Free discussion

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **4 (1969)**

PDF erstellt am: **25.05.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

DISCUSSION LIBRE / FREIE DISKUSSION / FREE DISCUSSION

Zur Anwendung von Sicherheitsbeiwerten in der Baupraxis

K. KORDINA
Braunschweig

Mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie gelingt es, die Bedeutung der einzelnen Unsicherheitsfaktoren aufzuzeigen und ihren Einfluß auf das Bauwerk anzugeben. Allerdings können die Ergebnisse der Wahrscheinlichkeitstheorie für Aufgaben der praktischen Bemessung im allgemeinen nicht unmittelbar Anwendung finden; aus diesem Grund werden z.Zt. vereinfachte, sogenannte semi-probabilistische Systeme angewendet; sie werden vielfach in Form einer symbolischen Gleichung der nachstehenden Form angeschrieben:

$$\nu_s \left[\alpha \cdot D + \beta \cdot L\right] \leq \frac{U}{\nu_m} \qquad (1)$$

Hierin bedeuten

ν_s	Unsicherheitsbeiwert der Lasten
ν_m	Unsicherheitsbeiwert der Baustoffgüten
D	Ständige Last
L	Verkehrslast
U	Traglast des Querschnitts
α und β	Faktoren, mit welchen die Unsicherheiten der Größen D bzw. L erfaßt werden.

Gleichung (1) ist jedoch im allgemeinen schon zu umständlich, um bei der praktischen Bemessung Anwendung zu finden. Mein Ziel ist, Möglichkeiten und Grenzen einer Vereinfachung anzudeuten:

1) Die Größen D und L beinhalten üblicherweise zusammengesetzte Beanspruchungen, beispielsweise Biegemomente (M) und gleichzeitig wirkende Längskräfte(N). Eine Bemessung ist dann zweifach durchzuführen: einmal mit der größeren Längskraft und dem kleineren Moment und vice versa. Hierbei ist zusätzlich zu bedenken, daß die Unsicherheit in der Höhe der Längskraft in Einzelfällen nicht gleich groß jener des gleichzeitig wirkenden Biegemoments sein muß , was eine Vereinfachung erschwert, aber auch auf verborgene Gefahren hinweist. Es scheint mir eine der wichtigsten Aufgaben der Statistik zu sein anzugeben, in welchen Fällen die Annahme <u>gleicher</u> Unsicherheiten für M und N <u>nicht</u> vertretbar ist.

Abgesehen von diesen Überlegungen ist eine Vereinfachung des Ausdrucks innerhalb der Klammer in Gl.(1) anzustreben, wofür sich die Annahme $\alpha = \beta$ anbietet. Leider machen bislang nur wenige Vorschriften von dieser Möglichkeit Gebrauch; der USA-Code und der UdSSR-Code legen $\alpha \neq \beta$ fest, wobei zusätzlich noch verschiedene Kombinationen von $\alpha \cdot D$ und $\beta \cdot L$ zu berechnen sind.

Die wissenschaftliche Bearbeitung des Sicherheitsproblems sollte bevorzugt prüfen, ob die Annahme $\alpha = \beta$ gerechtfertigt ist.

2) Eine weitere Vereinfachung von Gleichung (1) ergibt sich dadurch, daß der Teilsicherheitsbeiwert ν_M von der rechten auf die linke Gleichungsseite gebracht wird, so daß Gleichung (1) neu geschrieben werden kann in der folgenden Form:

$$\nu \left[\alpha \cdot D + \beta \cdot L\right] \leqq U \qquad (2)$$

Hier wird ein Gesamtsicherheitsbeiwert $\nu = \nu_s \cdot \nu_M$ benützt. Diese Vereinfachung scheint brauchbar zu sein bei Bauteilen, deren Verformungen die äußeren Schnittgrößen nicht beeinflussen, deren ungünstigste Beanspruchung aus einer gleichzeitigen und gleichmäßigen Erhöhung aller Schnittgrößen (M, N, Q) hervorgeht und schließlich dort, wo eine Änderung der Festigkeit keine <u>un</u>proportionale Änderung innerhalb der gegebenen Schnittgrößenkombination hervorruft. [1] . Es ist klar, daß auch bei Tragwerken, bei welchen die Verformungen die äußeren Schnittgrößen <u>nicht</u> beeinflussen - also z.B. bei Biegebalken - die beiden letztgenannten Forderungen nicht immer eingehalten sind. Trotzdem wird man von dieser Vereinfachung gern Gebrauch machen. Sobald aber Tragwerksverformungen in Rechnung zu stellen sind (Theorie II. Ordnung), würde es sowohl der Sicherheitstheorie als auch dem Streben nach Wirtschaftlichkeit widersprechen, zur Vereinfachung einen Gesamtsicherheitsbeiwert zu verwenden.

Wird dieser Gedankengang auf schlanke Stützen angewendet, so ist Gleichung (1) in folgender, modifizierter Form anzuschreiben:

$$\nu_s \left[N_{(D+L)};\ M_{(D+L)} + \Delta M_{(D+L;\nu_M)}\right] \leqq \frac{U}{\nu_M} \cdot \qquad (1a)$$

Werden Teilsicherheitsbeiwerte beibehalten, wird das Zusatzmoment infolge der Stabverformungen ΔM nur durch den Beiwert ν_s vergrößert, was vom Standpunkt der Wahrscheinlichkeitstheorie

aus richtig ist. Ein Gesamtsicherheitsbeiwert hingegen würde zu einer nicht gerechtfertigten Vergrößerung dieses Zusatzmomentes führen.
Um diesen Einfluß deutlich zu machen, wird das Ergebnis einer Zahlenrechnung gezeigt:
Es wurde $\nu_s = \nu_M = \sqrt{\nu}$ gesetzt und die Traglasten einerseits unter Anwendung eines Gesamtsicherheitsbeiwertes nach Gl.(2) andererseits mit Teilsicherheitsbeiwerten nach Gl. (1a) ermittelt. Das Verfahren nach Gl. (1a) erbrachte um 20-25 % höhere zulässige Lasten.

Hier war somit eine Vereinfachung nach Gleichung (2) aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht zu vertreten. Die neue deutsche Stahlbeton-Vorschrift wird im übrigen von der Teilung des Sicherheitsbeiwertes bei der Bemessung schlanker Stützen Gebrauch machen.

3) Mit der besseren Durchdringung des Verhaltens unserer Bauwerke steigt die Genauigkeit der Spannungsermittlung. Beispielsweise war es vor 20 Jahren keineswegs üblich, bei gewöhnlichen Hochbauten vom Einfluß der Zwangschnittgrößen oder vom Kriechen und Schwinden zu sprechen und diese Einflüsse in die Rechnung einzuführen. Heute, unter Anwendung der Computertechnik, werden auch kleine Nebeneinflüsse erfaßt. Dies sollte durch eine Herabsetzung des Sicherheitsbeiwertes ν_s berücksichtigt werden; dies scheint mir im Sinne der Wahrscheinlichkeitstheorie zulässig zu sein.

Aufgabe der Wahrscheinlichkeitstheorie ist es nach m.E. nicht nur, die theoretischen Zusammenhänge mit den Ergebnissen der Statistik aufzuzeigen, sondern auch den wirklichen Gegebenheiten besser angepaßte Teilsicherheitsbeiwerte zu ermitteln.

Literatur

[1] Kordina,K.: Zur Anwendung der Sicherheitstheorie bei Stabilitätsuntersuchungen im Stahlbetonbau ("Aus Theorie und Praxis des Stahlbetonbaues", W. Ernst & Sohn, Berlin/München)

A Design Method and Limit States for Pedestrian Steel Overpasses

YUKIO MAEDA
Dr.-Eng.
Professor of Civil Engineering
Osaka University
Osaka, Japan

Since the loading conditions for pedestrian steel overpasses is relatively simple and clear, the load-factor approach could be applied, which is practically simple and adequate for providing a safety concept and introducing probability into the design in a rational form.

On the other hand, the design criteria for main structures will be the limit of structural usefulness. If stocky sections are used for structural members, their plastic strength combined with stability limit may be the limit of usefulness, taking account of deflection and stress limits at the normal service loads or at the time of earthquake.

Here, design examples and their some results will be shown. The load factors for three different load combinations adopted at the Standard Rules for Plastic Design in Steel, Japan Welding Engineering Society, 1967, are as follows: (1) $U = 1.2\,D + 2.1\,L$ or $1.4\,(D + L)$, (2) $U = 1.2\,D + 1.7\,L + 1.7\,W$, (3) $U = D + L + 1.5\,E$, where U is ultimate strength, D is dead load, L is live load, W is wind load or snow load, and E is earthquake force or collision load. These values of the load factor were determined by a semi-probabilistic method.

Fig. 1 illustrate typical three types of pedestrian steel overpasses in Japan, and classifications of the types result in 44 different design cases, by span length which is 17.5 m or 22.0 m, by floor slab which is either reinforced concrete slab or steel deck, and by section of main structural members which is welded built-up or H-shaped rolled, and either uniform or non-uniform.

In proportioning the structural members for each case, the simple plastic theory was applied to the mechanism collapse as shown in Fig. 2. Also, secondary effects such as shear force, axial force, bucklings were considered, and the design of each case was done automatically by a computer. Particularly, in order to get a minimum weight of the members, the linearized relations between full-plastic moment and weight were applied to the calculation. Furthermore, an alternating collapse and an incremental collapse, and stress and deflection limits at the normal service load or at the time of earthquake, were investigated.

One example of the results is indicated in Table 1, which is for C Type, Portal Rigid Frames with variable sections of the members. The table shows that an increase of plastic moment due to the incremental collapse is about 10% for symmetrical form and 7% for anti-symmetrical one, and that an effect due to alternating plasticity can be neglected, but the design criteria is governed by the specified working stress at the normal service loads. If the live load is larger, the deflection may be the governing limit state.

Throughout the overall results, it is shown that the design criteria are the plastic strength due to mechanism collapse, or the incremental collapse, or the working stress or deflection which is to be specified at a rule or code, and that a priority among them depends upon the ratio of live load to total load, and upon the spanratio of the frame. If the values of load factors are changed, there will be different results of design criteria.

Finally, it may be said that load factors and limit states should be combined more rationally and in detail.

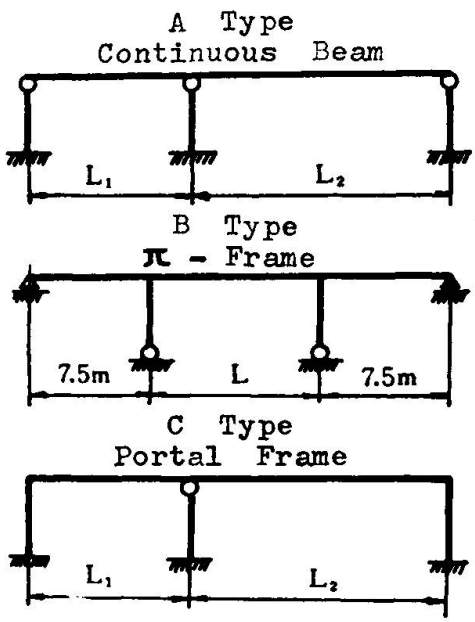
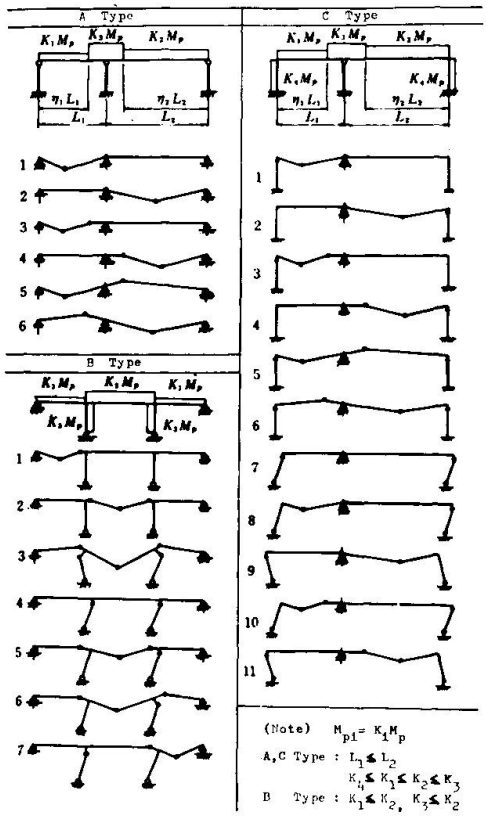


Fig. 1



Collapse mechanisms

Fig. 2

Table 1

C Type(variable section)

Item	Case	CVB 1	CVB 2	CVB 3	CVB 4	CVB 5	CVB 6
Load D		330	330	330	500	500	500
Load L		263	263	263	263	263	263
Load EL		75	75	75	75	75	75
Location of variable section		0.9	0.8	0.8	0.9	0.8	0.9
Initial M_p ratio	K_1 / K_3	1.0 / 1.0	1.0 / 2.2	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 2.2	1.0 / 1.0
	K_2 / K_4	1.4 / 0.3	2.2 / 0.4	2.0 / 0.3	1.6 / 0.4	2.2 / 0.5	1.5 / 0.3
Final M_p ratio	K_1 / K_3	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0	1.0 / 1.0
	K_2 / K_4	1.0 / 0.37	1.0 / 0.24	1.22 / 0.24	1.24 / 0.54	1.0 / 0.31	1.39 / 0.94
	${}_aM_p$ (t-m)	21.77	35.92	33.80	23.61	42.55	32.32
	${}_bM_p$ (t-m)	24.50	38.53	38.42	26.06	45.09	35.32
	${}_bM_p/{}_aM_p$	1.13	1.07	1.13	1.10	1.06	1.09
	${}_cM_p$ (t-m)	10.87	14.58	18.02	10.27	15.20	14.41
	${}_cM_p/{}_cM_p$	0.50	0.41	0.53	0.44	0.36	0.45
Section: section 1 (I-shaped)		200×12 / 376×8	200×12 / 536×8	200×12 / 536×8	200×12 / 376×8	200×12 / 576×8	200×12 / 476×8
Section: section 2 (I- shaped)		200×12 / 376×8	200×8 / 536×8	200×12 / 536×8	200×12 / 376×8	200×12 / 576×8	200×12 / 476×8
Section: section 3 (I-shaped)		200×12 / 376×8	200×8 / 536×8	200×16 / 518×8	200×16 / 388×8	200×12 / 576×8	200×19 / 652×8
Section: section 4 (box shaped)		200×8 / 184×8	200×8 / 184×8	200×8 / 184×8	200×9 / 232×8	200×9 / 232×8	200×16 / 318×9
Floor beam spacing (m)		1.50	1.40	1.40	1.50	1.40	1.40
Working stress (kg/cm²) at section 1		1 135	725	1 234	1 262	734	1 451
Working stress (kg/cm²) at section 2		1 136	1 338	1 234	1 262	1 443	1 451
Working stress (kg/cm²) at section 3		1 813	1 685	1 727	1 850	1 871	1 815
Working stress (kg/cm²) * at section 4		1 979	2 153	3 346	2 160	2 374	1 581
Deflection	δ/L	1/409	1/425	1/415	1/449	1/538	1/443
Column t=9.5		609.6φ	609.6φ	609.6φ	609.6φ	609.6φ	609.6φ

(Note) * stress at earthquake

Discussion libre / Freie Diskussion / Free Discussion

CATERINA MANUZIO
Italie

En me référant à quelques conclusions du Dr. Tichy je voudrais exprimer une opinion un peu plus optimiste sur les possibilités d'utilisation des statistiques.

Le fait que nous ne connaissons pas avec certitude les valeurs réelles de charge et de résistance est exactement la raison pour laquelle nous avons recours aux méthodes statistiques; ces dernières nous permettent en effet de définir les quantités en question d'une façon correcte, tandis que leur définition en termes déterministes ne nous donne pas le moyen de maîtriser dans les calculs l'extension de nos incertitudes et le marge de risque qui en résulte.

Un moins bon dégré de connaissance de la charge ou de la résistance se réfléchit dans un plus large intervalle de dispersion des distributions de probabilité correspondantes, ce qui nous amène à des coefficients de sécurité relativement hauts pour un certain dégré fixé de sécurité.

Mais lorsque le développement de nos recherches et de nos connaissances nous permet de connaître plus exactement les quantités considérées, cela se traduit automatiquement dans une reduction de leurs intervalles de dispersion et dans la possibilité d'adopter des coefficients de sécurité plus réduits,c'est à dire dans une possibilité d'économie sur le prix des constructions,établie sur une base absolument rationnelle.

Je suis d'accord avec le Dr. Tichy qu'on ne peut pas penser, au moins à présent, d'introduire les méthodes statistiques dans la pratique courante de projet, car les calculateurs ne sont pas préparés à ce fin.

Toutefois la statistique peut être utilement employée non dans la phase du travail de projet mais dans la préparation de règles de calcul qui puissent permettre au projeteur travaillant par les méthodes classiques de connaître le dégré de sécurité qui correspond à tel ou tel valeur des coefficients de sécurité.

Je voudrais me rapporter encore à l'"Essai de Guide pour le projet des pylônes de lignes aériennes" dont j'ai déjà parlé pour donner un exemple sur ce point.

Pour projeter les pylônes selon le "Guide" le projeteur doit connaître d'abord quelques informations sur les vitesses de vent dans la région. Des Tableaux déjà préparés permettent de déduire des ces vitesses la valeur qui doit être introduite dans le calcul, à travers une estimation de la distribution de probabilité correspondante; on obtiendra ainsi la valeur de base de la charge de vent. Cette charge sera multipliée ensuite par un coefficient de sécurité donné dans le Guide en fonction du dégré de sécurité qu'on désire obtenir pour les pylônes et du niveau de qualité qu'on prévoit pour leur construction. A ce fin on a distingué dans le Guide trois niveaux différents de qualité de construction, auxquels on a fait correspondre respectivement les dispersions de résistance de 5%, 7,5% et 10% de la valeur nominale.

Le principe par lequel on a choisi les valeurs de dispersion susdites de 5%; 7,5%; 10% est assez intéressante puisqu'il s'agit justement d'une application pratique des concepts probabilistes.

Il était évidemment impossible de conduire les essais nécessaires sur un nombre suffisant de pylônes réels. On a fait alors des séries d'essais sur des parties de pylônes (telles que par exemple des consolles), ce qui était bien moins coûteux et on a déterminé la dispersion des résistances de ces parties. Ensuite, sur la base du principe qu'une chaîne d'éléments en série a une dispersion inférieure à un élément simple, on a adopté pour les pylônes les valeurs trouvées pour leurs parties, en se tenant ainsi du côté de la sécurité.

L'application des principes probabilistes nous a été donc extrêmement utile car elle nous a permis de donner aux projeteurs un moyen pour leur permettre d'évaluer la sécurité des structures qu'ils calculent, tout en ne leur demandant aucune préparation particulière dans le domaine des statistiques.

VI

Free Discussion / Discussion libre / Freie Diskussion

B.E. WEINBERG
U.S.A.

1. As a practicing engineer, I must unfortunately disagree with a comment made by Professor Ruesch. I do not see how the concepts of structural safety and negligence can be separated, or negligence even be eliminated from any consideration of structural safety.

2. A number of speakers such as Professor Ruesch, Mr. Leclerc and Dr. Abeles spelled out at lengths the many variables affecting structural safety. I fear greatly that their studies and research will have been in vain until these results can be impressed upon designing engineers and construction personnel. The great task facing the engineering profession is to put these concepts into workable format for the designer and the constructor. If the developments presented in these papers result in more complicated design formulas and procedures, I fear that they will find little acceptance among designing engineers, at least in the United States, even though they may result in more economical construction. Both steel and concrete design formulas have become more complicated in the United States of America in recent years. Neither the available engineering manpower nor design fees have kept pace with this growth. Therefore, I feel that much of the work represented by the fine papers presented at this Symposium will not bear fruit until they have been transformed into reasonably simple design formulas and procedures.