

Zeitschrift:	IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht
Band:	7 (1964)
Rubrik:	Ic: The notion of safety and its role in the calculation and design of structures with particular reference to the effect of plastic deformations on the distribution of forces and moments

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: 23.02.2026

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

Icl

Calcul probabiliste des constructions métalliques Orientations nouvelles sur le plan européen

*Wahrscheinlichkeitstheoretische Berechnung im Stahlbau
Neuere Tendenzen in Europa*

*Probabilist Calculation of Steel Structures
New trends in Europe*

D. SFINTESCO
Paris, France

Lentement, mais sûrement, la conception probabiliste de la sécurité des constructions a fait son chemin depuis le troisième Congrès de l'A.I.P.C., où elle était, pour la première fois, mise en avant avec autant de vigueur et d'éclat que de rigueur scientifique. Elle a conquis les esprits tant soit peu éclairés et ouverts au progrès, au point qu'aucun ingénieur ne saurait plus, à l'heure actuelle, en contester la validité. Le nombre de rapports présentés à ce Congrès et traitant de cette même question ou de certains de ses aspects particuliers, témoigne de la prise de conscience générale qui s'est produite depuis.

Et cependant, cette nouvelle manière de considérer la sécurité des constructions en est encore à une phase purement platonique, car ce même ingénieur, tout persuadé qu'il soit du bien fondé de cette conception et du progrès essentiel qui en découle pour le calcul des ouvrages, se trouve dans l'impossibilité pratique de l'appliquer, tant qu'il est tenu de se référer à des règlements qui l'ignorent encore.

Un examen rapide des règles techniques nationales relatives au calcul et à la conception des structures métalliques révèle, en effet, qu'à quelques exceptions près, toutes récentes, cette vérité première qu'est le caractère probabiliste de la sécurité, n'a pas encore rallié les instances administratives qui ont le pouvoir d'imposer les règlements techniques officiels. Il faut toutefois reconnaître qu'une certaine inertie vis-à-vis d'une innovation aussi radicale dans les méthodes de calcul s'explique parfaitement par la conscience des responsabilités qui incombent à ces instances.

Nous nous trouvons sans aucun doute à un tournant dans ce domaine et nous assisterons certainement, dans les différents pays, à une succession rapide de règlements nouveaux, inspirés de cette conception moderne.

* * *

A l'instar du Comité européen du Béton, la Convention européenne de la construction métallique, organisme groupant les associations de constructeurs métalliques de onze pays européens, se devait de diriger son activité vers l'établissement de règles techniques qui, évidemment, ne pourront revêtir que la forme de recommandations, mais n'en auront pas moins tout le poids que confère la somme d'expérience professionnelle et la connaissance profonde du métier de ceux dont elles émanent.

C'est ainsi qu'une commission, présidée par le professeur LORIN et dont j'ai l'honneur d'être le rapporteur, a été chargée de rédiger ces règles européennes de la construction métallique. Les principes fondamentaux concernant la sécurité, retenus pour ce projet, reflètent bien les idées exposées dans le rapport Ic 2 de la Publication préliminaire¹⁾, avec toutefois cette différence que les coefficients de pondération seront appliqués au niveau des sollicitations et non à celui des contraintes, ce qui permet de couvrir tous les cas, qu'il y ait ou non proportionnalité entre les unes et les autres.

Quoiqu'officieuses, ces règles européennes, ainsi conçues, ne sauraient manquer d'avoir des répercussions sur l'évolution prochaine des divers règlements nationaux de construction métallique. C'est pourquoi, il me semble opportun de les signaler ici, dès à présent.

* * *

Le problème particulier des instabilités, dont l'étude a été confiée à une commission spéciale de la Convention européenne, présidée par le professeur BEER, constitue un domaine de choix pour l'application des conceptions probabilistes de la sécurité.

En effet, devant l'impossibilité d'aboutir, par les théories classiques, à un mode de calcul donnant, pour tous les cas d'instabilité et pour tous les modes de sollicitations, une sécurité cohérente et homogène, et notamment devant l'impossibilité de séparer les imperfections inévitables des barres réelles suivant leur nature et de déterminer de façon non arbitraire les paramètres respectifs, cette commission s'est rapidement orientée — sous l'impulsion d'ailleurs de l'auteur même du rapport Ic 2 — vers une vaste étude expérimentale statistique du flambement, inspirée des principes préconisés par celui-ci. L'idée directrice de cette recherche ne saurait d'ailleurs être mieux illustrée que par la fig. 1 de ce même rapport (p. 197 de la Publication préliminaire).

Cette recherche dont m'a été confiée la responsabilité, est effectuée conjointement par les laboratoires de sept pays — Allemagne, Belgique, France Yougoslavie d'abord, Grande-Bretagne, Italie et Hollande ensuite — selon un plan unique préétabli et suivant des directives communes très précises,

¹⁾ J. DUTHEIL: «L'évolution de la notion de sécurité en constructions métalliques».

de manière à assurer l'unité de la recherche et à obtenir des résultats directement comparables entre eux.

C'est, je crois, la première fois qu'une recherche d'une telle envergure est entreprise en commun, sur un plan international et dans un cadre aussi large. Elle constitue un bel exemple de collaboration technique internationale qui me paraît digne d'être mentionné ici.

Les essais furent menés en tenant compte des conditions dans lesquelles, pour l'entrepreneur, les barres se présentent habituellement dans la pratique industrielle. Ces barres subissent, en effet, de multiples manipulations avant et pendant leur mise en œuvre et comportent, de ce fait, des imperfections géométriques qui doivent être prises en considération pour la sécurité de l'ouvrage. A ces imperfections s'ajoutent les variations résultant des tolérances dimensionnelles des sections, la dispersion des valeurs de la limite d'élasticité du métal, les contraintes résiduelles de laminage, de dressage et éventuellement de soudage, etc... Toutes ces imperfections, dont quelques-unes sont liées entre elles, qu'il est donc pratiquement impossible de dissocier et dont les effets varient, de surcroît, avec l'élancement, constituent un ensemble inextricable de circonstances.

Il semble donc logique, pour aboutir à une sécurité homogène à tous les élancements, de tenir compte globalement de toutes les imperfections inévitables et de leurs influences, plutôt que de tenter de séparer ces paramètres par des moyens théoriques, entreprise qui serait en fin de comptes aussi vaine qu'illusoire.

Or, les méthodes statistiques, en faisant l'enveloppe des circonstances aléatoires inévitables, permettent de serrer la réalité de plus près que ne le font les méthodes réputées «exactes». Elles sont donc forcément les seules susceptibles d'amener une solution rationnelle et cohérente du problème, car par la connaissance de la valeur centrale et de l'écart quadratique moyen, elles permettent de tracer une courbe des contraintes limites d'affaissement, telle que la probabilité de cet événement soit, en tout point de la courbe, la même que celle qui a servi à la détermination de la valeur admise pour la limite d'élasticité du métal. Une fois cette courbe définie, on peut lui appliquer un coefficient de sécurité constant, égal à celui pris pour la traction.

Les essais ont donc été effectués sur éprouvettes d'exécution «industrielle», c'est-à-dire sur barres provenant des parcs de diverses entreprises de constructions métalliques, sans aucun dressage spécial. Le centrage en a été exécuté de manière à reproduire le plus fidèlement possible les attaches des barres dans les constructions, par exemple, pour les poutrelles, sur l'axe de l'âme plutôt que sur le centre de gravité de la section. Toute correction du centrage en cours d'essai — opération pratiquée par certains expérimentateurs, mais risquant de fausser le phénomène — a été interdite.

Etant donné que l'on recherchait une probabilité intégrale assez faible, il ne pouvait s'agir de faire un nombre excessif d'essais parallèles pour permettre

une étude basée sur la courbe des fréquences cumulées. Aussi, c'est en faisant appel aux méthodes de la statistique mathématique que nous avons pu traiter le problème à partir d'un nombre d'essais relativement restreint. Néanmoins, les deux tranches du programme exécutées à ce jour, sur barres en acier doux, ne comprennent pas moins de 550 essais de flambelement, accompagnés d'un grand nombre de relevés et d'essais complémentaires.

Ce programme couvre toute la gamme des élancements usuels (50 à 170) et différentes formes de sections de barres.

En vue de la détermination d'une courbe des contraintes limites d'affaissement en fonction de l'élancement, la première question qui se posait, était de savoir si les résultats expérimentaux obtenus pouvaient être ajustés sur une loi de Laplace-Gauß. Le test adopté dans ce but fut celui du tracé de la droite de HENRY, méthode basée sur le fait qu'un changement de variable dans cette loi permet de représenter celle-ci non plus par la courbe classique en cloche, mais par une droite.

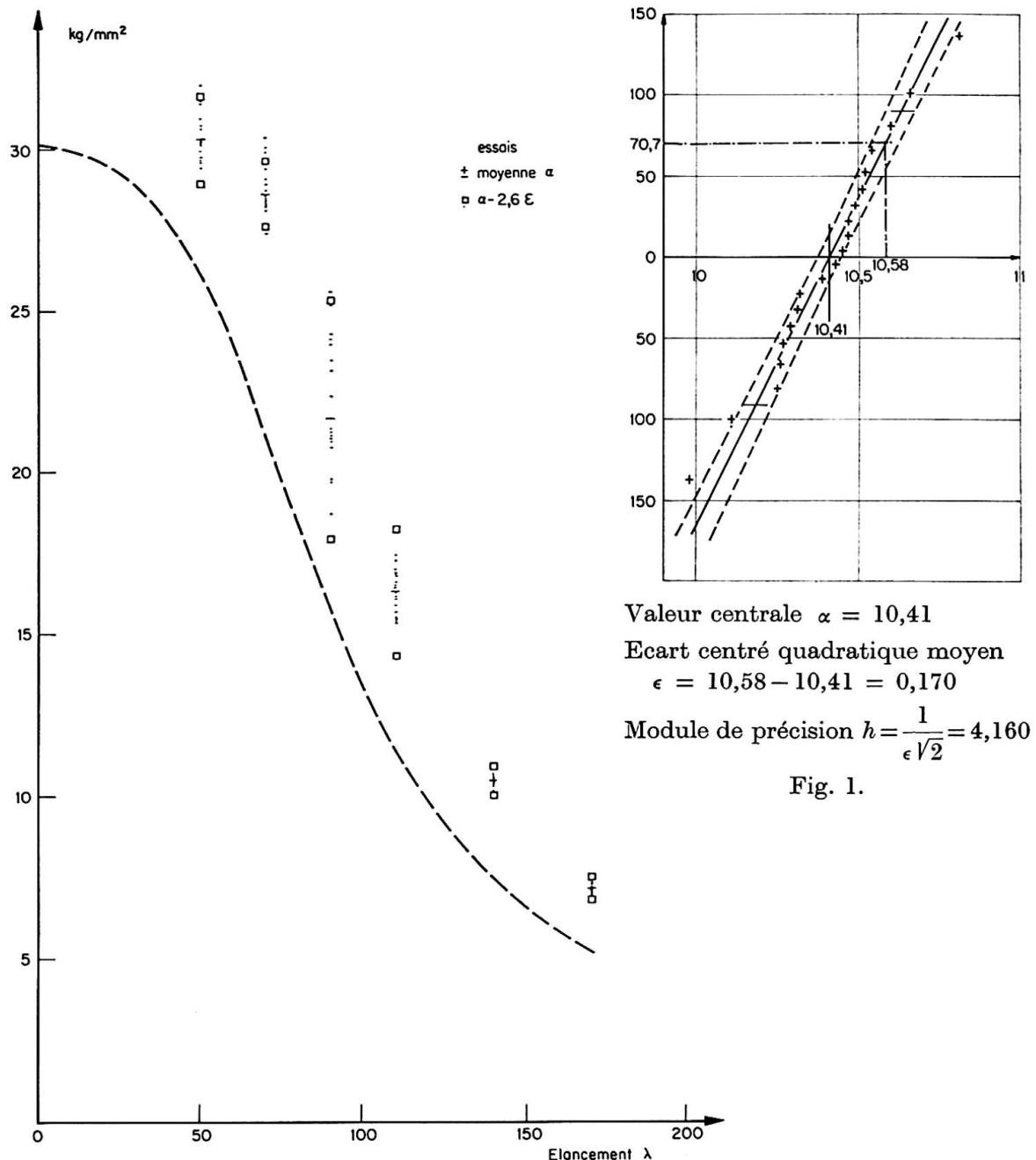
Cette méthode consiste à inscrire, sur un graphique, les points d'essais de chaque série — présumés donc comme appartenant à une même famille — et de tracer une droite qui compense les résultats. Dans le cas où elle existe, cette droite, placée dans un système d'axes orthogonaux, permet non seulement d'être assuré qu'il s'agit bien d'une loi normale de distribution, mais aussi d'en connaître les caractéristiques d'une façon immédiate, car son intersection avec l'axe des abscisses correspond à la valeur centrale, tandis que sa pente donne l'écart quadratique moyen.

Les points représentatifs des mesures rapportés sur le diagramme de HENRY n'étant jamais exactement situés sur une ligne droite, il est nécessaire de se fixer une certaine tolérance, représentée par une bande à l'intérieur de laquelle doivent se trouver au moins 80% des points pour que l'ajustement soit considéré comme raisonnable. La fig. 1 montre un tel tracé pour lequel, sur 20 points d'essais, 3 seulement sont en dehors des limites de confiance, ce qui permet d'admettre que l'ajustement est valable.

C'est en partant de ces données qu'a été menée l'exploitation des essais qui a conduit, d'ores et déjà, à des résultats remarquables, susceptibles de constituer une base solide pour le choix d'une courbe européenne de flambelement.

La fig. 2 représente, pour les principaux groupes d'essais effectués, les valeurs centrales des contraintes d'affaissement moins 2,6 fois l'écart quadratique moyen. Ces points représentent les limites à ne pas dépasser par la courbe conventionnelle pour que celle-ci puisse se prévaloir de la confirmation expérimentale.

Bien évidemment, les résultats de cette recherche, menée sur des bases nouvelles par rapport à toutes les précédentes études expérimentales du flambelement, viendront se joindre aux études théoriques de la commission, dont la responsabilité est confiée au professeur MASSONNET.



Valeur centrale $\alpha = 10,41$
 Ecart centré quadratique moyen
 $\epsilon = 10,58 - 10,41 = 0,170$
 Module de précision $h = \frac{1}{\epsilon \sqrt{2}} = 4,160$

Fig. 1.

Fig. 2. Convention européenne de la construction métallique. Sous-commission pour l'étude expérimentale du flambement. Essais français sur IAP 150.

Théorie et expérience vont ainsi de pair, la seconde donnant à la première une garantie authentique de concordance avec la réalité physique.

* * *

Les règles de calcul en préparation à la Convention européenne de la construction métallique constituent donc non seulement un pas en avant vers l'unification internationale des règles techniques, mais représentent aussi, et surtout, un document reflétant une bonne harmonie des données théoriques

et des enseignements de l'expérience et pouvant sans doute servir de guide dans l'évolution imminente et inéluctable des règlements nationaux vers l'application des notions probabilistes de la sécurité.

Résumé

L'auteur expose l'évolution que vont être amenés à prendre les règlements nationaux de la construction métallique sous l'impulsion de la Convention européenne de la construction métallique, par l'introduction des méthodes statistiques dans le calcul des ouvrages, et vers une application des notions probabilistes de la sécurité, en particulier dans le problème des instabilités, domaine de choix pour ces nouvelles conceptions, et nous fait constater la bonne harmonie régnant entre les résultats expérimentaux et les données théoriques reprises par ailleurs dans le rapport 1 c 2 de la Publication préliminaire, par monsieur JEAN DUTHEIL.

Zusammenfassung

Der Verfasser deutet die Entwicklung der nationalen Stahlbau-Vorschriften an, wie sie voraussichtlich von der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände angeregt werden wird: Einführung statistischer Methoden in die Berechnung der Stahlbauten und Anwendung des wahrscheinlichkeitstheoretischen Sicherheitsbegriffs, insbesondere bei Stabilitätsproblemen, welche sich besonders dazu eignen. Er zeigt die gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den theoretischen Angaben des Aufsatzes von J. DUTHEIL (1 c 2 des Vorberichtes).

Summary

The author discusses the development which national regulations regarding steel construction are going to be induced to assume at the instigation of the European Convention on Steel Construction, by the introduction of statistical methods for the calculation of structures, and towards an application of probabilist conceptions of safety, more particularly in connection with the problem of instabilities, a specially suitable field for these new conceptions, and draws attention to the good agreement between the experimental results and the theoretical data which were summarised in report 1 c 2 of the Preliminary Publication, by Mr. JEAN DUTHEIL.

Ic 2

Réflexions sur une doctrine générale de calcul des constructions métalliques

Betrachtungen über allgemeine Grundsätze für die Bemessung von Stahlkonstruktionen

Some Remarks on the General Principles of the Design of Steel Structures

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université de Liège

M. SAVE

Chargé de Cours à la Faculté Polytechnique
de Mons

Les constructions métalliques doivent être dimensionnées de manière à présenter un comportement correct en service et à offrir une sécurité fixée à l'avance vis-à-vis de la ruine réelle. On examine successivement ci-après comment ce principe fondamental peut être appliqué à l'analyse d'une structure donnée, puis au dimensionnement d'une structure.

1. Analyse d'une structure donnée

1.1. Comportement correct en service

Dans les conditions de service, c'est-à-dire de *charges*, température, etc... prévues en service, la structure doit pouvoir remplir correctement sa *fonction*; cela impose le plus souvent des limitations aux *déformations* (soit statiques: flèches de poutres ou de planchers, soit dynamiques [vibrations]). Ces conditions de déformation doivent être vérifiées en faisant appel à la méthode de calcul valable dans les conditions de service (le plus souvent la Résistance des Matériaux en domaine élastique, avec utilisation de données empiriques permettant d'estimer des effets échappant au calcul direct: effets des tensions résiduelles, de la déformabilité des assemblages, des déformations plastiques localisées, etc...). On passe ainsi par l'état de tension pour obtenir les déformations, mais il n'est en général pas rationnel de vérifier une «résistance en service» (méthode des tensions admissibles) car les conditions de ruine sont en général des conditions plus sévères que celles de service.

1.2. Sécurité fixée d'avance vis-à-vis de la ruine

Il faut se fixer d'une part les *caractéristiques mécaniques* et d'autre part les *sollicitations* puis ensuite analyser le processus de ruine.

1.2.1. Caractéristiques mécaniques

Sur la base d'essais statistiques exécutés dans des conditions aussi proches que possible des conditions réelles, on dispose des valeurs moyennes des *caractéristiques mécaniques*: R_e , R_r , A , S , E , G , ainsi que des dimensions des éléments, etc. que l'on doit affecter de coefficients de *minoration* liés à la dispersion de chaque caractéristique par rapport à la moyenne.

Ceci donne les *valeurs caractéristiques* (utilisées par exemple par le C.E.B. dans sa doctrine sur la sécurité des structures en béton armé).

Les valeurs des caractéristiques à mettre en œuvre dans les calculs (valeur *de calcul*) doivent, elles-même, être minorées par rapport aux valeurs caractéristiques en tenant compte :

1. de la possibilité d'écart entre les caractéristiques des métaux prélevés et des métaux les plus faibles mis en œuvre;
2. de la possibilité de corrosion (bateaux par exemple), d'usure mécanique (rails par exemple);
3. des conditions de réalisation (main d'œuvre non qualifiée en pays sous-développé par exemple).

1.2.2. Les sollicitations de ruine seront, soit :

- a) celles de service, appliquées cycliquement n fois, avec $n \geq n_s$, n_s étant le nombre de cycles correspondant au service demandé à la structure;
- b) les sollicitations de service affectées de coefficients de *majoration* basés eux aussi sur des concepts probabilistes : les coefficients de majoration seront d'autant plus grands que sera grande la probabilité de voir, pendant la vie estimée de la structure, les charges en question dépasser leurs valeurs de service, et d'autant plus que la borne supérieure du dépassement sera haute et mal connue. Il est clair, en particulier, que les surcharges seront affectées de coefficients de majoration importants, tandis que le coefficient de majoration des charges mortes sera de l'ordre de 1,10.

Enfin, on peut accentuer tous ou certains de ces coefficients de minoration et majoration (de façon uniforme ou non) pour tenir compte de l'importance humaine et économique d'une ruine éventuelle de la structure.

Des concepts statistiques analogues à ceux repris ci-dessus, et le fractionnement du «coefficient de sécurité», ont déjà été adoptés par le C.E.B., sont en cours d'examen à la Convention européenne de la construction métallique, et figurent dans les codes des pays d'Europe orientale (théorie des sollicitations limites).

1.2.3. Analyse du processus de ruine

1.2.3.1. *Généralités.* Il faut maintenant vérifier que la structure faite des matériaux aux caractéristiques ainsi minorées et soumise aux sollicitations de ruine (sollicitations de service majorées), n'a pas encore atteint ou au plus a juste atteint la ruine.

Il faut pour cela faire appel à nos connaissances en *mécanique des solides* pour déterminer le ou les processus de ruine possible de la structure.

Cette ruine peut survenir par :

1. excès de déformation permanente, avec ou sans formation de mécanisme, avec ou sans instabilité, avec ou sans fluage.
2. par rupture, soit suite à une instabilité locale ou globale,
soit de fatigue, plastique ou non,
soit fragile.

Il faudra donc, selon les cas, avoir recours à :

- la Résistance des Matériaux en régime élastique (ou à l'élasticité) complétée par diverses données expérimentales (facteur de réduction d'entaille k_f , en fatigue, imperfections maxima à craindre dans le cas des pièces en danger d'instabilité [2], conditions produisant la ruine par *fatigue*, etc...);
- la théorie de la plasticité, ou plus souvent l'*analyse limite* (méthode des rotules plastiques pour les charpentes);
- la visco-élasticité.

Les deux éléments dont dépend le processus de ruine sont :

1. le comportement mécanique du matériau (connaissance des matériaux);
2. la variabilité des charges de ruine dans le temps.

1.2.3.2. Si les charges de ruine sont *statiques* et ne sont susceptibles de se présenter qu'*une* fois (surpression dans un réacteur nucléaire ou dans un réservoir, surcharge accidentelle d'une ossature) la ruine a lieu par excès de déformation plastique et l'*analyse limite* plastique doit être utilisée. Dans l'état actuel des connaissances sur la rupture fragile, il n'est encore possible que de prescrire des règles destinées à éviter l'*exhaustion de la ductilité*, et non de prédéterminer quand la rupture sera fragile et sous quelles sollicitations elle se produira.

Notons que l'instabilité élastique ou élasto-plastique est incluse dans l'*analyse limite* considérée ci-dessus et qu'il reste certainement à perfectionner nos connaissances dans ce domaine [3].

1.2.3.3. Si les charges de ruine sont statiques et appliquées de manière permanente (donc identiques aux charges de service), la ruine peut avoir lieu par *fluage* (ex. : réservoirs sous pression à haute température).

Il faut alors utiliser la théorie du fluage (visco-élasticité) — compte tenu des tensions thermiques existantes — pour déterminer le temps de vie réel et le comparer au temps de vie prescrit¹⁾.

¹⁾ Le fluage a pour résultat de modifier de manière permanente les dimensions de la structure et de modifier la répartition des tensions données par la théorie de l'élasticité, tensions thermiques comprises. Il faut alors examiner la situation qui se présente après arrêt — et donc refroidissement — de l'installation, car des ruptures se produisent fréquemment à ce moment.

1.2.3.4. Si les charges de ruine sont appliquées cycliquement, et si le nombre n de cycles est tel que $\frac{1}{4} \leq n \leq 25.000$, le mode de ruine pourra être la *fatigue plastique* (high strain fatigue).

Quand la structure présente des concentrations de tension (état de tension fortement non homogène), la fissure de fatigue plastique se produit à partir de ces zones qui sont en état de déformation plastique limitée (restricted plastic flow) et sont par conséquent soumises à des cycles à *déformation totale constante* imposée par la partie environnante, qui est en régime élastique. On peut alors déterminer la vie de la structure à l'aide de la méthode proposée par LANGER [4]. Celle-ci est analogue aux méthodes de calcul à la fatigue à grand nombre de cycles ($n > 25.000$ et souvent de l'ordre de 10^7). On utilise une courbe d'endurance liant σ , amplitude fictive élastique nominale des tensions, aux nombres de cycles n . On tient compte de l'influence plus ou moins grande de la tension moyenne et l'on applique des coefficients *expérimentaux* k_f d'entaille à la fatigue.

Quand la structure est soumise à des cycles à amplitude de tension fixée (par exemple structure isostatique chargée par poids), les recherches de RODERICK et RAWLINGS [9] ainsi que des essais (non publiés) de traction répétée effectués au Laboratoire de résistance des matériaux de l'Université de Liège montrent qu'on peut avoir *ruine par accumulation de déformations permanentes* de même signe, la déformation totale variant dans le temps comme une déformation du fluage, ou bien *ruine par exhaustion de ductilité* provenant de déformations plastiques successives de signes contraires. Dans ce dernier cas, il faudrait connaître, d'après le type de cycle de charge imposé à la structure, le nombre de cycles amenant cette exhaustion.

Si la structure est hyperstatique, on peut utiliser la théorie plastique de l'*instabilité de déformation* [5] qui montre que la structure périra, soit par accumulation de déformations cycliques de même sens (incremental collapse), soit par plasticité alternée épuisant la ductilité du matériau. Dans le premier cas, on doit se prémunir par un critère de flèche; dans le second, par un critère de rupture.

Cependant, cette théorie devrait être réexaminée à la lumière des résultats expérimentaux récents sur le comportement des métaux soumis à des cycles de tension entre limites fixes.

1.2.3.5. Enfin, si l'on est en présence de *fatigue* au sens habituel ($n \geq 25.000$) on appliquera les méthodes de calcul adéquates, dont le point de départ est une étude de la structure par la résistance des matériaux en domaine élastique²⁾.

²⁾ Il est cependant permis de faire subir à la structure une opération de précontrainte par déformation plastique initiale, de façon à y engendrer une répartition de tensions résiduelles qui amélioreront son comportement en service ultérieur. Des exemples de telles opérations sont :

1.2.3.6. Il nous semble *en résumé* qu'il n'est pas raisonnable d'opposer des méthodes qui se complètent, mais qu'il faut plutôt s'efforcer de les unir dans un corps de doctrine plus vaste, et que d'autre part il faut étudier les phénomènes à l'aide des méthodes adéquates et non à l'aide d'une méthode connue (élasticité) mais inadéquate et que l'on doit forcément violenter.

2. Dimensionnement d'une structure

Lorsque la structure n'est pas donnée mais qu'on doit la dimensionner, les différentes méthodes (élastique, plastique, visco-élastique) peuvent venir en opposition. En fait, ce qui est en opposition ce sont *les critères principaux de dimensionnement choisis*. On peut en effet librement décider, sur la base d'arguments à faire valoir, que le dimensionnement doit être principalement basé soit sur les conditions de service, soit sur les conditions de ruine.

La méthode à utiliser découle alors nécessairement de ce choix, car des choix différents entraînent des méthodes différentes.

Si ce dimensionnement était doublé d'une vérification dans les conditions non utilisées pour le dimensionnement, il resterait peu d'oppositions. Mais chaque méthode (élastique, plastique) se veut seule nécessaire, point de vue soutenu par les praticiens qui ne veulent faire qu'*un* calcul et pas deux (dimensionnement plus vérification).

On est ainsi conduit à affubler chacune des méthodes de corrections ou de stipulations supplémentaires destinées à éviter la vérification subséquente, tout en satisfaisant au second type de conditions. C'est ainsi que divers règlements sur le calcul des bâtiments, basés sur la méthode élastique, autorisent des réductions des moments fléchissants sur les appuis intérieurs des poutres continues.

Inversement des règlements basés sur le dimensionnement plastique imposent des conditions supplémentaires destinées à assurer la serviciabilité.

Une telle façon de faire peut se justifier du point de vue pratique, si l'on dispose d'assez d'informations pour édicter des règles supplémentaires assez sûres et d'un champ d'application suffisamment étendu³⁾.

L'autofrettage des tubes de canons et des réservoirs cylindriques destinés à supporter de hautes pressions.

La déformation préalable «à bloc» des gros ressorts hélicoïdaux employés dans la suspension des véhicules et des ressorts à lame.

La précontrainte de certaines pièces entaillées sollicitées par fatigue.

³⁾ La tendance générale actuelle est, cependant, de s'efforcer de concilier les différents critères. C'est ainsi que, dans les ouvrages en béton précontraint, il est usuel à la fois de faire un calcul élastique, de calculer la sécurité vis-à-vis de la fissuration, et enfin d'évaluer la sécurité vis-à-vis de la rupture. Une tendance analogue se remarque dans les études récentes sur le béton armé [7].

Le choix du critère principal n'est d'ailleurs pas toujours libre, comme on peut le voir en examinant les méthodes usuelles de calcul des assemblages.

Dans le cas des assemblages *rivés*, la méthode usuellement employée est indiscutablement une méthode *plastique* (emploi du concept de section nette, égalisation des efforts repris par des rivets en file, etc...).

Dans les assemblages *soudés*, il existe des tensions résiduelles égales à la limite élastique du métal. Donc, le dimensionnement plastique lui-même est impossible et il faut se baser directement sur les conditions de rupture.

Enfin, dans les assemblages à boulons à haute résistance, on table actuellement en Europe sur le frottement, c'est-à-dire qu'on adopte un dimensionnement *élastique*.

Le choix d'une méthode de dimensionnement élastique, tenant compte de toutes les surtensions effectives en service, serait terriblement dispendieuse dans le cas des charpentes rivées et simplement *impossible* dans le cas des charpentes soudées.

Quoi qu'il en soit, *le choix fondamental est celui du critère principal de dimensionnement*, parce qu'il conditionne toute l'économie de la structure. Divers éléments peuvent entrer dans ce choix, mais il semble en tout cas rationnel de préférer une méthode qui, toutes autres choses égales d'ailleurs, permette d'*optimiser* le dimensionnement. Comme illustrations de cette possibilité, citons le dimensionnement plastique où il est possible de faire un dimensionnement *direct*, conduisant au poids minimum de métal, ce qui n'est pas possible en dimensionnement élastique [5].

A côté du procédé empirique qui consiste à rechercher les stipulations complémentaires à une méthode pour la rendre susceptible de satisfaire à la fois aux conditions de service et de ruine, une autre voie (plus étroite sans aucun doute) consiste à rechercher des méthodes rationnelles de dimensionnement qui satisfont *automatiquement* aux deux types de conditions. Dans le cas de charges statiques et de ruine par mécanisme plastique, il existe une possibilité théorique dans cette voie: on peut montrer en effet [6] qu'un dimensionnement élastique d'égale résistance vis-à-vis de la plastification est aussi, pour un métal obéissant à la condition de plasticité de von Mises, un dimensionnement plastique de poids minimum.

3. Conclusions

Nous pensons que, s'ils veulent progresser, les ingénieurs constructeurs doivent non pas s'accrocher à *une* méthode familière dans laquelle ils ont été formés et l'opposer aux autres, mais plutôt s'efforcer d'être capables d'appliquer *toutes* nos connaissances actuelles en mécanique des solides à la construction. Ces connaissances expérimentales et théoriques, ont fortement progressé ces dernières années et continuent à se développer rapidement.

Il semble que le moment soit venu d'essayer de jeter les bases d'une doctrine rationnelle les utilisant de façon synthétique. Il reste évidemment énormément à faire (quand faut-il commencer à considérer qu'il y a fatigue plastique et non chargement statique? Que sait-on du fluage avec fatigue en construction mécanique, que sait-on de l'interaction ossature-murs et planchers d'une ossature du point de vue de la ruine par mécanisme ou du flambement en masse, etc...)? Cependant, on peut s'efforcer dès à présent de tracer clairement les axes à suivre, ce qui permettra d'organiser les recherches de la façon la plus efficiente et ainsi de faire progresser plus rapidement la science du constructeur.

Bibliographie

1. A. MOREIRA DA ROCHA: «Le dimensionnement idéal des ponts en grille de béton armé». 7e Congrès de l'A.I.P.C., Publ. Préliminaire, pp. 221—230, 1964.
2. J. DUTHEIL: «L'évolution de la notion de sécurité en constructions métalliques». 7e Congrès de l'A.I.P.C., Publ. Préliminaire, pp. 193—204, 1964.
3. A. HRENNIKOFF: "Plastic and Elastic designs compared". 7e Congrès de l'A.I.P.C., Publ. Préliminaire, pp. 205—212, 1964.
4. B. F. LANGER: Welding Jl. Res. Suppl. Vol. 37, p. 411 S, Sept. 1958 et Journal of Basic Engineering, A.S.M.E., pp. 389 à 402, Sept. 1962.
5. CH. MASSONNET et M. SAVE: «Calcul Plastique des Constructions», Vol. I: Ossatures planes, éditeur C.B.L.I.A., Bruxelles 1959.
6. CH. MASSONNET et M. SAVE: «Calcul Plastique des Constructions», Vol. II, Structures spatiales, éditeur C.B.L.I.A., Bruxelles 1962.
7. V. PETCU: «Une conception nouvelle dans le calcul plastique des structures en béton armé». Acad. Rép. Populaire Roumaine. Etudes et Recherches de Mécanique Appliquée N° 6, Année 14, 1963.
8. W. PRAGER: «Problèmes de plasticité théorique». Dunod, Paris, 1958.
9. J. W. RODERICK et B. RAWLINGS: 7e Congrès de l'A.I.P.C., Publ. Préliminaire, pp. 525—536, 1964.

Résumé

Les constructions métalliques doivent être dimensionnées de manière à présenter un comportement correct en service et à offrir une sécurité fixée à l'avance vis-à-vis de la ruine. Tandis que le comportement en service est élastique, l'analyse du comportement à la ruine fait intervenir des connaissances nouvelles acquises dans les domaines de la plasticité et de la viscoélasticité. La doctrine générale de calcul des constructions doit utiliser l'ensemble de ces connaissances de façon synthétique.

Zusammenfassung

Stahlkonstruktionen sollen so bemessen werden, daß sie sich unter Betriebsbedingungen befriedigend verhalten und eine im voraus festgesetzte Bruch-

sicherheit aufweisen. Unter Betriebsbedingungen ist das Verhalten elastisch; für die Traglastuntersuchung sind dagegen die neueren Erkenntnisse auf dem Gebiet der Plastizität und der Viskoelastizität zu berücksichtigen. Allgemeine Grundsätze für die Bemessung der Tragwerke müssen sich auf eine Synthese aller dieser Kenntnisse stützen.

Summary

Steel structures must be so designed that they exhibit satisfactory behaviour in service and provide a margin of safety fixed in advance as regards actual failure. Whereas the behaviour in service is elastic, the analysis of the behaviour to failure introduces new facts acquired in the fields of plasticity and viscoelasticity. The general principles of design for these structures must make use of all these facts in combination.

Ic 3

Discussion - Discussion - Diskussion

Safety, Economy and Rationality in Structural Design (N. C. Lind, C. J. Turkstra, D. T. Wright)¹⁾

Sécurité, économie et rationalité dans l'étude des ouvrages

Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Aufwand in der Tragwerksberechnung

GEORGE WINTER

Prof., Cornell University, Ithaca, N. Y.

The writer agrees with several of the propositions in this stimulating paper. He must preface his remarks by confessing that he is directly connected with that often criticized activity, the formulating of design codes. In fact, he is closely affiliated with the three groups which are responsible in the United States for the codes for reinforced concrete design, for steel structures design, and for cold-formed, light-gage steel structures.

From this experience the writer agrees with the authors' opinion that it will never be possible to base safety provisions entirely on a desired probability of failure, even if this concept were enlarged to include the concept of serviceability. Yet, this does not mean that maximum use should not be made of any statistical evidence that is available on frequency distributions of materials strength, of wind gust loading, snowloads, etc. On the contrary, any progress toward greater rationality and economy in safety provisions depends largely on improved information of this statistical type. There is general agreement that more data on actual load intensities, on actual strength of existing structures, etc., are badly needed. Incidentally, interesting data on strength of existing structures should be obtained systematically by load testing of the many structures which are slated for removal or demolition.

The authors make one specific proposal. They suggest that design loads should be reduced systematically and periodically, in order to improve economy and rationality of the design process. Some comments on this proposal seem in order.

Loads, even live loads, are of a great variety of types. The gravity load of a water tank is known with great precision and cannot be reduced periodically by fiat. For many industrial structures, the weights of the supported

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», Ic 1, p. 185.

equipment are given by the equipment manufacturers and are also known with considerable certainty. The design of structures of this kind, evidently, cannot be improved by systematic reduction of design loads. There are other types of loads which are highly uncertain, such as loads on a gymnasium floor or on a warehouse floor, including dynamic effects in both cases. For such loads it would seem that more data on actual load conditions would contribute more to rational design than arbitrary load reductions.

The authors present a table of various occupancy loads prescribed in different countries to illustrate what they regard as a chaotic situation. The chaos may not be as bad as it seems. To be sure, the prescribed office loads in the U.S.A. considerably exceed those in other countries and the same holds true for classroom loads in India. It is just possible that the reason lies in the earlier use of heavy office machines in the U.S.A. and in the comparative crowding of classrooms in India. The writer is at a loss to explain why a church floor in France is loaded $2\frac{1}{2}$ times as heavily as in Australia, but he is not familiar with habits of church attendance in these two countries. Apart from these few extremes, the discrepancies in occupancy loads in the authors' table are not so crass as to suggest that load reduction is the most promising and rational approach for design code improvement.

Load reduction is just another means for reducing the safety margins. In the history of most design codes, this same reduction has been achieved over the years by a gradual increase in allowable stresses rather than a reduction in loads. Thus, during the first few decades of this century basic allowable stresses for steel of given yield strength, both structural and reinforcing, were increased by about 25% in the U.S.A. About the same holds for other materials. Occasionally, troubles were experienced and allowable stresses had to be reduced, at least temporarily until a real understanding of the source of troubles had been gained. As such an example, allowable shear stresses in concrete may be cited. As long as the permissible stress concept is used in design, it would seem that this procedure of increasing allowable stresses is more rational than reducing design loads. The same would apply to load factors in ultimate load design procedures.

Improving the safety provisions of design codes is a difficult matter for at least two reasons. For one the principles on which such improvement should be based are far from clear, as the authors point out, among others. For another, numerous non-technical factors come into play, some quite unexpectedly. A recent example are the safety provisions incorporated in the 1963 edition of the Reinforced Concrete Building Code of the American Concrete Institute.

In connection with inelastic ultimate strength design, the code committee originally proposed the following safety provisions²⁾:

²⁾ J. Am. Concrete Institute, Proc. Vol. 59, pp. 208—209, 1962.

Proposed Provisions

Design Strengths of Materials: Concrete $0.65 f'_c$
 Steel $0.80 f_y$
 f'_c = specified cylinder strength
 f_y = specified yield strength

Design Loads: $1.3D + 1.5L$
 $1.1(D + L + W)$ or $0.9D + 1.1W$
 D = dead load, L = live load,
 W = wind load

These proposals, prepared by a subcommittee of which the writer was chairman, were aimed, somewhat vaguely, at a failure probability of the order of 1 : 100,000. Considerable potential flexibility was achieved by distinguishing between overload and understrength coefficients. For instance, for precast concrete members, in view of better quality control under plant conditions the coefficient for concrete strength could have been increased from 0.65 to 0.70 or 0.75 in later code editions. Likewise, since prestressing effectively means pretesting the reinforcement, the steel strength coefficients for prestressed construction might have been increased later from 0.80 to 0.85 or 0.90. Similar adjustments are possible in the load equations.

These proposed safety provisions, however, met with objections of several kinds, chiefly from the building materials industry, and to a lesser degree from structural designers. Most of these objections were based on habit, tradition, competitive position and the like. Though not necessarily rational or logical, such reactions cannot simply be brushed aside. Other objections were unexpected, some of them involving the legal aspects of the code. As an example, the following was pointed out: Suppose on a given job the concrete cylinder tests fall short of the specified value by some 25%. Under the proposed provisions the concrete supplier could claim that his concrete is not really objectionable because the design strength of the concrete need be only $0.65 f'_c$, since the design is explicitly based on this strength and no more. It might be difficult, in litigation, to prove the supplier wrong.

After lengthy and widespread discussion, the safety provisions which were finally adopted are³⁾:

Design Strength of Members: $\emptyset \times$ Theoret. Strength
 Flexure: $\emptyset = 0.90$
 Shear: $\emptyset = 0.85$
 Compression: $\emptyset = 0.70$ or 0.75

³⁾ Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318—363, pp. 66—67, 1963.

$$\begin{array}{ll} \text{Design Loads:} & 1.5 D + 1.8 L \\ & 1.25 (D + L + W) \text{ or } 0.9 D + 1.1 W \end{array}$$

It is seen that the principle of separate overload and understrength provisions is retained. The provisions are less rational and less flexible than the original proposal. Yet, for reasons not often considered in this context, they were acceptable while the original proposal was not. Thus a modest step forward has been achieved, while insistence on the technically more far-reaching improvement of the original proposal may have resulted in no progress at all.

This is just one instance which illustrates that the manner of incorporating safety provisions in design codes has variegated non-technical aspects, legal, traditional, competitive, purely psychological, etc. Because of this and also because the nature of the problem is only partly probabilistic, progress is necessarily slow and cautious.

Summary

The writer agrees with the authors that it will never be possible to base structural safety provisions entirely on probability of failure. He does not believe that the authors' proposed periodic and systematic blanket reductions of design loads represents either a rational or a practical means of improving design codes. The experience with developing the safety provisions of the American 1963 Reinforced Concrete Code is cited to illustrate the fact that non-technical considerations (competitive, legal, psychological, traditional, etc.) play an inevitable role in formulating such provisions.

Résumé

L'auteur partage l'opinion de MM. LIND, TURKSTRA et WRIGHT: il ne sera jamais possible de fonder entièrement la sécurité des constructions sur la probabilité de rupture. La solution proposée par ces auteurs, et consistant à effectuer, systématiquement et périodiquement, une réduction générale des charges réglementaires, ne constitue pas un moyen rationnel ni pratique d'améliorer les règles de construction. On cite l'exemple de l'élaboration des articles relatifs à la sécurité dans les règles américains de 1963 concernant le béton armé pour illustrer le rôle inévitable que des considérations tout à fait étrangères à la technique (concurrence, aspects juridiques et psychologiques, traditions, etc.) jouent dans l'élaboration de tels règlements.

Zusammenfassung

Es wird den Autoren darin zugestimmt, daß eine rein wahrscheinlichkeits-theoretische Bestimmung der Tragwerkssicherheit wohl niemals möglich sein wird. Der Vorschlag, Belastungsannahmen durch periodische und systematische Verkleinerung der Entwurfslasten zu verbessern, wird als unbegründet und unpraktisch verurteilt. Es werden Erfahrungen mitgeteilt, die bei der Entwicklung der amerikanischen Stahlbetonnormen von 1963 gemacht wurden. Sie zeigen, daß nichttechnische Einflüsse wettbewerblicher, rechtlicher, psychologischer oder traditioneller Natur eine unvermeidliche Rolle bei der Aufstellung solcher Bestimmungen spielen.

Reply - Réponse - Antwort

N. C. LIND

C. J. TURKSTRA

D. T. WRIGHT

The authors wish to thank Professor WINTER for his valuable discussion and express their agreement with the main thesis of his remarks, namely that codes of design is an environment in which rational steps are not always possible even if they are evident. Certainly the entire problem is extraordinarily complex. Yet, it cannot be overemphasized that the business of rationality in design and the ordering of our priorities for the use of the resources of society is an essential responsibility of engineers, and that we are delinquent in that responsibility when we ignore the problem because of its difficulty and non-technical aspects, and bury ourselves in "pure" technical problems.

It is also agreed that the primary information necessary to progress towards improved codes is more data on loads, and more data on the actual strength of structures as built. The few tests of real structures that are available lead to two general conclusions — that the response of structures is too complex for accurate analysis, even statistically; and that many structures can support a much greater load than necessary. Under these conditions reduction of design strengths must be somewhat arbitrary and the precise effects of such reductions cannot be completely predicted, but the observation that structures are stronger than necessary does provide a valid basis for reduction.

If a wholly rational framework in which to embed this material is not possible, we may still be able to use better data more effectively. An example of such progress is the treatment of snow loadings on roofs which has improved greatly in Canada in the past ten years [1, 2, 3]. Before about 1953 design snow loads were altogether arbitrary. After 1953 loads were based on meteoro-

logical data and reflected the anticipated ten-year-return intensities of ground cover. By 1960 thirty-year data was available on ground cover and thirty-year return intensities were substituted, consistent with the return period used for wind loads. As well, at the same time initial studies of actual loads, revealing the difference between roof and ground cover, permitted roof loads to be set at 80% of ground loads. For the 1965 edition of the National Building Code of Canada still better data available has made it possible to assign to exposed roofs a design load of 60% of the ground cover, with other ratios set for varying shapes and exposure conditions in reflection of some ten years of field observations. With a modest expenditure in research, but fairly responsive reaction from code writers, a short period of time has seen established much sounder basis for snow loads, and concurrently there have been very significant reductions in the design load level.

Even when significant quantities of data are not available, sample observations and theoretical studies may show the way to code improvements. For example, it is well established that equal expectations of live loading due to occupancy vary with area A as the function $B + C/\sqrt{A}$. There may be uncertainty as to the precise values of the constants B and C for various classes of occupancy, but it is quite appropriate now to introduce such variations in building codes, in place of the customary treatment by which loadings are reduced only in proportion to the number of storeys in a multi-storey building with no response to the number and sizes of bays. The 1965 code [3] will include such treatments of the effective area on live loads of occupancy, and very significant benefits are anticipated, without reduction in safety or confidence.

It is thus conceded to Professor WINTER that more data on actual load conditions is perhaps the most urgent need to improve the codes. However, the point is that since our design loads bear little resemblance to actual loads, and since our stress analysis only reflect reality very poorly, the past performance of existing codes is the most important source for the evaluation of design constants. Few, if any, structural failures have as yet been ascribed to the occurrence of the rare event that an unusually high load coincided with a possible but improbable low resistance of an apparently well built structure. Yet, it is to reduce the number of such chance events that the safety margins on the design constants are applied. That such events do not seem to occur shows also that the safety margins are on the whole too high. At present, human error is credited with the vast majority of failures. If it is imagined that the safety margins were lowered gradually, the failure rate would at first remain constant, then eventually increase; initially this increase would be ascribed wholly to human errors (more such errors would of course be revealed when the efficiency of the structures were increased). Finally, the rate of failures not attributed to human error in one form or another, would increase. Not until this rate were at least equal to that due to

human error would the safety margin in fact accord with the interests of our clients, since surely the clients have a right to expect fewer failures caused by engineers and contractors than by inanimate nature.

A main objection to the specific proposal was that some design loads are known with great precision and hence cannot be reduced periodically by fiat. The reductions suggested would, of course, bear some relation to the dispersion of the load parameter, for instance a certain percentage of the standard deviation.

Prof. WINTER suggests that the past several decades have seen significant increases in working stresses which have had the same influence on the safety margins as load reductions. It may be argued that there have been very few, if any, effective increases in working stress. Working stresses as fractions of yield in steel structural design have changed very little in the twentieth century. When working stresses have been increased, yield stresses have usually increased proportionally. In reinforced concrete structures, there may be an apparent increase in working stresses in both reinforcing steel and concrete, but associated with these increases have been great improvements in quality control with the result that actual margins of confidence and levels of safety are as conservative now as they were many decades ago.

The example given by Prof. WINTER is a welcome illustration of the difficulties of modern code writing. It shows the change in function of the codes that has gradually taken place in this century. The original function was solely to protect the public against incompetent or unscrupulous engineering. But as codes came to be firmly established, they became also the rigid standards of design, and the study of engineering which had hitherto tended to develop individual technical judgement, came to center on learning how to design according to these codes. While codes originally followed practice and were modified as practice evolved, the opposite is now the case, and individual designers hesitate to deviate from codified procedure. Thus, codes function effectively to reduce engineering design to a subprofessional activity. Thirdly, codes function as a rule-of-thumb, minimum standard of prudent engineering, used as protection by the engineer if he gets involved in lawsuits. Further, Prof. WINTER reports the suggestion that a supplier of material might succeed in using a design provision in a code to override the material specifications as part of his contractual obligations; fortunately such an argument would not likely be accepted in a court of law. Finally, in some cases, codes have even been made to represent commercial interests; the example shows that such interests are not entirely eliminated from consideration even in the most reputable national codes.

It is time that the writing and periodical revision of design codes be recognised as a professional engineering activity wholly in the service of the public to the exclusion of all other interests, and only engaged in with a clear sense of this responsibility.

References

1. B. G. PETER, W. A. DALGLEISH and W. R. SCHRIEVER: "Variations of Snow Loads". Transactions, Engineering Institute of Canada, Vol. 6, No. A-1 (April 1963).
2. D. T. WRIGHT and B. B. McCLOARRY: "The Analysis of Snow Loads with Applications to Snow Loads in British Columbia". Transactions, Engineering Institute of Canada, publication pending 1964.
3. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council: "National Building Code of Canada 1965". Ottawa 1965.

Summary

On the whole, agreement is expressed with Prof. WINTER's remarks, in particular that non-technical and non-professional reasons may impede code improvement. The kind of improvement that is still possible within these limits is illustrated by examples. Finally, it is shown that codes serve a multiplicity of interests some of which are incompatible with the professional ethics of engineering.

Résumé

Dans l'ensemble, les auteurs souscrivent aux remarques du Professeur WINTER, en particulier en ce que des raisons de caractère non technique et non professionnel peuvent retarder un perfectionnement des règlements. Le genre d'amélioration qui reste possible dans ce cadre est illustré par quelques exemples. Pour terminer, on montre que les règlements servent à des fins très diverses, dont certaines ne sont pas compatibles à l'éthique professionnelle.

Zusammenfassung

Grundsätzlich sind die Autoren mit den Bemerkungen von Prof. WINTER einverstanden, insbesondere daß nichttechnische und nichtberufliche Einflüsse die Entwicklung von Vorschriften verzögern können. Die Art von Verbesserungen, die innerhalb dieser Grenzen noch möglich ist, wird anhand von Beispielen dargestellt. Es wird noch gezeigt, daß Vorschriften sehr vielen Zwecken dienen, von denen sich einige mit der Berufsethik nicht vertragen.

Ic 4

Discussion - Discussion - Diskussion

Generalised Approximate Method of Assessing the Effect of Deformations on Failure Loads (M. R. Horne)¹⁾

Méthodes d'approximation généralisées pour l'évaluation de l'effet des déformations sur les charges de rupture

Allgemeine Näherungsmethoden zur Bestimmung des Einflusses von Verformungen auf die Bruchlasten

A. HRENNIKOFF²⁾

Vancouver, Canada

Determination of the load factor of a known structure is a basic problem of plastic theory. The author approaches it in an indirect way by the use of a Rankine type formula, in which the required load factor is expressed through two other load factors: the rigid plastic, in determination of which the change in shape of the structure is ignored, and the elastic. The discusser wishes to comment on some aspects of this development.

1. The Rankine formula, which is used also in other areas of structural engineering, is empirical in nature, and the arguments in its favour contained in the author's earlier papers do not prove it but merely show its plausibility. This does not disqualify the formula, but rather makes its acceptance dependent on experimental or theoretical confirmation in a wide range of special cases.

2. In view of the difficulty of determination, the elastic load factor entering the Rankine formula, is replaced by pseudo-elastic factor based on special assumptions of deformability of the material. The members are assumed to remain totally undeformed except at the sites of plastic hinges where they deform in accordance with a special "rigid-plastic-rigid" scheme. The extent of the strain range k in plastic section of this scheme is left unspecified. With several other assumptions and a reasoning, which the discusser has found difficulty in following, a formula for pseudo-elastic load factor is derived in terms of the strain range k .

The pseudo-elastic approach is applied to buckling of a pin-ended strut, and the value of the unknown strain range k is determined by making the

¹⁾ See "Publications" — voir «Mémoires» — siehe «Abhandlungen», vol. 23, p. 205.

²⁾ Research Professor of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

result conform to the Euler's critical load. The pseudo-elastic formula and the value of k so found are then used in analysis of a two-legged frame. In spite of good results with the frame the author increases k by 50%, as a measure of safety, thereby effecting a proportional decrease in the value of the pseudo-elastic load factor. The increased k is apparently intended for use in all types of structures under all loading conditions.

The pseudo-elastic analysis being the essence of the proposed method, deserves a thorough critical examination.

a) There is no physical resemblance between the localized hinge deformations of the model in the pseudo-elastic analysis and the distributed deformation of the structure itself.

b) Although the strain at the pseudo-elastic hinge is described on p. 207 as exceeding the one at the beginning of strain hardening, its computed value with $k = 4/\pi^2$ corresponds to less than one half of the *elastic* range, i. e. something less than $1/_{40}$ of the value which it is supposed to possess.

c) The 50% increase of the computed value of k , devoid of any theoretical justification, appears to be solely a device to place the load factor neatly within the range of some predetermined results.

d) The paper gives an impression of identity of the mechanisms used for determination of the rigid plastic and the pseudo-elastic load factors. Yet in the example of the four-storey frame the two mechanisms are different. This makes uncertain the basis for selection of the mechanism to be used in the pseudo-elastic analysis.

e) The two-legged frame example referred to above will produce odd results if the loading is modified as follows: two equal compressive forces are applied horizontally opposite each other to the ends of the beam and the two vertical loads are placed symmetrically on the beam instead of the columns, forming a symmetrical four-hinge beam mechanism. If now constant plastic moments are assumed in the columns, in other words if the horizontal reactions under the columns are taken as zero, which is consistent with statics and deformations, the critical load becomes zero because the quantity $h_1 + h_2$ is infinite. On the other hand, if these reactions are assumed distinct from zero, which is also legitimate, the critical load becomes finite and of a variable magnitude depending on the arbitrary value of the assumed reactions. It is felt that ambiguities of this kind are hardly legitimate in a rational method.

3. The results obtained by the use of Rankine formula with pseudo-elastic load factor are compared with what the author calls "the accurate solutions" in application to two four-storey one-bay building frames and several one-storey pitched roof frames. The agreement is close in some cases, not so close but safe in others, and unsatisfactory in cases involving one-sided failures of pitched roof buildings. These results, inconvincing to the writer, apparently satisfy the author.

With regard to the author's reference to "the accurate solutions", the

writer knows of no rigorous workable method for determination of the true load factor in the non-rigid plastic theory, not because proper methods of mechanical calculation are not available but because the exact theory of elasto-plastic analysis is non-existent. The author mentions two non-rigorous assumptions in his brief reference to the "accurate solution" by Wood: the absence of strain hardening and an inexact manner of moment distribution at a joint. The effect of residual stresses, ignored in English plastic literature, is viewed as important in America.

4. The load factor determined by the Rankine formula is apparently not intended to provide for possible failure by lateral-torsional buckling and local crippling, and for this reason cannot be considered as the final or true load factor. This insufficiency of the proposed analysis points to a basic defect of plastic theory. The early promise by its pioneers, of easy determination of the failure intensity of the load was not fulfilled and merely led to an idealized fictional quantity — the rigid-plastic load factor, followed later by further abstractions: the factors in lateral-torsional instability and the overall frame instability. Other varieties of load factors were discussed in the author's earlier papers. Actually of course there is only one load factor, influenced by all the tendencies implied in the partial factors, and this factor so far has eluded the efforts of the plasticians. In the mean time, in refutation of the early promises of simplicity, a formidable literature has been evolved, which only few apart from the authors may find lucid.

Conclusions

1. The pseudo-elastic theory has no place in rational structural analysis as arbitrary and ambiguous.
2. There is no objection in principle to the use of Rankine formula in determination of the load factor, provided it allows for all types of failure and is adequately confirmed over exhaustively wide range of conditions. Unfortunately such confirmation either by rigorous theoretical analysis or large scale tests appears impossible.

Summary

The discusser feels that the proposed method for determination of failure loads is unsatisfactory because of the following characteristics:

1. Arbitrariness and ambiguity of the pseudo-elastic theory.
2. Incompleteness in ignoring the effects of lateral-torsional buckling and local crippling.
3. Insufficiency of substantiation of the Rankine type empirical formula.

Résumé

L'auteur estime que la méthode proposée pour la détermination de la charge de ruine n'est pas satisfaisante pour les raisons suivantes:

1. La méthode pseudo-élastique est arbitraire et ambiguë.
2. Il n'est pas tenu compte du déversement et du voilement local.
3. La formule de Rankine, de caractère empirique, n'est pas suffisamment établie.

Zusammenfassung

Der Autor findet die vorgeschlagene Methode zur Bestimmung der Traglast aus folgenden Gründen anfechtbar:

1. Zweideutigkeit und Willkür der Pseudo-Elastizitätstheorie.
2. Unvollständigkeit wegen der Vernachlässigung des seitlichen Torsionsknickens und lokalen Beulens.
3. Unzulässigkeit einer allgemeinen Begründung der empirischen Formel von Rankine.

Reply - Réponse - Antwort

M. R. HORNE

M.A., Sc.D., M.I.C.E., A.M.I. Struct. E., Professor of Civil Engineering,
University of Manchester

In reply to Professor HRENNIKOFF, it is not true to say that the Rankine load is purely empirical. It has been shown [1] that there are strong theoretical reasons for believing that the Rankine load is an approximate lower bound to the failure load of an elastic-pure plastic structure. More significantly, there is also a not inconsiderable amount of experimental and empirical evidence in its favour [1, 2, 3, 4].

The treatment proposed in the paper is intended to deal with overall frame instability and its effect on the failure load predicted by simple plastic theory. It would be nothing short of miraculous if the same simple method sufficed for all forms of instability. It came, in fact, as a complete surprise to the author that the method worked as satisfactorily as it appears to in relation to frame instability. The examples have not been chosen merely because they suit the method, and in a range of realistic frames examined, the use of the recommended value of k gives answers for the critical load that are

within the range 60% to 120% of the correct value. The great majority of frames lie within the range of 80% to 110%. For those structures which would not in practice prove unsatisfactory because of excessive deflexions at working loads, the elastic critical load is likely to be at least six times the simple plastic collapse load. This being so, and taking the extreme cases of a 40% underestimate and a 20% overestimate in the critical load, the extreme errors in calculating the Rankine load become an underestimate of 8½% and an overestimate of 2½%. The great majority of frames would show extreme errors of 3½% underestimate and 1½% overestimate. These errors hardly seem serious in the light of the many other approximations.

The calculation of elastic-plastic collapse loads by digital computer programme, with full allowance for frame instability and change of geometry, is now a routine procedure in at least three Engineering Departments in Britain, namely in the Faculties of Science and of Technology at Manchester and in the Engineering Department at Cambridge. Some particulars of the type of programme involved were given some years ago by LIVESLEY [5, 6].

The author is well aware of the many criticisms that may be levelled at the proposed method — this is hardly surprising in view of its simplicity. There is however sufficient evidence that, considering this simplicity, the method is of some value. The author would be very interested to learn of other semi-empirical methods of comparable simplicity and generality that are equally or more successful. Details of such methods would be of great interest for comparison, both with the method proposed in the paper and with the results of accurate solutions that are available.

References

1. M. R. HORNE: "Elastic-plastic failure loads of plane frames". Proc. Roy. Soc. A. Vol. 274 (1963), p. 343.
2. W. MERCHANT: "The Failure Load of Rigid Jointed Frameworks as Influenced by Stability". Structural Engineer, vol. 32 (1954), p. 185.
3. W. MERCHANT, C. A. RASHID, A. BOLTON and A. SALEM: "The Behaviour of Unclad Frames". Proc. Fiftieth Anniv. Corp Inst. Struct. Eng., 1958.
4. M. R. HORNE: "Instability and the Plastic Theory of Structures". Trans. Engin. Inst. Canada, Vol. 4, No. 2, 1960.
5. R. K. LIVESLEY: Symposium on the Use of Electronic Computers in Structural Engineering, University of Southampton, 1959.
6. R. K. LIVESLEY: "The place of digital computers in civil engineering". Proc. Inst. Civ. Engrs., Vol. 15 (1960), p. 15.

Summary

Professor HRENNIKOFF, in his criticism of the author's use of the Rankine load, makes no comment on the evidence referred to in the the paper and

bibliography. The method contained in the paper is put forward simply as an empirical means of estimating failure loads in relation to overall elastic-plastic failure, and no claim is made that all the other factors mentioned in the discussion are allowed for.

Résumé

En critiquant l'emploi de la formule de Rankine, le professeur HRENNIKOFF ne discute pas les preuves contenues dans l'article et la notice bibliographique. La méthode présentée ne veut être qu'un procédé empirique d'estimer les charges limites en rapport à la ruine élasto-plastique d'ensemble, sans prétendre couvrir les autres facteurs mentionnés dans la discussion.

Zusammenfassung

In seiner Kritik gegenüber der Anwendung der Rankineschen Formel geht Professor HRENNIKOFF nicht auf den Aufsatz und in den Literaturangaben enthaltenen Beweise ein. Die vorgeschlagene Methode ist als empirisches Verfahren für die Bestimmung von Traglasten im Zusammenhang mit dem elasto-plastischen Gesamtversagen anzusehen. Auf eine Mitberücksichtigung der andern in der Diskussion erwähnten Faktoren wird hier kein Anspruch erhoben.

Ic5

Remarques relatives au problème de la sécurité des constructions

Bemerkungen zur Frage der Bauwerkssicherheit

Observations Relating to the Problem of the Safety of Structures

AUREL A. BELES

Professeur Ingénieur, Membre de l'Académie des Sciences de Roumanie

La plupart des communications présentées au Congrès ont trait en dernier lieu au problème de la sécurité des constructions. Observons d'abord que le problème de la sécurité est le résultat global de 3 étapes qui interviennent dans la réussite d'une construction :

1. La conception.
2. Le projet comprenant le calcul et la détermination des dimensions.
3. L'exécution.

De toutes ces étapes, la seule où peuvent être appliquées les méthodes mathématiques est le calcul et la détermination des dimensions nécessaires, dont le rôle serait d'assurer la résistance et la stabilité de la construction. Cette assurance peut être exprimée par une valeur généralement représentée par un nombre appelé « coefficient de sécurité ».

Une définition exacte de ce coefficient est bien compliquée mais comme cette notion est assez familière aux ingénieurs et qu'il existe une riche littérature sur ce problème, je n'entrerai pas dans plus de détails.

Ce que je voudrais rappeler est que cette étape nécessite la connaissance des forces qui agissent et se développent dans les constructions, des propriétés mécaniques des matériaux employés et impose la nécessité de fixer les hypothèses sur le comportement des différentes parties et de l'ensemble de la construction aux sollicitations auxquelles elles sont soumises.

Par la recherche moderne, on s'est efforcé de préciser la valeur et l'action de ces forces, le comportement mécanique des matériaux et celui de l'ensemble de la construction afin de déterminer des lois de plus en plus précises sur le comportement final de la construction. On a cherché à donner à ces lois une forme mathématique permettant de calculer et d'établir les dimensions des constructions et de leurs éléments constitutifs.

Le but final de tous ces efforts est la réalisation de constructions dans la forme la plus économique possible.

Volontairement on s'imagine qu'on obtient ainsi une représentation de

plus en plus conforme à la réalité et l'utilisation d'un appareil mathématique compliqué donne parfois l'illusion d'une sécurité plus grande des constructions.

Cependant ces méthodes mathématiques et la précision du calcul ne permettent pas d'améliorer les hypothèses et de les rendre plus conformes à la réalité. On ne fait souvent que réduire le coefficient de sécurité et en même temps les «réserves cachées» de ce coefficient.

L'appareil mathématique et les méthodes nouvelles de calcul, surtout du calcul électronique, sont d'une grande utilité pour faciliter la réalisation d'un projet, et elles sont même indispensables aujourd'hui pour la solution de certains problèmes des systèmes hyperstatiques, du calcul des coques, des vibrations, etc.

Mais bien souvent ils sont illusoires et même superflus, car les hypothèses admises sont affectées à l'origine même d'une approximation que le calcul ne peut pas améliorer. Cette situation se reflète dans les nombreux ouvrages parus dans toute la littérature technique mondiale sur les accidents survenus dans les constructions. Je trouve utile de préciser quelques-unes des actions qui peuvent intervenir dans le comportement des constructions et dont on ne tient pas ou on ne peut même pas tenir compte toujours dans les calculs. Parmi ces causes je citerai les suivantes:

1. Existence de contraintes initiales

De pareilles contraintes se produisent dans des constructions métalliques à la suite de la soudure. J'ai eu à examiner des constructions où ces contraintes atteignaient 500—600 kg/cm² et des branchements de distributeurs où les contraintes dépassaient même la résistance admissible.

Les constructions préfabriquées en béton armé peuvent être de même sujettes à des contraintes initiales produites pendant le montage à la suite de phénomènes qui interviennent aux assemblages ou par la variation de température produite pendant et après le montage.

La communication présentée par M. A. A. VAN DOUWEN sur une méthode permettant de déterminer les contraintes résiduelles est très intéressante et place le problème de la détermination de ces contraintes sous un nouvel aspect.

2. Erreurs imprévisibles dans les valeurs de certains éléments géométriques utilisés dans le calcul

Il est impossible de prévoir la valeur réelle des encastrements des fondations dans le terrain. De même dans le calcul des cadres l'utilisation de l'axe géométrique au lieu de la fibre moyenne réelle peut donner lieu à des erreurs de 5—10% pour les moments et les efforts tranchants ainsi que je l'ai démontré en 1930.

3. Modalité d'exécution des ouvrages

Les variations des tassements, la suite de l'ordre dans lequel les différentes parties d'un ouvrage sont construites, produisent des contraintes qui sont impossibles à établir par avance et même d'être appréciées.

Dans les cadres étagés, les contraintes produites dans les membrures des cadres sont introduites successivement au fur et à mesure de la réalisation des éléments du cadre contrairement aux hypothèses de calcul qui s'établit en général en considérant la construction sous sa forme finale. Les différences entre les moments fléchissants peuvent atteindre 50% et même plus.

4. Phénomènes de retrait et de fluage

Même dans les constructions métalliques et sous une forme beaucoup plus accentuée dans les constructions en béton armé, le fluage produit des déformations qui peuvent dépasser les déformations obtenues par le calcul, ainsi que l'on montré certaines communications faites à ce Congrès, où l'influence des conditions atmosphériques pendant et après l'exécution a été mise en évidence.

Les coques en béton armé surtout, sont sensibles aux phénomènes de fluage, et déjà en 1937 DISCHINGER note certains accidents survenus dans de pareilles coques. Depuis lors la littérature technique a cité de nombreux cas de déformations ou d'accidents, et un exemple spectaculaire est publié dans le numéro 99 de la revue «Bâtir».

5. Effets de la température

La variation de la température produit des déformations importantes dans les constructions. S'il est possible de saisir dans certains cas l'effet de la température agissant sur l'ensemble d'une construction, il est pratiquement impossible de déterminer les contraintes et les déformations produites par les différences de température qui surviennent à la suite de l'insolation ou du refroidissement partiel. Surtout les coques ont beaucoup à souffrir et il existe de nombreuses ruptures dues à cette cause. J'ai pu mesurer des flèches produites dans certaines coques dépassant plusieurs fois les limites qui sont à la base du calcul.

6. Effets secondaires

Les hypothèses qui sont à la base du calcul ne tiennent et ne peuvent pas tenir compte de certaines influences qui empêchent les déformations ou changent même les aspects des phénomènes. Ainsi les remplissages dans les ossatures métalliques ou en béton armé augmentent la rigidité de l'ensemble qui d'après les indications données au 50e anniversaire du «Deutscher Beton-

Verein» peuvent augmenter de plusieurs dizaines de fois la rigidité de l'ossature initiale.

De même on a pu établir des différences de 20 à 30% dans la valeur des contraintes de poutres de ponts dues à l'action combinée des éléments de la poutre et du tablier dont on ne peut tenir compte dans le calcul initial.

7. Action dynamique des forces

L'action dynamique des forces est introduite dans le calcul en déterminant une force statique qui produit une énergie de déformation égale au travail produit par la force elle-même dans son déplacement. Cette nouvelle force est considérée comme ayant une action statique sur l'ensemble de la construction. Cette méthode représente une approximation assez grossière du phénomène car on ne tient pas compte de la vitesse de propagation de l'effet de la force dans les éléments de la construction. Ainsi un cylindre métallique soumis à une compression lente prend la forme d'un tonneau, tandis que sous l'action d'une force brusque il prend la forme d'un hyperboloïde de révolution.

Le phénomène est beaucoup plus compliqué encore quand les déplacements relatifs des éléments d'une construction sont produits par des forces développées à l'intérieur de la construction, comme c'est le cas des vibrations et surtout des tremblements de terre.

Encore faut-il remarquer qu'on n'est pas encore parvenu à préciser si sous l'action dynamique des forces la ruine d'une construction est causée par l'effet du déplacement, de la vitesse, de l'accélération ou de la variation de celle-ci. Dans ce domaine les opinions sont encore partagées et l'expérience n'a pas mis en évidence le rôle de chacun de ces éléments sur la fissuration ou la destruction d'une construction.

8. Phénomènes rhéologiques

Les caractéristiques des matériaux changent dans le temps et l'équilibre intérieur est soumis par conséquent à des variations continues. Ces changements sont surtout accentués pour le terrain, élément sur lequel repose toute construction et pour le béton et spécialement pour le béton précontraint. Des cas très intéressants ont été présentés au Congrès mais jusqu'à présent on n'a pas trouvé de solution convenable pour pouvoir mettre les phénomènes rhéologiques sous une forme accessible au calcul.

9. Corrosion

Dans les constructions métalliques la corrosion peut augmenter les contraintes en réduisant les sections et même les qualités mécaniques du métal,

et surtout par l'inégalité de l'action de la corrosion par rapport à l'axe initial des éléments de construction, ce qui a une grande importance pour les barres comprimées. Les effets sont beaucoup plus marqués dans les constructions en béton armé ou par suite de la corrosion des armatures, la résistance du béton aux alentours est aussi réduite, ce qui produit une aggravation de l'action corrosive. Dans une construction en ossature de béton armé, des piliers en béton armé plaqués avec de la pierre ont présenté après 30 années une section des armatures longitudinales réduite de plus de 50% et des étriers partiellement détruits.

Le minaret d'une mosquée, exécuté en béton armé vers 1908 à quelques centaines de mètres du bord de la mer, a vu ses armatures d'un diamètre de 20 mm complètement détruites, en grande partie par l'action corrosive de l'air marin, surtout sur la face dirigée du côté de la mer.

Toutes ces actions, dont il est impossible de tenir compte, même approximativement dans le calcul, contribuent à réduire la sécurité des constructions. C'est ici que la conception et l'exécution jouent le rôle principal; le calcul ne pouvant saisir toutes ces actions, il est raisonnable de maintenir un coefficient de sécurité suffisamment élevé.

Lorsqu'on établit la limite de ruine d'une construction, il faut tenir compte du résultat final de toutes ces actions, ce qui est parfois bien difficile, surtout quand il s'agit de phénomènes et de problèmes liés au calcul de la stabilité élastique.

Actuellement on peut distinguer dans la littérature technique deux tendances pour déterminer la limite de ruine des constructions. Les uns considèrent les contraintes comme l'élément décisif pour la rupture des constructions, les autres attribuent aux déformations la cause de destruction. Je crois que cette séparation est causée par l'ignorance de la loi qui relie la contrainte à la déformation jusqu'au moment de la rupture. Il faut remarquer qu'il s'agit de l'ensemble de la construction où les déformations des différents éléments ont souvent entre elles une influence réciproque et qui ne peut être établie ni par des résultats de laboratoire ni par des essais sur modèles.

C'est aussi pourquoi je trouve que seule l'étude du comportement des constructions existantes permet de donner une image de la réalité. Si les essais sur modèle peuvent donner certaines indications plutôt qualitatives que quantitatives, ils ne permettent pas de fournir des indications suffisantes pour éclaircir nombre d'actions mentionnées plus haut. La grande difficulté réside surtout dans l'impossibilité pratique de reproduire assez exactement les phénomènes réels, de mesurer les contraintes et les déformations sur des constructions existantes et de poursuivre ces mesures sur une période assez longue — quelques années — afin de pouvoir tirer des conclusions valables. Il faut remarquer qu'on doit enregistrer non seulement certains éléments comme les contraintes et les déformations mais aussi simultanément la va-

leur des forces, la température, l'humidité et tous les autres facteurs qui ont une influence sur les constructions. Le nombre réduit de communications présentées au Congrès relativement aux constructions existantes en est la preuve et la difficulté de l'interprétation résulte clairement de ces communications elles-mêmes.

Je crois qu'il serait d'une grande utilité d'organiser une étude systématique sur le comportement des ouvrages, de réunir les observations qui ont été faites jusqu'à présent et de présenter l'interprétation des faits observés.

Un Symposium organisé par l'AIPC pourrait indiquer les méthodes d'observation, les possibilités existantes et les résultats à tirer des relevés obtenus. Il pourrait aussi contribuer à préciser la valeur des hypothèses admises, des calculs utilisés et du rapport réel entre la théorie et la réalité. Il ne faut pas perdre de vue que l'expérience seule est à la base du progrès et que le vrai laboratoire des constructions est la nature elle-même.

Résumé

Par suite du progrès des méthodes de calcul des constructions, il existe une tendance à réduire les coefficients de sécurité. Mais ces méthodes sont basées sur des hypothèses approximatives et ne permettent pas de tenir compte de toutes les causes qui ont une influence sur la sécurité d'une construction. Ces causes sont brièvement analysées et il en résulte la nécessité d'une étude plus approfondie du comportement des constructions existantes.

Zusammenfassung

Als Folge des erzielten Fortschrittes in den Berechnungsmethoden besteht die Tendenz, den Sicherheitskoeffizienten herabzusetzen. Diese Methoden beruhen jedoch auf vereinfachenden Voraussetzungen und erfassen nicht alle die Sicherheit eines Bauwerkes bestimmenden Faktoren. Als Schlußfolgerung der kurzen Analyse dieser Faktoren ergibt sich die Notwendigkeit, das Tragvermögen bereits bestehender Bauwerke noch genauer zu untersuchen.

Summary

The progress made in methods of design has led to a reduction of the safety factor of structures. But these methods are based on approximate hypotheses and do not make it possible to take into consideration all the causes which exert an influence on the safety of a structure. These causes are briefly analysed and show the necessity for making a more thorough study of the behaviour of existing structures.