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

Band: 6 (1960)

Rubrik: III. Steel skeleton

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 06.01.2026

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

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

III
Ossature métallique
Stahlskelettbauweise
Steel Skeleton

III a
Calcul, dimensionnement et réalisation
Berechnung, Bemessung und Ausbildung
Design and Execution

III b
Dalles et parois planes
Decken und Wände
Slabs and Walls

III c
Procédés de montage et sécurité du personnel
Montage und Unfallverhütung
Erection and Safety of the Workmen

General Report

GEORGE WINTER
Prof., Ph. D., Ithaca, N.Y.

The diversity of contributions to the Theme of Steel Framed Buildings is a reflection of the diversity of engineering requirements and skills which must combine to produce efficient structures of this type. Among this diversity, the structural design is only one facet. It is fitting that at least some of the other facets are reflected in the discussion, such as: the functional and economic (in contrast to structural) features of wall, floor, and roof construction, the manner in which erection procedures affect the economy of the structure, the problem of fire proofing, and others.

I. Structural Design

In the Preliminary General Report it has been emphasized in some detail that the question of frame instability (side-sway buckling) is becoming increasingly important. This is so because of two simultaneous tendencies. On the one hand, the reduction in dead loads achieved with modern wall and floor construction, as well as improved methods of design, analysis, and construction have resulted in much lighter steel frames than were current, say, in the 1930. The resulting greater slenderness of the columns makes buckling phenomena more important than before. It can be predicted that this tendency will be further accentuated by the forthcoming use of higher strength steels for ordinary construction. This development is just now making its appearance in the U.S.A. with the recent introduction of several new structural steels covering a considerable range of strengths. On the other hand, the present-day light curtain walls and partitions contribute little, if anything, toward the lateral stability of the structure, in contrast to the much greater rigidity of the older types of heavy walls. It is evident that the simultaneous development toward more slender columns and toward reduced wall bracing greatly accentuates the problem of lateral buckling.

Prof. GOLDBERG's discussion represents a further contribution to this topic. Its urgency is illustrated by the following significant quotation from that contribution: "Calculations made upon some recently designed building frames for the sidesway mode of buckling show that the equivalent or effective column length may be as much as three story heights. This is far from the one-story assumption which, in the past, has been a convenient and apparently adequate basis of design." This information is consistent with that provided by W. MERCHANT and A. H. SALEM in the Preliminary Publication, and described in the General Report. It represents a definite warning to the effect that conventional methods of column design, which used to disregard the possibility of lateral displacement, must be supplanted by more refined and realistic methods of analysis, or else decidedly unsafe situations may result.

The substance of Prof. GOLDBERG's contribution is concerned with structures which are braced against side-sway not by the stiffness of the frame itself, but by shear walls, truss bracing, or other special vertical bracing systems. Methods are shown for calculating the minimum stiffness so that such bracing systems will prevent side-sway buckling. Once such lateral instability is prevented, the only remaining buckling mode is that in which the two ends of each column do not move laterally with respect to one another; this mode results in much larger buckling loads than the side-sway mode.

In contemplating the design significance of Mr. GOLDBERG's contribution, two observations should be made which are both based on a recent paper by the present reporter on similar problems of lateral bracing [1][1]). In that paper

[1]) References p. 211.

the type of bracing required to prevent side-sway buckling, and analyzed by Mr. GOLDBERG, has been called "full bracing". The rigidity required for full bracing of an ideally aligned frame subject to vertical loads only can be designated by k_{id}. It is this value which is analyzed by Mr. GOLDBERG. On the other hand, any real member or frame is affected by inevitable defects of alignment, straightness, etc., and by the further possibility of transverse loads from wind and other sources. It is shown in [1] that the actual rigidity k_{req} which is required to prevent sidesway buckling in the presence of these inevitable factors, is larger than k_{id} and can be computed if these factors are known or reasonably assumed. It follows from this that Mr. GOLDBERG's criteria actually represent lower limits for the required shear rigidity of the bracing systems and that for actual structures larger rigidities must be provided.

On the other hand, it should not be forgotten that it is the primary function of these bracing systems to resist definite horizontal forces, chiefly wind loads, and it is for these loads that such bracing is chiefly designed. It seems likely for most buildings of significant height that a bracing system adequate to resist wind and other horizontal forces will be more than adequate to resist side-sway buckling, provided that the individual frames are connected to the shear walls by the customary, rigid floor diaphragms. However, should there be a case where the actual rigidity of the bracing system is not greatly in excess of the value k_{id} obtained from Mr. GOLDBERG's and similar calculations, then it becomes necessary to enter upon a second order analysis for determining that actual rigidity which is required to prevent side-sway failure due to the combined action of the buckling tendency from vertical loads plus the lateral deflections produced by wind and other horizontal loads. It will then be found that k_{req} for these actual conditions exceeds k_{id} by very considerable amounts.

Mr. H. BECK elaborates on Mr. P. DUBAS' investigation of the effect of axial shortening on moments in tier building frames. He analyzes a cantilever Vierendeel frame as representing the action of a building frame under wind load and shows that the influence of axial deformation increases with increasing ratio of girder stiffness to column stiffness and with the number of stories. Since the influence is particularly significant for slender columns one wonders whether another factor, mostly neglected in design, would not be found of equal or greater consequence. This is the loss in effective rigidity of the columns caused by their axial loads, and the corresponding increase of wind deflections and moments over those calculated by neglecting this factor.

Mr. BÖHMER deals with a problem of considerable practical interest, namely with the strength of a column which has been reinforced by means of added plates of a steel of higher strength than that of the original member. The problem, however, is not restricted to this situation. With the above mentioned wider availability of structural steels of a variety of strengths, structures are now being erected where several steels are used in combination,

depending on the functions of the particular member or element. Evidently, for a member where rigidity is the primary requirement, such as in columns of considerable slenderness, an inexpensive low-strength steel is the most economical material. On the other hand, where yield strength is the primary requirement, higher strength steels are appropriate. Along this line of thought, long-span plate girders for bridges have recently been built where, within the same main girder, a variety of steels have been used, i. e. lower strength steels in the lowly stressed portions near inflection points, and higher strength steels, particularly for the flanges, in high-moment regions. By analogy it is possible that Mr. BÖHMER's idea of obtaining a higher strength column by reinforcing I or WF section with high strength flange plates could prove to be economical not only for subsequent strengthening of existing structures, but also in the original design of new structures, particularly if the columns are also subject to bending moments.

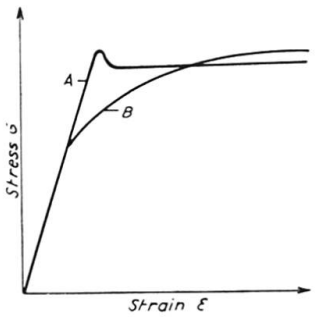


Fig. 1. Types of stress-strain diagrams.

A: Sharp-yielding (annealed steel)
B: Gradual-yielding (with residual stresses)

Mr. BÖHMER's contribution is a convincing example of a situation where elastic calculations would be entirely misleading, and where a rational and realistic analysis can be achieved only by including the effects of the plastic properties of steel. The writer would merely like to add the following observations to Mr. BÖHMER's ingenious method. It is assumed in this method that the column strength curve σ_{cr} vs. λ is of a type determinded by presumptive initial curvature, such as in DUTHEIL's method, among several others. From this it would follow that strengthening with higher strength steel would change the ordinates, but not the shape of this column curve. However, it has been shown in recent years by very extensive research [2], [3], [4], [5], [6] that the shape of column curves in the range of low and medium slendernesses depends not on fictitious or presumptive initial eccentricities, but on the influence of very real and measurable residual stresses. In rolled shapes these are caused by the cooling process, in welded members by the residual temperature stresses, and in cold-formed members by the localized effects of cold working. The main effect of these factors is to change the effective stress-strain curve of the material in the member from the sharp yielding character of annealed steel (Fig. 1, curve A) to the gradual yielding type of curve B. The corresponding reduction of the effective modulus is the reason for the departure of the column curve from the elastic Euler curve in the region of low and medium

slendernesses. THÜRLIMANN [2], from tests carried out at Lehigh University, reports the following ratios for σ_{cr}/σ_y for columns with slenderness ratio $\lambda = 90$, made of standard mild structural steel: annealed WF shapes -0.9, riveted I-section -0.85, as-rolled WF shape -0.75, welded I-section -0.60. This is a dramatic illustration of the influence of the magnitude of residual stresses and cannot be explained by any of the column theories based on presumed initial curvature or eccentricity. Now, if the strengthening process envisaged by Mr. BÖHMER is carried out by welding, it is practically certain that the resulting cooling stresses will affect the effective stress-strain curve of both materials, the I-shaped core as well as the reinforcing plates in a manner similar to the quoted figures. This remark by no means invalidates the basic concept of Mr. BÖHMER's analysis. It only emphasizes an additional factor which may significantly affect the real buckling strength of such reinforced columns.

In addition to simple connections whose moment resistance is negligible, and to fully rigid connections which are utilized where complete continuity, elastic or plastic, is desired, semi-rigid connections have at times been intensively investigated. They do not provide full continuity, but do develop moments which are sufficiently large to make their utilization economically attractive. This method of design has not found wide application, primarily for two reasons: On the one hand, each type and size of connection has its own moment-rotation characteristics which must be known in order to be incorporated in design; this requires a large amount of experimental information to be available. On the other hand, the complications in analysis produced by partial continuity are quite considerable and time consuming. Prof. MAUGH proposes a simple test method for obtaining the moment-rotation relation of any particular connection for use in the given design. He then linearizes the strongly non-linear relationship and incorporates it in a modification of the slope deflection method of analysis. It might be desirable to establish by full scale frame testing whether the analysis so obtained gives results which are adequately realistic.

II. Erection

Mr. SCHMID describes French developments toward lightweight, prefabricated floors and curtain walls similar to, but not entirely identical with those in the U.S.A., which were discussed in the Preliminary General Report and described in detail in the Preliminary Publication by Mr. KRAPFENBAUER and Mr. STETINA. Mr. SCHMID's process of casting a stack of concrete floor slabs on the ground and then lifting them into place is similar to the "lift slab" procedure which has been long and successfully used in the United States. Differences, however, exist. In the American procedure slabs of much larger area, often covering the entire floor area of the building and supported on any

number of columns, are cast and then lifted in one piece. This requires free standing columns and high precision in the lifting process, which is carried out by the simultaneous action of a number of jacks, one each for every column. As a consequence, this method has been found practical mostly for structures only a few stories high. In contrast, in Mr. SCHMID's procedure the individual slabs are of smaller size, each supported only by four columns at the corners. This makes possible the relatively simple lifting and mounting procedure described by the contributor, and apparently enables this type of construction to be used for buildings as high as twelve stories. It might be added that under favorable conditions the American lift slab method has been used for apartment buildings up to 12 and 14 stories high. Each concrete slab covered the entire floor area as one monolithic unit, 215×69 ft. in the latest structure of this kind in Ann Arbor, Michigan [7], and was lifted by 36 electronically controlled, simultaneously acting jacks.

The assembly of entire multi-story frames on the ground and their final placement by tipping them up as described by Mr. SCHMID, is certainly unusual and requires skillful erection procedures and careful checking of erection stresses. While space limitations will generally prevent this method from being used in crowded city conditions, it seems to have considerable possibilities where no such restrictions exist. In the erection of the initial bents, the single mast which alternatively serves as boom and as pole has certain features in common with the jumping guy derrick described by Mr. RAPP and illustrated in his splendid photographs. The latter is probably simpler in operation and capable of greater precision, which is appropriate since the entire erection is carried out by means of this derrick. Mr. SCHMID's single boom, on the other hand, is used only for mounting the initial bents, and in view of this modest task this simpler, but somewhat more cumbersome tool is probably economically appropriate.

The problems and methods of wind bracing described by Mr. SCHMID also parallel those discussed in the Preliminary Publication. Clearly, regardless of country, the same problems arise and similar solutions present themselves for structures of similar type.

III. Fire Protection

Conceptually, the problem of fire protection has much in common with the problem of structural safety. This similarity becomes very apparent when one examines the contributions to this theme by Dr. KOLLBRUNNER and Mr. BOUÉ in the Preliminary and the Final Publication.

Both in the field of structural safety and in that of fire protection, there exists certain objective information of a basic nature. Thus if a structure is made precisely to the design drawings, and of materials of precisely known

properties, and is acted upon precisely by the design loads then, at least in simpler cases, it is possible to calculate with considerable precision the actual strength of the structure and to determine the so-called safety factor inherent in the design. Likewise, from numerous fire tests and other information, for a structure with precisely known fire resistance, precisely known combustible content, and precisely known time-temperature curve, the fire performance becomes highly predictable and the degree of fire safety can be expressed in definite terms.

On the other hand, in regard to structural safety, a large number of decisive factors are of an uncertain and, at best, statistical nature. Materials properties vary over considerable ranges, actual loads are different in magnitude and even in nature from assumed design loads, humanly inevitable construction inaccuracies affect internal stresses, design calculations are only approximate since they are based on certain idealizing assumptions, and consequences of structural failures, in terms of loss of life and property, vary over a wide range. Some of these influences can be evaluated statistically and their results incorporated in a probabilistic concept of structural safety. For others, engineering judgement must be used because either the necessary data for statistical treatment are not available or because the factors themselves are of a non-statistical nature. — In a similar manner, in regard to fire safety, analogous factors exist which are also of an uncertain and, at best, statistical nature. As Mr. Kollbrunner points out, in actual fires the time-temperature curves vary widely and differ from those standardized in fire tests; actual combustible contents also vary and only statistical data, if any, are available; the actual efficacy of fire protection measures depends on a number of random influences which may not be reflected in fire tests; and the consequences of fire damage vary over a similarly wide range as those of structural failures.

It would seem, therefore, that a probabilistic approach, tempered by engineering judgement applied to the non-statistical features of the problem, is equally appropriate in the field of fire safety as it is in the field of structural safety. It is no accident that the point system of evaluating fire protection, as proposed in the contributions by Mr. Boué and Mr. Kollbrunner, is somewhat analogous to the rating system for structural safety advanced by the Institution of Structural Engineers in London [8]. It is the undoubted advantage of such point or rating systems that they reduce the influence of subjectivity and tend to produce greater uniformity. They result in definite numbers which characterize the given situation. One should not forget, however, that these numbers do not have the same degree of validity as have objectively measurable quantities, such as stresses, deformations, etc. Nor do they have the same probabilistic significance as have quantities of known statistical distribution, such as certain materials properties, load intensities, etc. Point or rating systems are basically numerical codifications of engineering judgement based on so-called common sense. When this limitation is

kept in mind, and when they are not regarded as objective truth, they are of undoubted advantage and represent valuable developments toward more realistic and uniform procedures.

IV. Conclusions and Recommendations

The economic and social conditions which promote the need for high multi-story tier buildings are the same in all industrial countries. They have developed somewhat earlier in the U.S.A. where the tall building, from 15 to 40 stories and more, has been the normal metropolitan structure for decades, but similar developments are now found almost everywhere. At the same time this structural type, since World War II, has undergone a minor revolution in functional and structural aspects; again with some differences in speed of development, the features of this revolution are similar in the various countries.

For one thing, the functional nature of these structures has changed and continues to change. While formerly their primary function was that of shelters, and their shape and layout were practically permanent throughout the life of the structure, they are now becoming increasingly complex machines, highly adapted to their individual purposes and at the same time endowed with maximum internal flexibility and adaptability.

Structurally, the demand for economy and speed of erection has resulted in the preponderant use of prefabrication, not only of the elements of structural framing, but also of floors, walls, partitions, and other units. In the course of these developments, lightweight construction has replaced the traditional, heavy installations, with corresponding savings in time, and in cost of framing and foundations. New connection methods, welding and high strength bolting, have all but eliminated riveting. New approaches to fire protection have further intensified the trend toward weight reduction. Demands for internal flexibility have led to large column spacings and often to complete elimination of interior columns.

Reduction in dead load, lightening of the frame, and lack of rigidity of flexible curtain walls and partitions are imparting decisive importance to the manner in which such structures are made to resist horizontal loads from wind, earthquake and other causes. In regard to stability, the side-sway mode of buckling, which used to be disregarded in conventional column design, takes on increasing importance. Other new departures in methods of design and analysis place increasing emphasis on actual strength and actual structural performance under load, as distinct from formal, purely elastic stress analysis.

Many of these developments were possible only on the basis of extensive and systematic research efforts on a large scale. This refers to the behaviour of welded and of high strength bolted connections, to the development of

thin-walled, coldformed steel members, to research on frame stability and on the ultimate strength of steel structures (often somewhat mistakenly designated as "plastic design"), to methods and effects of fire protection, and others. In this respect, two recommendations come to mind:

1. With the radical reduction in dead loads, the influence of live loads, both vertical and horizontal, becomes of increasing importance. The degree of safety of a structure is intimately related to the degree of certainty with which the loads are known. It would seem that a concerted effort should be made to investigate, by actual measurement and statistical evaluation, the intensity and distribution of live loads, including wind loads, which act on tall, multi-story structures. The large efforts which have been expended in research on stress, strain, and strength, to be made fully effective, must be supplemented by corresponding investigations on conditions of loading.

2. The immediate effects of the above mentioned, large-scale research undertakings have all too often been limited to the countries where the research was done. This has retarded development and led to superfluous duplication of effort. It is realized that traditions as well as specific conditions often make it impossible to transfer without change technical developments of one country to another. Yet, more complete knowledge of such developments is advantageous to all. Thus, the U.S.A. has greatly profited from a systematic study of European developments in prestressed concrete prior to embarking on its own evolution in this field. All too often, however, such cross fertilization is absent.

Here is an area in which the I.A.B.S.E. could provide increased service. This would consist in the systematic publication of summary articles, that is, of papers which review and summarize in a systematic manner new developments in a specific country and field. Precedents for this are the papers by Mr. Stetina and by Mr. Rapp which were written on the specific request of President Stüssi. Other examples are those of [2] and [5]. In this manner the Congresses as well as the annual Publications could be of increased assistance to the openminded and unprejudiced reader who wishes to utilize new technological developments regardless of national origin.

References

1. Winter, G., "Lateral Bracing of Columns and Beams". Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., March 1958, p. 1561–1 (also Trans. ASCE, 1960, p. 807).
2. Thürlimann, B., "New Aspects Concerning Inelastic Instability of Steel Structures". Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., Jan. 1960, p. 99.
3. Thürlimann, B., «Der Einfluß von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen», Schweizer Archiv 23 (12), 1957, p. 388.
4. Winter, G., "Properties of Steel and Concrete and the Behaviour of Structures", Proc. ASCE. Jour. Struct. Div., Feb. 1960, p. 33.

5. WINTER, G., "Cold-Formed, Light-Gage Steel Construction", Proc. ASCE, Jour. Struct. Div., Nov. 1959, p. 151.
6. "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", Column Research Council of the Engineering Foundation, 1960.
7. "Automatic Jacks Raise Record Lift-Slabs", Engineering News-Record, Aug. 25, 1960, p. 144.
8. "Report on Structural Safety", Structural Engineer, vol. 34, 1955, p. 567.

Rapport général

La diversité des contributions au thème III, concernant les ossatures métalliques, reflète bien la diversité des exigences et des connaissances techniques dont seule la combinaison permet de réaliser des ossatures satisfaisantes. De cette diversité, l'étude statique n'est que l'un des aspects. Il convient que quelques autres aspects au moins du problème apparaissent dans la discussion, par exemple les particularités fonctionnelles et économiques (par opposition au point de vue statique) des parois, planchers et toitures, l'influence des procédés de montage sur le coût d'un ouvrage, le problème de la protection contre l'incendie et d'autres encore.

I. Etude et calcul des ossatures

Dans la «Publication Préliminaire», j'ai souligné à diverses reprises l'importance croissante du problème de l'instabilité des portiques (flambage par déplacement latéral). Deux tendances simultanées sont ici en cause. La diminution du poids mort, due à l'utilisation de parois et de planchers modernes, ainsi que des méthodes améliorées d'étude, de calcul et de construction, d'une part, permettent de réaliser des ossatures métalliques bien plus légères que celles courantes vers 1930, par exemple. Il en résulte un plus grand élancement des poteaux, ce qui accroît l'importance des phénomènes de flambage. Il est à prévoir que cette tendance s'accentuera lorsque l'on utilisera de l'acier à haute résistance pour des ossatures même peu importantes. Aux Etats-Unis, cette évolution vient de se manifester avec la récente introduction de plusieurs nouvelles nuances d'acier, couvrant un important domaine de résistance. Les cloisons et murs-rideaux légers actuels, d'autre part, comparés aux anciens types de murs lourds très rigides, ne contribuent que peu, ou pas du tout, à augmenter la stabilité latérale de l'ossature. Cette évolution simultanée vers des poteaux plus élancés et une diminution de l'effet de contreventement des parois ne peut qu'augmenter considérablement l'importance du problème du flambement latéral.

Le mémoire de M. le professeur GOLDBERG apporte une nouvelle contribution à l'étude de ce problème. L'urgence en est illustrée par la citation suivante, extraite de l'article en question: «Le calcul au flambement par déplacement latéral de quelques ossatures récemment projetées a montré que la longueur de flambement d'un poteau pouvait atteindre la hauteur de trois étages. Ce résultat diffère totalement de l'hypothèse de l'étage unique qui a été, jusqu'à présent, une base de dimensionnement commode et, semble-t-il, appropriée.» Dans leur mémoire paru dans la «Publication Préliminaire» et cité dans le rapport général, MM. W. MERCHANT et A. H. SALEM avaient donné des indications semblables. De toute évidence, il est donc indispensable de remplacer les procédés usuels de dimensionnement des poteaux, procédés qui n'envisageaient pas la possibilité d'un déplacement des nœuds, par des méthodes de calcul plus poussées et tenant mieux compte des données réelles; sinon, la sécurité pourra être nettement insuffisante dans certains cas.

En substance, l'article de M. GOLDBERG traite d'ossatures dont la stabilité latérale est assurée, non par la rigidité propre des portiques, mais par des voiles verticaux, des contreventements triangulés ou d'autres contreventements spéciaux, disposés dans des plans verticaux. Pour ces systèmes de contreventement, l'auteur expose des procédés permettant de calculer la rigidité minimum apte à prévenir un flambement par déplacement latéral. Ce danger une fois écarté, la seule forme de flambage à craindre est celle pour laquelle les têtes des poteaux ne se déplacent pas latéralement l'une par rapport à l'autre, forme de flambage à laquelle correspondent des charges critiques bien plus élevées que pour un flambage latéral.

En réfléchissant à l'importance du mémoire de M. GOLDBERG pour le dimensionnement, deux remarques s'imposent, fondées sur un récent article du rapporteur traitant de problèmes similaires relatifs au contreventement latéral des ossatures (réf. 1)[1]). Dans cet article, le type de contreventement apte à prévenir un flambement latéral et analysé par M. GOLDBERG était appelé «contreventement total» (full bracing). Désignons par k_{id} la rigidité minimum qui assure le «contreventement total» d'un portique idéalement parfait et soumis uniquement à des efforts verticaux: c'est la valeur déterminée par M. GOLDBERG. En réalité toute pièce, ou portique, présente inévitablement des imperfections géométriques et de structure; de plus, elle peut être sollicitée par des charges transversales dues au vent ou à d'autres causes. L'article précité (réf. 1) montre que la rigidité k_{req} effective, apte à prévenir un flambage latéral lorsque l'on tient compte de ces facteurs inévitables, est plus grande que k_{id}; elle peut être calculée pour autant que ces facteurs soient connus ou estimés de façon plausible. Les critères de M. GOLDBERG représentent donc des limites inférieures quant à la rigidité au cisaillement nécessaire de ces contreventements et il faut prévoir des rigidités supérieures dans nos ouvrages.

---

[1]) Voir à la fin du texte anglais, p. 211.

N'oublions pas, d'autre part, qu'un contreventement est essentiellement destiné à reprendre des efforts horizontaux bien définis, spécialement ceux dus au vent, et que ce sont surtout ces efforts qui en déterminent le dimensionnement. Pour la plupart des immeubles élevés, il est probable qu'un contreventement capable de reprendre les efforts dus au vent et aux autres charges horizontales assurera sans autre la stabilité latérale de l'ossature, pour autant que chaque portique soit lié aux voiles de contreventement par les planchers habituels, formant des plans rigides. Toutefois, pour un contreventement présentant une rigidité effective ne dépassant que peu la valeur k_{id} calculée d'après M. Goldberg ou des théories analogues, c'est par un calcul du second ordre qu'il conviendra de déterminer la rigidité effective minimum apte à prévenir une instabilité latérale sous l'influence combinée d'une tendance au flambage, due aux efforts verticaux, et des déplacements latéraux provoqués par le vent et les autres charges horizontales. Dans ce cas, la valeur de k_{req} dépassera considérablement celle de k_{id}.

M. H. Beck, partant du mémoire de M. P. Dubas relatif à l'influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations des portiques étagés multiples, étudie une poutre en console *Vierendeel*, système représentant un portique d'immeuble soumis aux charges du vent; il montre que l'influence des déformations axiales est d'autant plus marquée que le rapport de la rigidité de la traverse à celle des poteaux est plus élevé et que l'immeuble comprend plus d'étages. Puisque cette influence est particulièrement sensible pour les poteaux élancés, il faut se demander si un autre facteur, généralement négligé, ne joue pas un rôle aussi grand ou même plus important: il s'agit de la perte de rigidité effective des poteaux due à leurs efforts axiaux et de l'augmentation des déformations et des moments sous l'effet du vent qui en résulte, par rapport aux valeurs calculées en négligeant ce facteur.

M. Böhmer traite un problème d'un intérêt pratique considérable, celui de la résistance d'un poteau renforcé par des semelles dont le matériau présente une résistance supérieure à celle du poteau primitif. Le problème, à vrai dire, ne se limite pas à ce seul cas. Comme on dispose maintenant, ainsi que nous l'avons déjà indiqué, d'aciers présentant des résistances plus variées, on construit actuellement des ossatures comportant plusieurs nuances d'acier, déterminées selon les fonctions de la pièce considérée. Pour des éléments qui doivent être avant tout rigides, par exemple des poteaux très élancés, le matériau le plus économique est évidemment un acier doux peu coûteux. Lorsque la limite élastique est déterminante, par contre, un acier à haute résistance sera indiqué. Dans ce même ordre d'idée, on a réalisé dernièrement des poutres à âme pleine pour des ponts de grande portée en utilisant une gamme de différents aciers dans la même poutre maîtresse, c'est-à-dire des aciers doux dans les régions peu sollicitées proches des points d'inflexion et des aciers à plus haute résistance, spécialement pour les membrures, dans les régions très sollicitées. Par analogie, il est donc possible que l'idée de M. Böhmer, qui consiste à augmenter

la résistance d'un poteau en renforçant des profilés I ou à larges ailes par des semelles réalisées en acier à haute résistance, s'avère économique non seulement lorsqu'il s'agit de renforcer après coup des ossatures existantes, mais aussi pour l'étude d'ossatures nouvelles, spécialement lorsque les poteaux sont également soumis à des moments de flexion.

Le mémoire de M. Böhmer est un exemple convaincant d'un cas pour lequel le calcul élastique conduirait à un résultat erroné; une étude rationnelle et réaliste doit dans ce cas tenir compte des propriétés plastiques de l'acier. En ce qui concerne la méthode ingénieuse présentée par M. Böhmer, le rapporteur aimerait ajouter les remarques suivantes. On admet dans cette méthode que la courbe de flambage $\sigma_{cr} = f(\lambda)$ est du type déterminé en supposant des imperfections initiales, comme le fait la méthode Dutheil et d'autres encore. Il s'ensuit que le renforcement d'un poteau à l'aide d'éléments en acier à haute résistance changerait les ordonnées mais non l'allure de la courbe de flambement. Des recherches de grande envergure (réf. 2, 3, 4, 5, 6) entreprises ces dernières années ont cependant montré que l'allure des diagrammes de flambement, dans le domaine des élancements moyens et petits, ne dépend pas d'excentricités initiales fictives ou admises mais bien de l'influence des tensions résiduelles, réelles et mesurables. Dans les poutrelles laminées, elles sont dues au processus de refroidissement; dans les pièces soudées, aux contraintes de retrait et dans les profilés formés à froid, aux effets locaux de l'écrouissage. Ces facteurs ont pour effet principal de modifier le diagramme effectif contrainte-allongement du matériau de l'élément; ce diagramme ne présente plus un raccordement brusque entre le domaine de Hooke et le palier d'écoulement comme l'acier recuit (fig. 1, diagramme A)[2]), mais un raccordement progressif du type B. Il en résulte une diminution du module effectif et, en conséquence, la courbe de flambage s'écarte de l'hyperbole d'Euler dans le domaine des élancements moyens et petits. M. Thürlimann, lors d'essais effectués à l'Université de Lehigh, a trouvé, pour des poteaux en acier doux présentant un élancement $\lambda = 90$, les rapports suivants entre la contrainte critique σ_{cr} et la limite élastique: poutrelles laminées à larges ailes, après recuit $-0{,}9$; poteau I, composé rivé $-0{,}85$; poutrelles laminées à larges ailes, non traitées $-0{,}75$; poteau I, composé soudé $-0{,}60$. Cela montre bien l'influence de l'intensité des tensions résiduelles et ne saurait être expliqué par l'une quelconque des théories admettant des flèches ou des excentricités initiales. Si donc le renforcement envisagé par M. Böhmer est réalisé par soudure, il est presque certain que les contraintes de retrait modifieront comme indiqué à la figure 1 le diagramme effectif contrainte-allongement des deux matériaux, c'est-à-dire du profilé I et des semelles de renfort. Cela n'infirme en aucune façon la conception fondamentale de l'étude de M. Böhmer. Il s'agit simplement de souligner l'importance d'un facteur supplémentaire qui peut influencer sensible-

---

[2]) Voir page 206,

ment la résistance au flambement réelle de poteaux renforcés de cette manière.

En plus des attaches courantes, sans résistance appréciable à la flexion, et des attaches parfaitement rigides, utilisées lorsque l'on désire obtenir une continuité totale, élastique ou plastique, les attaches semi-rigides ont fait l'objet, ces derniers temps, d'importantes recherches. Elles ne permettent pas de réaliser une continuité totale mais elles peuvent supporter un moment assez grand pour que leur utilisation s'avère économique. Ce procédé n'a guère été utilisé en pratique, principalement pour deux raisons: d'une part, chaque type et modèle d'attache a ses propres caractéristiques moment-rotation, que l'on est obligé de connaître pour en tenir compte dans le calcul; il faut donc disposer d'un grand nombre de résultats expérimentaux. Les complications dans le calcul résultant de cette continuité partielle, d'autre part, sont importantes et prennent du temps. Le professeur L. C. Maugh propose un procédé expérimental simple permettant de déterminer la relation moment-rotation de tous les types d'attache qu'il est prévu d'utiliser dans un ouvrage. Il rend ensuite linéaire cette relation en réalité fortement non linéaire et l'introduit dans une méthode des déformations modifiée. Il serait souhaitable que l'on contrôle, à l'aide d'essais en vraie grandeur, si les résultats de ce calcul correspondent à la réalité.

II. Montage

M. Schmid décrit l'évolution qui s'est produite en France dans le domaine des planchers préfabriqués légers et des murs-rideaux; il s'agit d'éléments semblables, mais non identiques aux réalisations américaines discutées dans le Rapport Général préliminaire et traitées en détail par M. Krapfenbauer et M. Stetina dans la «Publication Préliminaire». Le principe décrit par M. Schmid, qui consiste à couler au sol une pile de dalles puis à les monter au niveau voulu, ressemble au procédé «lift slab», utilisé avec succès aux Etats-Unis durant de longues années. Il existe cependant des différences. Selon la méthode américaine, on coule et on lève en une pièce des dalles de beaucoup plus grandes dimensions, couvrant souvent toute la surface de l'immeuble et supportées par un nombre quelconque de poteaux. Ceci demande des poteaux autostables et une grande précision dans les opérations de levage, exécutées à l'aide de vérins disposés dans chaque poteau et agissant simultanément. Aussi cette méthode ne s'est avérée pratique que pour des immeubles peu élevés. Le procédé décrit par M. Schmid, par contre, comporte des éléments de plancher de dimensions réduites, reposant uniquement sur quatre poteaux, un à chaque angle. Cela permet le levage et le montage relativement simples décrits par l'auteur; on peut ainsi employer cette méthode pour des immeubles allant jusqu'à douze étages. Ajoutons cependant que, dans des conditions favorables, le procédé «lift slab» a été utilisé pour des immeubles d'habitation comportant jus-

qu'à 12 et 14 étages. Dans le dernier bâtiment de ce type (réf. 7), à Ann Arbor (Michigan), chaque dalle couvrait toute la surface de plancher (65,5 m × 21 m), en une pièce; elle a été levée à l'aide de 36 vérins agissant simultanément et contrôlés électroniquement.

L'assemblage au sol des palées de l'ossature sur toute leur hauteur puis leur mise en place par dressage, comme le décrit M. SCHMID, est un procédé certainement peu commun, qui demande un montage bien mené et un contrôle soigneux des contraintes de montage. Dans nos centres urbains encombrés, le manque de place empêchera généralement de recourir à cette méthode; elle pourra par contre trouver de nombreuses applications quand ces restrictions n'existent pas. Lors du montage des deux premières palées, le mât inclinable qui sert alternativement de flèche et de mât présente quelques ressemblances avec le «derrick haubané grimpant» («jumping guy derrick») décrit par M. RAPP et qui est représenté dans ses remarquables photographies. Ce derrick est probablement plus simple à manœuvrer et permet une plus grande précision, ce qui est indiqué lorsque tout le montage est réalisé à l'aide de cet engin. Le mât décrit par M. SCHMID, par contre, ne sert qu'à monter les deux premières palées et, pour cet emploi restreint, cet engin simple mais relativement peu commode est probablement économique.

Les problèmes et les procédés de contreventement décrits par M. SCHMID sont analogues à ceux qui ont déjà été discutés dans la «Publication Préliminaire». Ceci montre bien que, dans tous les pays, les mêmes problèmes se posent et sont résolus de façon semblable pour des types d'ossature similaires.

III. Protection contre l'incendie

Dans sa conception, le problème de la protection contre l'incendie a bien des points en commun avec le problème de la sécurité des ouvrages. Ces similitudes apparaissent très nettement lorsque l'on examine les contributions de M. C. F. KOLLBRUNNER et de M. P. BOUÉ dans la «Publication Préliminaire» et dans le «Rapport Final».

Dans les deux cas, qu'il s'agisse de la sécurité des ouvrages ou de la protection contre l'incendie, il existe certaines données objectives de base. Il est ainsi possible, au moins dans les cas simples, de calculer avec une précision remarquable la résistance effective d'un ouvrage et de déterminer le facteur dit de sécurité inhérent au projet, cela pour autant que l'ouvrage soit réalisé conformément aux plans d'exécution, en utilisant un matériau dont les propriétés exactes sont connues, et qu'il soit soumis effectivement aux charges admises dans le calcul. De façon analogue, en se fondant sur les résultats de nombreux essais au feu et d'autres données, on peut prévoir assez justement le comportement au feu d'un ouvrage et exprimer de façon définie sa sécurité à l'incendie, cela pour un ouvrage présentant une résistance au feu bien déter-

minée et pour lequel on connaît exactement le pourcentage des matières combustibles et le diagramme temps-température.

D'autre part, en ce qui concerne la sécurité des ouvrages, un grand nombre de facteurs importants sont de caractère incertain et au mieux statistique. Les propriétés des matériaux présentent une dispersion considérable; les charges effectives diffèrent en grandeur et même en nature de celles admises dans le calcul; des imprécisions dans la construction, humainement inévitables, influent sur les tensions internes; les calculs ne sont qu'approchés, puisqu'ils sont fondés sur certaines hypothèses simplificatrices; la ruine d'un ouvrage enfin entraîne, en ce qui concerne les pertes en vies humaines et en biens matériels, des conséquences fort variables. Certaines influences peuvent être évaluées de façon statistique et on peut tenir compte de ces résultats par une conception probabiliste de la sécurité. Pour d'autres facteurs, c'est au bon sens de l'ingénieur à intervenir lorsqu'il n'existe pas de données permettant d'établir une statistique ou que les facteurs eux-mêmes ne sont pas de caractère statistique. — De façon analogue, en ce qui concerne le problème de la sécurité au feu, il existe des facteurs semblables qui, eux aussi, sont de caractère incertain et au mieux statistique. Comme le fait remarquer M. Kollbrunner, dans les incendies réels les diagrammes temps-température varient fortement et ne correspondent pas aux diagrammes-types, tirés des essais; le pourcentage effectif de matières combustibles varie également et seules des données statistiques sont disponibles, lorsqu'il en existe; l'efficacité réelle des mesures de protection contre l'incendie dépend de nombreux facteurs aléatoires dont l'influence ne ressort pas des essais au feu; enfin, les dommages résultant d'un incendie varient dans un domaine aussi grand que ceux dus à l'effondrement d'un ouvrage.

Il semblerait donc qu'une méthode probabiliste, tempérée — en ce qui concerne les facteurs de caractère non-statistique — par le bon sens de l'ingénieur, soit aussi bien indiquée dans le domaine de la sécurité aux incendies que dans celui de la sécurité des ouvrages. Ce n'est pas par hasard que le système de classification par points, proposé par M. Boué et M. Kollbrunner pour servir à l'évaluation du danger d'incendie, est apparenté au système de taxation, servant à déterminer la sécurité des ouvrages, préconisé par l'«Institution of Structural Engineers» de Londres (réf. 8). Ces systèmes de classification par points ou de taxation présentent un avantage incontesté: réduire les influences subjectives et tendre à réaliser une uniformité plus grande. On obtient des chiffres bien définis qui caractérisent la situation donnée. Il ne faut cependant pas oublier que ces chiffres n'ont ni le même degré de validité que des grandeurs objectivement mesurables, comme les contraintes, les déformations, etc., ni la même importance, du point de vue probabiliste, que des grandeurs dont on connaît la répartition statistique, comme certaines propriétés des matériaux, certaines intensités de charge, etc. Ces systèmes de classification par points ou de taxation sont au fond une codification numérique du bon sens de l'ingénieur,

fondé lui-même sur le sens commun. Pour autant que l'on tienne compte de cette restriction et que l'on ne considère pas ces systèmes comme la vérité objective, ils sont d'un avantage incontestable et représentent une étape valable dans la recherche de méthodes plus réalistes et plus uniformes.

IV. Conclusions et recommandations

Les conditions sociales et économiques qui poussent à construire des ossatures étagées multiples sont les mêmes dans tous les pays industriels. Elles sont apparues plus tôt aux Etats-Unis, pays où les immeubles élevés, comportant de 15 à 40 étages et plus, sont le type métropolitain normal depuis des décennies, mais une évolution semblable se manifeste maintenant presque partout. En même temps, depuis la seconde guerre mondiale, ce type de bâtiment a subi une révolution mineure du point de vue fonctionnel et constructif; les caractéristiques de cette révolution, à part la rapidité de sa propagation, ont été les mêmes dans les divers pays.

D'un point de vue, la nature fonctionnelle de ces bâtiments a changé et continue d'évoluer. Alors qu'auparavant ils servaient essentiellement à fournir un abri et que leur forme et leur disposition restaient pratiquement les mêmes durant toute leur vie, ces immeubles deviennent maintenant des machines de plus en plus compliquées, largement adaptées à leurs fonctions individuelles et présentant une élasticité et des possibilités d'adaptation maxima.

Du point de vue constructif, les exigences économiques et la nécessité d'un montage rapide se sont traduites par une utilisation prépondérante de la préfabrication, non seulement pour les éléments de l'ossature mais aussi pour les planchers, les parois, les cloisons et autres éléments. Au cours de cette évolution, la construction légère a remplacé les installations lourdes traditionnelles, ce qui a permis de gagner du temps et de réduire le coût des fondations et de l'ossature. De nouveaux moyens d'assemblage, la soudure et les boulons à haute résistance, ont pratiquement éliminé le rivetage. De nouveaux développements dans le domaine de la protection contre l'incendie ont encore intensifié cette évolution vers une réduction du poids mort. L'exigence d'une grande élasticité intérieure a conduit à augmenter l'espacement des poteaux et, souvent, à supprimer les poteaux intérieurs.

Cette diminution du poids mort, l'allégement des cadres et la faible rigidité des murs-rideaux et des cloisons flexibles ont accru l'importance du problème de la reprise des efforts horizontaux dus au vent, aux tremblements de terre, etc. En ce qui concerne la stabilité de ces immeubles, le flambage par déplacement latéral prend une importance toujours croissante, alors qu'il était d'usage de ne pas en tenir compte dans le calcul classique des poteaux. D'autres procédés d'étude et de calcul mettent l'accent sur la résistance effective et le comportement véritable de l'ouvrage chargé, par opposition au calcul formel, purement élastique.

En bonne partie, ces progrès n'ont été rendus possibles que grâce à des recherches étendues et systématiques, à grande échelle. Pensons au comportement des assemblages réalisés par soudure ou par des boulons à haute résistance, au développement d'éléments métalliques minces, formés à froid, aux recherches relatives à l'instabilité des cadres et à la résistance limite des ouvrages métalliques (souvent assez faussement appelé «calcul en plasticité»), aux procédés de protection contre l'incendie et à leurs effets, etc. A cet égard, deux recommandations s'imposent:

1. La diminution spectaculaire du poids mort a augmenté l'importance des surcharges, tant verticales qu'horizontales. Le degré de sécurité d'un ouvrage dépend intimement du degré d'exactitude de notre connaissance des charges. A mon avis, il est nécessaire d'entreprendre un effort concerté afin de déterminer, par des mesures directes et un dépouillement statistique, l'intensité et la répartition des surcharges, y compris les efforts du vent, qui agissent sur les immeubles élevés. Les grands efforts déployés dans le domaine de la détermination des contraintes, des déformations et de la résistance des ouvrages ne porteront tous leurs fruits que lorsqu'ils seront complétés par des recherches correspondantes dans le domaine des conditions de charge.

2. Les recherches entreprises à grande échelle dont nous venons de parler n'ont trop souvent été suivies de résultats effectifs que dans les pays où elles avaient été effectuées. Cela a retardé l'évolution et a conduit à des répétitions superflues. Il est certain que la tradition et les conditions spécifiques empêchent souvent de transplanter sans changement des progrès techniques d'un pays à l'autre. Cependant, une connaissance plus complète de ces progrès est dans l'intérêt de tous. C'est ainsi que les Etats-Unis, avant d'amorcer leur propre évolution, ont tiré grand profit des recherches systématiques entreprises en Europe dans le domaine du béton précontraint. Trop souvent, toutefois, cet enrichissement réciproque ne se produit pas.

C'est là un domaine dans lequel l'AIPC pourrait rendre de plus grands services encore. Il s'agirait de publier régulièrement des articles condensés, c'est-à-dire des communications qui analysent et résument systématiquement les progrès nouveaux réalisés dans un certain pays et dans un domaine déterminé. Les contributions de M. Stetina et M. Rapp, écrites à la demande expresse de Monsieur le Président Stüssi, en sont un précédent; d'autres exemples, les articles 2 et 5 en référence. De cette façon, les congrès et les publications annuelles pourraient rendre de plus grands services au lecteur, sans préjugés et d'un esprit ouvert, qui désire tirer profit des récents progrès techniques, sans se soucier de leur pays d'origine.

Generalbericht

Die Verschiedenheit der Beiträge zum Thema der Stahlskelettbauweise ist ein direkter Widerschein der Verschiedenheit der bautechnischen Bedürfnisse und Kenntnisse, die für ein befriedigendes Bauwerk dieses Typs kombiniert werden müssen. Bei dieser Vielfalt umfaßt der statische Entwurf nur einen beschränkten Bereich. Es ist nur natürlich, daß mindestens einige der anderen Bereiche in diese Diskussion eingreifen, wie z. B. die funktionellen und wirtschaftlichen (im Gegensatz zu den statischen) Aspekte von Wand-, Boden- und Dachkonstruktionen, die Auswirkung von Montagemethoden auf die Wirtschaftlichkeit des Bauwerkes, das Problem der Feuerverhütung und anderes mehr.

I. Statischer Entwurf

Im Generalreferat des «Vorberichtes» wurde in einigen Punkten betont, daß das Problem der Rahmeninstabilität (seitliches Ausknicken) immer wichtiger wird. Dies ergibt sich aus zwei gleichzeitig auftretenden Tendenzen. Einerseits führt die Verminderung des Eigengewichts, die sich aus modernen Wand- und Bodenkonstruktionen ergibt, wie auch die verbesserten Verfahren in Entwurf, Berechnung und Konstruktion zu bedeutend leichteren Stahlskeletten, als solche, wie sie zum Beispiel in den dreißiger Jahren erstellt wurden. Dadurch, daß die Stützen so viel schlanker werden, spielen Knickerscheinungen eine immer entscheidendere Rolle. Es läßt sich voraussehen, daß diese Tendenz noch durch die Verwendung von Stählen höherer Festigkeit für normale Konstruktionen eine Beschleunigung erfahren wird. Diese Entwicklung hat jetzt eben in den USA begonnen mit der vor kurzem erfolgten Einführung von verschiedenen Baustählen mit einem beachtlichen Festigkeitsbereich. Andererseits tragen die heutigen leichten Vorhang- und Trennwände wenig oder gar nichts für die seitliche Stabilität eines Bauwerkes bei, im Gegensatz zu der viel höheren Steifigkeit der älteren, schwereren Wandtypen. Eindeutig ergibt sich aus dieser gleichzeitigen Entwicklung zu schlankeren Stützen und verminderter Wandversteifung ein starkes Hervortreten des Problems der seitlichen Steifigkeit.

Der Diskussionsbeitrag von Prof. Goldbebg behandelt ebenso diesen Gegenstand, dessen Wichtigkeit veranschaulicht wird durch folgende Aussage in dieser Abhandlung: «Berechnungen für die seitliche Knickform an einigen vor kurzem entworfenen Gebäuderahmen zeigen, daß die Knicklänge bis zu drei Stockwerken hoch sein kann. Dies weicht weit ab von der 1-Stockwerk-Annahme, die bis anhin eine bequeme und scheinbar berechtigte Entwurfsgrundlage war.» Diese Angabe stimmt voll überein mit derjenigen von W. Merchant und A. H. Salem im «Vorbericht», die auch im Generalreferat Ein-

gang gefunden hat. Es ist dies eine klare Warnung, daß die üblichen Methoden der Stützenberechnung, die die Möglichkeit einer seitlichen Bewegung vernachlässigten, durch verfeinerte und der Wirklichkeit besser angepaßte Berechnungsmethoden ersetzt werden müssen, wenn nicht eindeutig gefährliche Situationen entstehen sollen.

In seinem Beitrag behandelt Prof. GOLDBERG Tragsysteme, die gegen seitliches Ausknicken nicht durch die eigene Rahmensteifigkeit, sondern durch schubfeste Wände, Fachwerkverbände oder andere besondere senkrechte Verbände gesichert sind. Es werden einige Methoden erläutert zur Berechnung der minimalen Steifigkeit, damit ein solches Versteifungssystem das seitliche Ausknicken verhindert. Wenn die Gefahr der seitlichen Instabilität gebannt ist, bleibt nur diejenige Knickform, bei welcher die beiden Enden jeder Stütze sich nicht gegenseitig verschieben; diese Knickform ergibt aber viel höhere kritische Lasten als das seitliche Ausweichen.

Bei der Betrachtung der Bedeutung des Beitrags von J. E. GOLDBERG für die Entwurfspraxis sind noch zwei Bemerkungen anzubringen, die beide von einer kürzlich erschienenen Publikation des Verfassers über ähnliche Probleme der seitlichen Aussteifung ausgehen [1][1]). In dieser Publikation wurde der Aussteifungstyp, der das seitliche Ausknicken verhindern soll und von GOLDBERG untersucht wurde, «volle Aussteifung» (full bracing) genannt. Die notwendige Steifigkeit für die volle Aussteifung eines Rahmens mit idealer Achsenzentrierung unter alleinigen Vertikallasten kann mit k_{id} bezeichnet werden. Dies ist der von GOLDBERG untersuchte Wert. Andererseits muß berücksichtigt werden, daß jedes wirkliche Tragglied und jeder reelle Rahmen mit unvermeidbaren Fehlern in Ausrichtung, Geradheit usw. behaftet ist und daß mit der weiteren Möglichkeit von Querbelastungen aus Wind- und anderen Gründen zu rechnen ist. In der erwähnten Schrift [1] wird gezeigt, daß die effektiv notwendige Steifigkeit k_{req}, die zur Vermeidung von seitlichem Ausknicken bei Berücksichtigung dieser unvermeidbaren Faktoren erforderlich ist, größer ist als k_{id} und auch berechnet werden kann, wenn diese Einflüsse bekannt sind oder in vernünftigen Grenzen vorausgesetzt werden. Aus dem Gesagten ergibt sich, daß die von GOLDBERG aufgestellten Kriterien effektiv untere Grenzwerte für die Schubfestigkeit des Verbandes darstellen und daß für wirkliche Tragwerke höhere Steifigkeiten vorgesehen werden müssen.

Andererseits muß nicht vergessen werden, daß es die primäre Funktion dieser Verbände ist, bestimmte horizontale Lasten, hauptsächlich Windlasten, aufzunehmen und diese auch im wesentlichen für diese Kraftaufnahme entworfen werden. Für die meisten Gebäude mit einer bedeutenden Höhe ist es sehr wahrscheinlich, daß die Verbände, die für Wind- und andere Kräfte entworfen wurden, weitaus genügen, um ein seitliches Ausknicken zu verhindern, selbstverständlich unter der Voraussetzung, daß die einzelnen Rahmen mit

---

[1]) Literaturangaben s. S. 112.

den schubfesten Wänden durch die üblichen steifen Deckenscheiben verbunden sind. Immerhin, sollte ein Fall auftreten, wo die effektive Steifigkeit des Versteifungssystems nicht viel größer ist als der Wert k_{id} von GOLDBERG oder von ähnlichen Berechnungen, dann wird es notwendig, auf eine Untersuchung 2. Ordnung einzugehen zur Bestimmung der wirklichen Steifigkeit, die erforderlich ist, um das seitliche Ausweichen unter der Zusammenwirkung der Knicktendenz aus den vertikalen Lasten und der seitlichen Verschiebungen, die durch Wind und andere horizontale Lasten entstehen, zu verhindern. Der Wert k_{req}, den man unter diesen tatsächlichen Bedingungen bestimmt, wird k_{id} um ein beträchtliches übersteigen.

Herr BECK bearbeitet die Untersuchung von P. DUBAS über die Auswirkung der Axialverkürzung auf die Momente in Stockwerkrahmen. Er untersucht einen auskragenden Vierendeelrahmen als idealisierten Gebäuderahmen unter Windlast und zeigt, daß der Einfluß der axialen Formänderung größer wird mit steigendem Verhältnis von Riegelsteifigkeit zu Pfostensteifigkeit und mit der Stockwerkzahl. Da der Einfluß besonders für schlanke Stützen bedeutend wird, wäre es interessant zu wissen, ob nicht ein anderer, im Entwurf meistens vernachlässigter Faktor nicht von gleicher, wenn nicht größerer Bedeutung wäre. Dies ist der effektive Steifigkeitsverlust in den Stützen auf Grund ihrer Axiallasten und die entsprechende Erhöhung der Windmomente und Durchbiegungen über die Werte, die man bei Vernachlässigung dieses Faktors errechnet.

J. F. BÖHMER behandelt ein Problem von bedeutendem praktischem Interesse, nämlich die Festigkeit einer Stütze, die mit Zusatzlamellen aus einem Stahl mit höherer Festigkeit als diejenige des Originalelements verstärkt wird. Tatsächlich ist dieses Problem nicht nur auf diesen Fall beschränkt. Mit der weiter oben erwähnten Verbreitung von Baustählen mit verschiedenen Festigkeiten können nun Bauten errichtet werden, wo verschiedene Stähle kombiniert Verwendung finden je nach der Funktion, die ein bestimmtes Tragglied oder Element erfüllen soll. Natürlich ist für ein Element, dessen primäres Erfordernis die Steifigkeit ist, wie zum Beispiel in sehr schlanken Stützen, ein billiger Stahl mit niedriger Festigkeit die wirtschaftlichste Lösung. Andererseits, wo die Streckgrenze die primäre Bedeutung einnimmt, sind Stähle höherer Festigkeit angebracht. In diesem Sinne wurden kürzlich weitgespannte Vollwandträger für Brücken gebaut, bei welchen, im gleichen Hauptträger, eine ganze Reihe Stähle Verwendung fanden, d. h. Stähle niedriger Festigkeit in den schwach beanspruchten Bereichen in der Nähe der Wendepunkte und hochwertigere Stähle, hauptsächlich für die Flanschen, in den Bereichen mit hohen Momentengrenzwerten. Aus Analogie ist es möglich, daß BÖHMERS Idee der Konstruktion einer Stütze mit höherer Tragfähigkeit durch Verstärkung eines Normal- oder Breitflanschprofils mit hochwertigen Stahllamellen sich als wirtschaftlich erweisen dürfte, nicht nur zur nachträglichen Verstärkung von vorhandenen Bauten, sondern auch im Entwurf von

neuen Konstruktionen, besonders wenn die Stützen auch Biegemomente aufnehmen müssen.

Der Beitrag von J. F. Böhmer ist ein überzeugendes Beispiel für einen Fall, wo eine elastische Berechnung absolut in die Irre führen kann und wo eine vernünftige und realistische Untersuchung nur durch Berücksichtigung der plastischen Stahleigenschaften möglich ist. Der Verfasser möchte zur originellen Methode von Böhmer nur noch folgende Bemerkungen hinzufügen. Die diesem Verfahren zu Grunde gelegte Kurve der Knickspannung σ_{kr} in Funktion von λ ergibt sich durch Annahme einer mutmaßlichen Anfangsausbiegung, wie z. B. Dutheil und andere vorgegangen sind. Daraus würde sich ergeben, daß die Verstärkung mit hochwertigeren Stählen nur die Ordinaten, aber nicht die Form der Kurven ändern würde. Es ergibt sich jedoch aus umfangreichen Versuchen der letzten Jahre [2], [3], [4], [5], [6], daß die Form der Knickkurven im Bereich von kleinen und mittleren Schlankheiten nicht von gedachten oder angenommenen Anfangsexzentrizitäten abhängt, sondern sich aus tatsächlichen und meßbaren Eigenspannungen ergibt. In Walzprofilen sind diese durch den Abkühlungsvorgang, in geschweißten Gliedern durch die bleibenden Temperaturspannungen und in kaltgeformten Elementen durch die lokalen Auswirkungen der Kaltverformung bedingt. Die Hauptauswirkung dieser Faktoren zeigt sich in der Veränderung der tatsächlichen Spannungsdehnungskurve des Werkstoffes im Tragelement, die den scharfen Fließübergang des geglühten Stahles (Fig. 1[2]), Kurve A) verliert und in eine gleichmäßige Fließkurve (Kurve B) übergeht. Die entsprechende Reduktion des vorhandenen Moduls liegt dem Abweichen der Knickkurve der Stütze von der elastischen Eulerkurve im Bereiche der kleinen und mittleren Schlankheiten zu Grunde. B. Thürlimann [2] gibt aus Versuchen, die an der Lehigh University ausgeführt wurden, folgende Verhältnisse für σ_{kr}/σ_F für Stützen aus normalem Baustahl mit einem Schlankheitsgrad $\lambda = 90$ an: geglühte WF-Profile $-0{,}9$, genietete I-Profile $-0{,}85$, gewalzte WF-Profile ohne Behandlung $-0{,}75$, geschweißte I-Querschnitte $-0{,}60$. Dies ergibt ein dramatisches Bild des Einflusses der Größe der Eigenspannungen und kann sicher nicht durch irgendwelche Knicktheorie, basierend auf einer angenommenen Anfangskrümmung oder auf einer Exzentrizität, erklärt werden. Wenn nun die von Böhmer vorgesehene Verstärkung mittels Schweißung ausgeführt wird, kann als praktisch sicher angenommen werden, daß die daraus hervorgehenden Schrumpfspannungen die Spannungsdehnungsdiagramme beider Werkstoffe, des I-förmigen Kerns wie auch der verstärkenden Lamellen, analog den vorstehenden Figuren, beeinflussen werden. Diese Bemerkung soll auf keinen Fall die Grundidee der Böhmerschen Untersuchung abwerten, sondern nur einen weiteren Faktor betonen, der sicher wesentlich die tatsächliche Knickfestigkeit solcher Stützen mitbestimmen wird.

---

[2]) S. S. 206.

Zusätzlich zu den einfachen Anschlüssen, deren Biegewiderstand vernachlässigbar ist, und zu den absolut steifen Anschlüssen, die dort verwendet werden, wo volle elastische oder plastische Kontinuität erwünscht ist, wurden neuerdings halbsteife Verbindungen intensiv untersucht. Sie bringen nicht volle Kontinuität; ihr Biegewiderstand ist aber so groß, daß ihre Verwendung wirtschaftlich interessant werden kann. Diese Entwurfsmöglichkeit hat keine weite Verbreitung gefunden, hauptsächlich aus zwei Gründen: Einerseits hat jede Art und Größe einer solchen Verbindung ihre eigene Biegemoment-Drehwinkel-Beziehung, die bekannt sein muß, um im Entwurf berücksichtigt werden zu können; dies bedeutet, daß eine große Menge Versuchswerte zur Verfügung stehen muß. Andererseits ist die Komplikation, die in der Berechnung durch die teilweise vorhandene Kontinuität eintritt, ziemlich groß und zeitraubend. Prof. Maugh schlägt eine einfache Versuchsmethode vor, um die Moment-Drehwinkel-Beziehung irgendeiner besonderen Verbindung für einen bestimmten Entwurf zu erhalten. Dann linearisiert er die stark von der Linearität abweichende Beziehung und führt sie in eine Abwandlung der Deformationsmethode ein. Es wäre wünschenswert, durch Versuche in wahrer Größe herauszufinden, ob die so geführte theoretische Untersuchung hinreichend realistische Ergebnisse zeitigt.

II. Montage

A. Schmid beschreibt die französische Entwicklung zu leichten, vorfabrizierten Decken und Vorhangwänden hin, die denjenigen in den USA, wie sie im Generalreferat des «Vorberichtes» behandelt und im «Vorbericht» selber durch R. Krapfenbauer und H. J. Stetina im Detail beschrieben wurden, bis zu einem gewissen Grade ähnlich sind. Schmids Verfahren, einen Stoß Betonplatten am Boden aufeinanderzubetonieren, um sie dann an ihren Bestimmungsort heraufzuziehen, ist dem "lift-slab"-Verfahren ähnlich, das seit langem und erfolgreich in den Vereinigten Staaten Verwendung findet. Jedoch bestehen einige Unterschiede. Im amerikanischen Verfahren werden Platten mit viel größeren Abmessungen, die oft die ganze Deckenfläche eines Gebäudes erfassen und durch eine beliebige Anzahl Stützen getragen werden, betoniert und dann in einem Stück heraufgezogen. Dies verlangt freistehende Stützen und eine sehr hohe Genauigkeit während des Aufzugvorganges, der durch die gleichzeitige Arbeit einer Reihe von Pressen, je eine auf jeder Stütze, bewerkstelligt wird. Diese Methode hat sich darum auch meistens nur für wenige Stockwerke hohe Gebäude als praktisch erwiesen. Im Gegensatz dazu sind die Plattenelemente in Schmids Verfahren bedeutend kleiner und jede nur von 4 Stützen getragen, so daß die im genannten Beitrag beschriebene relativ einfache Aufzugs- und Montagemethode möglich wird und sich sogar Höhen bis zu 12 Stockwerken damit erreichen lassen. Man kann noch hinzu-

fügen, daß unter günstigen Umständen die amerikanische "lift-slab"-Methode für Großwohnbauten bis zu 12 und 14 Stockwerke eingesetzt wurde. Im letzten in dieser Art ausgeführten Gebäude in Ann Arbor (Michigan) überdeckte jede Betonplatte den ganzen Grundriß als monolithische, 65,5 × 21,0 messende Einheit [7]. Der Aufzugmechanismus bestand aus 36 parallel arbeitenden Pressen mit elektronischer Steuerung.

Der Zusammenbau von mehrstöckigen Rahmen am Boden und deren definitive Montage durch Aufziehung in die Senkrechte, wie es SCHMID beschreibt, ist sicher außergewöhnlich und verlangt geschickte Montageverfahren wie auch sorgfältige Überprüfung der Montagespannungen. Im Gedränge der heutigen Stadtkerne kommt dieses Verfahren wegen der Raumnot sicher nicht in Frage; wo aber keine solche Einschränkung vorhanden ist, dürfte sich ein breites Anwendungsgebiet ergeben. Bei der Aufstellung der ersten Joche hat der alleinige Pylon, der abwechselnd als Ausleger und als Mast dient, verschiedene Züge gemeinsam mit dem springenden Trossenderrick (jumping guy derrick), den RAPP beschrieben und durch seine glänzenden Photographien illustriert hat. Der letztere ist wahrscheinlich einfacher und genauer zu handhaben, wie es auch angebracht ist, wenn die ganze Montage durch diesen Derrick ausgeführt wird. Hingegen für die Aufstellung der wenigen ersten Joche mag der einfachere, aber etwas unhandlichere alleinige Pylon von SCHMID sich als wirtschaftlich interessant erweisen.

Die Probleme und Verfahren der Windversteifung, die SCHMID beschreibt, sind denjenigen, die im «Vorbericht» behandelt wurden, ebenso analog. Eindeutig ergeben sich bei ähnlichen Bauten in allen Ländern ähnliche Probleme, die auch auf parallele Lösungswege führen.

III. Feuerschutz

Konzeptionsmäßig ist das Problem des Feuerschutzes stark mit der Tragwerkssicherheit verwandt. Diese Ähnlichkeit tritt erst recht hervor, wenn man die Beiträge von C. F. KOLLBRUNNER und P. BOUÉ im «Vor- und Schlußbericht» betrachtet.

In beiden Gebieten, demjenigen der Tragwerkssicherheit wie in demjenigen des Feuerschutzes, existieren gewisse objektive Angaben mit grundlegendem Charakter. So ist es möglich, wenn ein Tragwerk genau nach den Entwurfsplänen und aus Werkstoffen mit genau bekannten Eigenschaften gebaut ist und auch genau von den in Rechnung geführten Lasten beansprucht wird, wenigstens in einfacheren Fällen mit großer Genauigkeit die effektive Tragfähigkeit der Konstruktion zu berechnen und den sogenannten, dem Entwurf innewohnenden Sicherheitsfaktor zu bestimmen. Analog kann man, ausgehend von einer Vielzahl von Brandversuchen und anderen Angaben, für ein Gebäude mit genau bekanntem Feuerwiderstand, mit genau bekannter Brennstoff-

menge und ebenso genau festgelegter Zeit-Temperaturkurve das Verhalten im Feuer sehr gut voraussagen und es läßt sich mit eindeutigen Angaben die Brandsicherheit ausdrücken.

Andererseits sind, was die Tragwerkssicherheit betrifft, eine große Anzahl von entscheidenden Faktoren von ungewisser und, im besten Fall, statistischer Natur. Die Werkstoffeigenschaften variieren über beträchtliche Bereiche, die tatsächlich auftretenden Lasten sind in Größe und sogar ihrer Art nach von den Entwurfsannahmen verschieden, menschlich bedingte unvermeidbare Unsorgfältigkeiten in der Konstruktion beeinflussen die inneren Spannungen, die Berechnungen sind nur Näherungen, da sie auf gewissen idealisierenden Grundlagen fußen, und die Folgen von Tragwerksversagen, ausgedrückt in Verlustzahlen an Leib und Gut, variieren über einen sehr breiten Bereich. Einige dieser Einflüsse können statistisch erfaßt werden und die Ergebnisse können in eine wahrscheinlichkeitstheoretische Konzeption der Tragwerkssicherheit eingebaut werden. Für andere muß das Urteilsvermögen des Ingenieurs einspringen, da entweder die erforderlichen Angaben für eine statistische Behandlung fehlen, oder die Faktoren selber keiner statistischen Erfassung zugänglich sind. In ähnlicher Weise, in bezug auf Feuersicherheit, existieren analoge Faktoren, die ebenso unsicher sind und im besten Fall statistischen Charakter haben. Wie KOLLBRUNNER feststellt, variiert bei tatsächlichen Bränden die Zeit-Temperaturkurve sehr stark und weicht von der in Brandversuchen aufgenommenen Standardkurve ab; die tatsächlichen Brennstoffmengen variieren ebenso und man kann, wenn überhaupt, nur statistische Angaben zusammenstellen; die tatsächliche Wirksamkeit von Feuerschutzmaßnahmen hängt von einer ganzen Anzahl von zufälligen Einflüssen ab, die in Brandversuchen gar nicht zur Geltung kommen; und über einen ebenso weiten Bereich wie beim Tragwerksversagen variieren hier die Folgen eines Brandes.

Mit diesen Überlegungen scheint es, daß ein probabilistisches Verfahren, mit dem Urteil des Ingenieurs für die statistisch nicht erfaßbaren Seiten des Problems ergänzt, ebenso angebracht ist im Gebiet des Feuerschutzes wie in demjenigen der Tragwerkssicherheit. Es ist kein Zufall, daß das Punktsystem zur Erfassung der Brandgefahr, wie es von BOUÉ und KOLLBRUNNER in ihren Beiträgen vorgeschlagen wird, gewissermaßen analog aussieht wie das Taxierungssystem für Tragwerkssicherheit, das von der Institution of Structural Engineers in London [8] aufgestellt wurde. Die Verminderung des subjektiven Einflusses und die Tendenz zu einer stärkeren Ausgeglichenheit ist der sichere Vorteil eines solchen Punkt- oder Taxierungssystems. Es ergibt eine klare numerische Charakterisierung des vorhandenen Falles. Immerhin darf nicht vergessen werden, daß solche Zahlen nicht den gleichen Wert haben wie objektiv meßbare Größen, wie z. B. Spannungen, Formänderungen usw. Auch haben sie nicht das gleiche wahrscheinlichkeitstheoretische Gewicht, wie es Größen mit bekannten statistischen Verteilungs-

gesetzen wie z. B. gewisse Werkstoffeigenschaften, Belastungsintensitäten usw. haben. Punkt- oder Taxierungssysteme basieren auf einer numerischen Kodifizierung der ingenieurmäßigen Einschätzung, die sich auf den sogenannten gesunden Menschenverstand stützen soll. Wenn man diese Einschränkung nicht vergißt und wenn diese Systeme nicht als objektive Tatsachen entgegengenommen werden, dann sind sie von eindeutigem Vorteil und stellen eine wertvolle Entwicklung zu realistischeren und einheitlicheren Verfahren dar.

IV. Schlußfolgerungen und Empfehlungen

Die wirtschaftlichen und sozialen Bedingungen, die zu hohen Stockwerkbauten führen, sind in allen Ländern gleich. Sie sind etwas früher in den USA entstanden, wo das hohe Gebäude mit 15 bis 40 und mehr Stockwerken seit Jahrzehnten die übliche großstädtische Bauform darstellte, aber fast überall kann man nun die gleiche Entwicklung beobachten. Gleichzeitig hat diese Bauform seit dem zweiten Weltkrieg eine Umwälzung in funktioneller und konstruktiver Hinsicht erfahren; wiederum zeigt sich mit verschiedener Geschwindigkeit ein ähnlicher Umwälzungsvorgang in verschiedenen Ländern.

In einer Hinsicht hat sich die funktionelle Natur dieser Bauten geändert und verändert sich immer noch. Während früher die primäre Funktion diejenige des Obdaches war und Form und Grundriß praktisch während der ganzen Lebensdauer des Gebäudes konstant blieben, werden diese Hochhäuser heute immer kompliziertere Maschinen, die zu einem sehr hohen Grade den individuellen Zwecken angepaßt sind, die aber gleichzeitig die maximale innere Flexibilität und Anpassung aufweisen.

Konstruktiv führte das Erfordernis von Wirtschaftlichkeit und rascher Montage zu einer überragenden Verwendung der Vorfabrikation, nicht nur für die Tragsystemelemente, sondern auch für Böden, Wände, Trennwände und andere Einheiten. Im Laufe dieser Entwicklung hat die Leichtbauweise die klassischen, schweren Einrichtungen verdrängt mit entsprechender Verkürzung der Arbeitszeiten und Einsparungen an Rahmen- und Fundationskosten. Neue Verbindungsmethoden, Schweißen und HV-Verschraubung, haben die Nietung fast vollständig verdrängt. Neue Wege in der Brandverhütung haben die Tendenz zur Gewichtseinsparung noch verstärkt. Die Forderung der neueren Flexibilität führt zu großen Stützenabständen und oft sogar zur vollständigen Elimination der inneren Stützen.

Die Verminderung des Eigengewichts, die leichteren Rahmen und die ungenügende Steifigkeit der flexiblen Vorhang- und Zwischenwände geben der Art, wie solche Gebäude zur Aufnahme von Windlasten, Erdbeben und anderes ausgerüstet werden, eine entscheidende Bedeutung. Was die Stabilität betrifft, wird das seitliche Ausknicken, das in der konventionellen Stützenentwurfspraxis vernachlässigt wurde, immer wichtiger. Neue Ansätze in Ent-

wurf und Berechnung betonen die effektive Festigkeit und das tatsächliche Verhalten des Tragwerkes unter der Last im Gegensatz zur formellen, rein elastischen Spannungsberechnung.

Der Weg für all diese Entwicklungen wurde durch umfassende und systematische Forschung auf breiter Basis geebnet. Dies betrifft das Verhalten von geschweißten und hochfest verschraubten Verbindungen, die Entwicklung von dünnwandigen, kaltgeformten Stahlelementen, die Forschung über Rahmenstabilität und Traglast von Stahlkonstruktionen (oft irrtümlicherweise «plastisches Bemessungsverfahren» genannt), die Verfahren und Wirkungen der Feuerverhütung usw. In diesem Zusammenhang kommen einem zwei Empfehlungen in den Sinn:

1. Mit der radikalen Verminderung der Eigengewichtslasten steigt die Bedeutung der Nutzlast, ob sie nun horizontal oder vertikal sei. Der Sicherheitsgrad eines Bauwerkes ist eng verbunden mit der Genauigkeit, mit welcher die Lasten bekannt sind. Es scheint, daß eine allgemeine Anstrengung gemacht werden sollte, um durch direkte Messung und statistische Auswertung die Größe und Verteilung von Nutzlasten inkl. Windlasten, die auf hohe vielstöckige Gebäude wirken, zu bestimmen. Die riesigen Bemühungen, die in der Erforschung von Spannung, Dehnung und Festigkeit verausgabt wurden, müssen, um ihre volle Wirkung zeitigen zu können, durch eine entsprechende Untersuchung der Belastungsbedingungen ergänzt werden.

2. Die direkten Auswirkungen der obgenannten großangelegten Forschungsprogramme sind allzu oft auf die ausführenden Länder beschränkt geblieben. Dies hat die Entwicklung gebremst und verschiedentlich zu Doppelspurigkeiten geführt. Es ist natürlich klar, daß die Tradition wie auch besondere Bedingungen oft die unveränderte Übertragung von technischen Entwicklungen von einem Land in das andere verunmöglichen. Immerhin wäre eine vertiefte Kenntnis solcher Entwicklungen für jedermann von Vorteil. So haben die USA, bevor sie sich selbst damit befaßten, weitgehenden Profit aus dem systematischen Studium der europäischen Entwicklung im Vorspannbeton gezogen. Allzu oft fehlt aber eine solche gegenseitige Befruchtung total.

Dieses ist ein Gebiet, in welchem die IVBH einen noch größeren Dienst erweisen könnte. Sehr wertvoll wäre die regelmäßige Veröffentlichung von zusammenfassenden Artikeln, d. h. Schriften, die in systematischer Weise einen umfassenden Überblick über die neueren Entwicklungen in bestimmten Ländern und auf bestimmten Gebieten ermöglichten. Richtungweisend sind z. B. die Beiträge von Stetina und Rapp, die auf besonderen Wunsch von Prof. Stüssi geschrieben wurden. Weitere solche Beispiele sind die Beiträge [2] und [5]. Auf diese Art könnten die Kongresse wie auch die jährlichen «Abhandlungen» eine größere Unterstützung demjenigen Leser bieten, der aufgeschlossen und unvoreingenommen die neuen technischen Entwicklungen, ungeachtet aus welchem Herkunftsland, verwenden will.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa1

On the Lateral Buckling of Multi-Story Building Frames with Shear Bracing

Sur le flambage latéral des portiques étagés multiples munis de contreventements (shear bracing)

Über das seitliche Ausknicken eines mehrstöckigen Gebäudes mit Windverbänden (shear bracing)

JOHN E. GOLDBERG
Ph. D., Professor of Structural Engineering, Purdue University, Lafayette, Indiana

Introduction

With the trends which seem to be developing in the architectural design of tall buildings, it is likely that questions of general instability will assume greater importance than they have had in the past. In particular, the lurching, sidesway or translational mode of buckling of tall buildings may demand greater attention than it has been given in the past.

In the past, skeleton-type tall building frames have been sheathed by rather substantial walls or wall panels of masonry construction and it is quite likely that these were sufficiently stiff to brace the frame against a lurching mode of buckling. In place of the masonry envelope which, in the past, obviated or at least minimized the necessity for considering the translational mode of buckling, the present architectural trend seems to be toward the use of light and often prefabricated panels having considerably reduced shear stiffness and hence much less effective in bracing the frame against buckling in a sidesway mode. Calculations made upon some recently designed bulding frames for the sidesway mode show that the equivalent or effective column length may be as much as three stories. This is far from the one story assumption which, in the past, has been a convenient and apparently adequate basis of design.

Unbraced symmetrical frames under symmetrical loads may buckle in either the symmetrical mode, which does not involve translation of the joints, or in the anti-symmetrical mode involving lateral displacement or lurching.

However, by considering the limiting cases of unbraced frames with infinitely stiff girders and with infinitely flexible girders, it can be shown that the lurching mode will always occur at lower loads than the symmetrical case. Unbraced unsymmetrical frames will, in general, buckle in a mode involving some lateral displacement of the joints.

When bracing is provided against lateral displacement, either in the form of shear panels or supplementary bracing members, the critical loads for the lurching mode of buckling are, naturally, increased over the corresponding loads for the unbraced frame. As the stiffness of this bracing is increased continuously, the critical loads for the lurching mode will increase until, in the symmetrical case, these loads become greater than those associated with a mode which does not involve translation of the joints.

The present paper contains some results which have been obtained during a preliminary and exploratory study of the general problem.

Limiting Cases

It is of interest to determine the stiffness required in the lateral bracing to preclude the lurching mode of buckling. For our immediate purpose it is sufficient to consider a single column and, in order to establish the requirement under the most severe condition, we shall first take the case corresponding to infinitely rigid girders.

We consider a single story and we assume that the bracing force is applied in a horizontal direction at the top of the column. This corresponds essentially to a situation in which the bracing is in the form of a broad shear-resistant panel in the plane of buckling, the panel being attached to the frame only at its upper and lower edges. The equivalent arrangement is indicated in Fig. 1. The critical load of a single column in the lurching mode may be determined

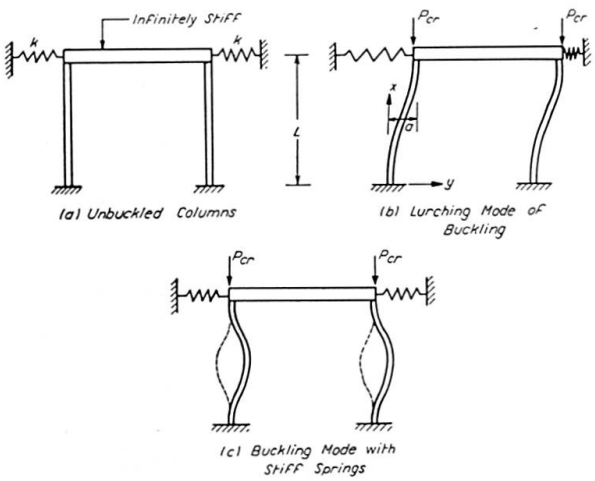


Fig. 1. Buckling Modes of Laterally Braced Columns with Infinite Rotational Restraint.

by the energy method. We take the deflections of the column as

$$y = \frac{a}{2}\left(1 - \cos\frac{\pi x}{L}\right),$$

where a is the arbitrary amplitude. Setting the bending strain energy of the column plus the extensional strain energy of the spring equal to the work done by the critical load during the buckling process leads to the stability criterion. This may be written in the form

$$\frac{P_{cr}}{P_e} = 1 + \frac{8\,k\,L}{\pi^2\,P_e}, \tag{1}$$

where

P_{cr} = critical load
P_e = Euler load $= \pi^2\,E\,I/L^2$
k = spring rate of bracing

and E is the appropriate modulus.

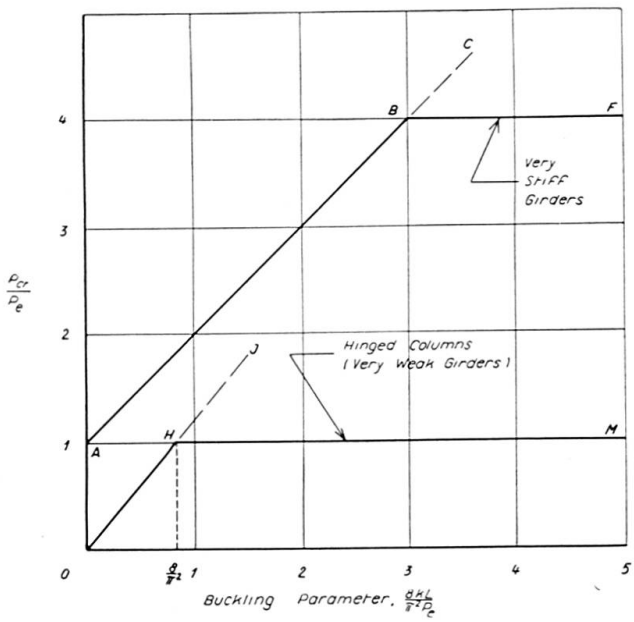


Fig. 2. Relation of Critical Load to Buckling Parameter for Limiting Cases.

Eq. (1) is plotted in Fig. 2 as the line ABC. It would appear from Eq. (1) that the critical load will increase without limit as the stiffness, k, of the lateral bracing is increased. This, however, does not follow since, under any circumstances if the column is not braced at intermediate points, the critical load cannot exceed the magnitude corresponding to the buckling mode shown in Fig. 1c. The criterion for the latter mode is shown in Fig. 2 as the line BF. It is thus seen that, in the case of very stiff girders, the column will buckle in the lurching mode when the buckling parameter has a value less than three, and will buckle without lateral displacement of its ends when the value of the buckling parameter exceeds three. That is to say, the column which is restrained by very stiff girders will not buckle in the lurching mode if

$$k > \frac{3\pi^2}{8L} P_e. \tag{2}$$

The complete criterion for the case of very stiff girders is represented in Fig. 2 as the curve ABF.

The foregoing analysis was developed for an individual column. However, certain conclusions can be drawn for the case of several columns in a given story and for complete frames. Clearly, for the collection of columns in any one story of a frame with very stiff girders laterally supported by ideal shear panels which are connected at the top and bottom of the story, the required stiffness of the lateral supports is the sum of the stiffnesses required for each of the columns, provided that each element of lateral stiffness is directly available to each column. In particular, a lurching or translational mode cannot develop in that story if

$$\sum k > \frac{3\pi^2}{8L} \sum P_e \qquad \text{(very stiff girders)} \tag{3}$$

provided that the condition on availability is satisfied. One may infer further that if the lateral support is an *ideal* (but not necessarily uniform) shear beam for the entire height of the building frame and attached only at the top and bottom of each story, the lurching mode of buckling will not develop if the total stiffness at each story satisfies Inequality (3).

In the foregoing analysis, we have considered the limiting case of a frame with very stiff girders. For comparison, we may consider the lower limiting case of a frame having girders with negligible flexural stiffness. For simplicity, we shall assume that each story segment of the multi-story column under consideration is precisely in the same state relative to the possibility of buckling; that is, the relation between axial load on each story segment and its critical load is such that no story segment either tends to support or to be supported by its neighbouring segments. This is equivalent to assuming that each story segment may be treated as hinged at each end.

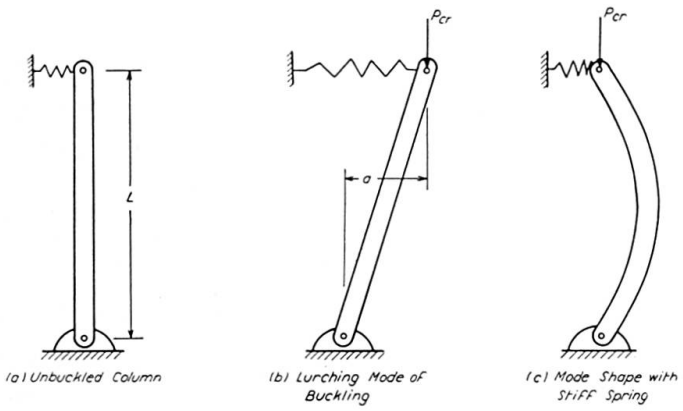


Fig. 3. Buckling Modes of a Laterally Supported Column with Negligible Rotational Restraint.

In the lurching mode of buckling shown in Fig. 3b, no bending occurs and it can be shown that the stability criterion for this mode is

$$P_{cr} = k\,L$$

or

$$\frac{P_{cr}}{P_e} = \frac{k\,L}{P_e}. \tag{4}$$

Eq. (4) is plotted in Fig. 2 as the line OHJ. As in the case of extremely stiff girders, this equation implies that the critical load increases with increasing stiffness of the lateral support. However, when the critical load reaches or exceeds the magnitude of the Euler load computed with the appropriate modulus, the column will buckle in the mode shown in Fig. 3c. Thus, the line $P_{cr}/P_e = 1$ is an upper limit to the buckling strength of the column and is shown as AHM in Fig. 2. Hence, the complete criterion for the case of very flexible girders is represented in that figure as the curve OHM.

As in the previous case, the stiffness which is required in the lateral supports for the collection of columns in any one story of a frame is the sum of the stiffnesses required for each column. In particular, a lurching mode cannot develop in that story if the spring rates of the lateral supports are such that

$$\sum k > \frac{1}{L} \sum P_e \qquad \text{(hinged columns)} \tag{5}$$

provided again that each element of lateral stiffness is directly available to each column.

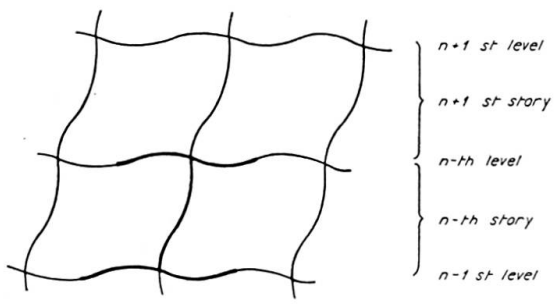


Fig. 4. Portion of Frame in Lurching Mode.

If the premises or assumptions upon which the foregoing analyses were based valid, the critical loads for each column segment in an actual frame would fall in the region MHOABF of Fig. 2. However, while the curve ABF is a reliable upper bound on the critical loads, it cannot be said that the curve OHM is an equally reliable lower bound. The assumption of very stiff girders in the first case prevented propagation of buckling deformation from story to story without violating continuity. An analogous uncoupling was assumed in the second case so that the column segments could again be treated individually. Instead of merely assuming that the girders are infinitely weak in flexure, the second case corresponds to assuming that the column segments

are hinged at the joints. In real structures, however, the columns are continuous and the segments cannot be treated on this individual basis. Curve OHM is not an entirely dependable lower bound on the critical loads.

In the case of frames with infinitely stiff girders, we were able to establish a value for the stiffness of the lateral bracing at which bifurcation of the buckling modes is possible. When, in such frames, the stiffness of the bracing is less than this value, the frame will buckle in the lurching mode; and when the stiffness of the bracing exceeds this value, the stories will tend to buckle in a "symmetrical" mode not involving translation. Although the development postulated infinitely stiff girders, this case is of more than academic interest since the results which have been obtained might serve as a basis for approximate design in cases where the girders are relatively, but somewhat less than infinitely, stiff. Furthermore, it is clear that the critical or bifurcation value of the shear stiffness, $k = 3\pi^2 P_e/8L$, for the case of infinitely stiff girders is also an upper bound to the critical value of the *stiffness* for a case in which the girders are less than infinitely stiff. Thus, when the stiffness of the shear bracing exceeds the stated value, $3\pi^2 P_e/8L$, at each story but the girders are less than infinitely rigid, the frame will tend to buckle in a "symmetrical" mode and the lurching mode generally will not have to be considered.

One additional point is in order and may be discussed at this time. The *line* OA includes all frames, broadly speaking, for which no lateral bracing is provided. To neglect any appreciable lateral bracing which actually may exist is to restrict the design to the *line* OA when, in fact, the design may lie anywhere in the area MHOABF. In such cases, if general instability is a consideration, the design may be seriously penalized as a result of neglecting the lateral bracing.

General Method of Analysis

For more accurate determination of the critical loads in cases of moderate stiffness of the girders, a more comprehensive approach must be employed. The generalized slope deflection theory may be taken as the basis for this approach. We consider a single column, continuous through the entire height of the frame and rigidly connected to the intersecting girders at each story. We may think of this column as one of the two columns of a symmetrical plane frame, and the results will be as exact as one wishes. The results will be equally exact if the column is one of a set of identical, identically loaded and identically restrained columns of a multi-bay frame; and thus, without further generalization or refinement, this approach may be used in determining approximately the critical loads of such a frame.

The displacements and loads acting upon a column segment are shown in Fig. 5. The bending moments at the top and bottom of this column segment are

$$
\begin{aligned}
M^C_{n,n-1} &= -K^C_n \left[A_n \theta_n + B_n \theta_{n-1} - (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} \right], \\
M^C_{n-1,n} &= -K^C_n \left[A_n \theta_{n-1} + B_n \theta_n - (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} \right],
\end{aligned}
\tag{6}
$$

where

$$
\begin{aligned}
K^C_n &= E\,I/L_n, \\
A_n &= \frac{\sin p\,L - p\,L \cos p\,L}{\frac{2}{p\,L}(1-\cos p\,L) - \sin p\,L}, \\
B_n &= \frac{p\,L - \sin p\,L}{\frac{2}{p\,L}(1-\cos p\,L) - \sin p\,L}, \\
p\,L &= \pi \sqrt{\rho}, \\
\rho &= \frac{P}{\pi^2\,E\,I/L_n^2}.
\end{aligned}
$$

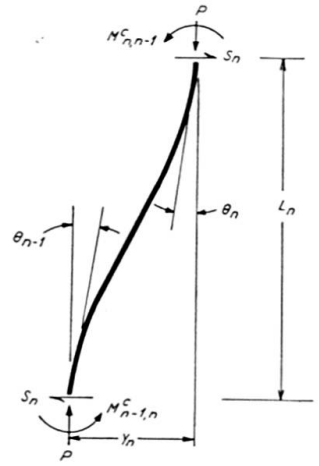


Fig. 5. Column Buckled in Lurching Mode.

Combining pertinent expressions for column moments with expressions for girder moments into a rotational equilibrium equation for a typical joint yields

$$
\begin{aligned}
K^C_n B_n \theta_{n-1} + [K^C_n A_n + K^C_{n+1} A_{n+1} + 6(1+\delta) K^G_n] \theta_n + K^C_{n+1} B_{n+1} \theta_{n+1} \\
- K^C_n (A_n + B_n) \frac{y_n}{L_n} - K^C_{n+1} (A_{n+1} + B_{n+1}) \frac{y_{n+1}}{L_{n+1}} = 0,
\end{aligned}
\tag{7}
$$

where K^G_n is the stiffness of the girder at the top of the n-th story column, the $n+1$st story is above this girder and

$$
\delta = \begin{cases} 0 \text{ when number of bays} = 1 \\ 1 \text{ when number of bays is large.} \end{cases}
$$

Taking moments about one end of the column shown in Fig. 5 leads to an expression for the transverse shear

$$
S_n = \frac{1}{L_n} K^C_n (A_n + B_n) \left(2 \frac{y_n}{L_n} - \theta_n - \theta_{n-1} \right) - P_n \frac{y_n}{L_n}. \tag{8}
$$

The shearing force in the lateral bracing system may be taken as

$$H_n = k_n y_n \tag{9}$$

where k_n is the spring rate of the shear panel at the n-th story.

Since the total shear at each story must be zero, or

$$S_n + H_n = 0,$$

the substitution of Eqs. (8) and (9) yields

$$K_n^C (A_n + B_n)(\theta_n + \theta_{n-1}) - [2 K_n^C (A_n + B_n) - P_n L_n + k_n L_n^2] \frac{y_n}{L_n} = 0. \tag{10}$$

Eliminating the y's in Eq. (7) by means of Eq. (10) yields the recursion formula

$$\begin{aligned} K_n^C (B_n - C_n F_n)\theta_{n-1} + [K_n^C A_n + K_{n+1}^C A_{n+1} - K_n^C C_n F_n \\ - K_{n+1}^C C_{n+1} F_{n+1} + 6(1+\delta) K_n^G]\theta_n + K_{n+1}^C (B_{n+1} - C_{n+1} F_{n+1})\theta_{n+1} = 0, \end{aligned} \tag{11}$$

where

$$C_n = A_n + B_n,$$

$$D_n = k_n L_n^2 / K_n^C C_n = \pi^2 k_n L_n / P_e C_n,$$

$$F_n = \frac{1}{2 - \frac{\pi^2 \rho_n}{C_n} + D_n}.$$

It may be noted that the dimensionless term D_n should be computed with the true value of $K_n^C = E I / L_n$, but all other K's may be taken as *relative* values.

Eqs. (7) and (10) or Eq. (11), written for each story, are a homogeneous set of linear algebraic equations in the lateral and angular displacements of the joints. These equations, together with the boundary conditions at the base form an eigenvalue problem in which the appropriate multiple of a prescribed pattern of column loads may be treated as the eigenvalue to be determined. There will be a number of such multiples or eigenvalues which satisfy the equilibrium equations and boundary conditions. However, only the lowest of the non-zero eigenvalues is of engineering interest.

In the case of low shear stiffness of the bracing, the frame will buckle in a lurching mode. When sufficient shear bracing is provided, the critical loads for the lurching mode may be greater than those for a "symmetrical" mode which does not involve translation of the joints. This mode involves a different bending configuration of the girders and leads to the single recursion formula

$$K_n^C B_n \theta_{n-1} + [K_n^C A_n + K_{n+1}^C A_{n+1} + 2(1+\delta) K_n^G]\theta_n + K_{n+1}^C B_{n+1} \theta_{n+1} = 0, \tag{12}$$

when the symmetrical mode is being investigated. Eq. (12) is to be written for every story. The lowest eigenvalue for this set defines the critical loads for the symmetrical mode, and comparison with the results for the lurching mode will show whether the frame will buckle with or without lurching.

Remarks on Method of Solution

Because of the highly transcendental manner in which the loads enter into the equations, ordinarily it is not feasible to extract the eigenvalues directly from the sets of equations. In rare cases, the coefficients of the displacements may have the regular character which would permit solution by difference equation methods. In other cases, a small adjustment of these coefficients may put these equations in regular form and thus permit at least an approximate solution by difference equation methods.

In the usual case, the most practical method for either desk or electronic computer will be a trial-and-error procedure in which the magnitudes of the loads are assumed. The corresponding values of A_n and B_n are then substituted into Eqs. (7) and (10) or (11) or into Eq. (12) and it is determined whether or not these equations and the base condition can be satisfied.

The solution of the equations for trial values of the loads can be obtained by any of several techniques. For example, we observe that Eq. (11) for the top level contains two unknowns, the rotation at that level and at the next lower level. We may solve this equation for the rotation at the top level in terms of the rotation at the next lower level. We use this result to eliminate the topmost rotation from the next lower equation and solve this equation for the second rotation in terms of the third from the top. We proceed in this manner, eliminating unknowns in the successive equations down to θ_2 in terms of θ_1. The rotation, θ_0, at the base is defined by a stated boundary condition and we may therefore dispose of θ_0 as an unknown in the equation for the first level above the base. With the sequential substitution and elimination of rotations, Eq. (11) for the first level above the base becomes homogeneous in θ_1. Now, the left-hand side of Eq. (11) is in fact equal to the external moment required to maintain equilibrium at the joint. Therefore, in view of the homogeneous form, if the coefficient of θ_1 vanishes, the loads form an eigenvalue set; if the coefficient is positive the frame is stable in the configuration which has been developed; if the coefficient is negative, the frame is unstable in this configuration.

Other procedures are, of course, available for effecting a solution of the set of equations. However, space does not permit a more general discussion at this time.

It may be remarked that, if an electronic computer is available, it becomes feasible to handle the exact problem of a multi-story frame having several spans. To formulate the larger problem, Eqs. (7), (10), (11) and (12) are generalized in a straightforward manner to include different rotations at each joint of each level. The resulting equations can be solved, with the aid of the computer, by relatively simple partitioning of the set and an external moment can again be computed as a criterion of stability or instability for a trial set of loads.

References

1. John E. Goldberg, "Wind Stresses by Slope Deflection and Converging Approximations". Proceedings of the American Society of Civil Engineers, May, 1933, and Transactions ASCE, Vol. 99, 1934, p. 962.
2. John E. Goldberg, "Stiffness Charts for Gusseted Members Under Axial Load". Separate No. 179, ASCE, March, 1953, and Transactions ASCE, Vol. 119, 1955, p. 43.
3. John E. Goldberg, "General Instability of Low Framed Buildings". "Publications" of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 18, 1958, p. 15.

Summary

The effect of shear bracing upon the critical loads of a multi-story building frame is discussed and formulas are presented for the critical loads of column segments in the two limiting cases of infinite girder bending stiffness and negligible girder stiffness. Equations for a more comprehensive theory founded upon the slope-deflection method are presented and comments are made upon methods of solution.

Résumé

L'auteur décrit tout d'abord l'influence des voiles de contreventement sur les charges critiques d'un portique étagé multiple. Pour les deux cas limites — rigidité de la traverse infinie et pratiquement négligeable —, l'auteur indique les formules permettant de déterminer les charges critiques des éléments de montants. De plus, il présente des équations découlant d'une théorie plus complète, basée sur la méthode des déformations et il commente quelques procédés de résolution de ces équations.

Zusammenfassung

Zunächst wird der Einfluß von schubfesten Tafeln auf die kritischen Lasten eines mehrstöckigen Rahmens besprochen. Für die beiden Grenzfälle des Trägers mit unendlich großer und mit vernachlässigbarer Steifigkeit werden die Formeln für die kritischen Lasten von Stützenabschnitten angegeben. Ebenso wurden Gleichungen für eine umfassendere Theorie, basierend auf der Deformationsmethode, dargestellt und dazu einige Lösungsmethoden besprochen.

IIIa2

Über den Einfluß der Normalkraftverformungen bei Stockwerkrahmen

The Effect of the Deformations Due to Axial Forces in the Design of Multi-Storey Portal Frames

L'influence des déformations dues aux efforts axiaux dans l'étude des portiques étagés multiples

H. BECK
Privatdozent, Dr.-Ing., beratender Ingenieur VBI, Frankfurt am Main

Der Einfluß der Normalkraftverformungen der Rahmenstiele auf die Beanspruchungsgrößen mehrgeschossiger Rahmen ist nicht nur um so ausgeprägter je schlanker die Rahmen sind [1], sondern er wächst auch mit zunehmendem Steifigkeitsverhältnis der Riegel zu den Stielen. Diesen Sachverhalt zeigen die nachstehend mitgeteilten Ergebnisse, die aus einer ausführlichen Untersuchung des Einflusses der Normalkraftverformungen auf die inneren Kräfte eines zweistieligen, symmetrischen Vierendeelträgers resultieren, wie er zur Aufnahme von Windkräften im Stahlbetonskelettbau häufig vorkommt [2].

Bei der Untersuchung des an seinem Fuße fest eingespannten Vierendeelträgers gemäß Fig. 1 habe ich von einem bereits früher veröffentlichten Verfahren Gebrauch gemacht, wonach die Einzelbiegesteifigkeiten der diskreten Verbindungsriegel durch die Biegesteifigkeiten kontinuierlich angeordneter Lamellen ersetzt werden [3], [4]. Die mit Hilfe eines solchen Ersatzsystems ermittelten inneren Kräfte ergeben sich in Abhängigkeit eines Systemparameters α und eines weiteren Parameters γ, der die Berücksichtigung der Normalkraftverformungen in den beiden Stielen beinhaltet.

Im Systemparameter α tritt neben den Abmessungen l_1 (Länge der Stiele), l_2 (verformbare Länge der Riegel), a_1 (Systemlinienabstand der Stiele) und a_2 (Systemlinienabstand der Riegel) auch das Verhältnis I_2/I_1 der Steifigkeiten von Riegeln und Stielen auf. Wir erkennen aus dem Aufbau von α, daß der Wert dieses Parameters sowohl mit wachsender Stiellänge l_1 als auch mit

wachsendem Steifigkeitsverhältnis I_2/I_1 zunimmt. Wachsende Stiellänge l_1 bedeutet unter Beibehaltung aller übrigen Abmessungen Schlankerwerden des Rahmens, wachsendes Steifigkeitsverhältnis I_2/I_1 bedeutet den allmählichen Übergang vom einfachen Balken zur geschlossenen Scheibe. Der Balken ist nämlich durch den unteren Grenzwert $I_2=0$ gekennzeichnet, der mechanisch das Fehlen von Verbindungsriegeln beinhaltet, d. h. die Stiele wirken als einzelne Kragträger. Die Scheibe ist durch den oberen Grenzwert $I_2=\infty$ gekennzeichnet, der mechanisch eine starre Verdübelung der beiden Stiele beinhaltet, d. h. die Verformungen des auskragenden Gesamtsystems genügen dem Bernoulli-Navierschen Geradliniengesetz.

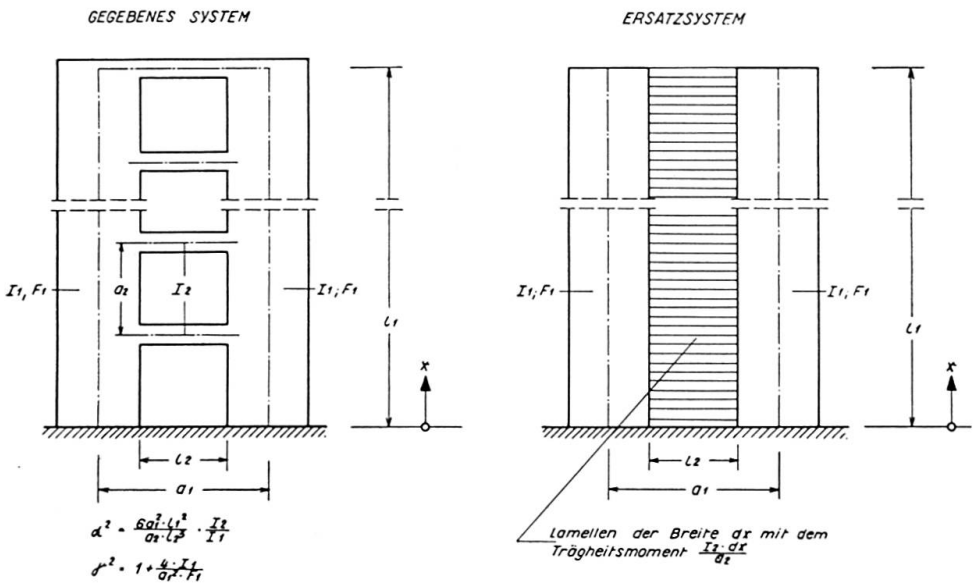


Fig. 1.

Die Berücksichtigung der Normalkraftverformungen liefert einen Wert $\gamma > 1$, ihre Vernachlässigung den Wert $\gamma = 1$, wie sich aus dem Aufbau dieses Parameters sofort ergibt, wenn die Stielquerschnittsfläche $F_1 = \infty$ gesetzt wird.

Wir wollen nun den Einfluß der Normalkraftverformungen auf die inneren Kräfte an einem symmetrischen Vierendeelträger aufzeigen, an dessen beiden Stielen eine gleich große, konstante, horizontalgerichtete Linienlast wirkt. Aus der Vielzahl der auftretenden Beanspruchungsgrößen greifen wir das Einspannmoment der beiden Stiele heraus und bezeichnen es mit

M_E bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen,

$M_{E,\infty}$ bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen und starrer Verdübelung ($\alpha = \infty$),

M_E^* ohne Berücksichtigung der Normalkraftverformungen.

Fig. 2 zeigt in Abhängigkeit von dem Systemparameter α und für verschiedene γ-Werte den Unterschied zwischen dem Einspannmoment mit und

demjenigen ohne Berücksichtigung der Normalkraftverformungen, bezogen auf das Einspannmoment mit Berücksichtigung der Normalkraftverformungen, d. h. also $(M_E - M_E^*)/M_E$. Wir erkennen, daß dieser Unterschied mit wachsendem α zunimmt. Die drei angegebenen Kurven haben die gemeinsame Asymptote 1, da $M_E^*(\alpha = \infty) = 0$ ist.

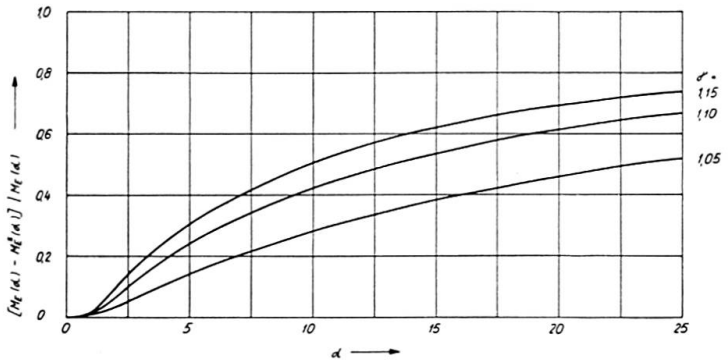


Fig. 2.

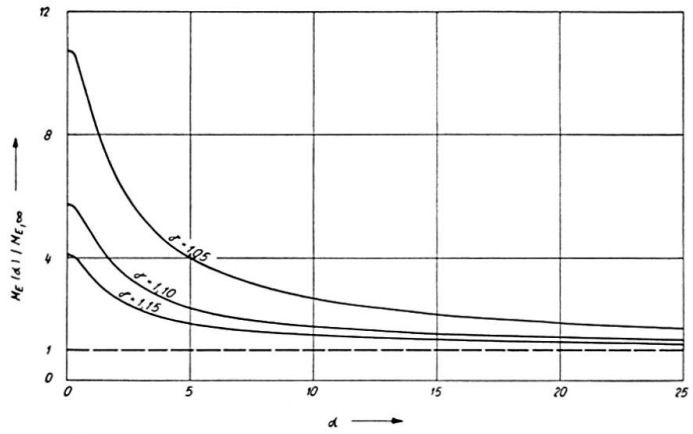


Fig. 3.

Fig. 3 zeigt in Abhängigkeit von α und für verschiedene γ-Werte das Verhältnis des Einspannmomentes bei Berücksichtigung der Normalkraftverformungen zu seinem Grenzwert für $\alpha = \infty$, d. h. also $M_E/M_{E,\infty}$. Wir erkennen aus dem Anschmiegen der drei Kurven an ihre gemeinsame Asymptote 1, wie schnell sich die Verhältnisse mit wachsendem α denjenigen des starr verdübelten Balkens, d. h. also der geschlossenen Scheibe annähern.

Fig. 4 zeigt für verschiedene Werte von α die Spannungsverteilung über die beiden Stielquerschnitte an der Einspannstelle, und zwar für den linken Querschnitt mit Berücksichtigung der Normalkraftverformungen (am Beispiel $\gamma = 1{,}05$) und für den rechten Querschnitt ohne Berücksichtigung derselben ($\gamma = 1$). Für $\alpha = 0$ ist die Spannungsverteilung in beiden Fällen gleich. Für $\alpha \neq 0$ ist ein Unterschied vorhanden, der sich mit wachsendem α vergrößert. Für $\alpha = \infty$ schließlich entspricht das linke Spannungsbild jenem der Scheibe,

während das rechte den mechanisch gegenstandslosen Verlauf zeigt, wonach das gesamte äußere Moment durch ein Kräftepaar aufgenommen wird.

Mit wachsendem α wird also der Einfluß der Normalkraftverformungen größer. Auf Grund eingehender numerischer Untersuchungen kann bei dem hier als Beispiel gezeigten Rahmensystem für $\alpha \lessapprox 5$ der Einfluß der Normalkraftverformungen vernachlässigt werden, während er für $\alpha \gtrapprox 5$ zu berücksichtigen ist. Wenn $\alpha \gtrapprox 20$ ist, so kann die Spannungsverteilung der geschlossenen Scheibe als gute Näherung benutzt werden.

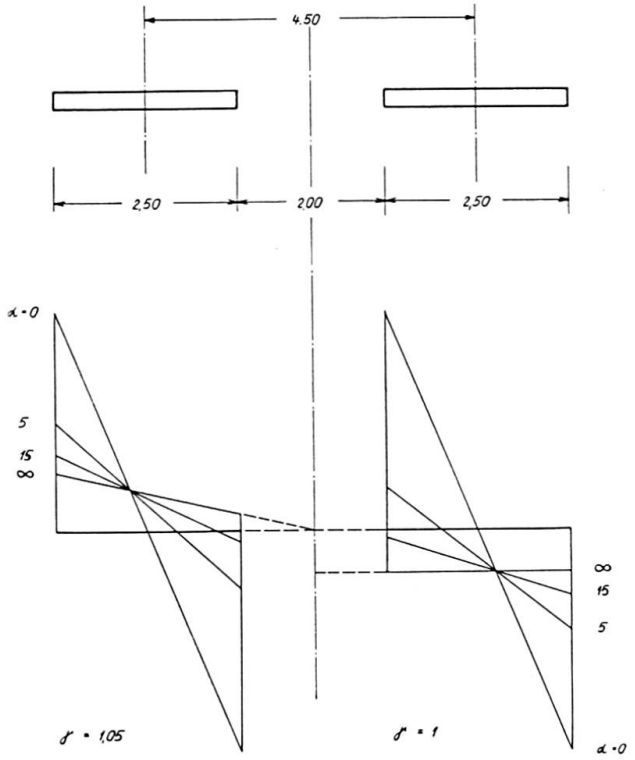


Fig. 4.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß für mehrstielige Stockwerkrahmen analoge Verhältnisse vorliegen; dies ist ohne weiteres schon daraus zu ersehen, daß die mechanischen Grenzfälle des einfachen Balkens ($I_2 = 0$) und der geschlossenen Scheibe ($I_2 = \infty$) die gleichen sind.

Literatur

[1] P. Dubas: «Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen». Sechster Kongreß IVBH, Stockholm 1960, Vorbericht IIIa 2.

[2] H. Beck: «Ein Beitrag zur Berücksichtigung der Dehnungsverformungen bei Rahmen mit schlanken und gedrungenen Konstruktionsgliedern». Die Bautechnik 36 (1959), Seite 178—184.

[3] H. Beck: «Ein Beitrag zur Berechnung regelmäßig gegliederter Scheiben». Ingenieur-Archiv 26 (1958), Seite 343—357.

[4] H. Beck: «Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers». Der Bauingenieur 31 (1956), Seite 436—443.

Zusammenfassung

Der Einfluß der Normalkraftverformung auf die inneren Kräfte eines Stockwerkrahmens wächst sowohl mit dessen Schlankheit als auch mit dem Steifigkeitsverhältnis der Riegel zu den Stielen. Dies wird für den zweistieligen, symmetrischen und am Fuße fest eingespannten Stockwerkrahmen aufgezeigt. Hierbei ist von einer vom Verfasser bereits früher veröffentlichten Berechnungsmethode Gebrauch gemacht.

Summary

The effect of the deformations due to axial forces on the stresses in a multi-storey portal frame grows with increasing slenderness and increasing ratio between the moments of inertia of the cross-members and the uprights. This is demonstrated by the calculations for a symmetrical portal frame with two uprights completely fixed at the base. These calculations were made by means of a method which the author has already described in a previous paper.

Résumé

L'influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations d'un portique étagé multiple est d'autant plus grande que le portique est plus élancé et que le rapport entre moments d'inertie des traverses et des montants est plus grand. C'est ce que démontrent les calculs d'un portique symétrique, à deux montants totalement encastrés à leur base. Les calculs ont été effectués à l'aide d'une méthode que l'auteur avait déjà exposée lors d'une publication précédente.

Leere Seite
Blank page
Page vide

III a 3

Comments on Semi-rigid Connections in Steel Frames

Commentaires sur l'utilisation d'attaches semi-rigides dans les ossatures métalliques

Einige Bemerkungen zu halbsteifen Verbindungen bei Stahlrahmen

L. C. MAUGH
Professor of Civil Engineering, University of Michigan

Notation

P	Total load on the specimen.
E	Modulus of elasticity.
I	Moment of inertia of beam.
a	Assumed length of elastic portion.
b	Assumed length of inelastic portion.
L	$^1/_2$ span of specimen.
d	$^1/_2$ column width.
Δ	Measured vertical displacement at center.
Δ_e	Theoretical displacement at center due to deformation over elastic range.
ϕ	Angle change over one-half of inelastic range (assumed at face of column).
M	Bending moment at face of column.
Ψ	Slope of $M-\phi$ curve (assumed constant over working range).
M_{ab}, M_{ba}	End moments.
M_{Fab}, M_{Fba}	Fixed-end moments for $\Psi=\infty$.
M'_{Fab}, M'_{Fba}	Fixed-end moments for $\Psi \neq \infty$.
l	Span length of any beam.
K	$\frac{EI}{l}$.
A	$1+\frac{3K}{\Psi}$.
C_1, C_2	Coefficients of slope deflection equations.
θ_a, θ_b	End rotations.

Test Procedure for Measuring Beam Connection Properties

The following laboratory procedures and interpretation of the data has been found to be convenient and sufficiently accurate for measuring the rotational restraint of beam connections.

1. The elastic portion a of a typical test specimen as shown in Fig. 1 is assumed to extend within three inches of the edge of the connection. Strain

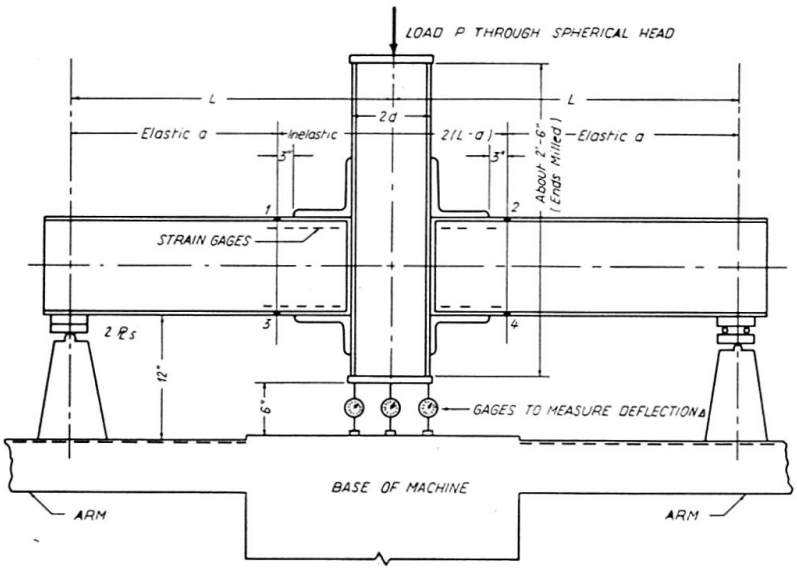


Fig. 1. Arrangement of Specimens in Testing Machine.

gage measurements have shown that between this section and the face of the column, the strain distribution across any transverse section is non-linear. This region is called inelastic although such a description is open to question.

2. The resultant angle changes ϕ, Fig. 2, for the inelastic range is assumed to occur at each face of the column for purposes of reference.

3. A laboratory test specimen as shown in Fig. 1 is therefore divided into two elastic zones a and inelastic zones $L-a$ which contain the connecting elements and column section.

4. The specimen is loaded as shown in Fig. 1 and the only measurement needed besides the central load P is the displacement Δ at the center of the span. This displacement can be measured with ordinary dial gages.

5. The numerical value of the rotation ϕ for the inelastic zone can now be determined by substracting the calculated displacement Δ_e at the center due to the strain in the elastic portions a from the total measured deflection Δ. Thus, from Fig. 2, the following relations can be established.

$$\phi\,(L-d) = \Delta - \Delta_e = \Delta - \frac{P\,a^3}{6\,E\,I}$$

or

$$\phi = \frac{\Delta - \dfrac{P\,a^3}{6\,E\,I}}{L-d}, \tag{1}$$

where

P = total load on the specimen,
E = modulus of elasticity,
I = moment of inertia,
a = length of elastic portion,
L = $^1/_2$ span of specimen,
d = $^1/_2$ width of column.

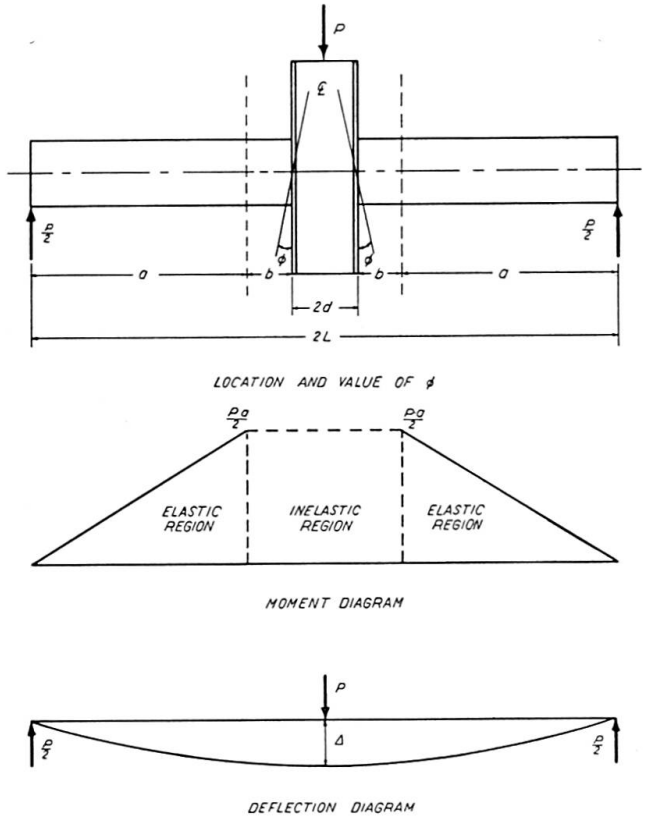


Fig. 2. Location of Angle ϕ and Displacement Δ.

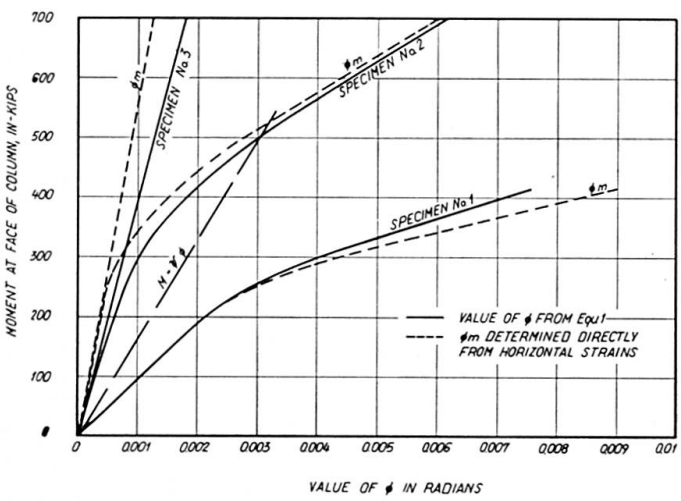


Fig. 3. $M-\phi$ Diagram Determined from Displacement Δ.

6. The values of ϕ that are determined from the measured value of Δ by means of Eq. (1), when plotted as abscissae against the moment at the face of the column as ordinate, provide typical moment-rotation (M, ϕ) curves as shown in Fig. 3. In the diagrams are also shown corresponding rotations ϕ (see broken lines) which are obtained from the horizontal movement between two reference points that were established in each flange at the edges of the inelastic zone. These gage distances are shown by points 1, 2, 3, and 4 in Fig. 1. The sum of the horizontal displacements between points 1 and 2 and between 3 and 4 divided by the vertical distance between the points was used to check the value of ϕ.

Results of Typical Tests

The test procedure as described above was used on three different specimens but, due to lack of space, only one (Fig. 4) is shown. An initial load was applied through a movable head with a spherical bearing and removed several times before the final measurements were made.

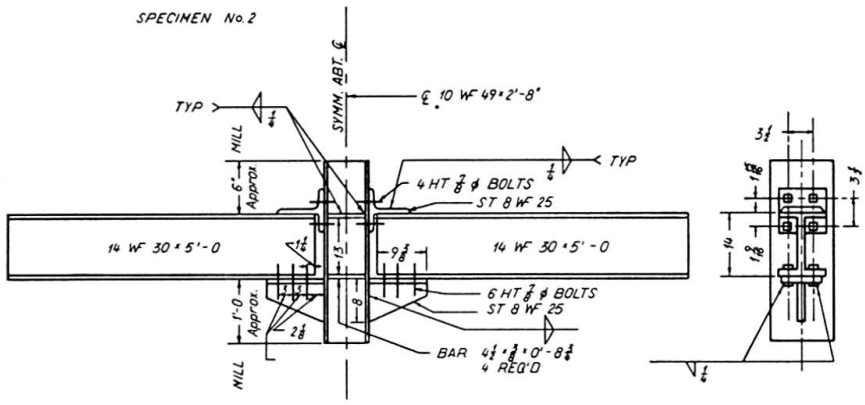


Fig. 4. Connection Details of Specimen No. 2.

The load-deflection curves for each specimen were drawn from the measured values of Δ. From such diagrams the angle change ϕ in the inelastic zone was calculated for each specimen by means of Eq. (1). The values of ϕ are shown in Fig. 3. The magnitude of the inelastic portions a is 46, 43, and 46 inches for specimens 1, 2, and 3, respectively. L is equal to 60 inches and d is 5 inches for all specimens.

Use of M, ϕ Curves in Design

If the actual M, ϕ curves in Fig. 3 are approximated by a straight line the moment M can be expressed in terms of the rotation ϕ by the relation

$$M = \Psi\phi,$$

where Ψ is the slope of the M, ϕ diagram. The quantity M/Ψ is therefore equivalent to $\frac{M\,dx}{EI}$ in a beam and can be treated as such in the calculations. In any frame where the steel girders support a reinforced concrete floor, the actual flexural rigidity EI of the beam is uncertain. However, when only steel members of constant cross-section are considered in determining the beam coefficients, the following assumptions are recommended for design calculations:

a) Consider the beam as a member with constant EI except at the ends where a concentrated angle change of M/Ψ occurs.
b) When the connection stiffness Ψ is the same for both ends of the beam, the coefficients 4 and 2, and the fixed-end moments M_{Fab} and M_{Fba} in the slope-deflection equations

$$M_{ab} = \frac{EI}{l}(4\,\theta_a + 2\,\theta_b) + M_{Fab}, \tag{3a}$$

$$M_{ba} = \frac{EI}{l}(2\,\theta_a + 4\,\theta_b) + M_{Fba} \tag{3b}$$

can be replaced by

$$M_{ab} = \frac{EI}{l}(C_1\,\theta_a + C_2\,\theta_b) + M'_{Fab}, \tag{4a}$$

$$M_{ba} = \frac{EI}{l}(C_2\,\theta_a + C_1\,\theta_b) + M'_{Fba}, \tag{4b}$$

in which, assuming that $\Psi_a = \Psi_b = \Psi$

$$C_1 = \frac{12\,A}{4\,A^2 - 1}, \tag{5a}$$

$$C_2 = \frac{6}{4\,A^2 - 1}, \tag{5b}$$

where

$$A = 1 + \frac{3\,EI}{l\,\Psi} = 1 + \frac{3\,K}{\Psi}, \tag{5c}$$

$$K = \frac{EI}{l},$$

in which l = distance center to center of columns.

Also,

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_1 - C_2) + M_{Fba}(2\,C_2 - C_1)], \tag{6a}$$

$$M'_{Fba} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_2 - C_1) + M_{Fba}(2\,C_1 - C_2)], \tag{6b}$$

where M_{Fab} and M_{Fba} are the usual fixed-end moments in Eqs. (3a) and (3b) that is for Ψ equals infinity and A equal to one. For a symmetrical loading such that

$$M_{Fab} = -M_{Fba},$$

then

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{6}[M_{Fab}(2\,C_1 - C_2 - 2\,C_2 + C_1)]$$

or

$$M'_{Fab} = \tfrac{1}{2}(C_1 - C_2)\,M_{Fab}.$$

Important Features of Semi-Rigid Connections

As variations in the coefficients C_1, C_2, M'_{Fab}, and M'_{Fba} are important factors in a structural design, it is interesting to note that a particular end connection may provide considerable restraint for a beam with a small K/Ψ value, but relatively little if the beam has a large K/Ψ value. The variation of the coefficients C_1 and C_2 with respect to K/Ψ are shown in Fig. 5. A disturbing feature

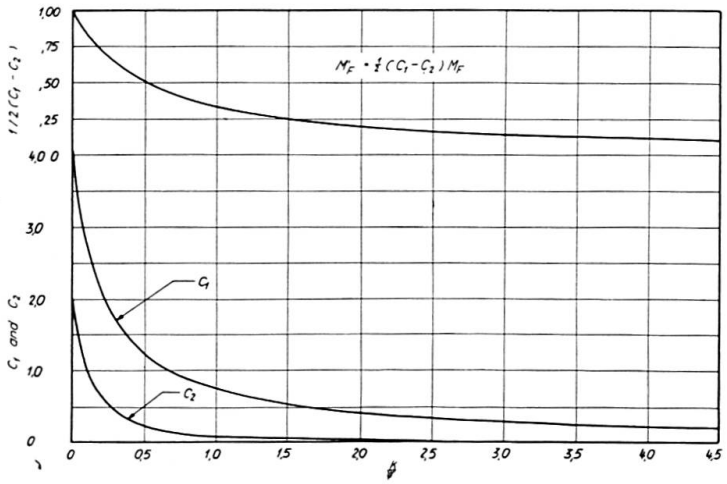


Fig. 5. Values of C_1, C_2 and M'_F.

of these diagrams is the rapid change that may occur in the values of C_1, C_2, and M'_F for small changes in K/Ψ. The changes in the fixed-end moments M'_F are indicated in Fig. 5 for a uniform load over the entire span. It is apparent that the fixed-end moments may change rapidly for even small changes in the K/Ψ values.

If a semi-rigid connection such as in specimen 3 (Fig. 3) is used instead of a rigid connection then a constant value of Ψ of 385×10^6 in-lbs is obtained from the slope of the M, ϕ curve. When this connection is used on a 12 WF 36 beam of 17 feet length the value of K/Ψ is

$$\frac{K}{\Psi} = \frac{E\,I}{l} = \frac{29 \cdot 10^6 \cdot 280.8}{17 \cdot 12 \cdot 385 \cdot 10^6} = 0.104\,.$$

From Fig. 5 or from Eqs. (5a, 5b, 5c) we obtain,

$$C_1 = 2.68\,, \qquad C_2 = 1.02\,,$$

$$M'_F = \tfrac{1}{2}(2.68 - 1.02)\,M_F = (0.83)\left(\frac{w\,L^2}{12}\right) = 0.069\,w\,L^2.$$

Summary

In this paper the importance of considering the deformation of beam connections in the design of steel frames has been emphasized. A laboratory procedure for determining the M, ϕ diagram for any type of beam connection has been discussed.

Analytical methods for incorporating the properties of the connections into the slope-deflection equations are presented. It has been shown that the stiffness of the beam and the magnitude of the end couples may be modified considerably by the rotational restraint factor Ψ of the connections. Therefore the actual beam coefficients and fixed-end moments, for the particular beam and connection, should be determined from test results and used in the structural analysis.

Résumé

L'auteur montre qu'il est important de tenir compte des déformations des attaches des traverses dans le calcul et l'étude des cadres métalliques. Pour des attaches quelconques, l'auteur présente une méthode qui permet de déterminer le diagramme de M en fonction de ϕ, au laboratoire.

L'auteur indique des méthodes analytiques permettant de tenir compte des propriétés des attaches dans les équations de la méthode des déformations. Il montre aussi que le facteur Ψ de l'attache (angle d'inclinaison de la courbe $M-\varphi$) influence fortement la rigidité et les moments d'encastrement total de la traverse. Les coefficients caractéristiques et les moments d'encastrement total de la traverse, nécessaires au calcul du système, devraient donc être déterminés par des essais pour la poutre considérée et le type d'attache utilisé.

Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird die Bedeutung der Berücksichtigung der Nachgiebigkeit von Trägerverbindungen im Entwurf von Stahlrahmen betont. Für die Bestimmung des M-ϕ-Diagramms für jeden möglichen Trägeranschluß wird ein Laboratoriumsverfahren dargestellt.

Die Eigenschaften der Stöße werden dann analytisch in den Gleichungen der Deformationsmethode berücksichtigt. Es zeigt sich, daß der Einspannungsgrad die Trägersteifigkeit und die Größe der Endmomente wesentlich beeinflußt. Somit sollten die tatsächlichen Trägerbeiwerte und die Volleinspannmomente für einen besonderen Träger und seinem Anschluß aus einem Versuch bestimmt und dann in die Tragwerksberechnung eingesetzt werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa4

Beurteilung der Feuersicherheit von Stahlhochbauten

Evaluation of the Fire Resistance of Steel Structures

Appréciation de la sécurité des ouvrages métalliques contre l'incendie

CURT F. KOLLBRUNNER
Dr. sc. techn., Ing. Direktor der A.G. Conrad Zschokke, Zürich

Dem Beamten der Feuerpolizei und dem Architekten muß ein einfaches, klares und übersichtliches *Punktsystem* in die Hand gegeben werden, aus welchem er sofort ersieht, ob die Stahlkonstruktion zu verkleiden ist oder nicht.

Das *Brandrisiko* setzt sich aus verschiedenen Faktoren zusammen: Zündquellen, Brennbarkeit, Feuerbelastung, Branddauer, Brandausbreitungsmöglichkeit, Verqualmung, Luftzutritt, Schadenanfälligkeit, Einsatz der Feuerwehr etc. — Die Feuerpolizei wehrt sich mit Recht dagegen, daß als einziges Kriterium für die Brandgefährdung die *Feuerbelastung* eingeführt wird. Dies war jedoch auch nie die Meinung, denn schon im Jahre 1950 ist durch E. Geilinger und C. F. Kollbrunner ein Punktsystem eingeführt worden, welches damals 15 Positionen umfaßte, wobei die Feuerbelastung lediglich als Position Nr. 7 aufgeführt wurde[1]).

Auch heute ist das Punktsystem noch nicht endgültig. Bis jetzt handelte es sich lediglich darum, die verschiedenen Meinungen zusammenzufassen und auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen, damit darüber diskutiert werden kann. — Was wir wollen, ist ein *vereinfachtes Punktsystem*, welches in der Praxis ohne große Arbeit angewandt werden kann, ein Punktsystem, welches der neuzeitlichen Feuerbelastung Rechnung trägt. (Schlußendlich handelt es sich beim Punktsystem um Tabellen und graphische Darstellungen, die von E. Geilinger und C. F. Kollbrunner 1950 entworfen, durch P. Boué und

---

[1]) E. Geilinger und C. F. Kollbrunner: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, I. Teil. Mitteilungen der T.K.V.S.B., Heft 3. Leemann, Zürich, Mai 1950.

W. HALPAAP erweitert und heute als Diskussionsbasis aufgestellt wurden[2]).) Die Brandversuche werden in den meisten Ländern unter ähnlichen Bedingungen ausgeführt. Prinzipiell muß jedoch zwischen den Standardkurven und der Wirklichkeit ein klarer Trennungsstrich gezogen werden.

Für Ofenversuche, d. h. für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Verkleidungsmaterialien etc., muß streng nach einer Standardkurve vorgegangen werden, denn die verschiedenen Materialien müssen unter den genau gleichen Bedingungen untersucht werden, damit ein Vergleich möglich ist. — Ein Brand entwickelt sich jedoch nie nach einer Standardkurve, sondern je nach den örtlichen Verhältnissen und Gegebenheiten, bei viel Luftzutritt rasch, bei wenig Luft langsam, eventuell auch nur mottend.

Die absoluten Temperaturen beim Naturbrand liegen im allgemeinen viel tiefer als die Normkurve. Nur ganz kurze Zeit wird dieselbe überschritten. — Zudem wissen die Feuerwehrfachleute, daß es auch bei großer Feuerbelastung nur unter besonderen Verhältnissen möglich ist, über längere Zeit hinweg Temperaturen, wie sie die Standardkurve angibt, zu erzeugen.

Die Zeit-Temperatur-Kurve verläuft in der Praxis meist so, daß nach dem *Feuersprung* ein rascher Anstieg der Temperatur mit einer über der Standard-Kurve liegenden Spitze erfolgt, worauf ein flacher, langgezogener Abfall stattfindet. Dies liegt daran, daß die idealen Lüftungs- und Feuerungsverhältnisse der «Versuchsöfen» in den wenigsten Fällen in der Praxis vorhanden sind.

Fig. 1 zeigt die EMPA-Standard-Kurve für Ofenversuche und die Temperatur-Zeit-Kurven bei «natürlichem» Brand und langsamem Brand bei

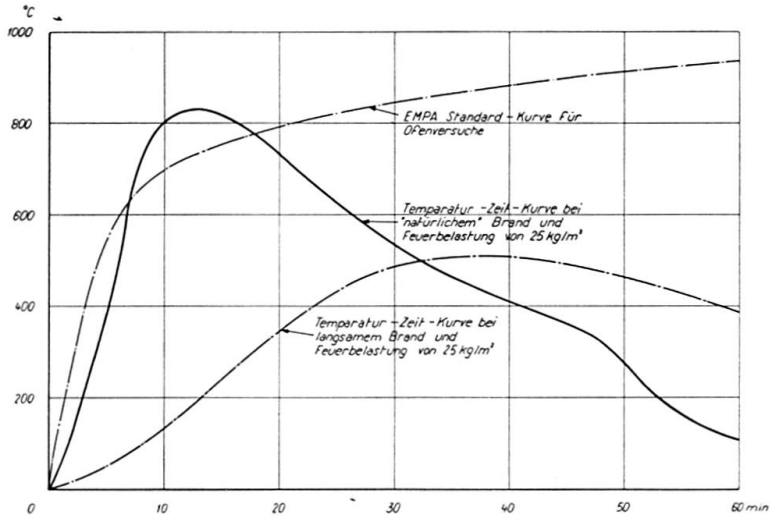


Fig. 1.

[2]) P. BOUÉ: Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 21. Stahlbau-Verlags GmbH., Köln, 1959.

W. HALPAAP: Die Bestimmung des notwendigen Schutzes wesentlicher Bauteile nach Punkten. VFDB-Zeitschrift, Heft 4, S. 124, November 1959.

Feuerbelastungen von 25 kg/m². Bei mottendem Brand verläuft die Kurve noch viel flacher.

Betreffend die neuesten publizierten Punktsysteme wird auf die Fußnote verwiesen [3]). Aus der Tabelle ersieht man die Klassifikation der Stahlhochbauten, wobei hier eindeutig angegeben ist, daß bis zu einer Feuerbelastung von 25 kg/m² die Punktzahl keine Rolle spielt.

Tabelle. Klassifikation der Stahlhochbauten

Gefahrenklasse	Feuerbelastung kg/m²	Punktzahl (minimal)	Stahlkonstruktion	Art der Gebäude
1	bis 25	spielt keine Rolle	unverkleidet	Wohnhäuser, Geschäfts- u. Bureauhäuser, kleine Hotels und Schulhäuser, Hallen
2	über 25 bis 50	über 15	unverkleidet, teilw. leicht verkleidet (Kernfüllung)	mittlere Verkaufslokale, größere Hotels und Schulhäuser, Lagerräume mit nicht sehr viel brennbarem Material
3	über 50 bis 100	über 25	leicht verkleidet	große Verkaufslokale, Warenhäuser, Spitäler, Lagerräume großer Geschäftshäuser
4	über 100 bis 150	über 35	stark verkleidet	große Hotels, Theater, Kinos, große Versammlungslokale, Großgaragen, Lagerhäuser mit viel brennbarem Material oder leicht brennbaren Stoffen

Festgehalten werden muß, daß es grundsätzlich falsch ist, nur nach Punkten zu bewerten. (Extremfall: *Viele* Punkte, jedoch *keine* Feuerbelastung.)

In den Feuerpolizeivorschriften gelten meist als «feuerbeständig» Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, die während mindestens 90 Minuten unter der Einwirkung des Feuers und des Löschwassers ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und damit ihre Tragfähigkeit und ihre Standsicherheit nicht über das zulässige Maß verlieren. — Schon ein Laie erkennt, daß es unlogisch ist, bei modernen Bureau- und Geschäftshäusern, mit einer Feuerbelastung von 8 bis maximal 25 kg/m², d. h. einer für den Einzelraum maximalen Branddauer von ca. 20 Minuten (sofern man als Branddauer die Zeit des Erreichens und

---

[3]) C. F. Kollbrunner: Bewertung des Feuerschutzes des Stahlkonstruktionen nach dem Punktsystem. Schweiz. Bauzeitung, Heft 9, S. 142, 3. März 1960.

P. Boué: Beitrag zur Frage des Feuerschutzes von Stahlhochbauten. I.V.B.H., sechster Kongreß, Stockholm 1960, Vorbericht, S. 421.

teilweise Überschreitens der maximalen Temperaturen in der Höhe der Standardkurve annimmt), eine Brandsicherheit für 90 Minuten zu verlangen. Eine so lange Branddauer kann in modernen Bureau- und Geschäftshäusern überhaupt nicht mehr auftreten.

Fig. 2 zeigt ein vereinfachtes Punktsystem. (Einfache graphische Darstellung, wobei über die Größe der + - und – - Punkte noch verhandelt werden kann.)

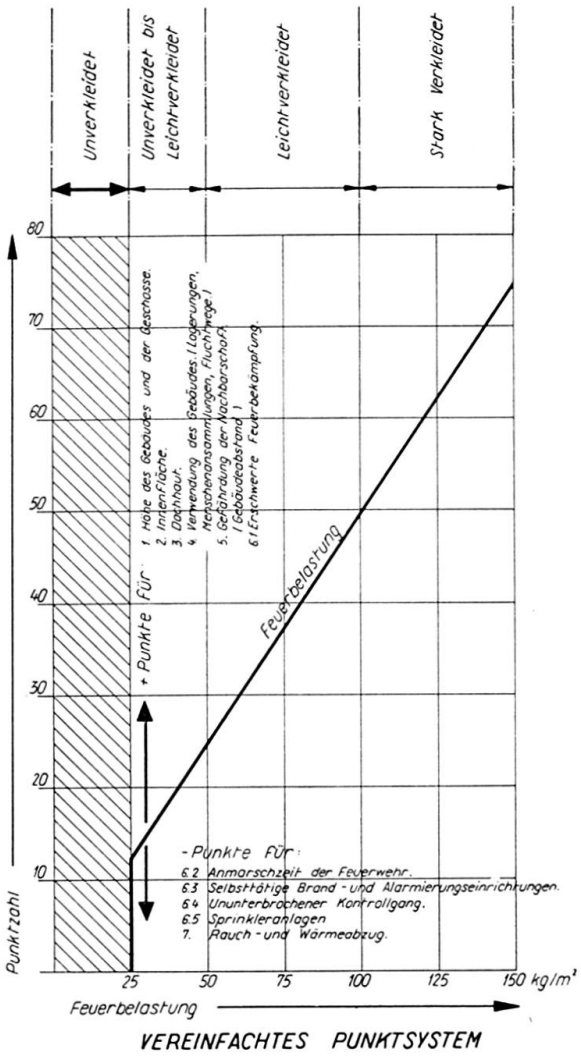


Fig. 2.

Wichtig ist, daß aus diesem vereinfachten Punktsystem abgelesen werden kann, daß bis zu 25 kg/m² Feuerbelastung die Stahlkonstruktionen *unverkleidet* ausgeführt werden können. (Alle Stahlkonstruktionen, Außenstützen, Innenstützen etc.)

Wir stehen heute vor der Verwirklichung eines einfachen Punktsystems. In Zukunft müssen viel weniger Stahlkonstruktionen verkleidet werden als bisher.

Zusammenfassung

Ergänzungen zu den Artikeln III a 1 (PAUL BOUÉ) und III a 3 (C. F. KOLLBRUNNER) des «Vorberichtes».

Bewertung der Stahlhochbauten nach einem vereinfachten, für die Praxis entwickelten Punktsystem, welches gestattet, sofort anzugeben, ob die Stahlkonstruktion unverkleidet ausgeführt oder verkleidet werden muß.

Summary

Complements to the contributions III a 1 (PAUL BOUÉ) and III a 3 (C. F. KOLLBRUNNER) in the "Preliminary Publication".

Evaluation of steel structures according to a simplified point method developed for practical use, indicating immediately whether the steel construction can be executed uncased or if casing should be provided.

Résumé

Compléments à l'article III a 1 (PAUL BOUÉ) et III a 3 (C. F. KOLLBRUNNER) de la «Publication Préliminaire».

Appréciation des ouvrages métalliques d'après un système simplifié développé pour la pratique et permettant d'indiquer immédiatement si la construction métallique doit être revêtue ou non.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa5

Discussion on theme IIIa[1])

Remarques concernant le thème IIIa[1])

Diskussionsbeitrag zu Thema IIIa[1])

DONOVAN H. LEE
London

The paper by Mr. PICKWORTH on American practice with steel framed tier buildings is a valuable summary of current practice there, especially taken in conjunction with the paper by Mr. STETINA covering American practice with floor constructions. Possibly however, the remark that the saving of weight in high buildings is important for economy although true can be misleading as the cost of carrying extra weight even for fairly high buildings is seldom sufficient to pay for much increase in the cost of a floor construction.

The writer has shown the cost of carrying weight in the form of a chart, which can be prepared for any particular design stresses for columns and beams, on the assumption that the designer will work closely to the permissible stresses, and the extra cost of the steel per ton of extra weight carried can be read directly in cost per ton. On the whole, comparisons in this way tend to show that American practice is based to a large extent on speed of construction. It is true of course that long span floors of light construction increase the need for other ways to obtain the necessary resistance to the transmission of sound, but the general use of false ceilings helps. It seems important to reduce the reflection of sound in offices and the widespread use of acoustic tile ceilings in America will, the writer suggests, have to be copied more in the United Kingdom, where generally speaking the building owners are not easily persuaded to incur the extra cost.

With regard to the paper by SPARKES, CHAPMAN and CASSEL, the valuable data on stresses measured in this particular steel framed structure is an excellent supplement to the stresses found by the British Building Research

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», p. 433, 467, 479, 493.

Station with the Government offices in Whitehall a few years back. In both cases the stresses found are on the whole lower than would have been expected by ordinary calculations, particularly so as regards the live load. However, it would be of interest if the authors could explain the comparatively large initial stress mentioned of 3 tons per square inch caused in erection and by welding.

Referring to the paper by Messrs. WRIGHT and GOODERHAM and in particular to the various types of welded connections used in recent tier building frames in Canada, there would seem much to favour the type of detail shown by Fig. 5, not only for the advantages mentioned by the authors on page 499, but also because excessively large negative moments can be prevented, which might for example be due to relative settlement of foundations or to increased stiffness of some parts of the structure by composite action or even by relative axial strains in columns. The writer dealt briefly with this matter from the point of view of safety in connections in "Engineering News Record" May 14th 1959. Nevertheless on foundations in which relative settlement is not to be expected as in the case of the tower frame shown by Fig. 7 on page 501, such objections might not be of much consequence.

The writer would like to know if the authors agree that the ideal steel structure would be one in which a beam can be lowered into position and be immediately safe against being hit accidentally. It is assumed that the long web cleats shown on Fig. 8 is the alternative needed in that case because of desire to avoid a landing cleat and a safety clip near the top of the beam connection which would have only needed one bolt.

Summary

The author gives some remarks on the papers IIIa 2, 5, 6, 7. (Prelim. Publ.)

Résumé

L'auteur fait quelques remarques concernant les contributions IIIa 2, 5, 6, 7. (Publ. Prél.)

Zusammenfassung

Dieser kurze Diskussionsbeitrag enthält Bemerkungen zu den Arbeiten IIIa 2, 5, 6, 7. (Vorbericht.)

IIIa6

Discussion - Discussion - Diskussion

Two Problems Relating to the Design of Framed Tier Buildings (Pierre Dubas, IIIa2) [1])

Deux problèmes relatifs à l'étude des portiques étagés multiples (Pierre Dubas, IIIa2) [1])

Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen (Pierre Dubas, IIIa2) [1])

DONOVAN H. LEE
London

The author has reminded us of the effect of change of length due to axial forces on the moments in the members of a steel framed tier building; in this case the lower 6 storeys of a future 26 storey structure.

While wind moments are one cause of differential axial strain in columns, variation in superimposed load is another and generally affects internal columns more than external. For steel frames with conventional external walls it seems unlikely the full axial strains occur in columns due to wind; the walls take some, even most, of the compression. With curtain walling however, this is not to be expected.

As the author mentions, the effect on moments in external columns due to axial strain is greatest at the top when caused by wind force, however in the case of internal columns moment due to incidence of the superimposed loading can be greatest at the top and will never be the least there.

The columns of the authors example would shorten under full load about 30 mm so with no load on the floors the internal columns might shorten only some fraction of that. The writer has never seen cracks from either cause of axial strain, and it seems reasonable to believe the floor constructions tend to

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», p. 433.

equalise the column strains, so that the authors moment diagrams Figs. 2 and 3 will be modified for cases of stiff floors.

Of course, variable settlement of foundations could have more effect on the moments than the strain due to either wind or incidence of loading, but it is assumed the building referred to is founded on rock.

Summary

The author reminds us of the effect in steel framed tier buildings of conventional walls, curtain walls, stiff floors and foundation-settlements.

Résumé

Pour les portiques étagés multiples, l'auteur rappelle l'influence des parois traditionnelles, des murs-rideaux, des dalles rigides et des tassements des fondations.

Zusammenfassung

Der Autor erinnert an die Auswirkung in Stahlstockwerkrahmen von konventionellen Wänden, Vorhangwänden, steifen Decken und Fundamentssetzungen.

IIIb1

Procédés modernes dans les ossatures métalliques

Moderne Verfahren im Stahlskelettbau

Modern Procedure in Steel Skeletons

A. SCHMID
Paris

Les immeubles hauts (10/15 étages) ou très hauts (15/20 étages) se développent soit pour les immeubles administratifs à cause du prix du terrain soit dans les immeubles d'habitations afin de permettre de ménager des espaces verts et des parcs à voitures entre les immeubles tout en gardant une densité de population à l'hectare compatible avec l'économie générale du projet.

Dans ces immeubles, l'ossature métallique se justifie mais toutefois pour lutter efficacement contre la concurrence du béton armé elle doit évoluer.

La préfabrication est un des moyens permettant de réaliser des économies de prix de revient tout en diminuant les délais de chantier, par contre elle demande généralement des engins de manutention plus puissants, car elle conduit à réaliser au sol avec le maximum d'outillage et de facilités des éléments de plus en plus importants tels que: palée métallique transversale de

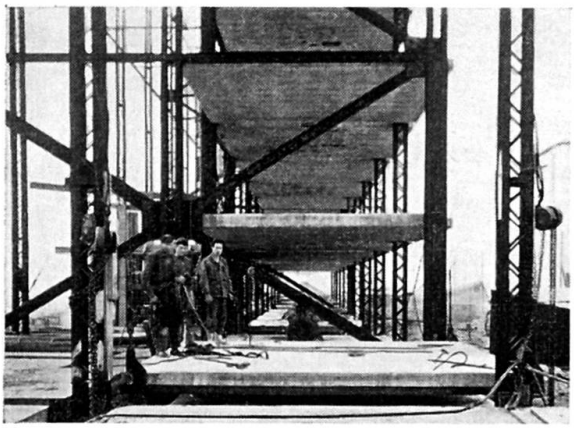


Fig. 1.

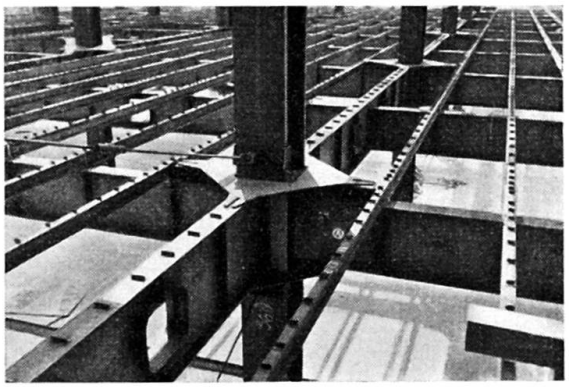


Fig. 2.

toute la hauteur d'un bâtiment, façade, mur de refend ou plancher complètement terminés y compris leur enduit sur les 2 faces, le travail à la pose se limitant à un dispositif d'attache soudé ou boulonné et à un remplissage de béton autour de ce dispositif d'accrochage.

Dans ces immeubles hauts et principalement dans ceux d'habitation où la double orientation d'un logement est généralement exigée, l'épaisseur, une dizaine de mètres au plus, est faible par rapport à sa hauteur, les effets du vent transversal sont très importants et nécessitent un dispositif de contreventement bien étudié.

Dans ces immeubles, l'Architecte ménage généralement une possibilité de triangulation dans les plans séparatifs des logements; les contreventements triangulés sont les plus économiques et les plus rigides, ils nécessitent évidemment que le plancher de chaque étage constitue une poutre horizontale transmettant les efforts horizontaux aux plans verticaux contreventés.

Dans les immeubles administratifs où il faut admettre une possibilité de modification des distributions de cloisons, ces plans triangulés ne peuvent se trouver qu'en certaines parties particulières telles que: locaux sanitaires, cages d'escaliers, gaines d'ascenseurs.

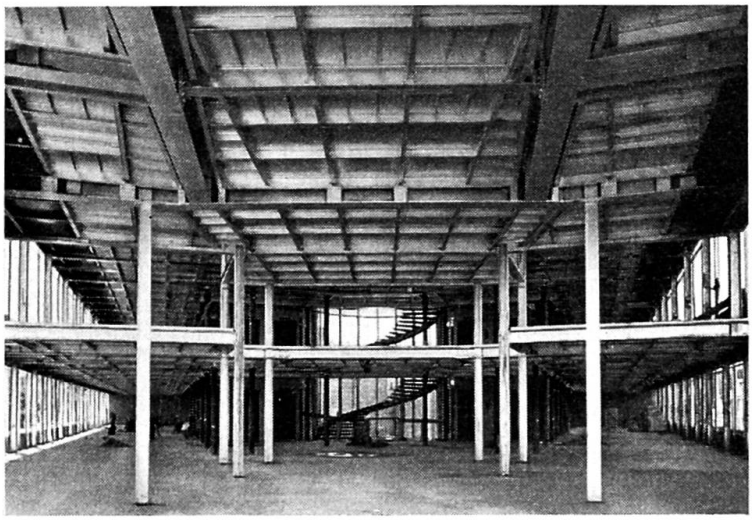


Fig. 3.

En conséquence, on voit souvent apparaître la superposition de cadres rigides.

La technique du plancher est également influencée par la destination de l'immeuble.

Pour l'immeuble d'habitation, l'insonorité et la modicité du prix de revient étant primordiales, la solution la plus simple paraît alors être celle du plancher en béton plein d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur ou plus épais allégé par des blocs inertes, lourds, insonores, et économiques, les éléments de tels

planchers pouvant être préfabriqués au sol par empilage à l'aplomb de leur emplacement de pose ou dans un atelier voisin.

Dans les immeubles d'habitation ne comportant qu'un sous-sol au plus, le poids de ces planchers n'est pas très défavorable car localement, il limite les efforts de soulèvement dans les plans contreventés.

Par contre, dans les bâtiments administratifs, il est généralement demandé au plancher de servir de passage de gaines pour divers usages, il augmente alors d'épaisseur et sa composition se complique, souvent il est plus léger, généralement constitué à partir d'une tôle pliée ou emboutie.

Fig. 4.

La technique du mur-rideau qui recherche l'allègement et la rapidité de montage des façades est venue influencer la conception des ossatures, jusqu'ici ces façades qui sont généralement plus onéreuses ont été surtout appliquées aux bâtiments administratifs; quand ils sont complètement indépendants de l'ossature, les Architectes ont été conduits à écarter les poteaux de la façade donc à laisser aux planchers des porte-à-faux importants; dans ce cas, des encastrements entre poteaux et poutres sont recherchés pour réaliser la continuité des uns et des autres.

Le mur-rideau par sa légèreté évite alors de trop surcharger l'extrémité des consoles de planchers; au contraire, si le mur-rideau est fixé aux poteaux de façade, ceux-ci y sont alors incorporés et leur écartement est celui du module de la façade.

Résumé

Le développement des immeubles hauts ou très hauts et celui des murs-rideaux influent sur la conception des ossatures, l'auteur en montre quelques exemples.

Zusammenfassung

Die Entwicklung von hohen und überhohen Gebäuden und der Vorhangwände beeinflußt den Entwurf der Tragskelette. Der Autor zeigt dazu einige Beispiele.

Summary

The development of tall and even very tall buildings and of the curtain walls affects the conception of the structures. The author shows some examples.

IIIc1

La sécurité dans le montage des immeubles hauts

Die Sicherheit bei der Montage von hohen Gebäuden (10 bis 12 Stöcke)

Safety During the Erection of Tall Buildings (10 to 12 Stories)

A. SCHMID
Paris

Pour ces immeubles de 10 ou 12 étages, il apparaît du point de vue économique qu'il y a intérêt à réaliser au sol le maximum possible de travail ainsi les pertes de temps, fatigue et risques d'accidents sont pour une partie évités.

L'ossature métallique est constituée par des palées transversales de la largeur du bâtiment, comportant chacune 3 ou 4 poteaux en profil *H* avec entretoises et triangulation définitive ou provisoire; ces palées sont assemblées au sol sur toute leur hauteur puis dressées verticalement et assemblées à celles précédemment montées (fig. 1).

Pour les planchers, le même principe conduit à les réaliser en dalles de béton armé par élément correspondant à la maille du bâtiment, mais en coulant tous les éléments d'une même maille au sol les uns au-dessus des autres, une dalle formant fond de moule pour la dalle suivante; puis grâce à un treuil situé en haut de l'ossature à élever successivement toutes ces dalles et à les fixer à l'ossature métallique au niveau voulu et en commençant par le haut.

Ces dalles ayant été sur leur face supérieure soigneusement lissées ne nécessiteront plus aucun enduit quand elles seront montées à leur niveau définitif et en coulant les bandes transversales et longitudinales raccordant deux dalles voisines, le plancher sera terminé tant sur sa face supérieure que sur sa face inférieure.

Le même treuil de levage sert à dresser les palées et à monter les dalles. Il comporte généralement 3 tambours solidaires chacun comportant un câble amarré à chacun des poteaux de la palée à dresser; étant donné la légèreté des poteaux et les moments de flexion lors du dressage, cette attache est

réalisée par l'intermédiaire d'une élingue attachée en des points convenablement choisis, le tirage se faisant par un réa se déplaçant sur cette élingue.

Les 2 premières palées constituant le début du montage peuvent être montées par des moyens dérivés des procédés traditionnels, c'est-à-dire par éléments de 3 ou 4 étages, d'abord à l'aide d'une grue automobile roulant au sol puis à l'aide d'un mât inclinable fixé dans l'ossature.

Les premiers tronçons de poteaux montés avec la grue automobile sont munis d'échelles et leur montage ainsi que celui des entretoises et diagonales les réunissant ne présente pas de difficultés.

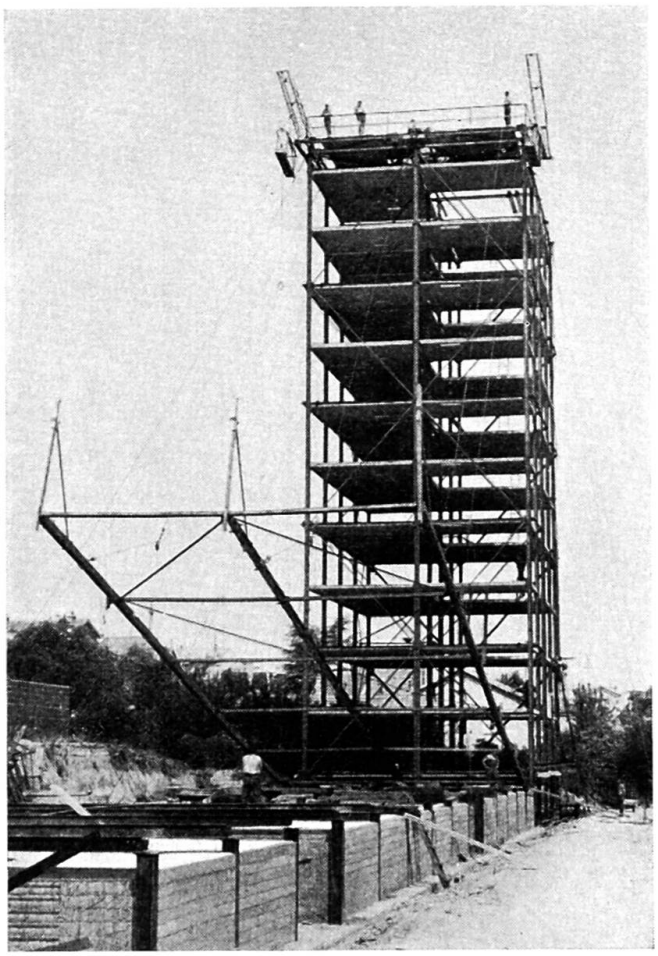


Fig. 1.

Le mât destiné au montage ultérieur est alors dressé avec ses 2 entretoises en forme de T, A et B; elles sont munies de mains courantes et sont fixées aux 3 poteaux voisins au niveau des 3e et 4e étages (fig. 2).

Au moyen du cabestan de la grue automobile et d'une poulie fixée sur l'entretoise B le mât est remonté de 3 étages en coulissant dans les entretoises A et B formant guide.

Des haubans fixés à la tête du mât sont attachés à des treuils.

Avec le crochet de service du mât, l'entretoise B est descendue pour reposer

sur l'entretoise A, le mât peut alors par le jeu des haubans être incliné dans toutes les directions et effectuer le montage de tous les éléments sur 3 ou 4 étages (fig. 3). Ces 2 premières palées sont munies de toutes les barres d'entretoisement et de triangulation nécessaires à leur stabilité, elles sont munies des échelles de chantier avec leurs paliers et garde-corps. Cette première travée

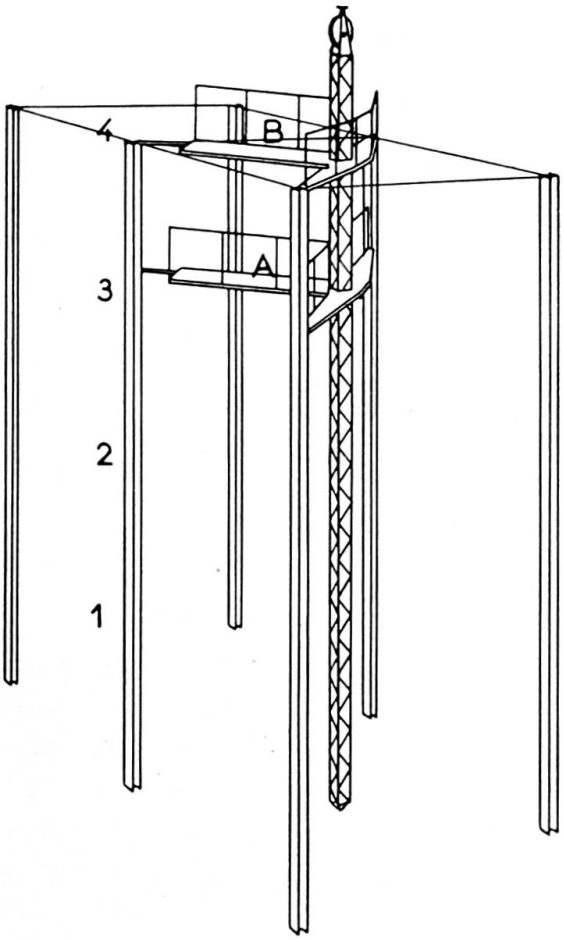


Fig. 2. Mât de montage. Position de départ.

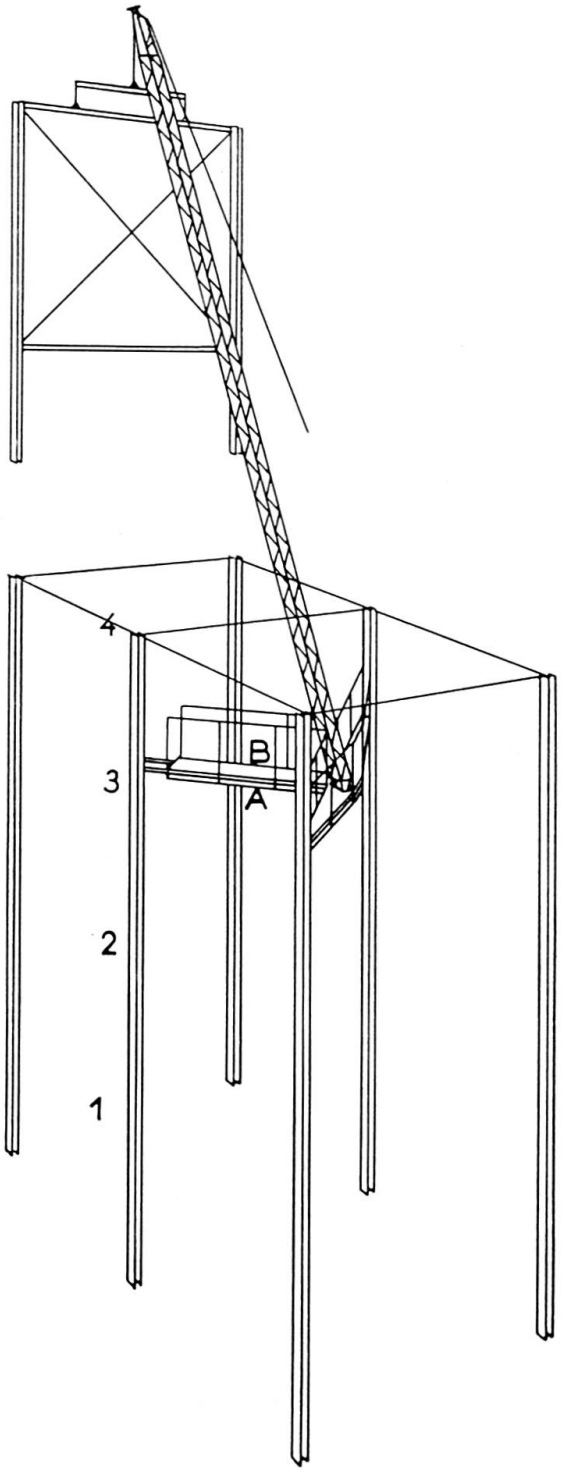


Fig. 3. Mât de montage haubané et mis en service.

contreventée sur toutes ses faces permettra le montage ultérieur des autres travées avec le minimum de haubans ou autre engin de sécurité.

Le même mât de montage, après avoir monté tous les tronçons de ces 2 palées, sert à monter sur le sommet de cette ossature, le treuil à 3 ou 4 tambours solidaires qui en premier lieu va servir à monter les dalles de plancher des premières mailles; ces dalles ont été coulées au sol par superposition, elles sont soulevées par leurs quatre angles par les pièces scellées dans ces dalles qui serviront à les fixer aux poteaux et mises en place en commençant par le niveau le plus élevé; pour éviter tout accrochage au cours de la montée, un monteur est placé à chaque angle, il surveille la montée qui se fait à une vitesse assez lente 3 cm par seconde pour une dalle pesant environ 6 tonnes (fig. 4).

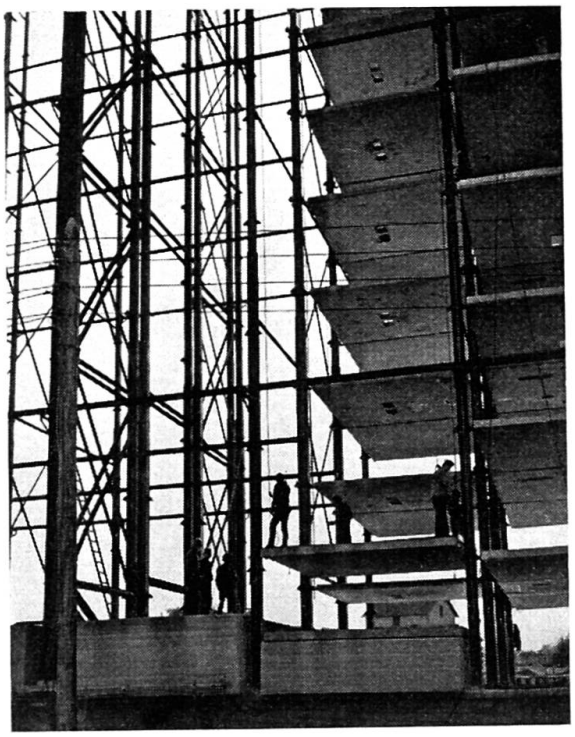


Fig. 4.

Pour assurer la sécurité de ces monteurs en cas de rupture d'un organe entraînant la chute de la dalle, ceux-ci sont par leur ceinture de sécurité attachés à un treuil à cliquet manœuvré de la plateforme du treuil au fur et à mesure de la montée de la dalle de plancher.

Toutes les dalles de la première travée étant posées, il est facile d'accéder à tous les étages, les échelles provisoires étant à proximité immédiate de ces planchers.

La 3e palée est alors préparée au sol avec ses entretoises et triangulations provisoires, elle est attachée aux câbles du treuil supérieur, et munie des pièces de liaison provisoires de la tête des poteaux.

La palée est dressée comme il a été dit précédemment, fixée par les entretoises provisoires à la tête des poteaux des travées montées précédemment, ce travail s'effectuant sans risque, l'assemblage étant à exécuter à proximité immédiate de la plateforme du treuil supérieur.

Pour permettre l'assemblage des autres entretoises, la plateforme du treuil comporte 2 potences accessibles avec échelons et mains-courantes et supportant chacune un échafaudage volant permettant à 2 monteurs d'accéder aux différents niveaux des poteaux, ces monteurs sont bien placés pour détacher les câbles ayant servi à dresser les palées (fig. 5).

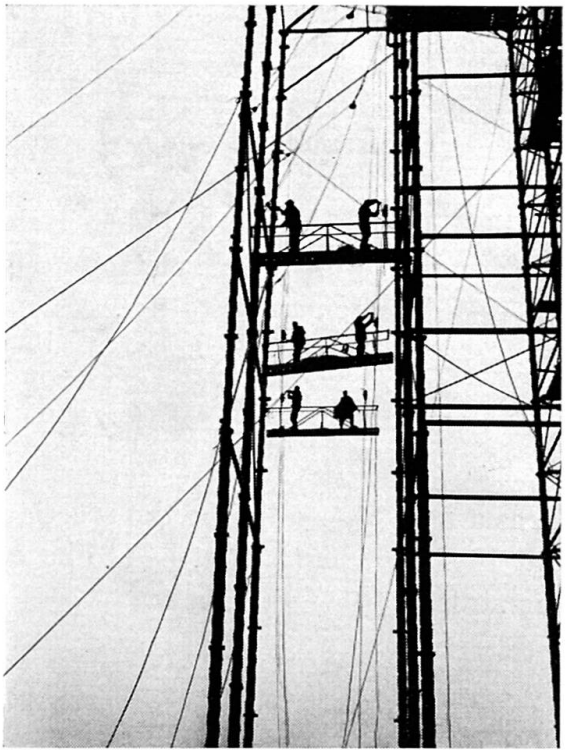


Fig. 5.

Toutes les liaisons étant établies, le treuil supérieur qui est muni de galets est déplacé d'une travée, il roule sur les entretoises supérieures de la charpente, il est amené en position de levage des dalles et les dalles sont montées comme nous l'avons vu précédemment et le montage continue avec la palée suivante et ainsi de suite.

Les pièces d'appui scellées dans les dalles sont soudées sur les supports fixés aux poteaux afin de constituer avec l'ensemble des dalles un plan rigide, qui sera consolidé par le coulage en béton des bandes existantes entre les dalles.

Afin de réduire le délai de construction, les piles de dalles sont coulées pendant l'usinage de la charpente métallique. A cet effet, un premier tronçon de poteau d'une hauteur de 2 à 3 m (un peu plus que la hauteur de l'empilage de dalles à constituer) est mis préalablement en place et c'est sur ce premier

élément et après coulage des dalles que la palée sera dressée. Pour que la rotation s'effectue correctement, un dispositif de charnière est fixé aux poteaux, il évite tout risque de déplacement au cours du levage de la palée.

Dès le montage des premières dalles, l'accès des ouvriers est en tous points facile et sans danger malgré la hauteur de tels immeubles (30 à 40 m).

Résumé

Dans les immeubles hauts (10 étages environ) le montage de la charpente doit être économique et exempt de danger pour le personnel; l'auteur décrit un procédé employé.

Zusammenfassung

Der Autor beschreibt ein beim Bau von hohen Gebäuden (ca. 10 Stockwerken) angewendetes Verfahren, um die Skelettmontage wirtschaftlich, aber auch gefahrlos für die Ausführenden zu gestalten.

Summary

The author describes a new procedure for the erection of the steel skeleton of tall buildings (about 10 stories high), that has to be economic and without danger for the erecting staff.

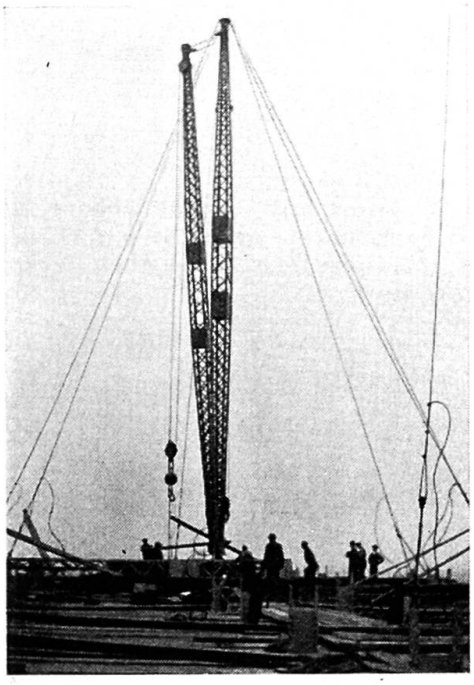
IIIc2

Erection and Accident Prevention on Tier Buildings *)

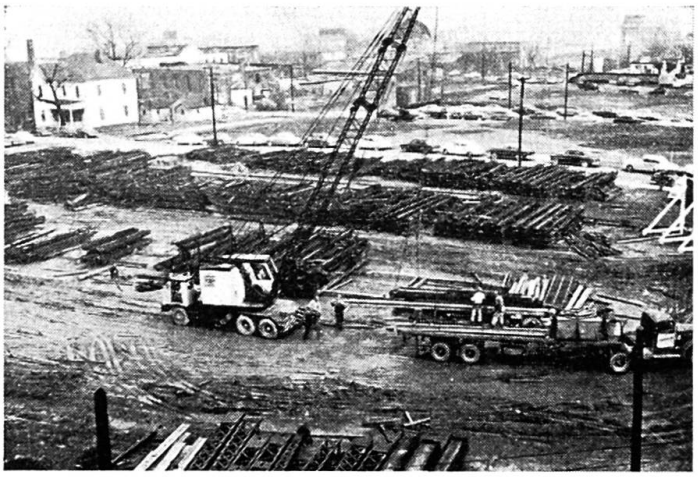
Méthodes de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples

Montage-Verfahren bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl

WILLIAM G. RAPP
Asst. to General Manager of Erection, Bethlehem Steel Company, Bethlehem Pa., U.S.A.



1



2

3

Fig. 1. Guy derrick consists essentially of boom, mast, falls for raising or lowering boom and load, and guys to hold mast upright.

Fig. 2. An unloading or sorting yard is necessary for most efficient tier building erection.

Fig. 3. A ramp is often needed at the site when foundation is considerably below ground level.

*) Supplement to "Preliminary Publication" IIIc1, page 539.

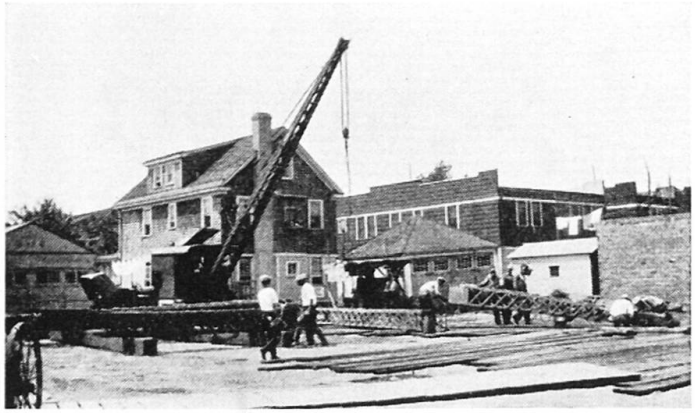


Fig. 4. Use of a crane is advisable to unload tools and equipment, and then to assemble and set up guy derrick.

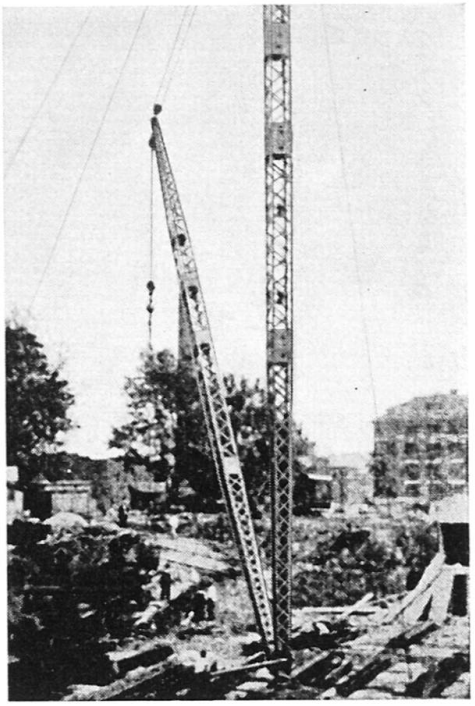


Fig. 5. As steel is delivered, derricks distribute the individual pieces safely about the area, beneath their final locations in the structure.

Fig. 6. Tiers are usually two floors but the top tier can be three floors to eliminate one derrick jump.

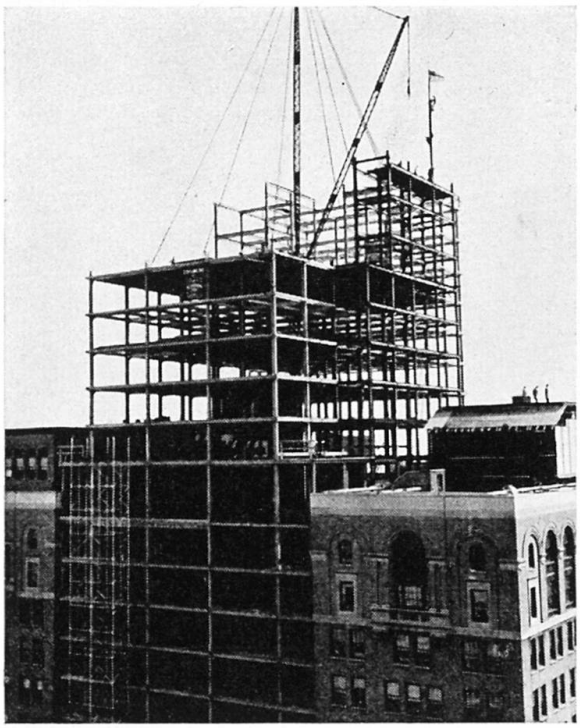
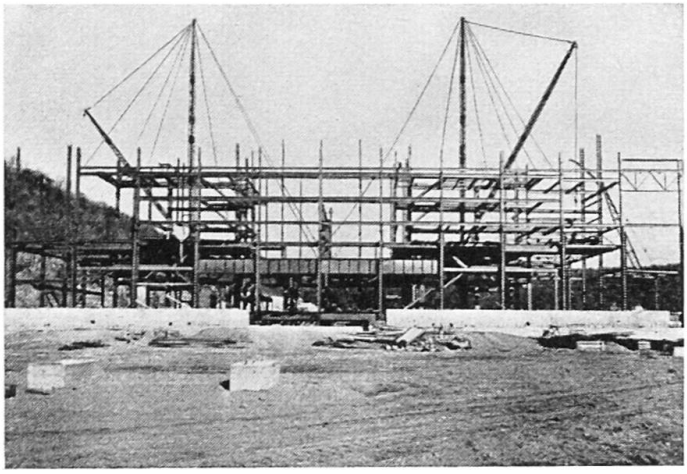
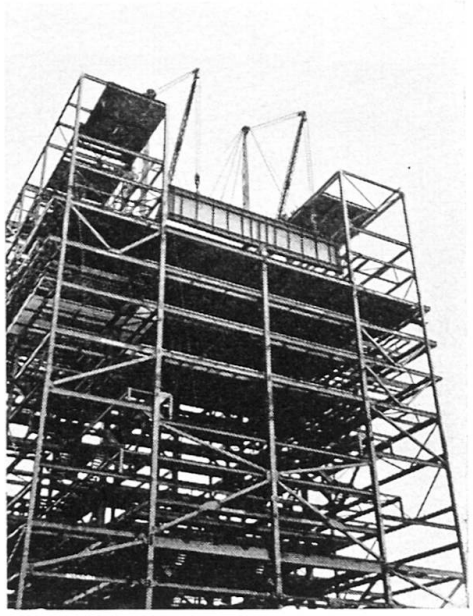


Fig. 7. To jump guy derrick, boom is separated from mast, guyed as a pole to lift mast to upper floor. Mast then picks boom up to itself.



8



9

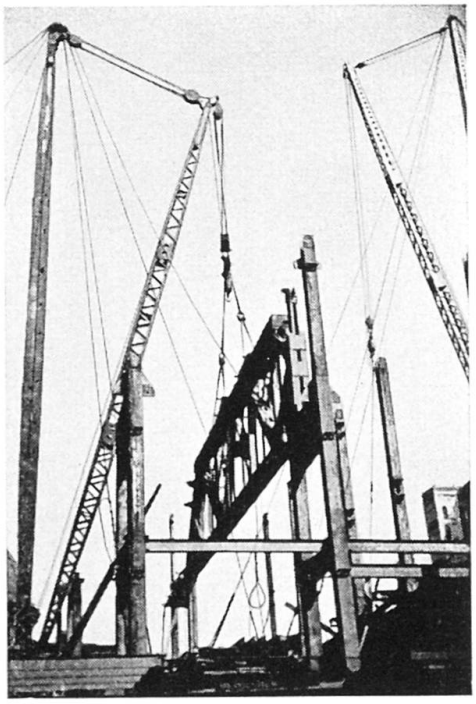
Fig. 8. Two smaller guy derricks are often more efficient for a large area than one derrick with longer boom and mast.

Fig. 9. Two lighter capacity derricks together can pick a few heavy pieces and erect the balance of the structure more efficiently than one, heavy rig.

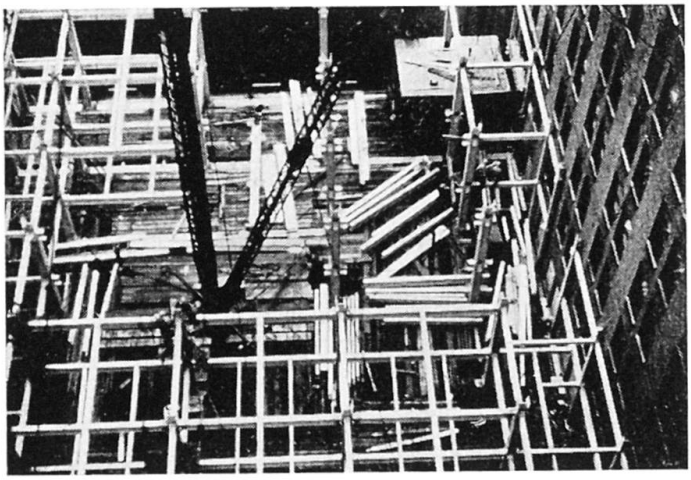
Fig. 10. Erecting trusses completely assembled on the working floor, eliminates falsework.

Fig. 11. Steel is erected from the perimeter in towards the derrick which is then jumped to the top of the last steel erected.

10



11



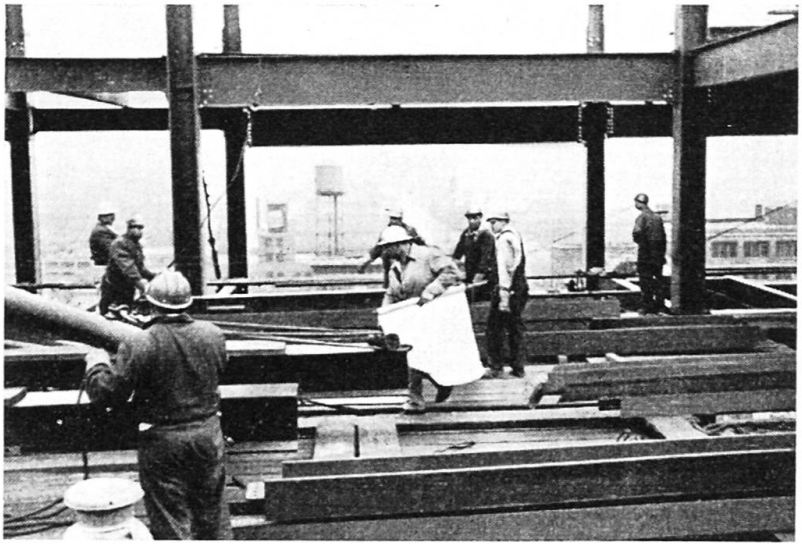


Fig. 12. A clearly drawn, uncomplicated erection diagram aids in safe, efficient, economical erection.

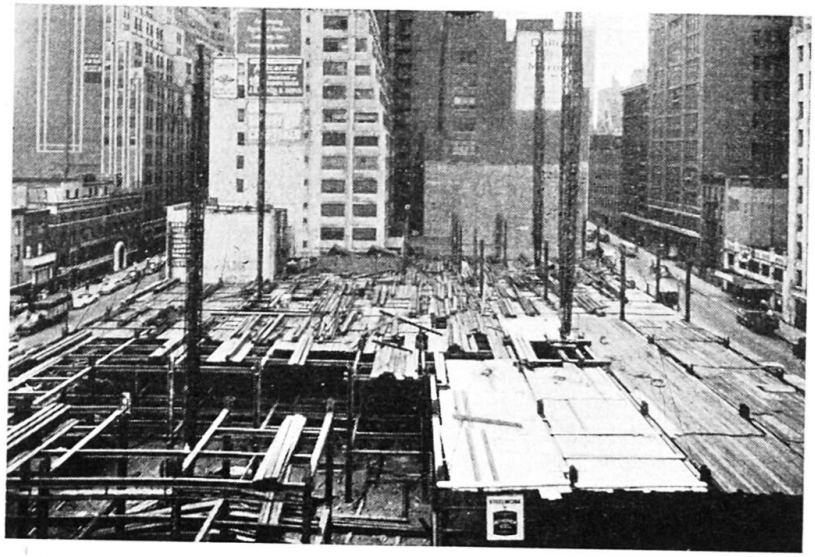


Fig. 13. With several derricks erecting, staggering the time of jumping results in better delivery of steel. Working floors should be completely planked for safety.

Fig. 14. Stiffleg derricks are sometimes used as travelers to erect heavy steel below street level, then setting up guy derricks for the upper, lighter structure.

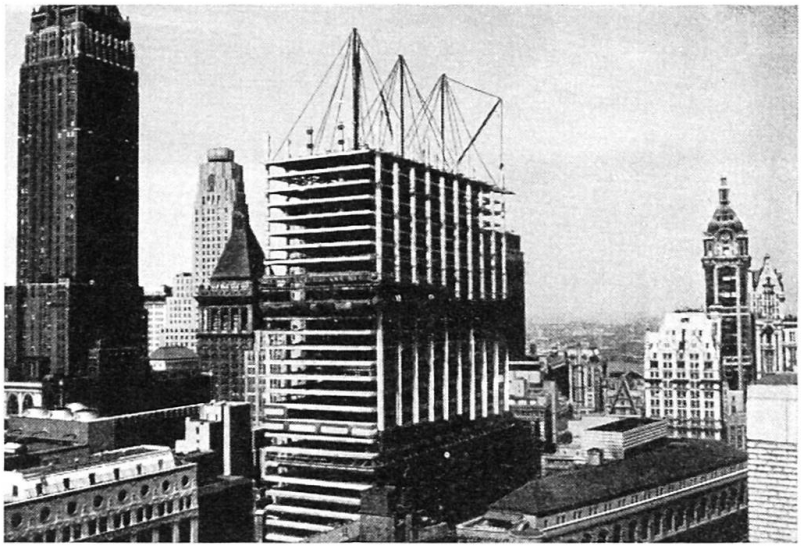


Fig. 15. With guy derricks, entire floors are available for constructing walls and floors close behind the erectors.

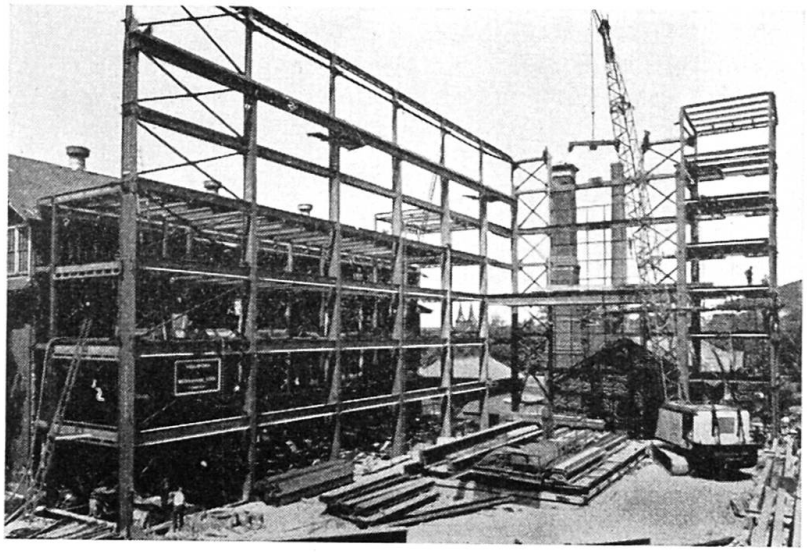


Fig. 16. Low tier-buildings are sometimes erected with crawler cranes or truck cranes.

Fig. 17. Safety meetings should be held regularly, and safe operations result in efficient and economical production.

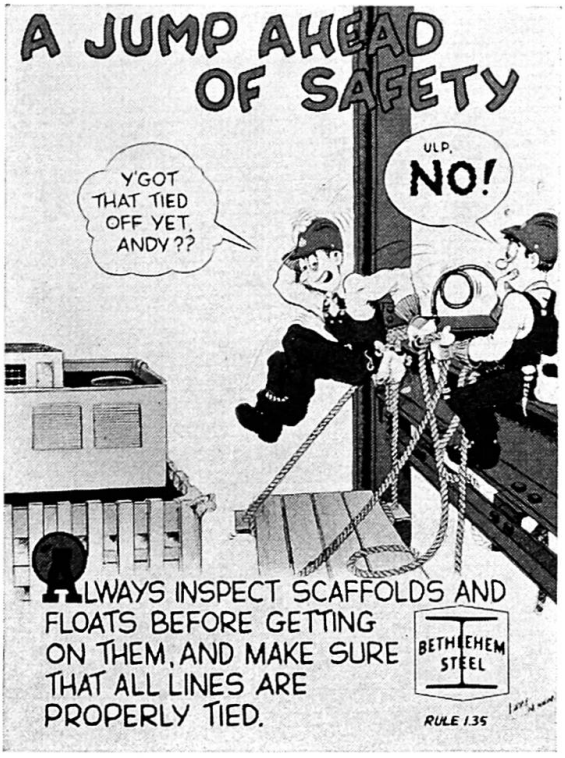


Fig. 18. Safety Codes and posters — serious or humorous — remind the men to work safely.

Summary

Photographs are presented to illustrate and clarify original paper to show erection practices on large steel-framed tier buildings.

Résumé

Les présentes photographies illustrent la contribution parue dans la «Publication préliminaire»; elles montrent des procédés de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples.

Zusammenfassung

Die vorgelegten Photographien, die den ursprünglichen Beitrag illustrieren und veranschaulichen sollen, zeigen Montage-Verfahren bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl.

Discussion libre - Freie Diskussion - Free Discussion

Strengthening a Steel Column with Initial Stress (σ_0) by Means of Steel of a Superior Grade

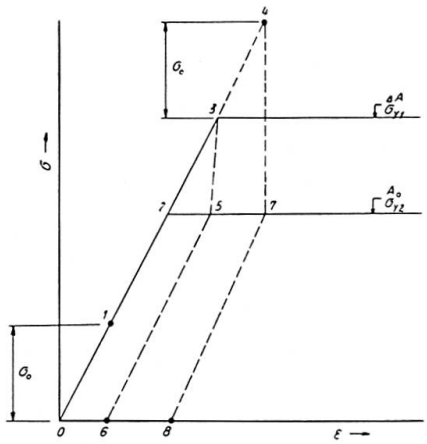
Renforcement d'une colonne métallique, sollicitée par des contraintes initiales (σ_0), à l'aide d'un acier de résistance plus élevée

Verstärkung einer durch eine Grundspannung (σ_0) beanspruchten Stahlstütze mit einem Stahl höherer Festigkeit

JOHAN F. BÖHMER
tekn. lic., Kjessler & Mannerstråle AB, Bridge department, Stockholm, Sweden

The usual design practice on allowable stresses can hardly be used in this case and may give rise to uneconomical dimensions because of the initial stress. The computation is therefore based on the theory of plasticity considering directly the safety of the structure.

Primary yielding of the initially stressed steel is unimportant, and the safety factor must be related either to *repeated yielding or complete failure.*



A_0 = Original section, with σ_{Y2}
ΔA = Additional section, with σ_{Y1} } $\sigma_{Y1} > \sigma_{Y2}$
Ev. Initial stress For A_0 = σ_0

Fig. 1.

Three factors make the problem complicated: Initial stress, the difference in steel grade and buckling.

We first ignore buckling and regard the column as being in tension. See the stress-strain diagram Fig. 1.

When loaded up to the ultimate carrying capacity and then unloaded, the stress for ΔA will follow 0–3–0; for A_0 with initial stress σ_0 it will follow 1–2–7–8 and for no initial stress 0–2–5–6. After primary yielding the initial stress has vanished.

The safety factors are:

$$\text{against primary yielding:} \quad s_1 = \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{y2}}\right) \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}, \tag{1a}$$

$$\text{against repeated yielding:} \quad s_2 = \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}, \tag{1b}$$

$$\text{against complete failure:} \quad s_3 = \frac{1 + \frac{\Delta A}{A_0} \frac{\sigma_{y1}}{\sigma_{y2}}}{1 + \frac{\Delta A}{A_0}} \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{nom}}. \tag{1c}$$

Eq. (1c) gives the relation between the two safety factors S_2 and S_3. The question which of them that is to be taken as the nominal safety factor is not important for this discussion, and in any case the difference is not great.

For the Swedish steel grade SIS 1310 ($\sigma_{y2} = 2200$) reinforced by SIS 1510 ($\sigma_{y1} = 3100$) and $\frac{\Delta A}{A_0} = 1$, $s_2/s_3 = 0{,}83$.

The Exact Method

For the combined section $(A_0 + \Delta A)$ we introduce the "*average yield stress*"

$$\bar{\sigma}_y = \frac{A_0 \sigma_{y2} + \Delta A \, \sigma_{y1}}{A_0 + \Delta A}. \tag{2}$$

buckling is now taken into account. The critical stress is determined partly by the pure elastic buckling stress σ_e and partly by the yield stress σ_y. Purely elastic buckling is independent of the steel grade and is determined by the slenderness ratio.

The effect of varying σ_y while the section remains constant is seen in Fig. 2.

The connection between σ_e, σ_y and σ_{cr} is given by among others AAS-JAKOBSEN and DUTHEIL. According to DUTHEIL we have [1]):

$$\sigma_{cr}^2 - \sigma_{cr} \left[\sigma_y + \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} + \frac{4.8\, \pi^2 E}{10^5}\right] = -\sigma_y \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \tag{3}$$

---

[1]) DUTHEIL's Eq. (3) is based on assumptions as to initial curvature of the column, and the nominal safety factor can therefore be chosen a constant independent of slenderness ratio.

By inserting σ_y from (2) in (3) we get the corresponding critical stress (the indexes (⁻) have been ommitted) and the critical load is given by:

$$P_{cr} = \sigma_{cr}(A_0 + \Delta A). \tag{4}$$

The exact method is not very practical because of the quadratic Eq. (3).

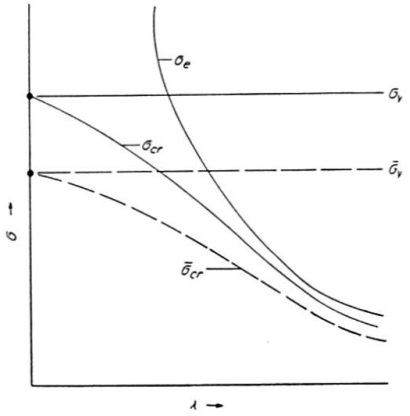


Fig. 2.

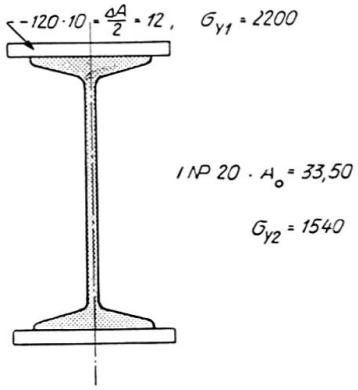


Fig. 3.

The Approximate Method

For the total section in yielding we have

$$P_y = A_0 \sigma_{y2} + \Delta A \sigma_{y1} = (A_0' + \Delta A)\sigma_{y1}, \tag{5}$$

where $$A_0' = A_0 \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} \quad \text{and} \quad (A_0' + \Delta A)$$

is the *reduced area*. Consequently the critical stress for the higher grade can be used.

This stress is taken from some curve or specification based on Eq. (3) for the actual steel grade and the critical load is given by:

$$P_{cr} = (A_0' + \Delta A)\sigma_{cr1}. \tag{6}$$

In order to compare the two methods, a numerical example is given below.

Numerical Example

A rolled steel joist INP 20 is reinforced with 2 plates — 120.10 as shown Fig. 3. The original section is assumed to have a very low yield stress and is to be reinforced by steel SIS 1310.

a) Exact method

Slenderness ratio $\lambda = 60$

$$\frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}} = 0.7, \qquad A_0' = 33.5 \cdot 0.7 = 23.5$$

the reduced area: $A_0' + \Delta A = 23.5 + 24.0 = 47.5$; the average yield stress

$$\bar{\sigma}_y = \frac{A_0' + \Delta A}{A_0 + \Delta A} \sigma_{y1} = \frac{47.5}{57.5} \cdot 2200 = 1819.$$

DUTHEIL's Eq. (3) gives with $\sigma_y = 1819$ and $\lambda = 60$

$$\sigma_{cr} = 1575$$

and

$$P_{cr} = 1575 \cdot 57.5 = 90562.$$

b) Approximate method

$$A_0' + \Delta A = 47.5.$$

According to the appropriate curve based on DUTHEIL's Eq. (3) we have for

$$\sigma_{y1} = 2200 \text{ and } \lambda = 60$$
$$\sigma_{cr} = 1762$$
$$P_{cr} = 1762 \cdot 47.5 = 83695,$$

the difference is 6867 kg i. e. 7,6 % on the safe side.

In Table 1 below, P_{cr} has been calculated also for $\lambda = 100$ and 140. When $\lambda \to 0$ the methods give the same result; when $\lambda \to \infty$, $\sigma_{cr} \to \sigma_e$ and the error in $P_{cr}^{appr.} \to \sigma_e (A_0 - A_0')$.

Table 1. P_{cr} according to exact and approximate method.

Slenderness ratio λ	Exact method			Approx. method			Difference	
	σ_{cr}	$A_0 + \Delta A$	P_{cr}	σ_{cr}	$A_0' + \Delta A$	P_{cr}	Δ kg	Δ %
60	1575	57,5	90562	1762	47,5	83695	6867	7,6
100	960	57,5	55200	1091	47,5	51823	3377	6,1
140	593	57,5	34098	645	47,5	30638	3460	10,2

Notations

A_0 original cross section of steel column (with the lower steel grade),

A_0' reduced original cross section $\left(= A_0 \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}}\right)$,

ΔA additional reinforcing cross section (with the higher steel grade),

S_1, S_2, S_3	safety factors against primary yielding, repeated yielding and complete failure,
P_{cr}	ultimate (critical) load in compression,
P_y	ultimate tensile load,
σ_0	initial stress of steel column (stress in A_0),
σ_y	yield stress,
σ_{y1}	yield stress of ΔA,
σ_{y2}	yield stress of A_0,
σ_{nom}	allowable stress for the combined section $(A_0 + \Delta A)$,
$\bar{\sigma}_y$	average yield stress for the combined section,
σ_e	purely elastic buckling stress $\left(= \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\right)$,
σ_{cr}	ultimate (critical) stress in compression (e. g. $\bar{\sigma}_{cr}$),
σ_{cr1}	ultimate (critical) stress in compression; the higher steel grade,
λ	slenderness ratio $\left(= \frac{l_t}{i}\right)$.

Summary

Using the theory of plasticity as a bases, formulæ are developed for the safety factors against repeated yielding and complete failure. Two methods for calculating the carrying capacity of a reinforced column are developed, one exact and one approximate. The approximate method gives values always on the safe side as demonstrated in a numerical example.

Résumé

En se basant sur la théorie de la plasticité, l'auteur développe des formules servant à déterminer le coefficient de sécurité pour des sollicitations répétées dépassant la limite élastique et le coefficient de sécurité à la rupture.

Il s'agit de deux méthodes: l'une exacte, l'autre approximative, qui permettent de calculer la charge de rupture d'une colonne renforcée. L'exemple numérique montre que la méthode approximative donne des valeurs approchées par défaut; la sécurité réelle est donc supérieure.

Zusammenfassung

Mittels der Plastizitätstheorie wurden die Sicherheitsfaktoren für wiederholtes Fließen und für die Tragfähigkeit gefunden. Es wurden zwei Verfahren, ein exaktes und ein angenähertes, für die Traglastberechnung einer verstärkten Säule entwickelt. Das Näherungsverfahren gibt Werte auf der sicheren Seite, wie aus dem Zahlenbeispiel hervorgeht.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Zum Traglastverfahren

On the Plastic Design

Sur la méthode de l'équilibre plastique

F. STÜSSI
Prof. Dr., Präsident der IVBH, ETH, Zürich

Herr Prof. Dr. G. WINTER weist in seinem Generalreferat eingehend auf die zunehmende Bedeutung hin, die dem Traglastverfahren heute in Amerika und England beigemessen wird; in diesen Ländern ist für gewisse Bauteile eine Bemessung nach dem Traglastverfahren erlaubt.

Analoge Tendenzen zeigten sich vor etwa dreißig Jahren auch in Mitteleuropa, besonders im deutschen Sprachgebiet und die Fragen der plastischen Bemessungsmethoden fanden damals allgemeinstes Interesse. Es sei mir gestattet, hier auf Untersuchungen und Versuche hinzuweisen, die Dr. C. F. KOLLBRUNNER und ich vor etwa einem Vierteljahrhundert ausgeführt haben[1]). Untersucht wurden durchlaufende Balken über drei Felder, bei denen das Mittelfeld l_2 durch eine Einzellast P belastet wurde (Fig. 1). Variiert wurde die Spannweite l_1 der Seitenfelder; als Vergleichsgrundlage wurden auch einfache Balken der Spannweite l_2 unter der Einzellast P untersucht.

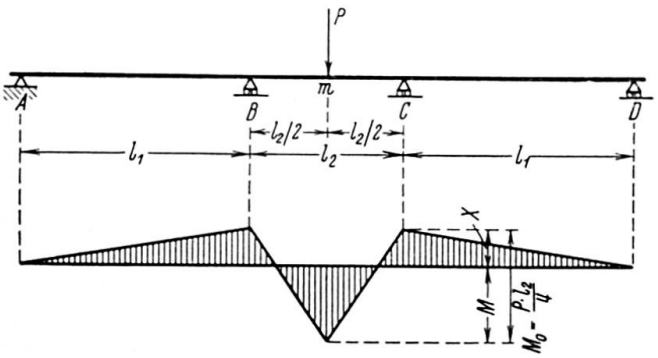


Fig. 1.

[1]) F. STÜSSI und C. F. KOLLBRUNNER: Beitrag zum Traglastverfahren. «Die Bautechnik» 1935, H. 21.

Nach der elastischen Theorie statisch unbestimmter Systeme betragen die Stützenmomente X des durchlaufenden Balkens nach Fig. 1 (unter Vernachlässigung von Schubverformung und Stützensenkungen):

$$X = -\frac{3\,l_2}{4\,l_1 + 6\,l_2}\,M_0 = -\alpha\,M_0\,;$$

da hier das Feldmoment M,

$$M = (1-\alpha)\,M_0 = (1-\alpha)\,\frac{P\,l_2}{4}\,,$$

maßgebend ist, beträgt somit die Tragfähigkeit P des durchlaufenden Balkens

$$P = \frac{1}{1-\alpha}\,P_0\,,$$

wenn wir mit P_0 die Tragfähigkeit des einfachen Balkens bezeichnen. Nach der Theorie des Momentenausgleichs (Traglastverfahren) müßte dagegen

$$P = 2\,P_0$$

sein. Fig. 2 zeigt die damals gefundenen Versuchsergebnisse; die Traglast des

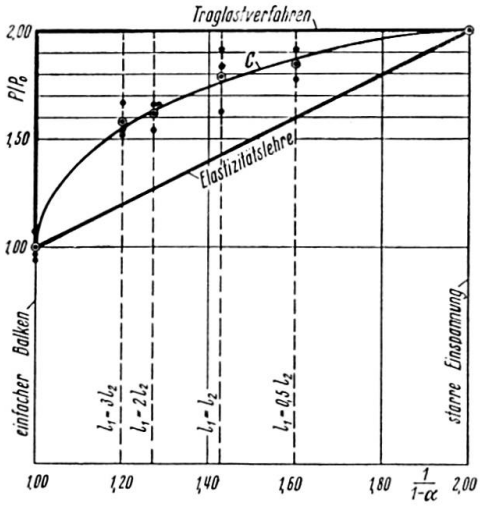


Fig. 2.

durchlaufenden Trägers erreicht niemals den doppelten Wert der Traglast des einfachen Balkens; dies ist auch aus Stetigkeitsgründen zu erwarten, denn die Traglast kann bei langen Seitenfeldern l_1, $\alpha \to 0$, nicht plötzlich von $2\,P_0$ auf P_0 absinken. Der Momentenausgleich ist nicht vollständig; wohl zeigt sich nach Erreichen der Fließgrenze unter der Last P eine deutliche Tendenz gegen diesen Ausgleich hin, aber nur solange, als die Stützenquerschnitte noch nicht bis zur Fließgrenze beansprucht sind (Fig. 3).

Unsere Versuche wurden anschließend von Prof. Maier-Leibnitz in

Stuttgart in größerem Maßstab wiederholt[2]) und das wesentliche Ergebnis, daß kein vollständiger Momentenausgleich eintrete, ist dabei eindeutig bestätigt worden.

Über diese Ergebnisse wurde am Berliner Kongreß 1936 der IVBH eingehend diskutiert, auch außerhalb der offiziellen Arbeitssitzungen. Man hat damals erkannt, daß statisch unbestimmte Tragwerke bei einer Bemessung nach dem Traglastverfahren eine kleinere Sicherheit aufweisen als statisch bestimmte Vergleichstragwerke, und diese Verkleinerung der Sicherheit muß, bei der großen Verantwortung für Menschenleben und Sachwerte, die der Konstrukteur zu tragen hat, abgelehnt werden. Es ist denn auch nach 1936 mindestens im deutschen Sprachgebiet rasch recht still geworden um diese Bemühungen um eine «plastische Bemessung» im Stahlbau.

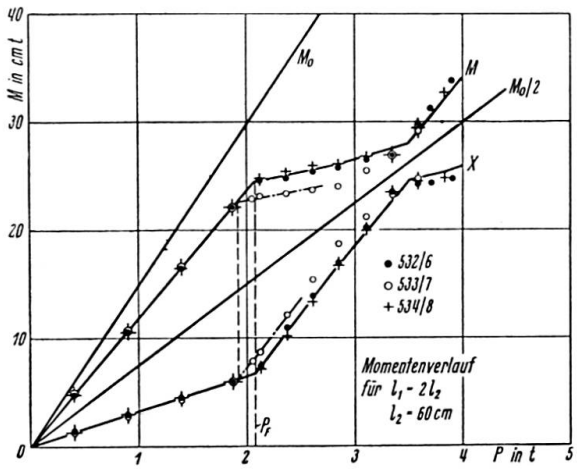


Fig. 3.

Ich habe vor einigen Jahren unsere früheren Versuche wieder aufgenommen und auch auf wiederholte Belastung (Ursprungsbelastung) ausgedehnt[3]). Dabei zeigte sich zwischen 10^4 und 10^5 Lastwechseln eine rasche Angleichung an die nach der Elastizitätstheorie zu erwartenden Werte der Bruchlasten (Fig. 4).

Seit dem zweiten Weltkrieg wird das Traglastverfahren wieder erneut propagiert, und zwar vor allem in England und Amerika, aber auch in den Ländern des Ostblocks. Soweit ich feststellen kann, kommen diese Vorschläge jedoch diesmal nicht aus den Kreisen der Konstruktionspraxis, sondern vielmehr von Vertretern der theoretischen Mechanik. Es ist wahrscheinlich nützlich, die Standpunkte von mechanischer Theorie und Konstruktionspraxis im Gebiet der allgemeinen Plastizitätstheorie einander gegenüberzustellen: die

---

[2]) H. Maier-Leibnitz: Versuche zur weiteren Klärung der Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit durchlaufender Träger aus Baustahl. «Der Stahlbau» 1936, H. 20.

[3]) F. Stüssi: Theorie und Praxis im Stahlbau. Zweite Schweiz. Stahlbautagung, Zürich 1956. Mitteilungen der TKVSB, H. 16.

theoretische Mechanik führt hier als eine der grundlegenden Voraussetzungen die Volumenkonstanz unter plastischen Formänderungsanteilen ein. Unsere eingehenden Versuche an Prüfkörpern aus Stahl und Leichtmetall zeigen eindeutig, daß die auf Grund der Volumenkonstanz berechneten Querdehnungen $\epsilon_{y\,theor.}$ für Beanspruchungen σ_x deutlich von den gemessenen Werten ϵ_y abweichen (Fig. 5).

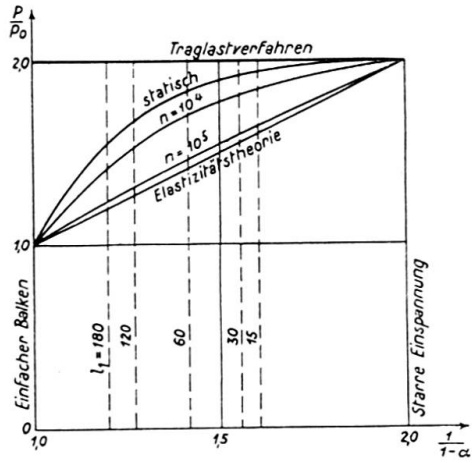


Fig. 4.

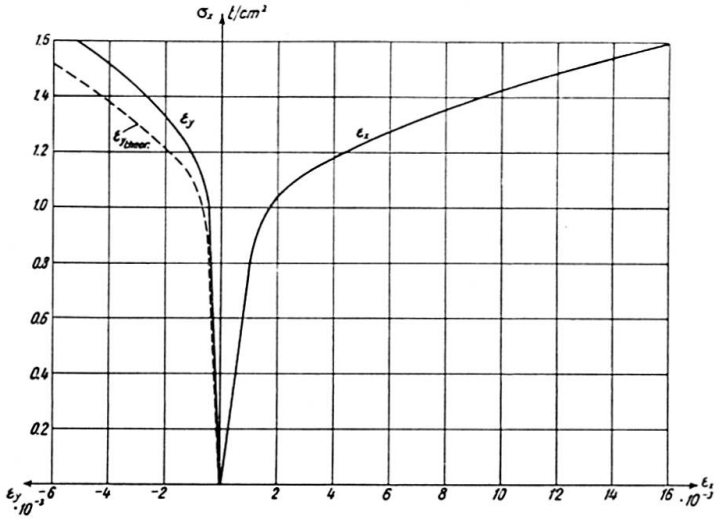


Fig. 5.

Die theoretische Mechanik hat selbstverständlich das Recht, sich durch Definition (z. B. Volumenkonstanz, voller Momentenausgleich u. a.) idealisierte Werkstoffe und Bauelemente zu schaffen und theoretisch zu untersuchen. Sie hat aber nicht das Recht, die Folgerungen aus solchen idealisierten Untersuchungen der Konstruktionspraxis als Bemessungsregeln vorzuschreiben. Der Konstrukteur ist gezwungen, mit den wirklichen Baustoffen zu arbeiten und er hat auch die volle Verantwortung für seine Bauwerke zu übernehmen. Von dieser Verantwortung kann ihn niemand entlasten, auch die theoretische Mechanik nicht.

Die Einführung des Traglastverfahrens in die Bemessungspraxis würde nicht nur eine Überschätzung der Sicherheit in bezug auf Festigkeit und Stabilität bedeuten, sondern auch einen wesentlichen Rückschritt gegenüber der glücklicherweise heute vorherrschenden Tendenz, der Beurteilung unserer durch zeitlich veränderliche Belastungen beanspruchten Tragwerke nicht die Ergebnisse eines einmaligen statischen Versuchs, sondern das wirkliche Dauerverhalten der Baustoffe zu Grunde zu legen. Erfreulicherweise mehren sich heute doch wieder die Stimmen erfahrener Fachleute, die vor der Anwendung des Traglastverfahrens warnen, wie etwa Herr Prof. Dr. L. STABILINI,[4]) und Herr Prof. Dr. K. SATTLER[5]) hat kürzlich gezeigt, daß, mindestens für unsere Verhältnisse, die Anwendung des Traglastverfahrens auch häufig nicht auf die wirtschaftlichsten Lösungen führt.

Zusammenfassung

Es wird auf frühere Versuche hingewiesen, die zeigen, daß der beim Traglastverfahren vorausgesetzte Momentenausgleich nur teilweise eintritt. Das Traglastverfahren überschätzt somit die Sicherheit und ist deshalb als Bemessungsgrundlage im Stahlbau abzulehnen.

Summary

Tests carried out several years ago show that the moments in a continuous beam do not become completely equalised, contrary to the assumption made in the method of plastic equilibrium. Consequently, this procedure overestimates the degree of safety and should therefore not be used as a basis for determining dimensions.

Résumé

Des essais, exécutés il y a déjà plusieurs années, montrent que les moments dans une poutre continue ne s'égalisent pas complètement, contrairement à ce que suppose la méthode de l'équilibre plastique. Ce procédé surestime par conséquent la sécurité et ne devrait donc pas être utilisé comme base du dimensionnement.

---

[4]) L. STABILINI: Die Plastizität und der Bauingenieur. «Der Bauingenieur» 1960, H. 6.

[5]) K. SATTLER: Über die sinnvolle Berechnung zur Konstruktion. «Stahlbautagung Berlin 1960», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbauverbandes, H. 14.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Nouvelles règles pour le calcul en plasticité des ossatures en acier doux en Belgique

Einführung von Normen für die plastische Berechnung von Stahlstabwerken in Belgien

New Belgian Standards for Plastic Design in Steel Frameworks

CH. MASSONNET
Liège

Dans son Rapport général, le Professeur WINTER a noté comme développement important depuis le dernier Congrès de l'AIPC que la Grande-Bretagne et les Etats-Unis avaient adopté le calcul en plasticité des ossatures en acier doux.

Puis-je ajouter que cette méthode est également sur le point d'être adoptée en Belgique. Une Commission Nationale dont l'auteur était le rapporteur a élaboré des règles qui ont été transmises à l'Institut Belge de Normalisation. Ce projet est à l'enquête publique depuis de 1er octobre 1960, et a été adopté, moyennant quelques modifications, le 31 décembre 1960.

Les règles belges font de très larges emprunts aux règles de l'American Institute of Steel Construction, mais en diffèrent par deux modifications importantes. La première se rapporte aux déformations prises par la structure dans le stade de ruine. Au cours de la discussion libre, Monsieur le Président STÜSSI a rappelé les résultats de ses expériences entreprises avec Monsieur KOLLBRUNNER sur des poutres continues et montré que dans certains cas exceptionnels, la charge-limite d'une structure ne pourrait pas être effectivement atteinte.

Pour se prémunir contre ce danger très réel, les règles belges stipulent que les flèches de la structure à la ruine ne peuvent pas dépasser deux pour cent de la portée des éléments correspondants. Si cette condition n'est pas remplie, on doit adopter comme charge de ruine la valeur (réduite) pour laquelle la condition de flèche ci-dessus est strictement atteinte.

L'opinion des techniciens belges est que cette précaution, jointe aux règles

qui prémunissent contre le danger de déversement, suffisent pour se mettre à l'abri des cas exceptionnels mis en évidence par MM. STÜSSI et KOLLBRUNNER. Cette même limitation de la flèche à la ruine a pour résultat d'éviter, dans les structures courantes, que des rotules plastiques ne se forment sous des charges de service et garantit par conséquent un comportement de la construction parfaitement élastique en service.

Le second point sur lequel les règles belges diffèrent des règles américaines est le dimensionnement des barres soumises au flambement. Nous avons trouvé nécessaire de tenir compte du danger de flambement latéral par flexion et torsion, alors que le Règlement américain ne considère que le flambement par excès de flexion dans le plan de sollicitation.

Le Professeur WINTER a également mentionné, dans son rapport général, que de grands progrès avaient été réalisés dans le domaine des phénomènes d'instabilité et que le «Column Research Council» avait élaboré, en vue d'aider les praticiens, un «Design Guide» contenant un résumé des développements récents dans ce domaine. Les développements majeurs ont été récemment résumés par le professeur B. G. JOHNSTON dans les Proceedings A.S.C.E., Journal of the Structural Division, avril 1960. L'un des plus importants se rapporte à l'influence très considérable que les tensions résiduelles ont sur la stabilité des barres courtes comprimées centriquement, à tel point que l'intensité de ces tensions et leur mode de répartition dans la section droite sont en fait le principal facteur agissant sur la forme de la courbe $\sigma_{cr} = f(\lambda)$ qui donne la variation de la tension critique de flambement avec l'élancement de la barre. Puis-je, à cette occasion, attirer votre attention sur le Colloque qui s'est tenu à Liège le 17 juin 1960, dans le cadre du Congrès de l'Institut International de la Soudure. Les mémoires présentés à ce Colloque ont tous mis en évidence l'effet considérable des tensions résiduelles.

En particulier, une étude signée du Professeur LOUIS, de l'auteur et de trois de leurs assistants a montré qu'en modifiant la répartition des tensions résiduelles dans une poutrelle laminée ou composée soudée en déposant des cordons de soudure sur les bords des ailes ou simplement en chauffant ces bords au chalumeau, on peut faire varier la charge critique d'une même barre d'élancement 80 entre 95 tonnes et 155 tonnes.

La Commission 8 de la Convention Européenne des Associations de la Construction métallique a organisé un programme international de recherches statistiques sur le comportement au flambement des barres chargées centriquement auquel participent l'Allemagne, la Belgique, la France et la Yougoslavie. Les résultats de ces recherches permettront de préciser l'effet des tensions résiduelles sur la charge critique et de définir éventuellement les moyens pratiques d'en tenir compte dans le dimensionnement des pièces.

Résumé

L'auteur signale que la Belgique est sur le point d'admettre le calcul en plasticité des ossatures métalliques et donne des renseignements sur le contenu des nouvelles Règles Belges correspondantes.

Par ailleurs, il attire l'attention sur l'influence considérable des tensions résiduelles sur la charge critique de flambement centrique et mentionne à ce sujet quelques résultats de recherches non encore publiées.

Zusammenfassung

Der Verfasser macht darauf aufmerksam, daß in Belgien in Kürze die plastische Berechnung von Stahlstabwerken angenommen wird und gibt einige Angaben über den Inhalt der entsprechenden neuen belgischen Normen.

Weiterhin weist der Verfasser anhand einiger noch nicht veröffentlichter Versuchsergebnisse auf den bedeutenden Einfluß von Restspannungen auf die kritische Last bei zentrischem Knicken hin.

Summary

The author points out that Belgium is about to adopt the calculation of steel frameworks on the basis of their plastic behaviour and gives some information regarding the content of the corresponding new Belgian Regulations.

He also draws attention to the marked effect of residual stresses on the critical buckling load and indicates some of the results of researches on this subject that have not yet been published.

Leere Seite
Blank page
Page vide