sigma_y} = \frac{A_e}{A} \dots \dots \dots (6)$$

Q obviously depends on the dimensions of the cross-section and is known as a form factor. Consequently, the column formula, eqn. (5), can be made to apply to members subject to local buckling if in both of its terms σ_y is replaced by $Q\sigma_y$. This results in the following equation for low L/r :

$$\frac{P}{A} = \frac{Q\sigma_y}{n} - \frac{(Q\sigma_y)^2}{4n\pi^2 E} (L/r)^2 \dots \dots \dots (5a)$$

The curve of this equation is tangent to the Euler curve, eqn. (4), at $L/r=24,000/\sqrt{Q\sigma_y}$. The expression for large L/r , eqn. (4), generally does not need modification for local buckling, since at these high L/r -values the mean stress P/A is so low that local buckling will not occur. This procedure, as just explained, applies to columns composed of stiffened elements, such as box-shapes. For columns consisting of unstiffened elements, such as angles, or of a mixture of both types, such as channels, Q must be defined in a correspondingly different manner. Though this procedure is too

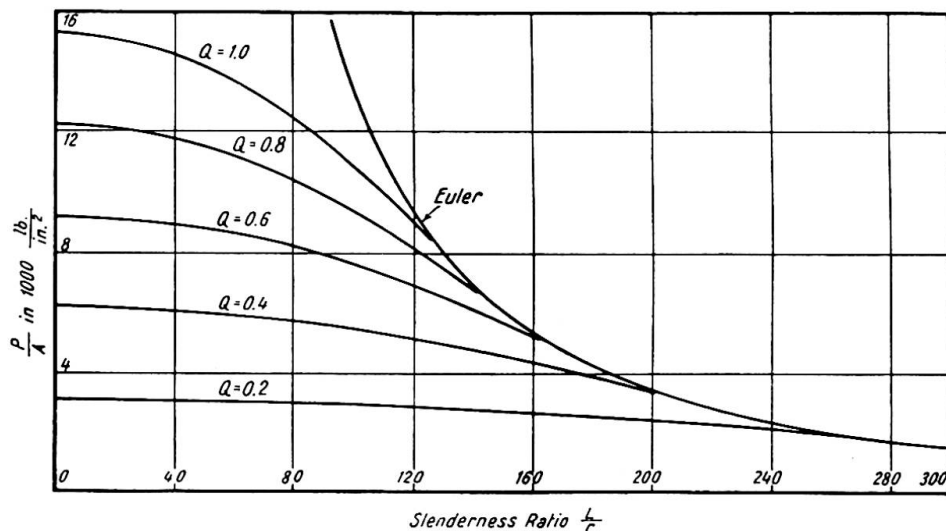


Fig. 6. Permissible column design stresses (yield point = 33,000 psi.)

lengthy to be explained in these brief pages, the principle of determining Q is the same as just described for stiffened elements.

It is seen that the possibility of local buckling necessitates the use of a family of column curves for various values of Q instead of a single curve as in conventional steel structures. The corresponding curves are shown on fig. 6.

Buckling of thin-walled compression members can occur not only in a manner which involves simple bending, for which eqns. (4) and (5) apply, but also by a combination of bending and torsion. It was found that within the range of practical light-gauge members this possibility seems to exist only for angle sections. For such members the torsional buckling stress is practically identical with the plate buckling stress of its legs, eqn. (1). Consequently, such members with $b/t < 30$ are safe against torsional buckling if the permissible stresses are determined as previously discussed for unstiffened elements. In the range $b/t = 30$ to 60 such safety is provided if the permissible stress, from eqn. (1), is σ_{cr}/n (see fig. 5). For angle sections the form factor Q is determined on this basis.

A special type of compression member very common in light steel framing is known as a *wall-braced stud*. Light-gauge steel walls are of two types: (a) all-steel panels with interior or exterior insulation or (b) walls consisting of conveniently spaced individual studs faced on both sides by non-metallic, insulating wall materials such as fibre board, gypsum plank, plywood or the like. In the latter case the studs are usually of I or channel shape, with major axis parallel to the wall, and with wall material attached to both flanges at definite intervals by nails, screws or special devices. To utilise to the full the carrying capacity of such members it is necessary to prevent them from buckling in their weak direction, i.e. parallel to the wall, so that buckling, if any, is forced to occur about their strong axis. If the wall material is sufficiently strong and rigid and attachments are appropriately spaced, these materials furnish the necessary support to prevent buckling parallel to the wall. Tests of customary wall materials¹⁸ have shown that their load-deformation relation is reasonably linear, except at high loads. Such wall-braced studs, consequently, can be regarded with satisfactory approximation as compression members on intermediate elastic supports.⁸ For buckling, if any, to occur about the major axis, i.e. perpendicular to the wall, the following conditions must be met:

- (a) The spacing of wall board attachments must be small enough to prevent buckling parallel to the wall between attachments.
- (b) The modulus of elastic support furnished by the wall boards at the points of attachment, for the given spacing, must be sufficient to raise the buckling load in the direction of the wall above that for buckling perpendicular to the wall.
- (c) The strength of each attachment must be sufficient to prevent its failure by tearing or otherwise.

To meet these conditions the appropriate experimental and theoretical investigation¹⁸ makes use of the theory of elastically supported columns, suitably elaborated for the given purpose. Requirements for (a) and (b) can be derived directly from this theory, for ideally straight columns, and have been checked by extensive tests. The necessary strength of attachment cannot be obtained directly from this theory, since for ideally straight and concentrically loaded studs analysis provides only the required modulus of support but not its strength. To arrive at the latter it was necessary to assume that the studs are imperfect (eccentrically loaded and/or initially bowed), as is often done in other connections in column theory. By assuming a definite and

conservative amount of such initial imperfection, i.e. a bow of $L/240$, it was possible to derive suitable strength requirements which were extensively verified by tests. (Customary crookedness tolerances are $\frac{1}{4}$ in. per 10 ft., i.e. $L/480$, so that the assumption of $L/240$ implies an ample margin of safety.)

WEBS OF BEAMS

Thin webs of beams may fail in the following ways: (a) by buckling under shear stresses, (b) by buckling under bending stresses, (c) by local crushing at points where concentrated loads or reactions are applied. If thin webs are furnished with

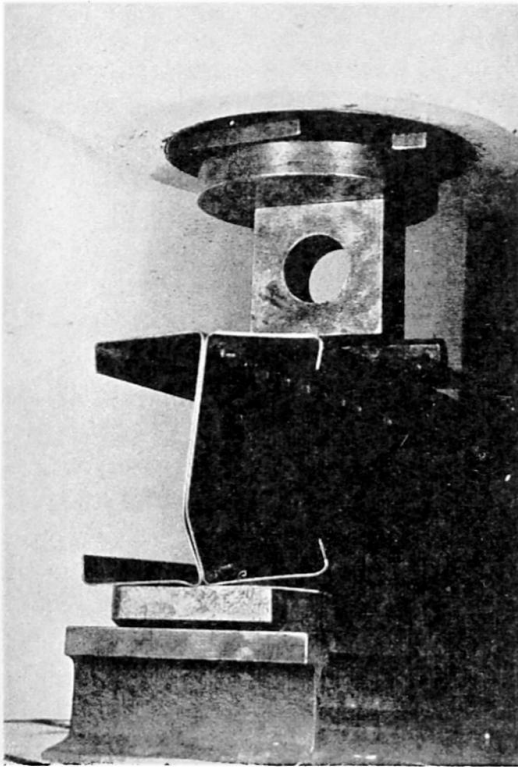


Fig. 7. Web crushing under concentrated loads

adequate stiffeners, buckling at the critical shear stress is of no consequence, since the web continues to carry larger loads by being transformed into a "tension field." However, in light-gauge steel construction the use of such stiffeners is usually uneconomical. For that reason the permissible working stress was defined as the critical stress in shear⁸ divided by the safety factor.

With regard to buckling of webs by bending stresses tests by Wästlund and Bergmann¹² and others have shown that, just as in stiffened compression elements, the ultimate strength is larger than that indicated by the theoretical buckling stress for plates in pure bending in their plane,⁸ particularly for large h/t -ratios (h =depth of web). For this reason, as far as bending stresses in webs are concerned, the Specification allows as a permissible stress practically the full, unreduced theoretical critical stress. The required reserve strength is furnished by the post-buckling strength of the web on grounds entirely analogous to those which were discussed in connection with unstiffened compression elements of large b/t -ratio.

The crushing of webs at loads or reactions which are distributed over short bearing lengths is a very complex phenomenon which involves non-uniform elastic and plastic stress distribution as well as instability (fig. 7). A satisfactory theory has not been found as yet. Provisions of the Specification which determine permissible lengths of bearing are, therefore, entirely based on very extensive tests,¹³ even though such a purely empirical approach is not entirely satisfactory. In spite of the extensive experimental evidence on which present requirements are based, further clarification of web crushing is needed and additional investigations will be undertaken for this purpose.

BRACING OF BEAMS

Provisions against *lateral buckling of unbraced I-beams* were derived by suitable simplification of the customary theory of this phenomenon.⁸ The critical stress of an I-beam in pure bending can be written¹⁴ as:

$$\sigma_{cr} = \frac{E\pi^2 d^2}{2l^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2I_x}\right)^2 + \frac{KI_y}{2(1+\mu)I_x^2} \left(\frac{l}{\pi d}\right)^2} \quad \dots \quad (7)$$

where I_x and I_y are the principal moments of inertia, K is the St. Venant torsion constant, and d is the depth of the section. It has been shown in that reference that this same stress can be used as a reasonable and mostly conservative approximation for most other cases of loading, such as distributed or concentrated loads at the top, centre or bottom of the beam. In conventional hot-rolled steel shapes the second term under the radical generally predominates to such an extent that the first term can be neglected.¹⁵ It is on this basis that the present provisions of the A.I.S.C. Specification for Steel in Buildings can be derived. In contrast, in light-gauge beams the second term is usually considerably smaller than the first, on account of the small value of K for such thin members. The very simple provision of the light-gauge steel Specification has been derived by neglecting this second term and introducing additional simplifications.¹⁵ It makes the permissible stress depend on L/r_y only, r_y being the minor radius of gyration of the section. Even though this provision may be somewhat oversimplified, it is felt that it serves its purpose in the comparatively rare cases where absence of lateral bracing makes such buckling possible.

The Specification explicitly recognises that this provision applies only to I-shaped beams. It exempts specifically box-shaped beams which, on account of their much greater lateral and torsional rigidity, are usually not subject to lateral buckling.

Two beam shapes which are economical for light-gauge steel work are *channel and Z-shapes*, since they represent two-flange sections which can be fabricated by cold-forming only, without spot-welding. Both these sections, if loaded in the plane of the web, are subject to primary twist, the first on account of the off-centre location of its shear centre, the second in view of the inclination of its principal axes. The forthcoming second edition of the Specification will provide bracing requirements for these two shapes, to guard against excessive rotation or overstressing. Research work on channel shapes has been concluded^{16, 17}; investigations on Z-shapes are still in progress.

MISCELLANEOUS DESIGN FEATURES

It will be noticed that in most of the topics discussed so far, questions of stability and buckling were involved to various degrees. It will also be observed that, as far as local stability is concerned, the enumerated design methods refer to members composed only of plane plate elements. It is well known that the strength of thin compression elements can be greatly increased by providing *transverse curvature*, as is done with corrugated sheet. Occasional use has been made of this possibility in current practice and it is likely that future editions of the Specification will contain provisions to account for the strengthening effect of such curvature, depending on the ratio R/t (R =radius of curvature) and other pertinent parameters, in a manner similar to that customary in aircraft design.

In addition to these main features of light-gauge steel design, secondary problems sometimes present themselves in more unusual cases. It is well known that in *very wide flanges* (low L/b -ratios) stresses are not uniformly distributed even in stable flanges such as when in tension. In aircraft design this phenomenon is known as shear lag. A somewhat similar situation obtains in wide-flanged reinforced concrete T-beams for which only a portion of the flange is customarily regarded as effective. Extensive theoretical investigation, satisfactorily confirmed by stress

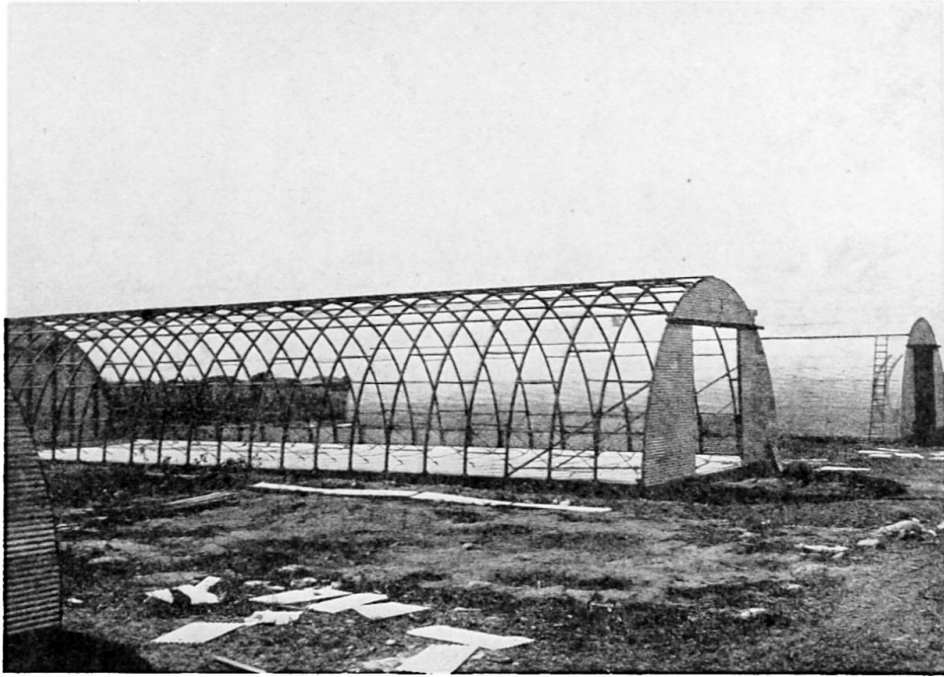


Fig. 8. Quonset Huts, mass-produced for spans from 20 to 40 ft. Light-gauge steel arches, corrugated sheet (Stran Steel Division, Great Lakes Steel Corp.)

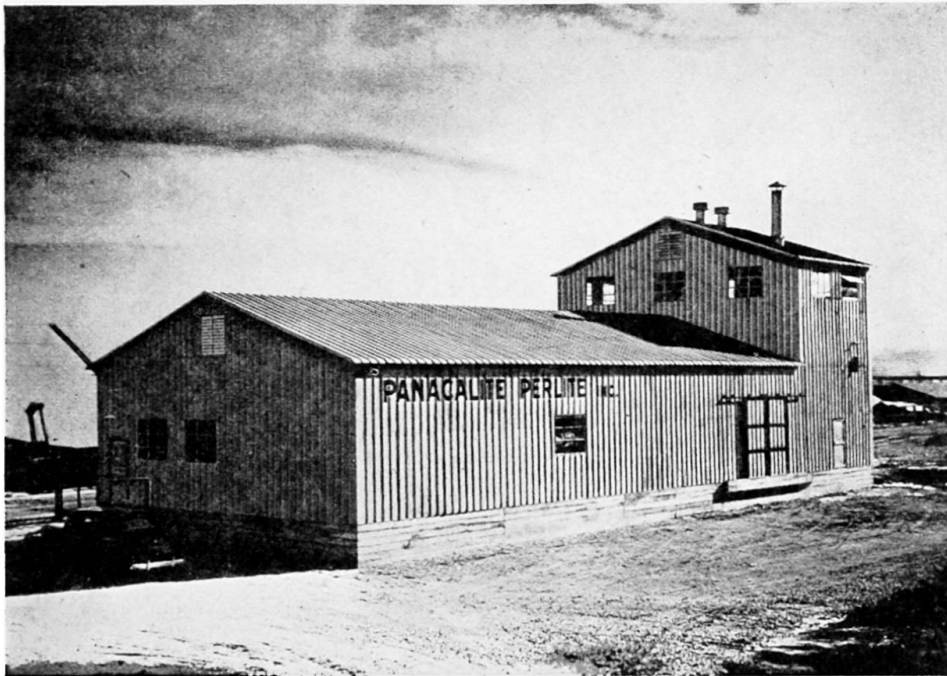


Fig. 9. Utility buildings. Light-gauge steel roofs and walls on structural steel rigid frames. Mass-produced for widths from 16 to 100 ft. (Butler Manuf. Co.)

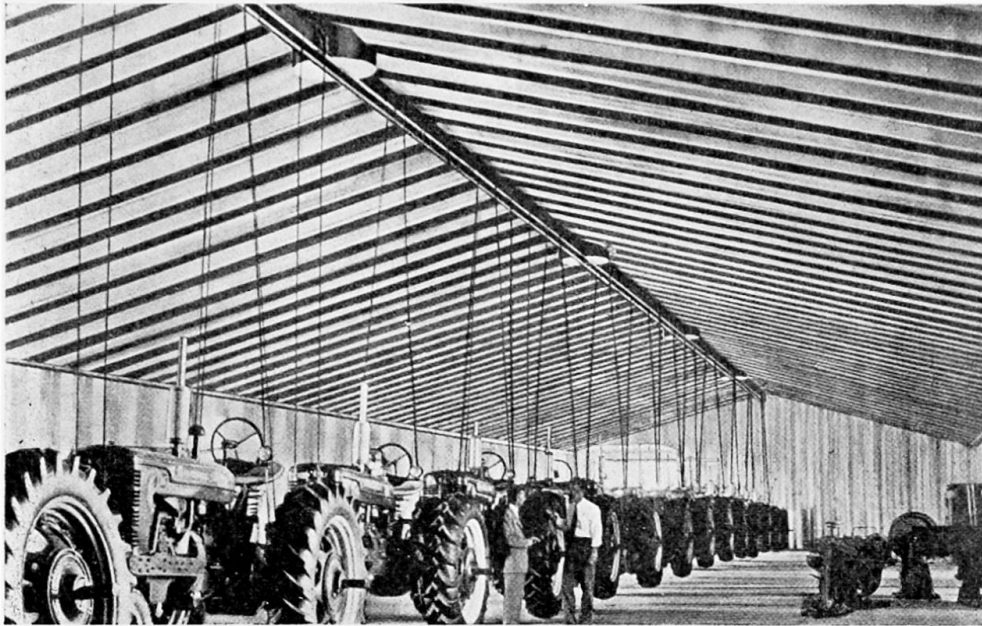


Fig. 10. Frameless utility building, 50 ft. span, with tractors suspended from ridge member (average ridge load 320 lb./ft.) (Behlen Manuf. Co.)

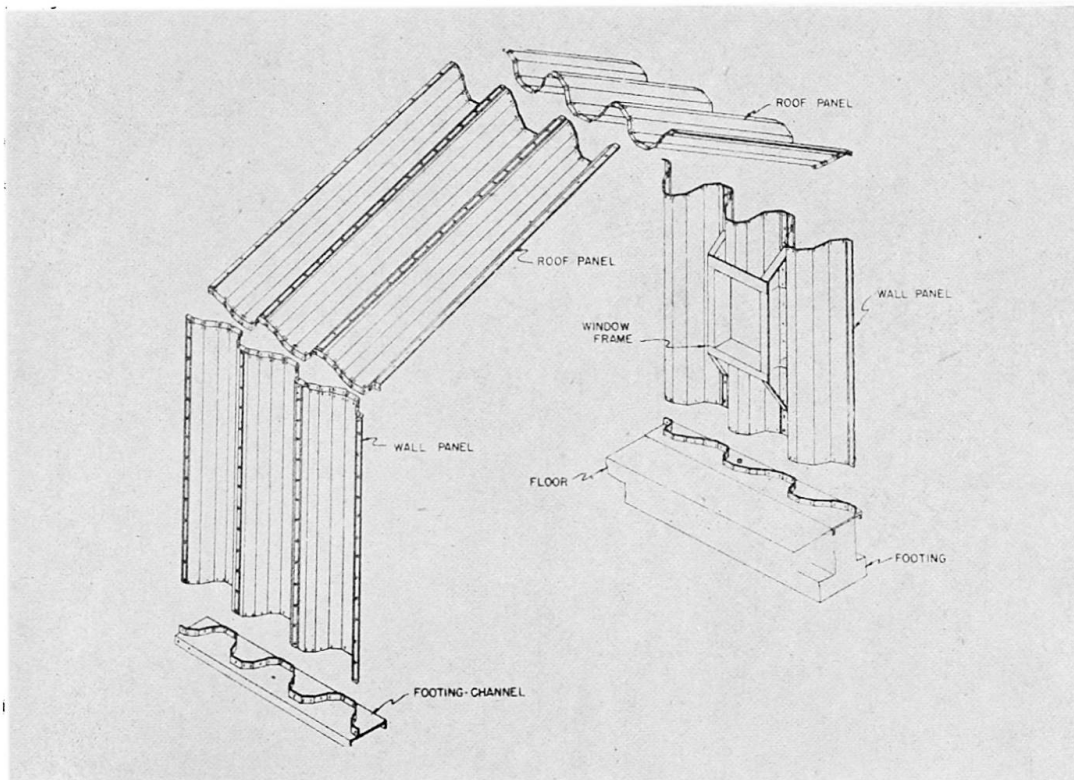


Fig. 11. Construction details of frameless building of Fig. 10. Individual, rigid trough members up to 34 in. wide, 7.5 in. deep (Behlen Manuf. Co.)

measurements,¹⁹ has shown that shear lag is inconsequential for beams with reasonably uniformly distributed loads. For beams with L/b less than about 15 under concentrated loads appropriate allowance must be made for shear lag,¹⁹ for which simple provisions are made in the Specification. Furthermore, it has been observed that very wide beam flanges tend to curl inward toward the neutral axis. This phenomenon is not related to instability, i.e. it occurs in tension as well as in compression flanges. This tendency to curl is caused^{19, 10} by the radial component of the compression and tension stresses in bent beams. This component, directed along the radius of curvature, acts like a load normal to the flange surface which tends to bend the flange toward the neutral axis. In beams of customary dimensions this type of deformation is negligible. A special provision in the Specification guards against excessive curling in such unusual cases where it may become significant.

A great variety of means and methods is used for *connections* in light-gauge steel structures.

The strength of individual *spot-welds* has been investigated and recommended values and procedures have been published by the American Welding Society,²⁰ which have been adopted in the Specification. Provisions for a number of other features are included, such as the required strength and spacing of spot-welds which connect two channels to form an I-beam (fig. 1), a very frequent structural shape in light-gauge steel construction.

Little general information is available as yet on the strength and performance of the various types of connecting means in common use. It is known from unpublished extensive tests by J. H. Cissel and L. M. Legatski at the University of Michigan that the strength of single and multiple bolts for connecting thin steel sheet cannot be computed on the same basis as customary bolted or riveted connections in conventional steel structures. However, evidence on these and other types of connections is not yet sufficiently broad to allow the formulation of generally applicable design

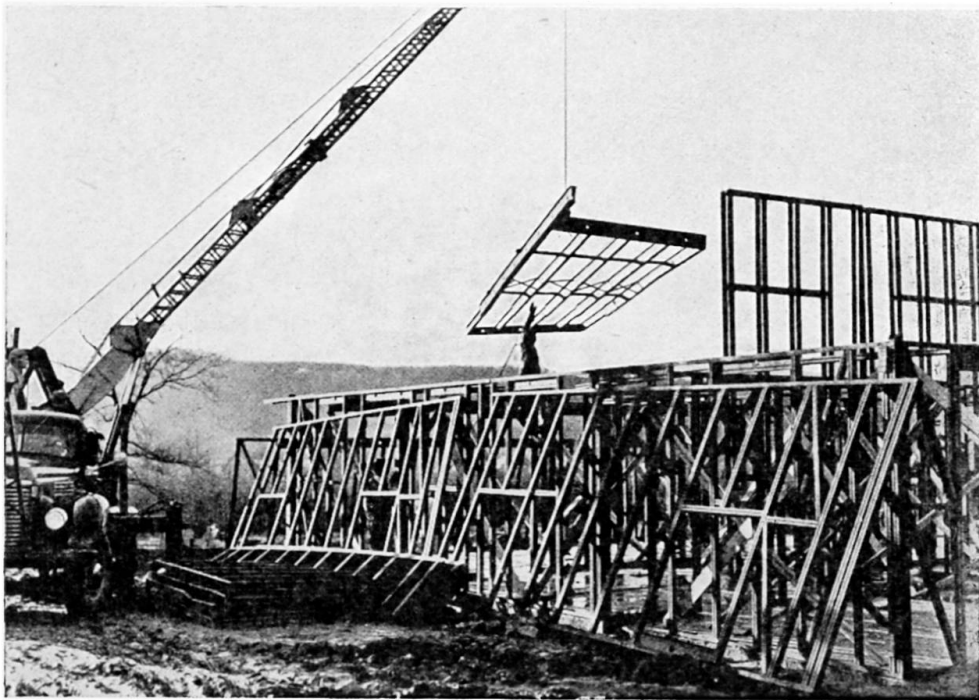


Fig. 12. Erection of prefabricated wall and floor panels for two-storey apartment houses (Stran Steel Division, Great Lakes Steel Corp.)

provisions. The establishment of such provisions is being retarded by the great variety of special connection devices now in common use, each of them adapted to special conditions, such as limited or one-sided accessibility. For this reason it is present practice for fabricators of such structures to convince themselves of the capacity of their own connections by limited numbers of tests adapted to their special requirements. It is hoped that future editions of the Specification will eventually fill this gap and provide general requirements for connection design.

This condensed review of the scope, content and research background of the Specification is merely intended to afford a cursory view of the specific problems of light-gauge steel design. It is hoped that the extensive references to published investigations, together with the Specification proper and the *Design Manual*,^{1, 2} will enable the more inquisitive reader to inform himself in more detail on the various features which have been so briefly discussed here.

ILLUSTRATIVE EXAMPLES

A very few examples of erected structures must suffice to illustrate the scope and use of this method of construction.

Fig. 8 shows the most widely known such structure, the Quonset Hut, which, during the last war, has seen service all over the globe and is widely used for agricultural, industrial and commercial purposes. Light-gauge steel arches are covered by corrugated sheet steel to provide a utility building which is easily shipped and quickly erected. Fig. 9 illustrates another type of utility building with light-gauge steel walls and roofs on a steel rigid frame. A very different type of utility building of frameless construction is shown on figs. 10 and 11. Individual sheet steel units are up to 34 in. wide and 7.5 in. deep and are trough-shaped to provide great rigidity. They are connected in such a manner that the corrugated elements form transverse, self-supporting rigid frames.

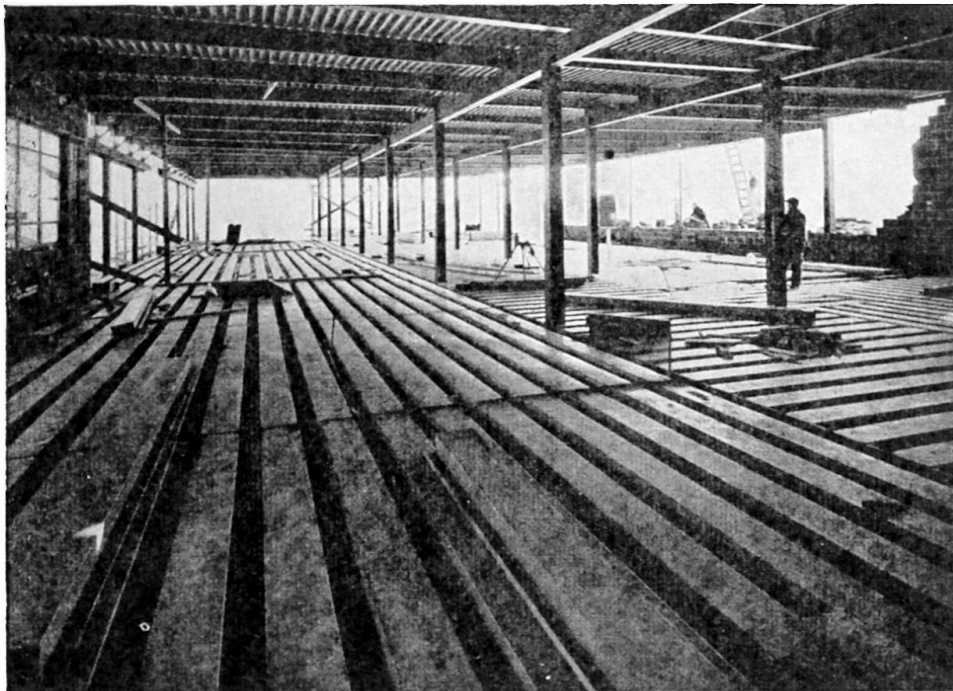


Fig. 13. Light-gauge steel floor panels and roof decks on conventional steel frame for school building (Detroit Steel Products Co.)

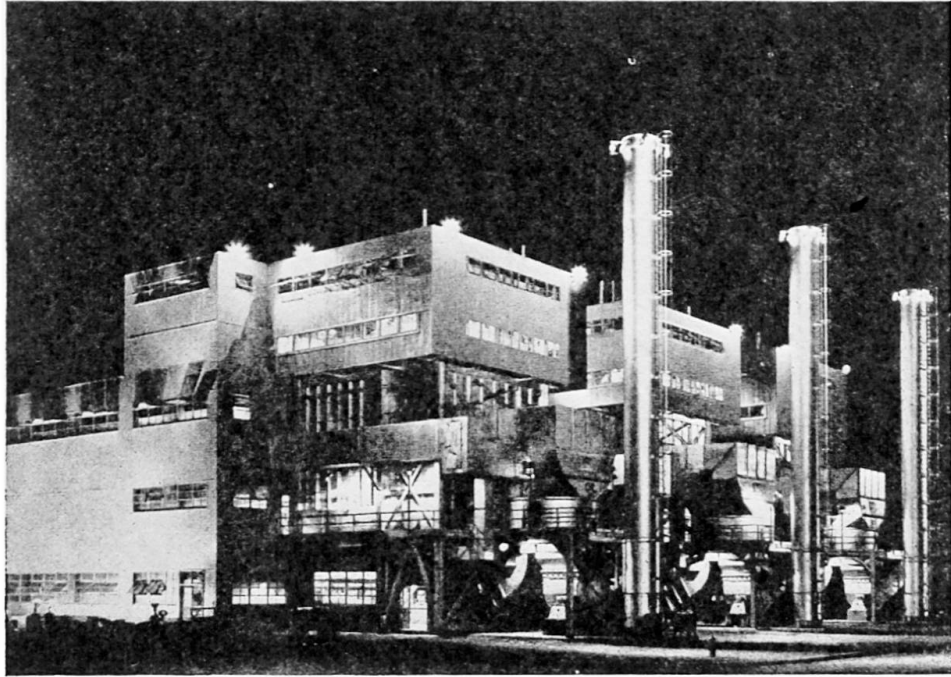


Fig. 14. Electric power plant. Light-gauge steel wall, floor, and roof panels on heavy steel frame (Detroit Steel Products Co.)



Fig. 15. Auditorium and recreation building. Light-gauge wall, floor and roof panels on conventional steel frame. Exterior sheet of wall panels is aluminium (Detroit Steel Products Co.)

Fig. 12 shows the erection of light steel wall and floor panels, prefabricated on a mass-production basis and used in this case for two-storey apartment buildings of permanent type in a large housing development. Light-gauge steel floor panels and roof decks on conventional steel framing are shown on the school building of fig. 13.

Figs. 14 and 15 show an industrial and recreational building in which conventional steel construction is used for the main framing, while all walls, floors and roofs are made of light-gauge steel panels.

Light-gauge steel is also used for roof trusses, rigid frames, portable industrial and military buildings of a more temporary nature, movable interior partitions to provide flexibility of use in large, permanent-type buildings, and for many other purposes.

BIBLIOGRAPHY

(The abbreviation C.U.E.E.S., below stands for publications of the Cornell University
• Engineering Experiment Station, Ithaca, New York.)

- (1) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *Specification for the Design of Light Gage Steel Structural Members*, 1946.
- (2) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *Light Gage Steel Design Manual*, 1949.
- (3) "Die vorläufigen Richtlinien für den Stahlleichtbau im Hochbau, .DIN 4115," *Bautechnik*, **26**, 1949, pp. 90, 377, 378.
- (4) W. S. SMITH. "Cold Formed Sections in Structural Practice with a Proposed Design Specification," *The Structural Engineer*, **29**, 1951, p. 165.
- (5) AMER. SOC. FOR TESTING MATERIALS. Standards A245-48T, A246-48T, A303-48T for Structural Quality Sheet and Strip Steel.
- (6) AMER. IRON AND STEEL INSTITUTE. *The Durability of Light-weight Types of Steel Construction*, 1942.
- (7) B. L. WOOD. *Fire-Protection through Modern Building Codes*, 2nd ed., Amer. Iron and Steel Institute, 1950.
- (8) S. TIMOSHENKO. *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, 1936.
- (9) GEORGE WINTER. "Strength of Thin Steel Compression Flanges," *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **112**, 1947, p. 527 (enlarged in *C.U.E.E.S. Reprint No. 32*, 1947).
- (10) GEORGE WINTER. "Performance of Thin Steel Compression Flanges," *Int. Assoc. Bridge & Struct. Engineering*, 3rd Congress, Prel. Publ., 1948, p. 137 (also *C.U.E.E.S. Reprint No. 33*).
- (11) GEORGE WINTER. "Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members," *Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers)*, 1949, p. 179 (also *C.U.E.E.S. Reprint No. 33*).
- (12) G. WÄSTLUND and S. G. A. BERGMANN. "Buckling of Webs in Deep Steel I-Girders," *Publ. Int. Ass. Bridge & Struct. Engineering*, **8**, 1947, p. 291.
- (13) GEORGE WINTER and R. H. J. PIAN. "Crushing Strength of Thin Steel Webs," *C.U.E.E.S. Bull. No. 35*, Part 1, 1946.
- (14) GEORGE WINTER. "Strength of Slender Beams," *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **109**, 1944, p. 1321.
- (15) GEORGE WINTER. Discussion of "Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling," by K. de Vries, *Trans. Amer. Soc. Civ. Eng.*, **112**, 1947, p. 1272.
- (16) GEORGE WINTER, W. LANSING and R. B. MCCALLEY. "Performance of Laterally Loaded Channel Beams," *Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers)*, 1949, p. 49 (also *C.U.E.E.S. Reprint No. 33*).
- (17) W. LANSING. "Performance of Thin Walled Open Section Beams Loaded in Combined Torsion and Flexure" (approved by Amer. Soc. Civ. Eng. for early publication as a Proc. Separate).
- (18) G. G. GREEN, GEORGE WINTER and T. R. CUYKENDALL. "Light Gage Steel Columns in Wall-Braced Panels," *C.U.E.E.S. Bull. No. 35*, Part 2, 1947.

- (19) GEORGE WINTER. "Stress Distribution in and Equivalent Width of Flanges of Wide, Thin-Wall Steel Beams," Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Tech. Note No. 784, 1940 (also *C.U.E.E.S. Reprint No. 33*).
- (20) AMERICAN WELDING SOCIETY. "Recommended Practices for Spot Welding Low-Carbon Steel," *Welding Handbook*, 3rd ed., 1950, p. 403.

Summary

Light-gauge steel structures are fabricated of hot-rolled sheet or strip steel 0.03 to 0.15 in. thick. They are shaped by cold-forming and connected by spot-welds, screws, bolts or other means. This construction is widely used in the U.S.A. (a) for moderate spans and loads, and (b) where load-carrying members are to provide useful surfaces (walls, floors, roofs). Since ordinary design methods need modification in view of the thinness of the material, the American Iron and Steel Institute, in 1946, issued corresponding design specifications largely based on the research of the writer and his collaborators. In this paper the technical background of the chief features of this specification is briefly reviewed. The main topics are: materials and safety factor, local buckling, compression members, webs of beams, bracing of beams, and miscellaneous features. Illustrated examples are given of current structural use of light-gauge steel.

Résumé

Les éléments en tôle mince sont fabriqués à partir de feuilles ou de bandes d'acier laminé à chaud, de 0,75 à 4 mm. d'épaisseur. Ces éléments sont façonnés à froid et assemblés par soudure par points, par vis, par boulons ou autres modes d'assemblage. Ce mode de construction est largement répandu aux Etats-Unis (a) pour les charges et portées modérées et (b) lorsque ces éléments doivent fournir en même temps des surfaces utilisables (murs, planchers, toits). La minceur de la tôle impliquant la nécessité de modifier les conceptions habituelles, l'American Iron and Steel Institute a, en 1946, publié des spécifications nouvelles appropriées, largement basées sur les travaux de l'auteur et de ses collaborateurs. Les bases techniques essentielles de ces spécifications sont brièvement passées en revue dans le présent rapport. Les questions principales qui y sont abordées sont les suivantes: matériaux, coefficient de sécurité, flambage local, pièces travaillant en compression, âmes et renforcements latéraux des poutres, caractéristiques diverses. Des exemples avec figures mettent en évidence les conditions courantes d'emploi de la tôle mince.

Zusammenfassung

Leicht-Profil-Stahlkonstruktionen sind aus heissgewalzten Stahlblechen oder Bandstählen von 0,8 bis 3,8 mm. Stärke angefertigt, die durch Kaltverformung profiliert und mit Hilfe von Schweisspunkten, Schrauben, Bolzen oder anderen Verbindungsmitteln zusammengefügt werden. Diese Bauweise ist in den Vereinigten Staaten stark verbreitet (a) bei mässigen Belastungen und Spannweiten (b) wenn die Tragelemente gleichzeitig als nutzbare Flächen (Wände, Böden, Dächer) verwendet werden. Im Sinne der Notwendigkeit einer Anpassung der gebräuchlichen Entwurfs-Grundsätze an die geringe Stärke des Konstruktionsmaterials hat das American Iron and Steel Institute im Jahre 1946 entsprechende Normen herausgegeben, die sich weitgehend auf die Forschungsarbeiten des Verfassers und seiner Mitarbeiter stützen. Im vorliegenden Aufsatz werden die technischen Grundlagen der wichtigsten Abschnitte dieser Normen kurz angegeben. Die Hauptpunkte sind: Materialien und Sicherheitsfaktor, örtliches Ausbeulen, Druckstäbe, Stege und Verbände der Balken und verschiedene weitere Besonderheiten. Es werden Beispiele und Abbildungen der gebräuchlichsten Konstruktionsformen des Leicht-Profil-Stahlbaus gegeben.

BII 1

Récherches expérimentales sur la résistance au voilement de l'âme des poutres à âme pleine

Experimental investigations regarding the resistance to buckling of the web plates of solid-web girders

Experimentelle Untersuchungen über den Beul-Widerstand der Stehbleche von Vollwand-Trägern

Ch. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

INTRODUCTION

L'étude théorique rigoureuse des phénomènes qui accompagnent le voilement de l'âme des poutres à âme pleine est quasi-insurmontable, parce qu'elle devrait prendre en considération, pour représenter la réalité, les imperfections initiales des panneaux d'âme et les propriétés plastiques réelles de l'acier utilisé. Elle devrait de plus s'étendre aux grandes déformations de l'âme et envisager le mode d'appui réel de celle-ci sur ses bords. C'est pourquoi la détermination du coefficient de sécurité vis à vis du voilement doit se faire avant tout par des essais représentant aussi bien que possible le comportement des poutres réelles, c'est à dire des essais à grande échelle.

Si l'on passe en revue la littérature technique sur le voilement des âmes, on s'aperçoit qu'à côté de près de 200 mémoires théoriques, on ne compte qu'une dizaine de recherches expérimentales sur le sujet.

Ce fait est dû à deux causes:

- (a) la difficulté de réaliser et d'ausculter des modèles de poutres,
- (b) la nécessité d'utiliser de grands modèles, ce qui entraîne des dépenses considérables et la construction de machines spéciales pour la mise en charge des modèles dans le feuillet moyen de l'âme.

Par suite de la naissance de tensions de membrane,* les déplacements transversaux de l'âme ne présentent pas du tout l'aspect de croissance hyperbolique en fonction de

* Voir à ce sujet Ch. Massonnet, "Le voilement des plaques planes sollicitées dans leur plan," Troisième Congrès de l'A.I.P.C., Liège, 1948, Rapport Final, 291-300.

la charge que l'on observe dans le flambage des barres comprimées (fig. 1), mais au contraire une progression continue (fig. 2), de sorte qu'il est très difficile de distinguer le moment où l'on atteint la charge critique et de mesurer cette dernière.

C'est pour cette raison que la plupart des essais de voilement antérieurs ont manqué leur but fondamental qui était de comparer les charges critiques réelles avec

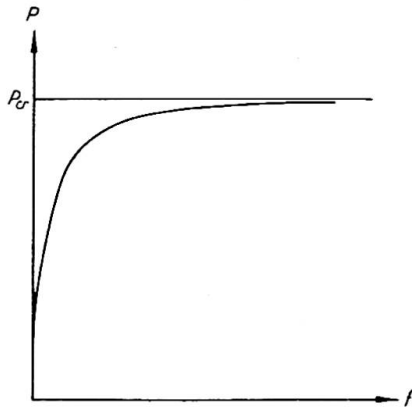


Fig. 1

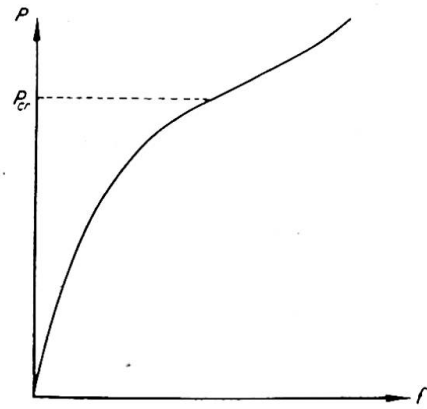


Fig. 2

les différentes solutions théoriques développées en envisageant divers modes de fixation du panneau d'âme sur son pourtour; ils n'ont pas permis de décider quel était le degré d'encastrement réel du panneau sur ses bords.

Par ailleurs, la plupart des essais effectués jusqu'ici ne représentent pas fidèlement la sollicitation d'une poutre à âme pleine. Ou bien le modèle est à trop petite échelle et présente par conséquent des imperfections relatives trop fortes, ce qui fausse les conclusions de l'essai; ou bien les expériences sont faites sur des plaques isolées et les conditions d'appui ne sont pas celles existant dans un panneau d'âme, ce qui empêche d'en tirer des résultats précis applicables aux poutres de pont réelles; ou bien, enfin, pour limiter les dépenses et l'encombrement des modèles, ceux-ci sont réduits à un seul panneau. Dans ce cas, la sollicitation du modèle peut différer appréciablement de celle d'un panneau de poutre à âme pleine.

A notre connaissance, il n'a pas été réalisé jusqu'ici d'expériences sur des modèles de poutres de grandes dimensions, où l'on a mesuré systématiquement la charge critique de voilement des divers panneaux d'âme.

Nous avons tenté de réaliser des essais de ce genre en mettant en œuvre les principes suivants:

- (a) La poutre d'essai sera de grandes dimensions (13×1 m.).
- (b) La poutre sera réalisée par soudure avec un soin extrême de manière à obtenir des panneaux d'âme aussi plans que possible et par conséquent une charge critique expérimentale aussi bien définie que possible.
- (c) On mesurera cette charge critique par la méthode statique proposée par Southwell. Cette méthode n'étant pas destructive, il suffira d'utiliser une seule poutre d'essai et de faire varier la mise en charge de manière à réaliser différentes combinaisons de tensions de flexion et de cisaillement dans les divers panneaux d'âme.
- (d) On terminera par des essais poussés jusqu'à rupture, pour apprécier la capacité de résistance de la poutre après dépassement de la charge critique.

BREF RAPPEL DES RÉSULTATS THÉORIQUES NÉCESSAIRES

Appelons b la hauteur de l'âme et h son épaisseur.

La théorie du voilement d'un panneau d'âme rectangulaire a été faite en supposant qu'on pouvait isoler ce panneau du restant de la poutre. Les tensions de flexion appliquées dans le plan du panneau sont supposées égales sur les deux bords verticaux et se déduisent du moment fléchissant agissant au milieu du panneau, par la formule élémentaire $\sigma = My/I$; quant aux tensions de cisaillement τ , elles s'obtiennent en divisant l'effort tranchant par la section de l'âme: $\tau = T/bh$ et elles provoquent dans la plaque un état de cisaillement pur.

Le calcul de la charge critique a été fait par Timoshenko dans le cas où la plaque est appuyée sur ses quatre bords, par Nölke et Iguchi dans le cas où les deux côtés horizontaux sont parfaitement encastrés et les deux verticaux appuyés. La tension σ ou τ critique est donnée par la formule

$$\left. \begin{matrix} \sigma_{cr}^o \\ \tau_{cr}^o \end{matrix} \right\} = \left. \begin{matrix} k_{\sigma} \\ k_{\tau} \end{matrix} \right\} \sigma_e$$

où $\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\eta^2)} \left(\frac{h}{b}\right)^2$ est la tension de référence d'Euler; E représente le module d'Young et η le coefficient de Poisson. Le coefficient de voilement k_{σ} de la plaque soumise à la flexion pure dans son plan est défini par le diagramme fig. 3 où la courbe a s'applique à la plaque appuyée sur ses quatre bords et la courbe b à celle encastree sur ses deux bords, appuyée sur les deux autres. On a porté en abscisses le rapport $\alpha = a/b$ des côtés de la plaque. De même, le coefficient de voilement k_{τ} de la plaque soumise au cisaillement pur dans son plan est défini par le diagramme fig. 4 où la

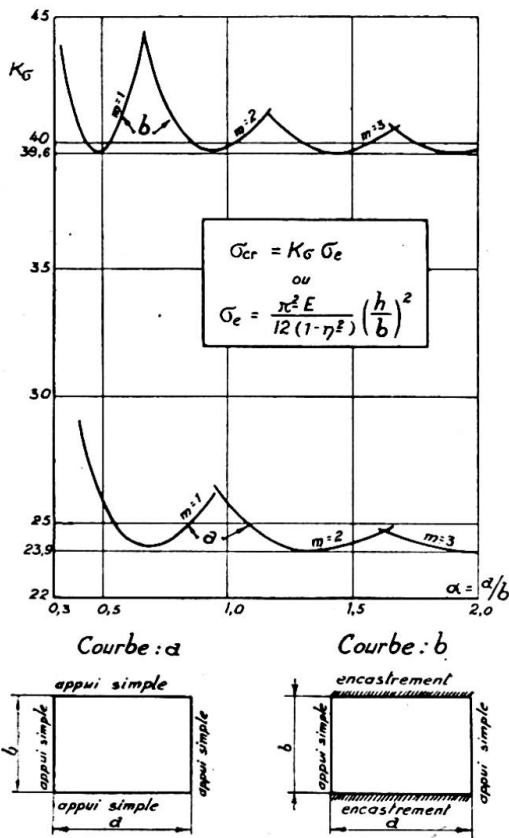


Fig. 3

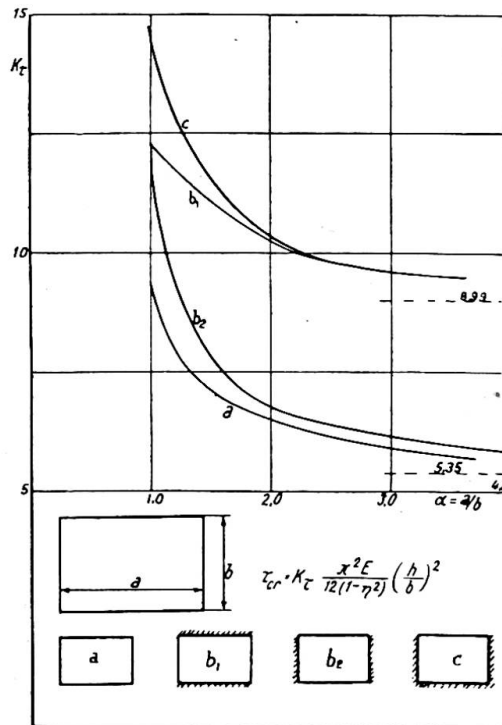
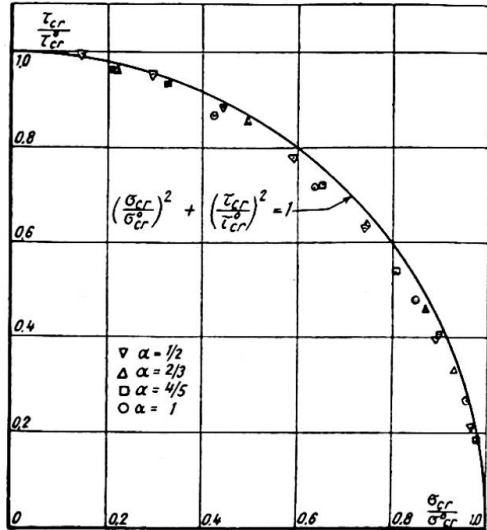


Fig. 4

courbe a s'applique à la plaque simplement appuyée sur les quatre bords et les courbes b_1 et b_2 à des plaques respectivement encastées sur les deux bords horizontaux et sur les deux bords verticaux.

Considérons maintenant le cas d'un panneau soumis simultanément à des tensions σ et τ dans son plan. Soient:



$\sigma_{cr}^0 = k_\sigma \sigma_e$
 $\tau_{cr}^0 = k_\tau \sigma_e$

σ_{cr} et τ_{cr}

les tensions critiques du panneau considéré, supposé sollicité par des tensions normales seules ou par des tensions tangentielles seules,
 tensions normale et tangentielle qui produisent le voilement en agissant *simultanément*.

Le diagramme de la fig. 5 a été construit en portant, pour des panneaux de rapports $\alpha = \frac{1}{2}, \frac{2}{3}, \frac{4}{5}$ et 1 les valeurs de $\sigma_{cr}/\sigma_{cr}^0$ en abscisses et celles de τ_{cr}/τ_{cr}^0 en ordonnées. On constate que les points calculés ne diffèrent pas sensiblement de la circonférence d'équation:

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^0}\right)^2 = 1$$

Fig. 5

Nous pouvons donc accepter cette équation simple comme équation de la "courbe d'interaction" liant les valeurs critiques σ_{cr} et τ_{cr} .

CHOIX DU CRITÈRE SERVANT A LA DÉTERMINATION DE LA CHARGE CRITIQUE EXPÉRIMENTALE

Avant de passer à la description des essais, il faut encore résoudre la question du choix du critère qui permettra de mesurer la charge critique expérimentale de voilement de chacun des panneaux étudiés.

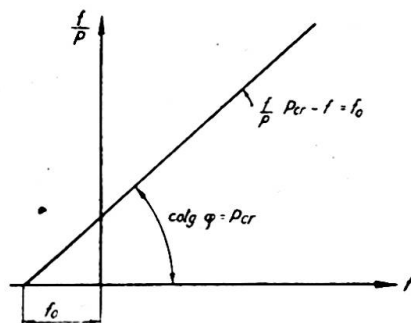


Fig. 6

Après une étude approfondie des diverses possibilités, nous avons décidé d'utiliser la méthode proposée par Southwell* en 1932 pour déterminer la charge critique d'une barre bi-articulée chargée de bout d'une force P , à partir des mesures expérimentales de la flèche transversale f .

Southwell a montré que, si l'on trace un diagramme en portant la flèche f en abscisses et le rapport f/P en ordonnées, tous les points expérimentaux tombent sur une ligne droite (fig. 6).

Cette droite coupe l'axe des abscisses ($f/P=0$) à la distance $-f_0$ de l'origine, qui mesure l'imperfection totale équivalente de la barre; la valeur de la charge critique est donnée par l'inverse du coefficient angulaire de cette droite, c'est-à-dire $\cotg \phi$.

Le résultat qui précède a été considérablement généralisé en 1934 par Fairthorne.† Cette généralisation peut s'énoncer comme suit: considérons un système élastique quelconque, soumis à des forces Q constantes. Appliquons à ce système des forces

* R. V. Southwell, *Proc. Roy. Soc. (London)*, Series A, 135, 601, 1932.

† R. A. Fairthorne, Royal Aircraft Establishment, Report M.T. 5575, 1934.

P croissant proportionnellement l'une à l'autre et capables de provoquer l'instabilité élastique du système.

Construisons un diagramme en portant en abscisses le déplacement transversal f d'un point du système et en ordonnées, le rapport de ce déplacement à l'une quelconque $P^{(i)}$ des forces P . La courbe obtenue est une droite, qui coupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse $-f_0$. L'inverse de la pente de cette droite est pratiquement égal à la valeur critique $P_{cr}^{(i)}$ de la force $P^{(i)}$ envisagée, lorsque toutes les forces constantes Q et variables P agissent simultanément sur le système.

D'autre part, la quantité f_0 représente l'imperfection totale du système avant application des forces P , c'est-à-dire la somme de son imperfection à l'état naturel non contraint et de l'imperfection supplémentaire provoquée par les forces constantes Q .

Le théorème de Southwell généralisé n'est valable que tant qu'on peut appliquer la théorie linéaire des plaques. Il en résulte que les tensions de membrane qui se développent dans le feuillet moyen des panneaux d'âme au fur et à mesure que ceux-ci prennent une courbure transversale vont fausser la méthode de Southwell. Pour que cette méthode donne de bons résultats, il faut qu'on puisse augmenter la sollicitation jusqu'au voisinage de la charge critique sans que la plaque ne prenne des déplacements transversaux importants, de manière que l'effet des tensions de membrane reste faible.

Cette condition ne peut être remplie que si l'on réalise la poutre d'essai avec un soin extrême, de manière à obtenir une planéité exceptionnellement bonne des panneaux d'âme et qu'en outre on fait agir les charges exactement dans le plan de symétrie de l'âme.

D'une analyse mathématique détaillée à laquelle nous nous sommes livré à ce propos, nous avons conclu que :

- (1) La méthode donne des valeurs de la charge critique de voilement toujours erronées par excès.
- (2) L'erreur commise est normalement inférieure à 10 % si :
 - (a) La droite de Southwell est tracée en utilisant des flèches f inférieures à 10 % de l'épaisseur de la plaque;
 - (b) La flèche initiale du panneau, définie par le tracé de la droite de Southwell, est inférieure à 15 % de l'épaisseur de la plaque.

Dans la plupart de nos essais, nous avons obtenu, pour des charges comprises entre 0,3 et 0,9 P_{cr} , toute une série de points expérimentaux se disposant exactement sur une droite, qui définit ainsi la charge critique de manière précise. Les points expérimentaux ultérieurs sont influencés par les tensions de membrane et se disposent sous la droite; nous n'en avons pas tenu compte dans la détermination de P_{cr} .

DESCRIPTION ET RÉSULTATS DES ESSAIS

Généralités

Nous pouvons aborder maintenant la description et les résultats de nos essais.

Ceux-ci constituent la première partie d'un programme général d'étude. Ils ont pour but d'étudier la stabilité au voilement de panneaux d'âme non raidis et ont été effectués sur une poutre munie de raidisseurs verticaux rigides.

Nous envisageons d'étudier ensuite la stabilité de panneaux raidis, en effectuant des essais sur poutres à raidisseurs verticaux et horizontaux flexibles; ces essais sont en préparation en ce moment.

Les essais ont été exécutés dans la Halle Expérimentale du Laboratoire d'Essais

des Constructions du Génie Civil de l'Université de Liège, que son directeur, Mr. le Recteur Campus, a bien voulu mettre à notre disposition. Cette halle permet de solliciter statiquement ou dynamiquement des poutres d'une portée allant jusqu'à 20 m. et de hauteur quelconque.

Le dispositif expérimental que nous avons choisi est représenté à la fig. 7. Il comporte une poutre de 13 m. de longueur et 1 m. de hauteur d'âme, appuyée en

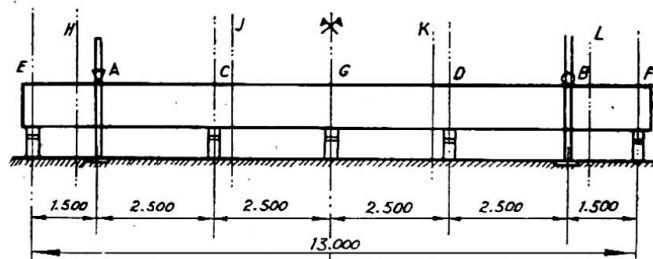


Fig. 7

A et B et soumise de bas en haut à l'action de un, deux, ou trois vérins hydrauliques. Pour pallier le danger de déversement, la poutre est maintenue verticalement par des cadres fixes, placés en A, B, C, D.

Les vérins sont divisés en deux groupes comportant chacun un ou deux vérins. Chaque groupe possède sa pompe à huile et son dynamomètre séparés, de sorte qu'il est possible de faire varier indépendamment les efforts provoqués par les vérins des deux groupes.

La poutre d'essai possède des tables d'épaisseur constante de 200×15 mm. de section et une âme d'épaisseur variable par tronçons, de 4 à 6 mm. Elle est divisée par des raidisseurs verticaux en 13 panneaux présentant des rapports de côtés $\alpha = a/b$ différents et convenablement choisis (fig. 8).

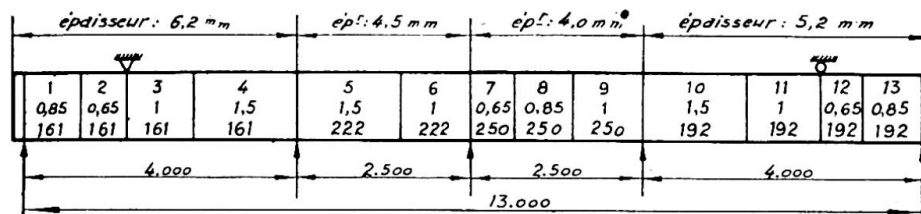


Fig. 8

Il est possible de mettre en œuvre, selon les besoins, un, deux, ou trois des cinq vérins représentés à la fig. 7 et de régler au mieux les efforts qu'ils exercent; on peut ainsi réaliser autant de sollicitations différentes de la poutre qu'on le désire et étudier pour chacune d'elles la stabilité de plusieurs panneaux de la poutre. On constate ainsi qu'à l'aide de la seule poutre de 13 m., on peut déterminer de très nombreuses charges critiques réparties dans le domaine à trois dimensions:

$$161 \leq \frac{b}{h} \leq 250$$

$$0,65 \leq \frac{a}{b} \leq 1,50$$

$$0 \leq \frac{\tau_{cr}}{\sigma_{cr}} \leq \infty$$

Les propriétés mécaniques de l'acier ont été déterminées après achèvement des essais sur des éprouvettes prélevées dans l'âme (4) et dans les semelles (4) de la poutre. Les résultats principaux sont les suivants :

E : en moyenne 20.800 kg./mm.²

R_e des âmes: 35 kg./mm.², sauf pour le panneau de 4 mm. d'épaisseur où il vaut $R_e=25$ kg./mm.²

R_e des semelles: 28 kg./mm.²

Les photographies figs. 9 et 10 donnent une vue d'ensemble du montage utilisé

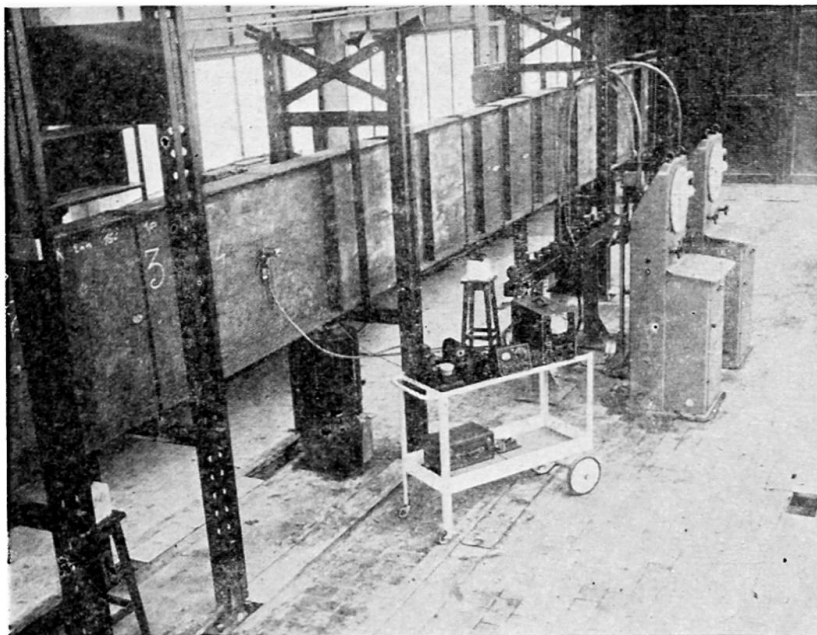


Fig. 9

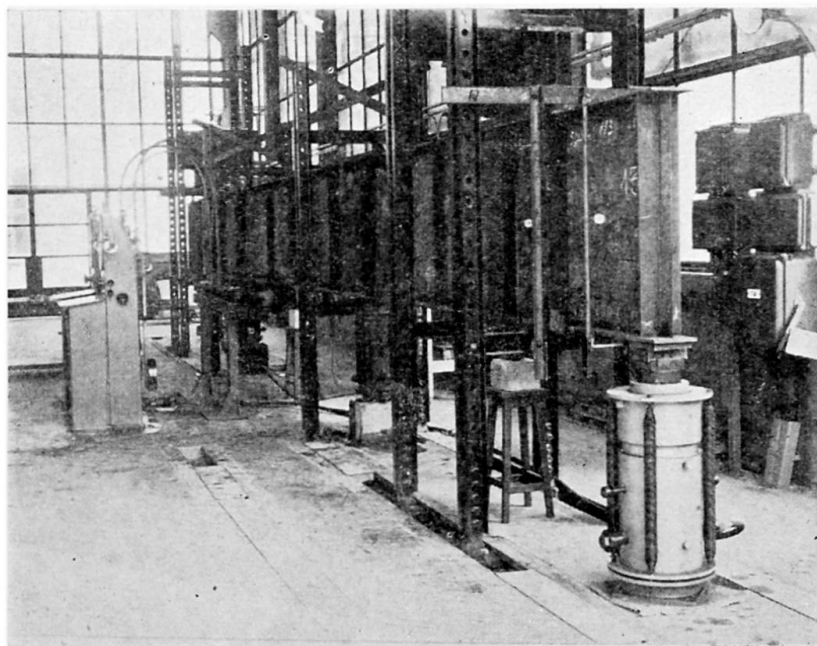


Fig. 10

pour les essais non destructifs. Chacun des deux dynamomètres à pendule alimente en huile sous pression, au moyen d'un tuyau coudé en acier, une rampe de distribution à six directions sur laquelle on peut brancher autant de vérins qu'on le désire, à l'aide de tuyaux souples en caoutchouc armé.

La fig. 9 montre un vérin de 50 tonnes agissant entre les appuis. La fig. 10, deux vérins de 50 tonnes agissant entre les appuis et un vérin de 100 tonnes appliqué à l'extrémité droite en encorbellement de la poutre d'essai. Les deux vues montrent aussi les quatre cadres de guidage assurant la poutre d'essai contre le flambage latéral. Deux de ces cadres sont placés contre les deux vérins médians, les deux autres sont fixés aux montants extérieurs des deux dispositifs d'appui.

Nous avons mesuré les flèches transversales des panneaux à l'aide de comparateurs au 100ème de mm. placés au centre de chaque panneau; on a de plus relevé la déformée de la poutre dans le plan vertical à l'aide de quatre fleximètres.

Essais non destructifs

Nous avons cherché à utiliser au maximum les possibilités du montage décrit ci-dessus et, dans ce but, nous avons réalisé successivement toutes les mises en charge indiquées au tableau ci-dessous (fig. 11). Ces 44 mises en charge différentes

Sollicitation type	Schéma	Valeurs de β réalisées.	Sollicitation type	Schéma	Valeurs de β réalisées
A		0 1,2 0,2 1,4 0,4 1,6 0,6 3 0,8 4 1,0 ∞	D		0,4 0,8 1 1,2 1,4 1,8
B		1 2 3 4	E		0,4 1 3 ∞
C		0,4 1,4 0,8 5/3 1 2 1,2	F		1,2 1,6 2,2 3
G		1/4 1 1/2 1,5 3/4 2			

Fig. 11

nous ont permis de déterminer, par le tracé du diagramme de Southwell, 155 charges critiques différentes des 13 panneaux composant la poutre. En vue de garantir à la méthode une précision de 10%, nous avons écarté après coup toutes les déterminations de charges critiques qui correspondaient à une flèche initiale f_0 supérieure aux 15% de l'épaisseur de la plaque. Cela nous conduit à écarter 42 déterminations de P_{cr} sur le total de 155.

L'ensemble des charges critiques relevées nous a permis de construire sept diagrammes correspondant à ceux des panneaux intérieurs de la poutre pour lesquels on a rassemblé un nombre suffisant de mesures.

Dans ces diagrammes, σ_{cr} a été porté en abscisses et τ_{cr} en ordonnées; on a représenté également les tensions critiques théoriques des panneaux, calculées par les

formules de Timoshenko dans l'hypothèse d'une plaque simplement appuyée sur ses quatre bords et par Nölke et Iguchi dans l'hypothèse d'une plaque encastrée sur les deux bords horizontaux et librement appuyée sur les deux bords verticaux. Les couples de valeurs théoriques σ_{cr}^o , τ_{cr}^o , ont été réunies par l'ellipse d'équation:

$$\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^o}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr}^o}\right)^2 = 1$$

qui représente la courbe d'interaction entre σ_{cr} et τ_{cr} .

Par suite du manque de place, nous ne reproduisons ici que quatre des sept diagrammes obtenus (figs. 12 à 15).

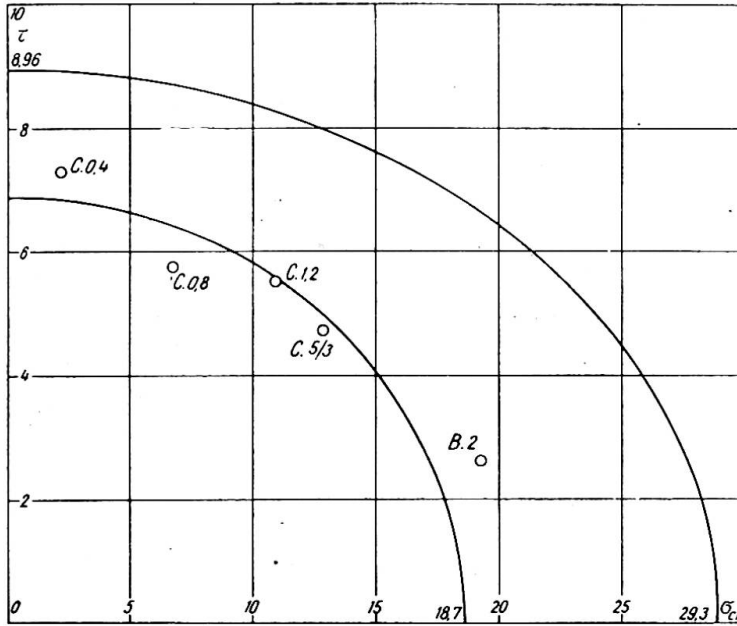


Fig. 12. Panneau : 3

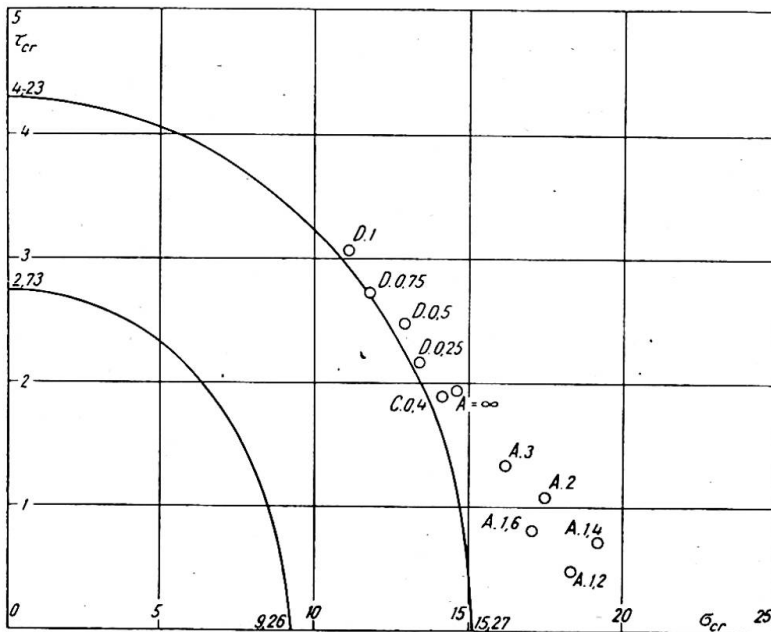


Fig. 13. Panneau : 5

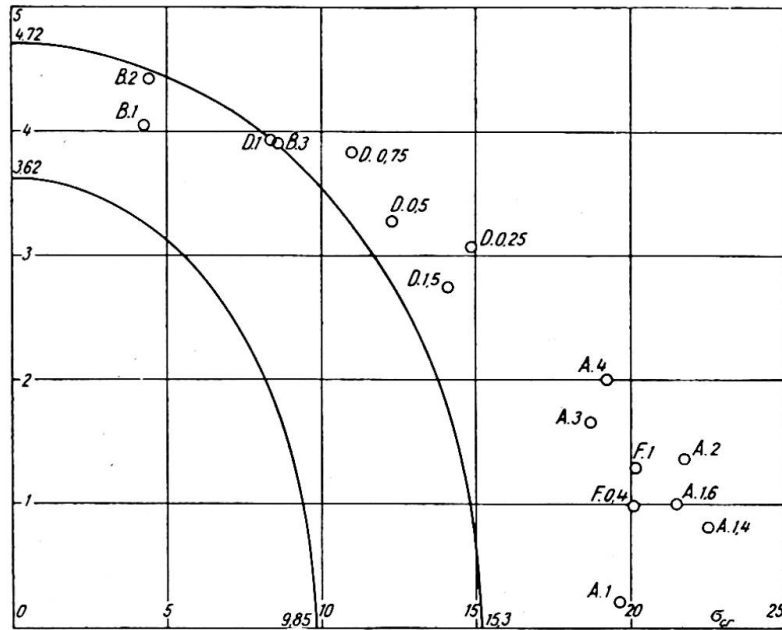


Fig. 14. Panneau : 6

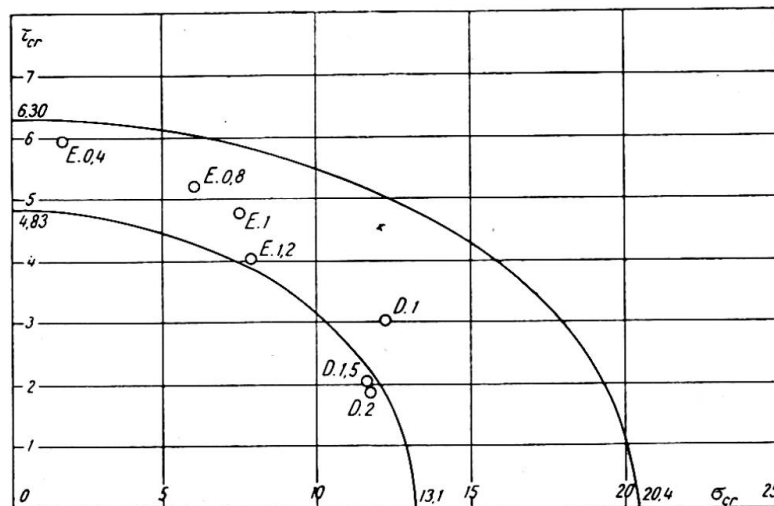


Fig. 15. Panneau : 11

Ces diagrammes appellent les remarques suivantes :

(a) Les tensions critiques expérimentales sont très généralement supérieures aux valeurs théoriques calculées par Timoshenko dans l'hypothèse d'une plaque appuyée sur ses quatre bords et en général du même ordre de grandeur que celles calculées par Nölke et Iguchi dans l'hypothèse d'une plaque appuyée-encastree.

(b) La dispersion des résultats expérimentaux est grande; ce fait est sans doute dû par une part à l'imperfection de la méthode de Southwell, mais il provient également de ce que l'âme est une plaque continue sur plusieurs appuis, de sorte que la stabilité d'un panneau déterminé dépend de celle des panneaux voisins. Comme la stabilité relative des panneaux adjacents n'est pas la même pour tous les types de mise en charge, il n'est pas absurde d'obtenir à l'aide de mises en charge différentes, des points expérimentaux alignés sur une droite passant par l'origine.

(c) Le rapport entre les valeurs expérimentales et théoriques est plus grand pour

les panneaux à rapport α faible (0,65 et 0,85) que pour ceux à rapport α grand (1 et 1,5). Si l'on prend comme point de comparaison les tensions critiques théoriques de Nölke et Iguchi, on trouve que le rapport en question est supérieur à 1 pour les petits panneaux (0,65 et 0,85), sensiblement égal à 1 pour les panneaux carrés ($\alpha=1$) et inférieur à 1 pour les grands panneaux ($\alpha=1,5$).

(d) La théorie sous-estime nettement plus la résistance au voilement par flexion que celle au voilement par cisaillement. Si l'on compare pour chaque panneau les valeurs *minima* des tensions critiques expérimentales aux valeurs des tensions critiques théoriques de Timoshenko, on peut dresser le tableau I suivant:

TABLEAU I

	$\alpha=1$					$\alpha=1,5$			
	Numéro du panneau								
	3	6	9	11	moyenne	4	5	10	moyenne
$\frac{\sigma_{cr}^{exp}}{\sigma_{cr}^{théor}}$	1,1	2,0	2,2	1,0	1,57	1,15	1,8	1,25	1,40
$\frac{\tau_{cr}^{exp}}{\tau_{cr}^{théor}}$	0,9	1,2	?	1,1	1,07	1,0	1,35	1,1	1,15

Comme on l'a dit antérieurement, la déformation de la poutre dans le plan vertical a été mesurée, à l'aide de quatre fleximètres, dans chacune des 44 mises en charge. Les diagrammes flèche-charge relevés expérimentalement sont tous rigoureusement linéaires, et par conséquent ne valent pas la peine d'être reproduits. On en retiendra simplement que le voilement élastique des panneaux d'âme ne perturbe en aucune façon la déformation d'ensemble élastique et linéaire de la poutre.

Essais jusqu'à rupture

Abordons maintenant la description des trois essais de rupture qui ont été exécutés achèvement des essais non destructifs.

Le premier de ces essais a eu lieu sur la poutre complète; la disposition des charges avait été choisie de manière à provoquer une déformation plastique dans la zone centrale de la poutre.

Ensuite, la poutre a été divisée en trois tronçons par oxycoupage et les deux tronçons extrêmes non déformés ont été essayés successivement jusqu'à rupture.

(a) Essai jusqu'à rupture de la poutre complète

La poutre d'essai a été mise en charge par deux vérins, de 100 et 50 tonnes de puissance respectivement, commandés par la même pompe. Cette mise en charge appartient au type A, $\beta=0,5$. Elle a été choisie de manière à réaliser des combinaisons de tensions σ et τ aussi défavorables que possible pour la stabilité des panneaux centraux 7, 8 et 9, afin que les déformations plastiques apparaissent dans le tronçon central de la poutre.

La majorité des instruments de mesure se distinguent sur la photo fig. 16 qui représente la partie centrale de la poutre, du panneau 4 jusqu'au panneau 11. On a utilisé:

5 fleximètres, dans le but d'étudier la déformation de la poutre dans le plan vertical.

13 comparateurs au 100ème de mm., pour mesurer les déplacements transversaux de divers points des panneaux 5 à 10 au niveau de l'axe neutre.

10 tensomètres Huggenberger type A, fixés sur les semelles, de part et d'autre du vérin de 100 tonnes (section dangereuse). Ces tensomètres avaient principalement pour objet de déceler les déformations plastiques des semelles.

Enfin, 20 tensomètres ohmiques Baldwin type A3, fixés aux centres des panneaux 5 à 9 sur les deux faces de l'âme, dans des directions inclinées à 45° dans les deux sens. Ces tensomètres devaient mesurer les déformations principales de cisaillement et mettre en évidence les perturbations apportées à ces déformations par le voilement des panneaux.

La charge a été élevée par tranches de 5 tonnes jusqu'à 25 tonnes, puis par tranches de 2 tonnes au-delà. A chaque palier, on a effectué la lecture de tous les instruments. L'essai n'a présenté aucune particularité jusqu'à une charge de 40 tonnes au grand vérin, où le tronçon central de la poutre a brusquement présenté des déformations importantes par flexion et torsion. L'essai a été arrêté à 41,4 tonnes, la poutre pouvant être considérée comme hors d'usage. Le phénomène qui s'est produit est visiblement une instabilité par déversement. Cette impression première a été confirmée par l'examen ultérieur détaillé des indications des appareils de mesure.

Bien qu'on n'ait pu atteindre, dans cet essai, la charge ultime de voilement des panneaux, on peut cependant en déduire une série de résultats qui sont consignés aux lignes 2 à 5 du tableau II ci-dessous.

TABLEAU II
Principaux résultats numériques des essais jusqu'à rupture

Essai	Pan- neau N°.	Charge critique de voilement			Charge maxi- mum élas- tique	Charge ultime	$\frac{P_{cr}^{exp}}{P_{cr}^{théor}}$	$\frac{P_{él}}{P_{cr}^{théor}}$	$\frac{P_{ult}}{P_{cr}^{théor}}$
		Expéri- mentale	Théorique						
			Timos- henko	Nölke Iguchi					
					tonnes				
Préliminaire	—	34	23,4	—	50	61,3	1,45	2,14	2,62
1er essai jusqu'à rupture	6	27	20,7	30,7	?	>41,4	1,26	?	>2,00
	7	20	15,6	28,0	?	>41,4	1,28	?	>2,65
	8	19	16,3	26,3	?	>41,4	1,17	?	>2,54
	9	19	16,6	25,6	?	>41,4	1,14	?	>2,49
2ème essai jusqu'à rupture	1	78	78,9	113	100	142	1,00	1,27	1,80
	2	83	76,5	130	100	142	1,08	1,31	1,86
	3	?	76,2	108,6	100	142	?	1,32	1,87
3ème essai jusqu'à rupture	11	67	47,0	67,1	90	107	1,43	1,91	2,28
	12	59	49,0	81,9	90	107	1,21	1,83	2,18
	13	64	48,2	68,0	90	107	1,33	1,87	2,22

On constate, en particulier, que le rapport P_{ult}/P_{cr} de Timoshenko est de l'ordre de 2,25 au moins. Si l'on remarque qu'il est généralement difficile de dépasser une tension élastique fictive de 32 kg./mm.² dans des poutres du genre étudié, par suite de l'apparition de divers phénomènes d'instabilité locale, le coefficient de sécurité réelle vis à vis de la mise hors service est $32/14=2,28$. Il n'est pas supérieur au rapport $P_{ult}/P_{cr}^{théor}$. Il s'ensuit que des panneaux d'âme sollicités à la flexion prédominante peuvent sans danger être dimensionnés avec un coefficient de sécurité 1 vis à vis du voilement calculé par les formules de Timoshenko.

(b) Le second essai

Le second essai jusqu'à rupture a été réalisé, après oxycoupage de la poutre, sur le tronçon terminal de gauche, dont l'épaisseur d'âme était de 6,2 mm. Ce tronçon avait une longueur de 4 m. Le schéma général du montage est visible sur la photographie fig. 16. Pour pallier toute tendance au déversement, on a guidé la poutre par 4 cadres transversaux comme la poutre complète, bien que celle-ci n'ait que 4 m. de portée.

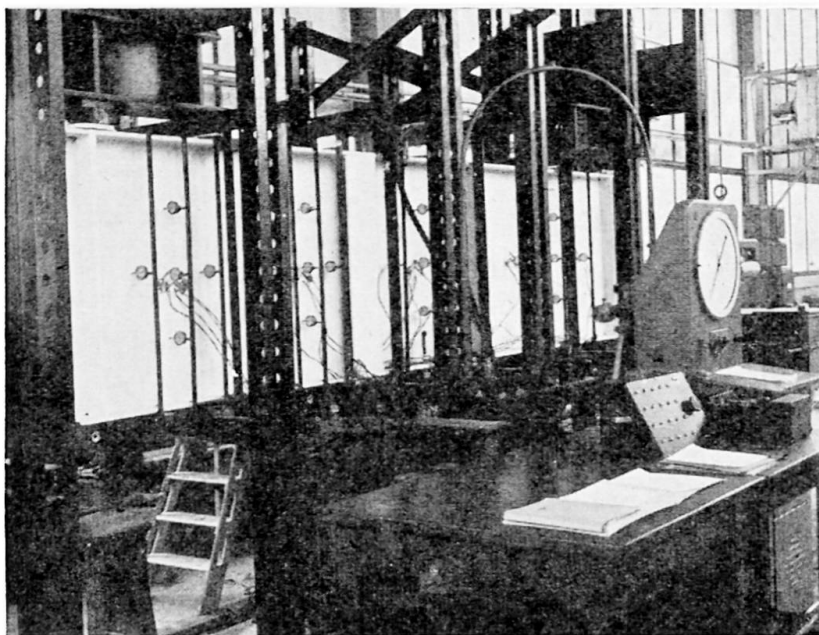


Fig. 16

La poutre a d'abord été mise en charge par un vérin de 100 tonnes, le plus puissant qui soit disponible dans l'équipement de la halle d'essai. La poutre ne s'étant pas rompue sous 100 tonnes, il a fallu renforcer le vérin en question par deux vérins de 50 tonnes disposés de part et d'autre; les trois vérins appuyaient ensemble sur une poutrelle Grey transversale, qui transmettait l'effort à la poutre d'essai.

Les instruments de mesure comprenaient: 4 fleximètres, 20 comparateurs, disposés sur chaque panneau par groupe de 5 formant une croix, comme l'indique la photo fig. 16; 12 tensomètres Huggenberger disposés sur les semelles de part et d'autre de la section dangereuse; enfin, 20 tensomètres ohmiques Philips, disposés aux centres des 5 panneaux, comme dans l'essai précédent.

La charge a été élevée de 5 en 5 tonnes et on a effectué à chaque palier la lecture de tous les instruments. On a effectué à 60, 80, 90, 100, 110, 120 et 130 tonnes des retours à zéro, pour apprécier l'ampleur des déformations résiduelles.

Un des tensomètres Huggenberger a indiqué une déformation plastique localisée vers 105 tonnes. Six tensomètres sur les huit placés aux abords de la section dangereuse indiquaient des déformations plastiques sous une charge de 130 tonnes. En ce qui concerne les comparateurs, les panneaux les plus déformés jusqu'à 130 tonnes étaient les panneaux 1, 3 et 4, qui accusaient tous les trois sous 130 tonnes des flèches transversales de 8 mm. environ. La flèche au centre du panneau N°. 2 n'était

à ce moment que de 5,15 mm. environ. Cependant, la mise hors service de la poutre a eu lieu par voilement de ce dernier panneau, consécutif à une forte déformation plastique accompagnée de gondolement de la semelle inférieure de la poutre au droit de ce panneau. La charge maximum atteinte a été de 142 tonnes et, sous cette charge, le panneau N°. 2 présentait un pli diagonal très accusé.

En ce qui concerne les indications des appareils, *les comparateurs* ont indiqué des déplacements transversaux importants dès le début et croissant plus vite que la charge. Les flèches résiduelles présentées par les panneaux lors des divers retours à zéro ont été les suivantes :

TABLEAU III

Charge maximum en tonnes	Flèche résiduelle en centièmes de millimètre		N°. du panneau où s'est produit le maximum
	Moyenne de tous les panneaux	Maximum	
60	2	6	1
80	3	10	3
90	5	10	1
100	9	13	4
110	15	37	4
120	25	59	4
130	40	170	2

On constate par ce tableau que le comportement des panneaux d'âme est pratiquement élastique jusqu'à 100 tonnes. Les déformations résiduelles moyennes et maxima indiquées par les tensomètres ohmiques aux retours à charge nulle ont été les suivantes :

TABLEAU IV

Charge maximum atteinte en tonnes	Déformations résiduelles en millièmes		No. du panneau où s'est produit le maximum
	Moyennes	Maxima	
60	7	30	4
80	7	28	4
90	7	26	4
100	8	30	1
110	14	30	1
120	19	50	2
130	37	129	2

A notre avis, les valeurs mesurées jusqu'à 100 tonnes proviennent plus d'erreurs dues à des variations de température que de véritables tensions résiduelles des panneaux d'âme. Les principaux résultats numériques obtenus lors de cet essai sont

consignés aux lignes 6 à 8 du tableau II. On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes:

- (1) Pour le panneau critique, soumis à des sollicitations où le cisaillement prédomine, la charge critique expérimentale est pratiquement égale à la charge critique théorique de Timoshenko.
- (2) La poutre est restée pratiquement élastique jusqu'à une charge égale à 1,35 fois la charge critique théorique.
- (3) Le phénomène primaire qui a entraîné la mise hors service de la poutre est, non pas le voilement d'un panneau, mais le flambage plastique de la membrure comprimée de ce panneau.
- (4) La charge ultime était égale à 1,92 fois la charge critique théorique ou expérimentale.

(c) Le troisième essai

Le troisième essai de rupture a été réalisé sur le tronçon terminal de droite de la poutre d'essai, qui était identique au précédent, sauf que l'âme n'avait que 5,2 mm. d'épaisseur au lieu de 6,2 mm. L'essai a été effectué à l'aide des trois vérins couplés et les instruments de mesure utilisés ont été les mêmes que dans l'essai précédent. La charge a été élevée de 5 en 5 tonnes et on a effectué à chaque palier la lecture de tous les appareils. On a effectué des retours à zéro toutes les 10 tonnes à partir de 60 tonnes, pour apprécier l'ampleur des déformations résiduelles. Les principaux résultats de ces essais sont consignés aux lignes 9 à 11 du tableau II. On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes:

- (1) La charge critique expérimentale du panneau voilé (64 tonnes) dépasse ici de 36 % la charge critique théorique de Timoshenko et est presque égale à celle de Nölke et Iguchi.
- (2) La poutre s'est comportée de façon pratiquement élastique jusqu'à 90 tonnes, soit 1,91 fois la charge critique théorique et 1,41 fois la charge critique expérimentale du panneau dangereux.
- (3) La charge ultime était égale à 2,27 fois la charge critique théorique et 1,68 fois la charge critique expérimentale.

PRINCIPAUX RÉSULTATS ACQUIS PAR LES ÉTUDES FAITES SUR LE VOILEMENT ET CONCLUSIONS GÉNÉRALES

Nos expériences confirment en général et complètent les résultats obtenus lors des recherches expérimentales antérieures, et principalement celles de Wästlund et Bergman.* A la suite de tous ces travaux, on peut résumer comme suit les principaux résultats acquis à ce jour théoriquement et expérimentalement:

1. Le voilement de l'âme des poutres à âme pleine est un phénomène progressif, qui n'entraîne pas un écroulement soudain de la poutre comme le phénomène de flambement. Par conséquent, il doit être considéré comme équivalent, en ce qui concerne le danger de rupture, à des types de sollicitation telles que la flexion, le cisaillement, etc., qui n'entraînent aucun risque d'instabilité élastique.

2. La charge critique expérimentale est plus élevée que la charge critique théorique calculée par les formules de Timoshenko; le rapport $P_{cr}^{exp}/P_{cr}^{théor}$ est 1,3 fois plus grand, en moyenne, pour les panneaux fléchis que pour les panneaux cisailés, ce qui permet d'adopter pour les premiers un coefficient de sécurité plus petit.

* G. Wästlund et St. Bergman, *Buckling of Webs in Deep Steel I Girders*, 206 pp., Stockholm, 1947.

3. La poutre reste pratiquement élastique jusqu'à une charge variant selon les cas, de 1,2 à 2,8 fois la charge critique théorique de Timoshenko.

4. La charge ultime est 2 à 4 fois plus élevée que la charge critique théorique; elle est sans relation directe avec cette dernière et est conditionnée surtout par la résistance des éléments de la poutre (âme, semelles, raidisseurs) à des phénomènes locaux d'instabilité provoqués au moment où ces éléments deviennent partiellement plastiques.

5. La courbure initiale des panneaux d'âme ne joue pas de rôle défavorable comme dans le flambement, mais un rôle quasi-nul où même favorable. Les résultats d'essais obtenus sur poutres très soignées peuvent par conséquent être transposés directement aux poutres industrielles, sans interposition d'une sécurité supplémentaire.

CONCLUSION

Nous sommes partisan d'adopter des coefficients de sécurité de l'ordre de 1,35 vis à vis des charges critiques théoriques de voilement par cisaillement et 1,20 vis à vis de celles de voilement par flexion. Ces coefficients donnent une très large sécurité réelle vis à vis de la mise hors service. La présence de coefficients différents n'est pas un obstacle au calcul pratique, parce qu'il faudrait de toutes façons construire un abaque simplifiant la besogne des praticiens. On peut dessiner un tel abaque, qui donnerait directement le coefficient de sécurité d'un panneau d'âme donné, soumis à des tensions σ et τ données.

Par ailleurs, il n'y a pas lieu de limiter le rapport hauteur sur épaisseur de l'âme, si l'on effectue simultanément une étude soignée de sa stabilité au voilement et de sa résistance à l'effort tranchant.

Les essais brièvement décrits dans la présente note ont fait l'objet d'un mémoire plus étendu, contenant l'ensemble des résultats expérimentaux et une analyse comparative détaillée des critères proposés pour déterminer la charge critique de voilement. Ce mémoire a été publié sous le même titre que la note actuelle dans le *Bulletin du CERES*, Liège, octobre 1951, pp. 66-240.

Résumé

Après un bref rappel des solutions théoriques concernant le voilement des plaques fléchies et cisillées dans leur plan, l'auteur décrit les essais non destructifs et jusqu'à rupture qui ont été effectués sur une poutre de 13×1 m. à âme très mince, chargée transversalement.

Lors des essais non destructifs, on a mesuré par la méthode de Southwell la charge critique de voilement de chaque panneau d'âme. Dans les essais jusqu'à rupture, on a enregistré les tensions et déformations transversales des panneaux, ainsi que les tensions et déformations résiduelles subsistant après déchargements consécutifs à des charges croissantes.

Les essais montrent que le voilement est un phénomène progressif beaucoup moins dangereux que le flambement. La poutre reste élastique bien au-delà de la charge critique théorique et sa charge ultime est un multiple de cette dernière.

C'est pourquoi l'auteur propose en conclusion d'adopter des coefficients de sécurité plus réduits que ceux en vigueur actuellement.

Summary

After briefly referring to the theoretical solutions of the problem of the buckling of plates subjected to plane bending and shearing stressing, the author describes his tests made on a transversely loaded girder, of 13 m. span and 1 m. high with very thin

web plates; the tests were made within the carrying capacity and up to failure of the girder.

During testing within the carrying capacity, the critical buckling-load of each panel of the web was measured according to the Southwell method. During the tests to failure, the transverse stresses and deformations of the panels were determined, as well as the residual stresses and deformations that were present after again reducing the loads in the steps with increasing load.

The tests show that buckling of webs is a progressive phenomenon much less dangerous than buckling of bars. The girder behaves elastically far beyond the theoretical critical load, and its final load is a multiple of the latter.

The author therefore concludes by suggesting that the factors of safety adopted should be smaller than those used at present.

Zusammenfassung

Nach einer kurzen Erwähnung der theoretischen Lösungen des Beulproblems von Platten unter ebener Biege- und Scherbeanspruchung beschreibt der Verfasser seine sich innerhalb der Tragfähigkeit und bis zum Bruch erstreckenden Versuche an einem querbelasteten Träger von 13 m. Spannweite und 1 m. Höhe mit sehr dünnem Stehblech.

Bei den Versuchen im Rahmen der Tragfähigkeit wurde nach der Methode von Southwell die kritische Beullast jedes Stehblechfeldes gemessen. Bei den Bruchversuchen wurden die Querspannungen und -Verformungen der Felder wie auch die bleibenden Spannungen und Verformungen, die nach den Entlastungen bei steigenden Laststufen vorhanden waren, bestimmt.

Die Versuche zeigen, dass das Ausbeulen eine bedeutend weniger gefährliche fortschreitende Erscheinung ist als das Knicken. Der Träger bleibt weit über die theoretische kritische Last hinaus elastisch und seine Endlast ist ein Vielfaches dieser letzteren.

Der Verfasser schlägt deshalb zum Schluss vor, kleinere Sicherheitskoeffizienten als die zur Zeit geltenden anzuwenden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

BII 1

Studies of composite beams

Essai sur poutres composées

Versuche an Verbundträgern

GEORG WÄSTLUND

and

LARS ÖSTLUND, C.E.

Professor of Structural Engineering and Bridge
Building, Royal Institute of Technology,
Stockholm

Assistant at the Division of Structural Engineering
and Bridge Building, Royal Institute of Technology,
Stockholm

INTRODUCTION

In recent times designers have begun to utilise more and more the unity of action of a steel beam and a concrete slab resting on it. In such a structure shear forces occur between the steel and the concrete. In many cases the steel beam and the concrete slab act jointly even without any special shear connectors, but in order to ensure unity of action it is necessary to provide the beam with some special shear connection between steel and concrete. Details of several investigations on such shear connectors have been published. In the paper the authors first describe some tests made mainly to compare *different types of connectors*. Further tests made on composite *beams* of various types submitted either to positive or to negative moments are also described. All these tests were carried out at the Division of Structural Engineering and Bridge Building, Royal Institute of Technology, Stockholm.

TESTS ON VARIOUS TYPES OF SHEAR CONNECTORS

Different shear connectors were tested in the "push-out" specimens shown in fig. 1. An I-beam had a connector welded to each flange, and both connectors were embedded in 100 mm. thick concrete slabs. The slabs were cast in direct contact with the flanges of the beam, and were designed so that the whole section should be compressed during testing. The slip between the steel and the concrete was measured with four dial gauges.

To begin with, seven various types of shear connectors were tested. Their shapes and dimensions are given in fig. 2 and the following is their description. Two specimens of each type were tested.

Type I: No special shear connectors.

Type II: Connectors made of pieces of a channel-beam welded to the flanges of the I-beam.

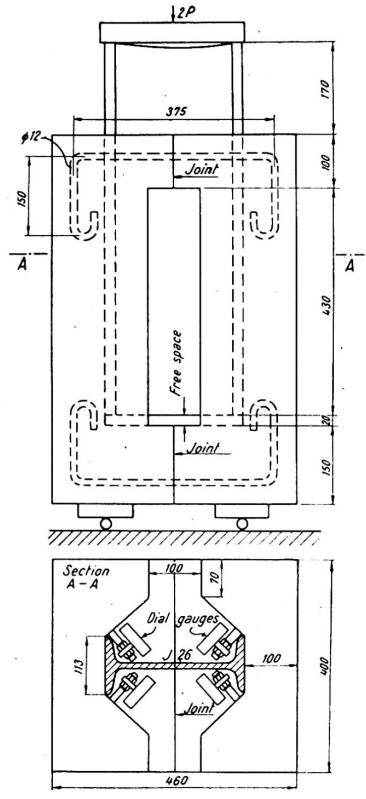


Fig. 1. Test specimen for testing shear connectors

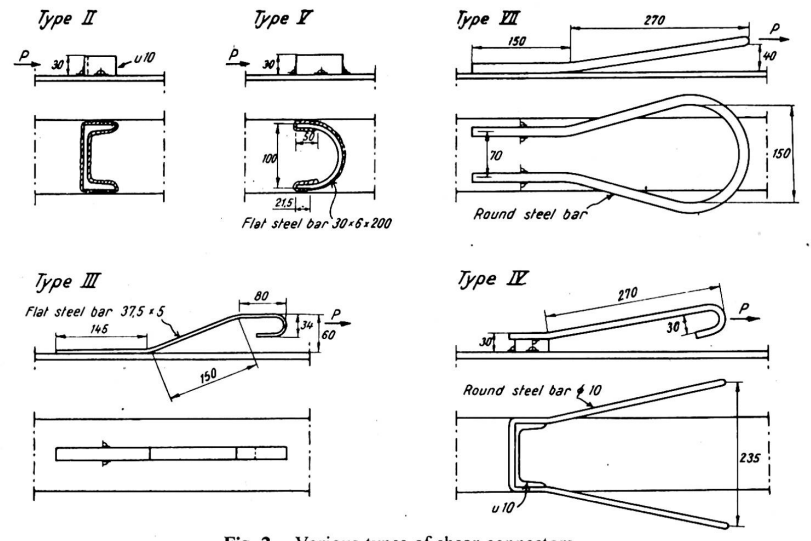


Fig. 2. Various types of shear connectors

Type III: Connectors made of flat steel bars hook-shaped as shown in fig. 2 and welded to the flanges.

Type IV: Connectors made of the same channel as type II and provided with two round steel bar hooks, \varnothing 10 mm., welded to the channels.

Type V: Connectors consisting of a rectangular steel plate semicircularly bent and welded to the flanges.

Type VI: Connectors of type III, but each slab horizontally reinforced with five \varnothing 10 mm. round bars at the outer side, and five \varnothing 6 mm. round bars at the inner side at right angles to the hooks.

Type VII: Connectors made of round steel bars, \varnothing 16 mm., bow-shaped as shown in fig. 2 and welded to the flanges of the I-beam.

During the testing the load was applied and removed as follows: $2P=0-5-0-5-10-0-5-10-15-0-5-10-15-20-0-20-0-20-0-20-25-30-0-30-35-40-45$. . . tons. The interval between two consecutive loads was about five minutes.

The results of these tests are shown in Table I, which gives the ultimate load, the slip between the steel and the concrete at the load $P=10$ tons, and the load P corresponding to a slip of 0.1 mm. Further, the weight of one connector is indicated in the table. To obtain a fair comparison between the various types, the compressive strength of the concrete (20-cm. cubes) is also given.

TABLE I

Type	Compr. strength, kg./cm. ²		Ultimate load P , tons		Slip at $P=10$ tons, 1/100 mm.		Load P at the slip 0.1 mm., tons		Weight of one connector, kg.
	each test	average	each test	average	each test	average	each test	average	
I	361	355	0.6	1.0	—	—	0.1	0.15	—
	350		1.5		—		0.2		
II	316	325	15.0	15.0	45	46	3.4	4.1	0.32
	334		15.0		47		4.8		
III	315	315	11.5	11.7	144	184	3.2	3.0	0.75
	316		12.0		224		2.8		
IV	337	328	20.6	20.0	16	16	8.2	8.1	0.79
	319		19.5		16		8.0		
V	267	265	14.8	12.9	52	90	4.0	3.6	0.28
	264		11.0		128		3.3		
VI	274	268	13.2	13.2	196	254	1.6	2.2	0.75
	263		13.2		312		2.9		
VII	252	259	20.0	20.6	12	19	10.0	9.0	1.53
	267		21.3		25		8.0		

From this table it will be seen that the types IV and VII are definitely better than

the other types, especially as regards the magnitude of the slip. When comparing these two types it is to be noted that the compressive strength of the concrete was lower in the specimens with connectors of type VII, and this type ought therefore to be better if the quality of the concrete were equal. The consumption of steel for the connectors of type IV is smaller than that for type VII, but the manufacture of type IV is more intricate. On the whole, type VII was considered the best, and was used in further tests.

A number of further similar tests were made (Table II); only the thickness of the round bars was varied. For specimen 8 the thickness was 12 mm.; for specimen 9, 16 mm.; and for specimen 10, 20 mm. In another series (specimens 21, 9 and 22) all dimensions except the length of the welds were varied on the same scale so that all connectors were uniform. The dimensions of the connectors are given in fig. 3. The steel used for these connectors was the Swedish grade St. 52, and had a yield-point stress of 3,500 kg./cm.² and an ultimate strength of 5,400 kg./cm.²

TABLE II

Specimen No.	Thick-ness of the round bars, mm.	Diameter of the bow, mm.	Compression strength kg./cm. ²		Ultimate load <i>P</i> , tons		Slip at <i>P</i> =10 tons, 1/100 mm.		Load <i>P</i> at the slip 0.1 mm., tons		Weight of one connector kg.
				aver.		aver.		aver.		aver.	
8A 8B 8C 8D	12	150	352 327 298 298	319	20 19 19 18	19	23 16 20 17	19	9.2 9.5 7.5 9.2	8.8	0.86
9A 9B 9C 9D	16	150	336 301 277 277	298	28 25 23 25	25	10 15 25 17	17	10.0 9.0 8.5 9.2	9.2	1.53
10A 10B 10C 10D	20	150	325 316 343 343	332	25 25 34 34	30	9 15 7 8	10	10.5 9.5 12.0 11.5	10.9	2.39
21A 21B	12	112	310 310	310	19 18	19	25 26	26	8.8 8.8	8.8	0.72
22A 22B	20	188	327 327	327	32 34	33	8 6	7	12.2 13.2	12.7	2.80

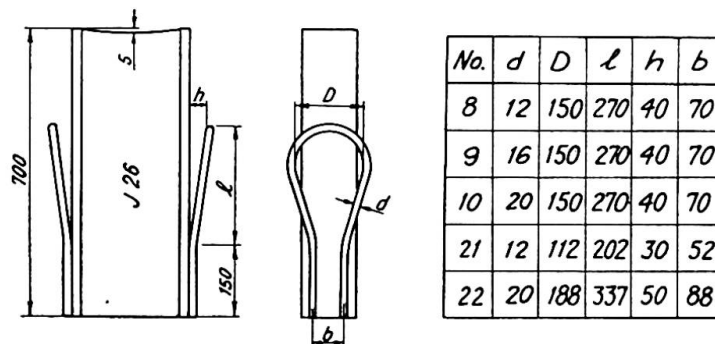


Fig. 3. The dimensions of the tested connectors of type VII

When the ultimate load was reached the concrete slabs were somewhat cracked. No fractures occurred in the connectors. It is possible that yielding occurred, but this could not be observed. Failure was therefore probably due to crushing and cracking of the concrete. It may be noted that the tensile stresses which would exist in the connector bars if they were assumed to take the whole ultimate load were in most cases greater than the ultimate strength of the steel. This indicates that there must have been a certain amount of bond between the steel and the concrete.

The variations in values in Table II are not greater than can be expected, if the specimens 10A and 10B, which have considerably smaller ultimate loads than the specimens 10C and 10D, are excepted. By comparing these values with the other values it is found that the values given for 10C and 10D seem to be the more correct and it is possible that some fault has occurred in specimens 10A and 10B. The results indicate that the ultimate load increases and the slip decreases as the round bars become thicker. The diameter and the other dimensions of the bow seem to have less influence on the ultimate load and the slip.

In practice, especially when the live load is great in comparison with the dead load, the shear connectors used in composite beams can be submitted to forces in the "wrong" direction, i.e. in the direction opposite to that in which the previous tests were made. Therefore, some tests have also been made with connectors of type VII turned in the "wrong" direction. The specimens 15, 16 and 17 were the same as 8, 9 and 10 respectively but the connectors were turned. The two slabs in this series were joined by means of round steel bars so that they could not separate from the flanges of the steel beam. Another type of specimen, 23, was exactly the same as the specimen 16 but the slabs were quite free, i.e. not joined. The tests were carried out in the same way as above, and the results are given in Table III.

TABLE III

Specimen No.	Thickness of the round bars, mm.	Diameter of the bows, mm.	Compression strength, kg./cm. ²		Ultimate load <i>P</i> , tons		Slip at <i>P</i> =10 tons, 1/100 mm.		Load <i>P</i> at the slip 0.1 mm., tons	
				aver.		aver.		aver.		aver.
15A 15B	12	150	270 254	262	15 15	15	26 39	32	7.5 6.3	6.9
16A 16B	16	150	272 321	296	19 21	20	17 14	16	9.0 9.7	9.3
17A 17B	20	150	379 362	370	22 24	23	6 6	6	12.5 13.0	12.7
23A 23B	16	150	346 346	346	11 11	11	70 47	58	5.2 5.8	5.5

When the separation of the slabs from the flanges of the steel beam was prevented, the results were fairly good, in some cases even better than those obtained with the shear connectors in the "right" direction. When the slabs were quite free, they were pushed out of the steel beam by the connectors even at a comparatively small load. However, the practical case comes somewhere between these two limit cases, and, further, smaller forces will generally act in the "wrong" direction on the shear connectors if they are appropriately designed. Therefore, the results may be regarded as satisfactory.

Considering all the test results given in the above tables, the large slip between the steel and the concrete at the ultimate load indicates that this load should not wholly determine the allowable load. If a slab shall act jointly with a steel beam the joint must be rigid, i.e. the slip must be small. From various points of view it was considered that a slip of about 0.1 mm. was allowable, and an allowable load of about 9 tons is obtained for one connector, ϕ 16 mm., a slightly smaller load for ϕ 12 mm., and a somewhat greater load for ϕ 20 mm. Connectors in the "wrong" direction should be allowed to carry about half the allowable load for connectors in the "right" direction. These values also provide satisfactory safety against rupture.

TESTS ON COMPOSITE BEAMS SUBMITTED TO POSITIVE MOMENT (COMPRESSION IN CONCRETE SLAB)

Six beams were tested, all having the shape and dimensions shown in fig. 4. The shear connection, however, was different, as may be seen from the following description.

Beams 11A and 11B: Shear connectors of type VII, cf. fig. 2, with round bars, ϕ 16 mm., placed as indicated in fig. 4.

Beams 13A and 13B: No special shear connectors between steel and concrete. A smooth plate, 6×130 mm., was welded to the upper flange of the steel beam so that the beams should be directly comparable with the beams 14 and 19.

Beam 14A: Shear connection between steel and concrete ensured by a grooved steel plate, 6×130 mm. (floor plate), welded to the upper flange of the steel beam (fig. 5). Except for the grooves, there was no special connection.

Beam 19A: Same as beam 14A, but small bows made of round bars, ϕ 8 mm., were welded to the grooved steel plate to prevent separation of the concrete slab from the steel beam (fig. 5).

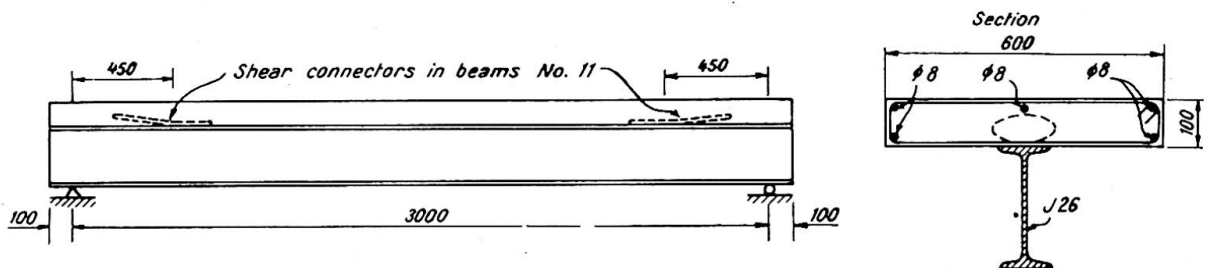


Fig. 4. Test beams No. 11

Some beams were loaded at the $1/3$ points of span (beams A) and some at the centre (beams B). The deflections of the beams were observed on dial gauges placed at the $1/3$ points on beam 11 and at the centre on the other beams. The slip between steel and concrete was observed on twelve dial gauges, six on each side of the beams. Finally, the distribution of the strain in the middle section of the steel beam was observed by means of electric strain-gauges. When this distribution is known, it is easy to calculate the resulting normal force acting on the steel section in the middle of the beam. In view of the conditions of equilibrium for half the steel beam, this normal force must be equal to the total shear force between the steel beam and the concrete slab. In other words, this shear force was observed indirectly.

The results of the tests on the beams A are shown in figs. 6 to 9. The tests on the beams B gave fundamentally similar results, but they are omitted here in order to save

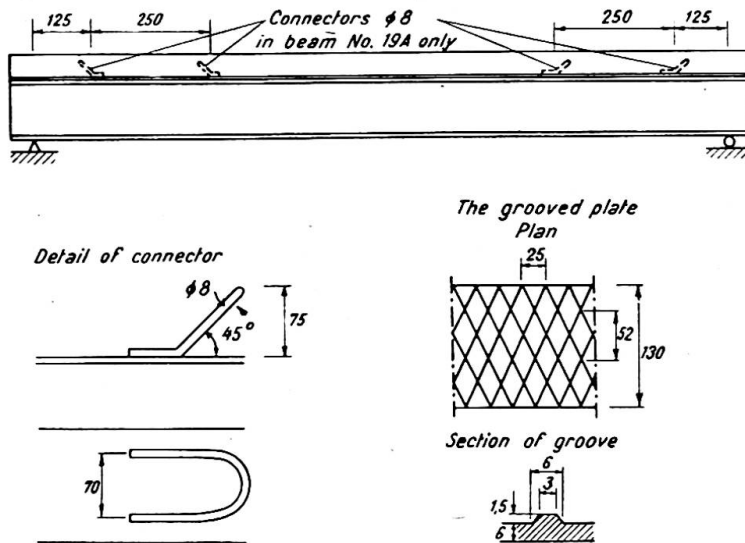


Fig. 5. Test beams No. 14 and No. 19

space. For comparison, the deflections and the shear forces have been calculated theoretically on the assumption of an infinitely rigid joint between the steel and the concrete, using the value $n = \frac{E_{steel}}{E_{concrete}} = 7$, and $n = 15$. The results of these calculations are also shown in figs. 6 to 8. The compressive strength of the concrete of the slab is given in Table IV.

TABLE IV

Beam No.	Compressive strength of concrete, kg./cm. ²
11A	342
13A	311
14A	260
19A	308

Fig. 6 shows the deflection δ in the two $1/3$ points of the beam 11A as a function of the load P . At the loads of 18 tons and 24 tons, the strength of bond between the steel and the concrete was exceeded first on the one side of the beam and then on the other. After that, the shear connectors had to withstand the shear force which caused slip between the steel and the concrete without any increase in load.

Fig. 7 shows the deflection δ at the centre of the beams 13A, 14A and 19A as a function of the load P .

In fig. 8 the total shear force T between the steel beam and the concrete slab is plotted as a function of the load P for all beams A. Fig. 9 shows the relation between the total shear force T and the slip at that end of the beam where large slips occurred first. These two diagrams show an important difference between the beams provided with special connectors keeping the steel beam and the concrete slab together (beams 11A and 19A) and the beams without such connectors (beams 13A and 14A). The strength of bond between the steel and the concrete was exceeded at loads of 6 tons and 18 tons in the beams 13A and 14A respectively (fig. 8). When the load was

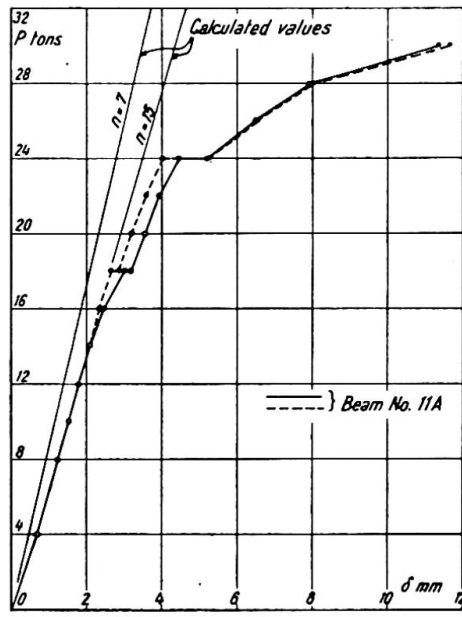


Fig. 6. The deflection δ in the two 1/3 points of beam No. 11A as a function of the load P

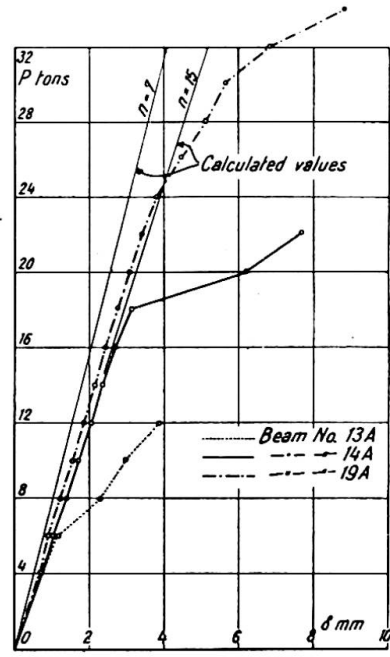


Fig. 7. The deflection δ at the centre of beams No. 13A, No. 14A and No. 19A as a function of the load P

further increased the slip increased too, but the shear force decreased and did not reach its maximum value again. The bond between the steel and the concrete was destroyed for ever. When the bond strength was exceeded in beam 14A, the slab was lifted from the grooves. In the beams 11A and 19A the bond strength was exceeded at loads of 16 tons and 24 tons respectively. But when the load was further increased, the shear force also increased even if the load was removed and applied again. These tests show the importance of a reliable connection between the steel

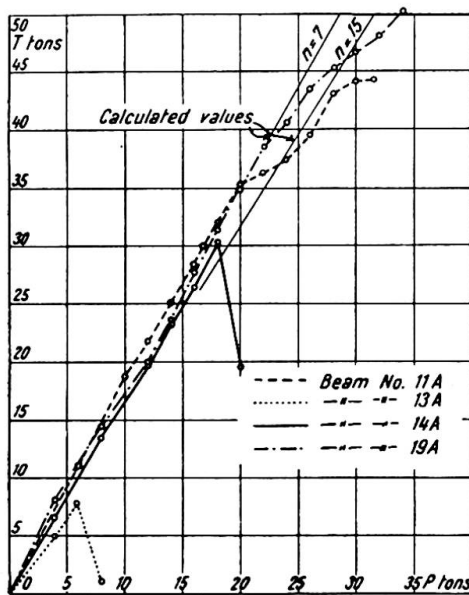


Fig. 8. The total shear force T as a function of the load P

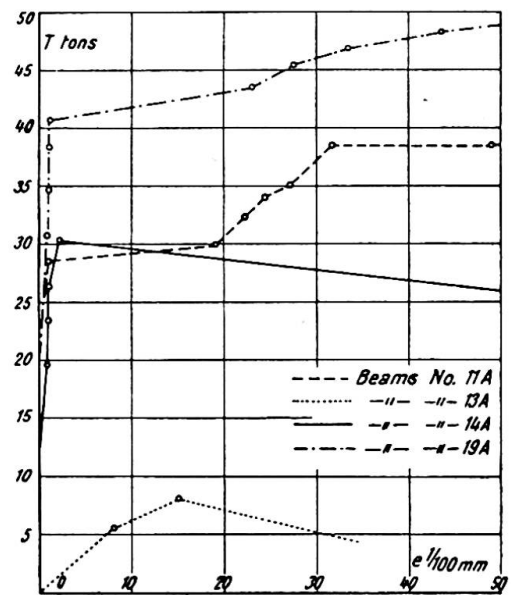


Fig. 9. Relation between the total shear force T and the slip e between steel and concrete

beam and the concrete slab. A brittle rupture between steel and concrete is dangerous, as stresses due to shrinkage and changes in temperature cannot be calculated very accurately. Furthermore, it is to be noted that the ultimate shear force in the test beam 11A, with *one* shear connector of type VII on each half of the beam, was as great as 44 tons. When the connectors were tested separately in the specimens shown in fig. 1, an ultimate load of about 25 tons was observed. The difference is considerable, and is possibly due to friction forces between steel and concrete occurring when the bond strength is exceeded. Perhaps this difference is partly due to the shrinkage of the concrete which causes initial shear forces in a direction opposite to that obtained during the tests. Anyhow, if the shear connectors are designed as proposed in the first part of the paper, the safety ought to be quite satisfactory.

TESTS ON COMPOSITE BEAMS SUBMITTED TO NEGATIVE MOMENT (TENSION IN CONCRETE SLAB)

Five beams were tested. They all had the same dimensions as the beams tested under the action of positive moments, and the load was applied at their 1/3 points. The special characteristics of the various types of beams are given below.

Beams 12 (two beams): The concrete slab was reinforced with nine round bars, \varnothing 16 mm., of the Swedish steel grade St. 52 (yield-point 3,500 kg./cm.², tensile strength 5,400 kg./cm.²). Shear connectors of type VII made of round bars, \varnothing 16 mm., were used; one on each half of the beam (fig. 10).

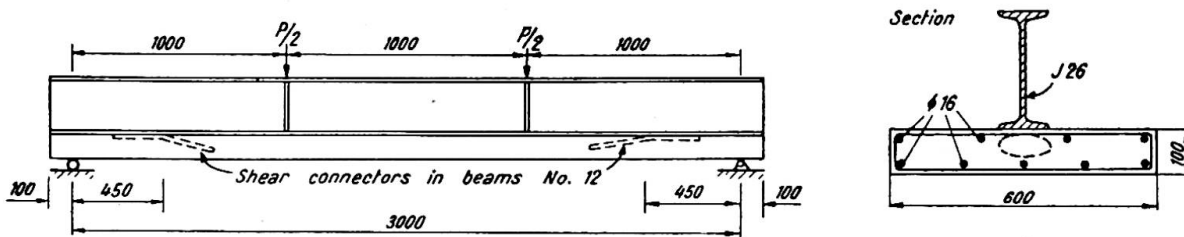


Fig. 10. Test beams No. 12

Beams 18 (two beams): Just as in the beams 12, the slab was reinforced with nine round bars, \varnothing 16 mm., St. 52. No special shear connectors were used, but each reinforcement bar was bent down and welded to the upper flange of the steel beam (fig. 11). This design was suggested by Dr. A. Aas-Jakobsen, Oslo.

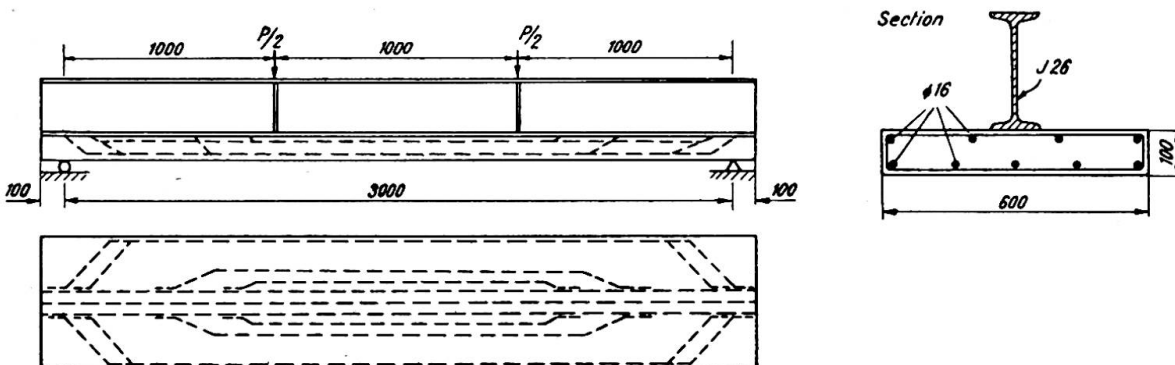


Fig. 11. Test beams No. 18

Beam 20 (one beam): In this beam the concrete slab was prestressed so that it was able to withstand a certain tension without cracking. Shear connectors of type VII made of round bars, $\varnothing 20$ mm., were used; three on each half of the beam. This test is described in another paper*, and the description will not be repeated here in order to save space. It is only mentioned for the sake of completeness.

The deflections, the slip between the steel beam and the concrete, and the strains in the middle section of the beams were observed in exactly the same way as in the tests on the beams submitted to positive moments. The cracks in the concrete slabs were also observed.

The results of these tests are shown in figs. 12 to 14, but only for one beam of each type, as the results were approximately equal for the beams of the same type. For comparison, theoretical values calculated for $n=7$, $n=15$ and $n=\infty$ are also shown in figs. 12 and 13. The compressive strength of the concrete of the slab was 358 kg./cm.^2 for beam 12 and 327 kg./cm.^2 for beam 18.

Fig. 12 shows the deflection δ at the $1/3$ points of the beams 12 and 18 (δ is almost exactly equal at both points) as a function of the load P .

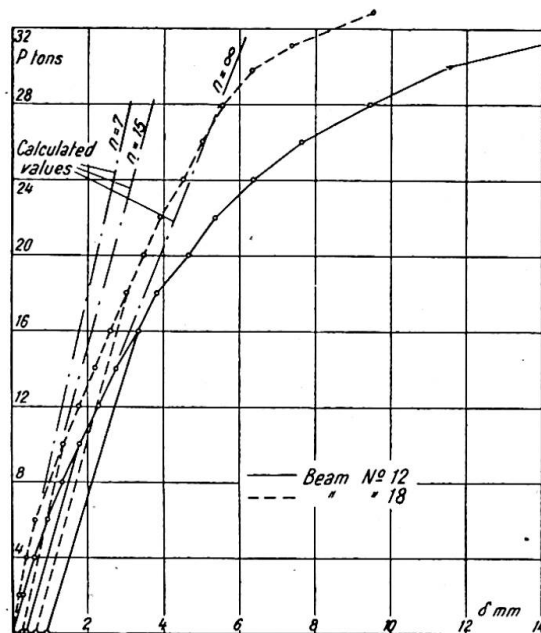


Fig. 12. The deflection δ of beams No. 12 and No. 18 as a function of the load P

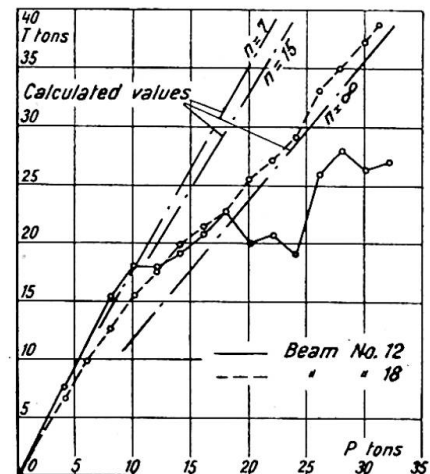


Fig. 13. The total shear force T as a function of the load P

In fig. 13 the total shear force T is given as a function of the load P . At small loads, when the concrete is not yet cracked, the curves follow the curves calculated for $n=7$ or 15 . But when the load is increased, the concrete cracks more and more (the first cracks occurred in both beams 12 and 18 when the load was 12 tons), and the curves approach the curves calculated for $n=\infty$. In beam 12 the bond between steel and concrete was impaired on one side of the beam at a load of 19.5 tons, and on the other side at a load of 23.8 tons. This was indicated by a considerable slip between the steel beam and the concrete slab. When the bond was impaired, the shear force T

* Wästlund, G., and Östlund, L.: "Tests on a Composite Beam with a Prestressed Slab," Congrès International du Béton Précontraint, Ghent, 1951.

decreased temporarily, and the loss of bond is therefore clearly marked in the curve. The ultimate total shear force in beam 12 was about 28 tons, i.e. about the same as the ultimate load of the shear connectors used in this beam, tested in the specimens described in the first part of the paper. In beam 18 there was no great slip between the steel beam and the concrete slab, and the shear force approximately follows the curve calculated for $n = \infty$ up to the ultimate load of the beam. The relation between the total shear force T and the slip between steel and concrete at one end of beam 12 is shown in fig. 14. In beam 18 the greatest slip observed was 0.05 mm.

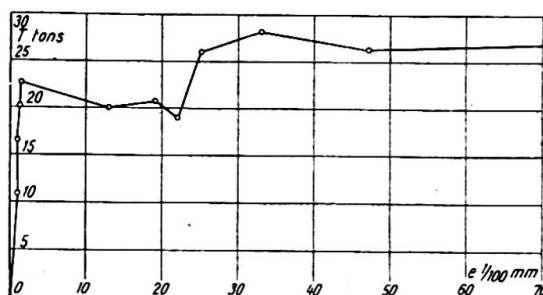


Fig. 14. Relation between the total shear force T and the slip e between steel and concrete (Beams No. 12)

It is evident from fig. 12 that if a composite beam is submitted to a negative moment the concrete cannot be assumed to act jointly with the steel beam, as it generally cracks at relatively small tensile stresses. However, if the connection between the steel beam and the concrete slab is sufficient, the *reinforcement* in the slab acts jointly with the steel beam (i.e. $n = \infty$). Two types of such connections have been tested, and the method used in beam 18 seems to be the best, as it results in a very rigid connection between the steel beam and the concrete. Of course, the number and the size of shear connectors in beam 12 could be increased, but even then there would be a noticeable slip between steel and concrete at high loads. This fact appeared from the test on beam 20, in which three connectors made of round bars $\varnothing 20$ mm. were used for each half of the beam. The cracks were relatively small in the tests on beams 12 and 18 (the width of the biggest crack was about 0.1 mm. at a load of 16 tons and about 0.2 mm. at a load of 30 tons), probably owing to the relatively high ratio of reinforcement. Finally, it may be pointed out that the ultimate loads of the shear connectors in beam 12 were considerably smaller than those obtained for the beams submitted to a positive moment.

In the test on the beam with the prestressed slab, it was found that this beam acted as expected in most respects, i.e. the concrete and the steel beam acted jointly until the concrete cracked. This occurred at a considerably higher load (26 tons) than in the other beams (12 tons).

ACKNOWLEDGMENTS

Most of the tests were carried out as graduation theses by the following students: E. Enhamre, G. Rosenborg, R. Werner, A. Norling, O. Nygren, L. Wettermark, R. Albåge, R. Loothagen, C. Rehn, G. Holmquist, L. Hellström, S. Lundblad and L. Laurell. The authors wish to thank them for their valuable contributions to the investigation.

Summary

The first part of this paper describes tests on different types of shear connectors tested in "push-out" specimens. The results showed that one type of connector (type VII) consisting of a bow-shaped round steel bar welded to the flange of the steel beam was the best of the types tested.

The second part deals with composite beams subjected to positive moments. Six beams were tested, viz. two without any shear connection between the steel beam and concrete slab (13A and 13B), two with shear connectors of type VII (11A and 11B), and two with a shear connection consisting of grooves in the upper flange of the steel beam. One of the latter two beams had no other connection (14A), whereas the second beam was furthermore provided with small connectors keeping the steel beam and the concrete slab together (19A). The results of the tests indicated that the beams without connectors (13A, 13B and 14A) were not satisfactory. The other beams gave good results, especially beam 19A which had a very rigid joint between the steel and the concrete.

The third part deals with composite beams subjected to negative moments. Five beams were tested, viz. two with shear connectors of type VII, two with the reinforcement in the slab bent down and welded to the upper flange of the steel beam, and, finally, one with a prestressed concrete slab and shear connectors of type VII. The results of the tests indicate that the concrete in the beams with non-prestressed slab cannot be assumed to act jointly with the steel beam, as it generally cracks at comparatively small loads. However, if the connection between steel and concrete is satisfactory, the reinforcement in the slab acts jointly with the steel beam. The beam with the prestressed slab was satisfactory in most respects and, owing to prestressing, the concrete acted jointly with the steel beam up to high loads.

Résumé

Dans la première partie du rapport, l'auteur expose les résultats d'essais de cisaillement qui ont été effectués sur des poutres composées assemblées suivant différents modes de goujonage. Ces essais ont montré que le mode le plus avantageux est le goujonage réalisé avec un fer rond recourbé en boucle et soudé sur les ailes de la poutre (type VII).

La deuxième partie du rapport traite du comportement des poutres composées soumises à des contraintes dues à des moments positifs. Six poutres ont été essayées, à savoir: deux poutres ne comportant aucune protection contre le cisaillement entre poutre métallique et dalle de béton, deux poutres avec goujonage suivant type VII et deux poutres avec assemblage constitué par une ondulation de la bride supérieure de la poutre. L'un des deux derniers groupes de poutres ne comportait aucun autre élément d'assemblage entre poutre métallique et dalle de béton; l'autre groupe (19A) comportait un élément d'assemblage additionnel par petits goujons. Les essais ont mis en évidence le comportement insuffisant des poutres ne comportant aucun goujonage. Les autres poutres ont donné de bons résultats, tout particulièrement le type 19A, dans lequel un assemblage très rigide est réalisé entre l'acier et le béton.

La troisième partie du rapport porte sur les poutres composées soumises à des contraintes dues à des moments négatifs. Cinq poutres ont été essayées, dont deux avec assemblages suivant type VII, deux dans lesquelles les armatures de la dalle de béton sont recourbées vers le bas et soudées à l'aile supérieure de la poutre métallique et enfin une poutre comportant une dalle en béton précontraint et assemblages suivant type VII. Les essais ont montré que dans celles des poutres ci-dessus qui ne comportaient pas une dalle de béton précontraint, on ne pouvait tabler sur aucune coopéra-

tion entre le béton et les poutres métalliques, car il se manifestait une fissuration dans le béton, dès l'application de charges relativement faibles. La coopération entre l'armature de la dalle et la poutre métallique paraît toutefois assurée lorsque la liaison entre le béton et la poutre métallique est satisfaisante. La poutre métallique avec dalle en béton précontraint donne des résultats satisfaisants à presque tous les égards et grâce à la précontrainte, la coopération entre béton et poutre est parfaite, jusque sous des charges élevées.

Zusammenfassung

Im ersten Teil des Aufsatzes werden Scherversuche beschrieben, die mit verschiedenen Dübel-Typen durchgeführt wurden. Auf Grund dieser Versuche kann die durch ein schleifenförmig gebogenes, an den Flanschen des Stahlträgers angeschweisstes Rundeseisen gebildete Verdübelung (Typ VII) als die beste der untersuchten Ausführungen bezeichnet werden.

Der zweite Teil behandelt Verbundträger unter positiver Momentenbeanspruchung. Es wurden 6 Balken untersucht, nämlich zwei ohne jegliche Schubsicherung zwischen Stahlträger und Betonplatte, zwei mit Dübeln vom Typ VII und zwei mit einer durch Riffelung des oberen Trägerflansches gebildeten Verdübelung. Der eine der letztgenannten zwei Träger besass keine weiteren Verbindungen zwischen dem Stahlträger und der Betonplatte, während der andere (19A) zusätzlich mit kleinen Dübeln versehen war. Die Versuche zeigten die ungenügende Wirkung der Balken ohne Verdübelung. Bei den anderen Trägern wurden gute Ergebnisse erzielt, besonders beim Träger 19A, bei dem der Verbund zwischen Stahl und Beton sehr starr war.

Der dritte Teil des Berichtes behandelt Verbundträger unter negativer Momentenbeanspruchung. 5 Träger wurden untersucht, zwei davon mit Verbindungen vom Typ VII, zwei weitere, bei denen die Bewehrung der Platte nach unten abgebogen und an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschweisst war und ein letzter Träger mit einer Platte aus vorgespanntem Beton und Verbindungen vom Typ VII. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei denjenigen Trägern, welche nicht mit einer Platte aus vorgespanntem Beton versehen sind, kein Zusammenwirken zwischen Beton und Stahlträgern angenommen werden darf, da die Rissebildung im Beton bereits bei verhältnismässig kleinen Belastungen auftritt. Das Zusammenwirken der Plattenbewehrung mit dem Stahlträger erscheint jedoch als gesichert, wenn die Verbindung zwischen Stahl und Beton befriedigend ist. Der Träger mit der Platte aus vorgespanntem Beton ergab fast in jeder Beziehung zufriedenstellende Resultate und das Zusammenwirken des Betons mit dem Stahlträger war dank der Vorspannung bis zu hohen Belastungen einwandfrei.

Leere Seite
Blank page
Page vide