Ic 2

L'évolution de la notion de sécurité en constructions métalliques

Die Entwicklung des Sicherheitsbegriffes bei Stahlbauten

The Development of the Concept of Safety in Steel Structures

JEAN DUTHEIL
France

La limite de rupture de l'acier a pendant longtemps été considérée comme sa caractéristique mécanique principale. Il en est resté encore aujourd'hui cette vieille habitude d'identifier chaque nuance d'acier de construction par un chiffre qui n'est autre que sa limite de rupture, exprimée en kg/mm², par exemple acier 37, acier 42, acier 52, etc.

Cependant, le rapport entre la contrainte limite de rupture du matériau et la contrainte limite admissible ne donnait qu'une indication fort sommaire sur le degré de sécurité d'un ouvrage. C'est pourquoi les constructeurs donnaient à ce rapport, dénommé coefficient de sécurité, une valeur suffisamment grande pour se couvrir, ceci, bien entendu, aux dépens de l'économie.

On s'est bientôt rendu compte que la ruine d'une ossature métallique dépendait le plus souvent de la limite élastique de l'acier, alors qu'elle ne restait liée qu'exceptionnellement à sa limite de rupture. La limite élastique est donc devenue la caractéristique mécanique essentielle de l'acier. On n'abandonnait cependant pas complètement la limite de rupture, de sorte qu'on a vu apparaître une double condition de sécurité:

$$\sigma \leqq \frac{\sigma_e}{\nu_1}, \tag{1}$$

$$\sigma \leqq \frac{\sigma_r}{\nu_2}, \tag{2}$$

σ contrainte maximale sous charges d'exploitation,
σ_e limite élastique,
σ_r limite de rupture,
ν_1 ν_2 coefficients de sécurité.

En fait, pour les systèmes auxquels la loi de Hooke était applicable, la condition (1) suffisait. Elle était même préférable à (2) car ν_1 avait une signification plus précise que ν_2. Mais cette condition (1) ne pouvait s'appliquer aux systèmes instables, pour lesquels la contrainte critique était considérée comme un critère de ruine. Cette contrainte critique était assimilée à σ_r et on lui appliquait le même coefficient de sécurité ν_2. Pour cette raison, la condition (2) était considérée comme indispensable. C'est bien ainsi que, finalement, on a pris l'habitude de considérer le problème de la sécurité. On n'a plus appliqué que la condition (1) aux systèmes obéissant à la loi de Hooke, et la condition (2) aux systèmes instables, les coefficients ν_1 et ν_2 étant d'ailleurs complètement indépendants l'un de l'autre.

Si, aujourd'hui, une telle pratique est encore répandue, il faut reconnaître qu'elle est loin de donner satisfaction car il n'y a aucun moyen de comparer valablement le degré de sécurité des deux classes de systèmes, celui des systèmes instables n'étant posé qu'avec une grande part d'arbitraire.

Dans la tendance moderne, on cherche à déterminer pour un système donné, qu'il soit stable ou instable, les valeurs des charges à partir desquelles on peut considérer qu'il y a ruine. C'est alors, par rapport à cet état caractérisant le début de la ruine réelle, que se mesure le degré de sécurité sous charges d'exploitation.

Il n'y a plus alors qu'une seule condition à vérifier:

$$P \leqq \frac{P_r}{\nu}, \tag{3}$$

P charge d'exploitation,
P_r charge de ruine réelle,
ν coefficient de sécurité unique.

* * *

Cependant, la condition (3), dans sa simplicité et son apparente limpidité, est, en fait, extrêmement équivoque et confuse.

Au moment où l'on projette un ouvrage, on ne connaît exactement ni P_r ni P, on ne peut faire, à leur sujet, que des prévisions entachées d'incertitudes.

Pour P_r imprécisions des calculs, imperfections inévitables dans l'exécution, dispersion des caractéristiques mécaniques du matériau, imperfections de structure (contraintes internes de laminage, de dressage, de soudage), etc.

Pour P, incertitudes quant aux valeurs des surcharges climatiques et quant à une majoration accidentelle des surcharges d'exploitation, etc.

Il n'est d'ailleurs pas facile de fixer une valeur au coefficient ν car les incertitudes afférentes aux différentes sollicitations sont très inégales. On connaît, par exemple, les charges permanentes avec une certaine précision, par contre les aléas relatifs aux surcharges climatiques sont grands.

L'utilisation de l'ouvrage intervient aussi dans le choix de ν, suivant que l'effondrement éventuel mette en cause des vies humaines ou des dégâts matériels plus ou moins considérables.

A l'intérieur même d'un ouvrage, la ruine de certains éléments secondaires peut n'entraîner que de faibles dégâts alors que celle d'un élément principal peut entraîner la ruine totale, etc.

Il faut donc se rendre à l'évidence, la plupart des valeurs considérées par le constructeur sont aléatoires. La notion probabiliste s'introduit donc tout naturellement dans la résistance des matériaux.

Ce n'est guère qu'à l'occasion du Congrès de Liège de l'A.I.P.C., en 1948, qu'on a pris conscience de la clarté qu'elle pouvait apporter et des progrès qu'on pouvait en attendre, le qualificatif d'aléatoire appliqué aux variables de la résistance des matériaux étant, selon l'expression de Monsieur Robert Lévi, le lien nécessaire entre l'abstraction et la réalité.

La conception probabiliste a donné lieu depuis à un certain nombre d'études, plus ou moins théoriques, dont certaines rejoignent la philosophie et même la morale. Notre propos n'est pas d'en disserter mais plutôt d'en examiner les conséquences les plus simples et les plus immédiates quant à la notion de sécurité.

En bref, nous dirons que ces considérations conduisent à substituer à la condition (3), la suivante:

$$\alpha\, C_m \sum_1^m \sigma_i \nu_1 \leqq \sigma_e, \tag{4}$$

σ_i contrainte dans un élément d'une ossature sous l'effet de l'une des charges ou surcharges à considérer,

ν_i coefficient de majoration propre à cette sollicitation calculé de telle façon que $\sigma_i \nu_i$ valeur maximale de la contrainte corresponde à une probabilité suffisamment faible,

C_m coefficient de réduction tenant compte de ce que la probabilité de simultanéité, à leur valeur maximale, des charges et surcharges, est d'autant plus faible que leur nombre est grand,

α coefficient d'utilisation, égal à 1 pour les constructions courantes, inférieur à 1 pour les constructions provisoires ou supérieur à 1 pour des ouvrages importants.

σ_e limite élastique de l'acier, dont la probabilité intégrale est suffisamment faible.

La condition (4) suppose que les contraintes sont proportionnelles aux charges, nous verrons, plus loin, comment on opère quand cela n'est plus vrai.

La contrainte provenant des charges permanentes, σ_r existe toujours à sa valeur entière quelle que soit la combinaison des surcharges, elle n'est donc pas justiciable du coefficient de réduction C_m et il convient de la sortir du signe somme. Il en est de même de la contrainte σ_t provenant des variations de température, dont la valeur maximale peut à tout moment s'ajouter à la combinaison des surcharges.

Avec ces corrections, la condition (4) devient:

$$\alpha\,[\sigma_r \nu_r + \sigma_t \nu_t + C_m \sum_1^m \sigma_i \nu_i] \leqq \sigma_e. \tag{5}$$

Il est bien entendu que la contrainte représentée par le premier membre doit être calculée, pour chaque élément de la construction, dans la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges. Si notamment la charge permanente agit dans le sens de la sécurité, il faudra faire $\nu_r = 1$.

Il est bien entendu aussi que la condition (5) ne visant qu'à la vérification de la stabilité de chaque élément de l'ossature, il conviendra également de procéder à la vérification de la stabilité d'ensemble en application des mêmes principes.

Ceci étant posé, il s'agit maintenant de déterminer les valeurs des différents coefficients ν, C_m et α.

On se trouve alors devant une difficulté, car si pour l'acier, on connaît bien, en général, la valeur de σ_e à prendre en compte, soit parce que l'étude statistique a été faite, soit par une garantie des forges, on ne dispose pas, par contre, dans l'état actuel d'études statistiques suffisantes pour déterminer scientifiquement les différents coefficients énumérés.

Provisoirement on est donc obligé de s'en rapporter à des valeurs sanctionnées par la pratique. On sait, par exemple, que $\nu = 1{,}5$ n'a jamais donné de mécompte dans le cas d'une surcharge agissant seule. Il semble admis également que ν_p et ν_z peuvent varier de 1,2 à 1,33. Il paraît aussi raisonnable de faire varier C_m de 1, dans le cas d'une seule surcharge, à 0,9 dans le cas où toutes les surcharges agissent simultanément. Quant au coefficient α il pourrait être déterminé en fonction d'un classement des ouvrages en catégories. Il faut d'ailleurs remarquer que plus l'ouvrage est important, plus les calculs et l'exécution sont soignés, ce qui tend à donner à α la valeur constante 1.

La notion de contrainte limite admissible est donc exclue par la condition (5) qui correspond à une vérification directe de la stabilité à la ruine.

Les Règles concernant la sécurité, de la nouvelle édition en préparation du Règlement français C.M. 1956, découlent de la condition (5).

* * *

Comment cette vérification directe de la stabilité à la ruine peut-elle s'appliquer aux problèmes d'instabilité? Prenons, par exemple, le problème du flambement qui, en construction métallique, est fondamental. Jusqu'à présent, on s'était ingénié à faire des essais de flambement sur des éprouvettes de laboratoire aussi parfaites que possible pour se rapprocher des hypothèses de la théorie d'Euler. On a ainsi reconnu à la formule d'Euler un certain domaine de validité dans la bande des grands élancements. Mais une question s'est posée depuis 200 ans sans qu'on puisse réellement y répondre: quel coefficient de sécurité faut-il appliquer à la charge critique d'Euler, dans son domaine de validité?

Il n'y a pas longtemps encore certains pays européens admettaient 4, d'autres 3, puis on est descendu à 3,5 à 3 et à 2,5, tous ces chiffres étant également arbitraires.

La généralisation de la formule d'Euler par von Karman n'a pas résolu le problème. Logiquement, on aurait dû appliquer à la formule d'Euler généralisée, un coefficient de sécurité unique. Mais cela aurait conduit à appliquer à la contrainte critique d'Euler des grands élancements, le même coefficient de sécurité que par rapport à la limite élastique de compression simple, ce qui était évidemment à rejeter en raison des aléas propres au flambement. Faute de mieux, on a considéré un coefficient de sécurité arbitrairement variable avec l'élancement et sur lequel on pourrait discuter infiniment.

Tous ces essais, ces tâtonnements, ces discussions ne constituent, en fait, qu'une illustration et une confirmation de l'impossibilité d'aboutir à une solution rationnelle du problème de la sécurité sur la base de la contrainte critique. Il subsistait, par ailleurs, entre les méthodes de calcul des systèmes stables, d'une part, et des systèmes instables, d'autre part, une discontinuité extrêmement critiquable.

Là encore, la notion probabiliste a permis d'examiner le problème sous un angle tout différent et d'arriver à une solution rationnelle.

Les barres comprimées d'une ossature sont, en fait, des pièces industrielles, elles présentent, à ce titre, des imperfections inévitables provoquant des perturbations aléatoires tendant à diminuer la charge d'affaissement théorique. Les effets de ces perturbations peuvent être étudiés par la statistique mathématique. On est ainsi amené à faire des essais statistiques sur pièces réelles au lieu d'opérer sur des éprouvettes de laboratoire aussi voisines que possible de la perfection.

Pour un élancement quelconque λ_1 (fig. 1) supposons effectué un certain nombre d'essais de flambement sur des barres de même section, en acier laminé

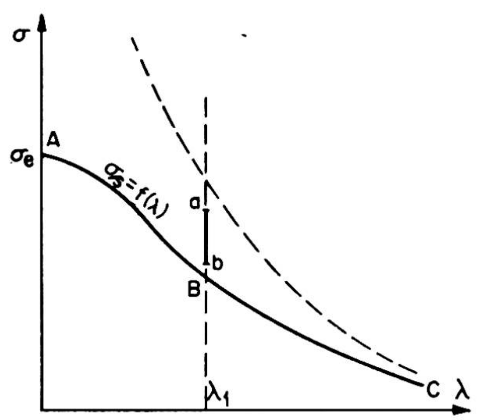

Fig. 1.

de commerce, dressées sans plus de précautions que dans un atelier de construction métallique. Les valeurs obtenues pour la contrainte d'affaissement sont dispersées sur une certaine bande ab.

En procédant à un ajustement sur une loi de Laplace-Gauss, on peut classiquement déterminer la valeur de la contrainte d'affaissement dont la probabilité intégrale a une valeur donnée.

On peut notamment choisir comme valeur de cette probabilité intégrale celle de la limite d'élasticité conventionnelle σ_e. Soit B, le point figuratif de la contrainte d'affaissement déterminée dans ces conditions.

Par des essais analogues sur d'autres valeurs de l'élancement, on obtiendra autant de points analogues à B que l'on voudra. La courbe ABC qui joint tous ces points est la courbe des contraintes d'affaissement à probabilité intégrale constante $\sigma_s = f(\lambda)$. On peut appliquer par rapport à σ_s un coefficient de sécurité unique qui est le même que celui qu'on admet par rapport à σ_e en compression ou flexion simple. Telle est, très brièvement résumée, la théorie probabiliste de la sécurité dans le flambement que nous avons exposée, en 1954, à la tribune de la Société des Ingénieurs Civils de France [1] et qui est à la base de la vérification de la stabilité au flambement dans les Règles C.M. 1956. Cette théorie a été agréée par la Commission n° 8 de la Convention Européenne de la Construction Métallique[1]) qui a décidé l'exécution d'essais statistiques de flambement européens, répartis entre différents pays, dans le but de vérifier les règles françaises de flambement qui apparaissaient comme les plus avantageuses. Le grand nombre d'essais effectués jusqu'à présent n'a fait que confirmer ces règles.

Ces essais ont, de plus, permis de donner une réponse valable à cette irritante question du coefficient de sécurité aux grands élancements. L'application d'un coefficient de sécurité constant par rapport à la contrainte critique d'Euler, même dans cette zone, constitue une erreur, car la dispersion diminue à mesure que l'élancement augmente.

Un autre point remarquable est la rapidité avec laquelle la fonction $\boldsymbol{H}_t$, bien connue des probabilistes, tend vers 1 quand t croît, c'est-à-dire quand la contrainte dont on veut calculer la probabilité intégrale décroît. Cette probabilité tend très rapidement à devenir extrêmement faible. Cette circonstance, que seule pouvait mettre en évidence l'étude probabiliste, est de nature à rassurer quant au danger de flambement des grands élancements qui a toujours été très exagéré, faute d'éléments d'appréciation.

Mais la courbe ABC ne donne qu'une solution empirique au problème du flambement simple. Partant de cette courbe, on peut chercher une loi d'imperfections permettant d'établir par le calcul la relation $\sigma_s = f(\lambda)$ avec une concordance suffisante. Ce résultat est atteint avec la loi d'imperfection des Règles C.M. 1956, on dispose alors d'une solution générale permettant de résoudre les problèmes de flambement les plus complexes, sans avoir à recourir aux essais statistiques directs. La place nous manque pour analyser ces solutions.

Nous indiquerons seulement que la vérification de la stabilité se raccorde parfaitement au calcul à la ruine. Par exemple, dans le cas du flambement simple, la ruine se produit quand la contrainte de compression simple σ est

---

[1]) Commission chargée spécialement de l'étude de l'instabilité.

telle que:

$$\sigma k = \sigma_e. \tag{6}$$

k étant le coefficient de flambement calculable, pouvant être donné par un tableau en fonction de l'élancement.

On voit alors que la condition (5) s'applique parfaitement à une barre soumise au flambement, il suffit de multiplier le premier membre par k.

* * *

Un problème d'instabilité plus complexe et qui, à notre connaissance, n'avait jamais été abordé, est celui de l'influence des imperfections inévitables dans le cas d'un système hyperstatique dont certains éléments sont soumis au flambement. On conçoit que les imperfections aient pour effet de provoquer un certain déplacement des points d'inflexion, c'est-à-dire de modifier la longueur de flambement calculée dans l'hypothèse de pièces idéalement parfaites. Or, la longueur de flambement intervenant à la puissance 2, on pouvait se demander si le fait de négliger ces circonstances n'était pas préjudiciable à la sécurité.

Des investigations faites, il résulte précisément qu'en négligeant les imperfections on peut, dans certains cas, sous-estimer cette longueur de flambement au point de lui donner, à la limite, une valeur deux fois trop faible. La prise en compte des imperfections est donc une nécessité. Nous avons montré comment on peut opérer, par la méthode des «modules fictifs», qui permet d'employer les équations classiques en y introduisant des modules fictifs expérimentaux donnés par des courbes ou des tableaux en fonction de la contrainte de compression [2].

* * *

Il y a d'autres cas où les méthodes classiques ne peuvent aboutir à une conception cohérente de la sécurité.

On sait par exemple calculer la contrainte critique de déversement d'une poutre métallique à section doublement symétrique, supposée idéalement parfaite, dans certains cas de sollicitations et de liaisons. Mais comment en déduire la contrainte limite admissible?

Dans la zone des grands élancements, on propose couramment un coefficient de sécurité de 1,6 à 1,7, alors que dans le cas du flambement simple on admet aussi couramment 2,5. Pourquoi?

Considérons l'exemple simple d'une poutre sollicitée sous moment constant. Nous avons montré [3] que le phénomène du déversement d'une telle poutre peut se ramener au flambement d'une barre prismatique plongée dans un milieu élastique. Il en résulte que la contrainte critique de déversement se compose en réalité de deux termes:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{c1} + \sigma_d. \tag{7}$$

σ_{c1} est la contrainte critique d'Euler de la membrure comprimée en flambement latéral libre,

σ_d représente l'augmentation de la contrainte critique σ_{c1} sous l'effet du milieu élastique qui s'oppose à son flambement latéral, ce milieu élastique étant constitué par la raideur de torsion combinée avec la raideur de flexion de la membrure tendue.

On peut calculer simplement σ_{c1} et σ_d, qu'il s'agisse de poutres à treillis ou à âmes pleines, ce qui permet de vérifier que l'expression (7) est alors identique à la contrainte critique classique, telle que l'a calculé Timoshenko, par exemple.

On se trouve alors devant un problème connu. On sait notamment que la charge correspondant à la contrainte critique σ_{c1} équilibre les réactions élastiques internes de la barre constituée par la membrure supérieure, alors que la charge correspondant à σ_d, équilibrant les réactions intérieures du milieu élastique est une contrainte de compression simple.

Il est donc bien évident que les deux contraintes σ_{c1} et σ_d ne sont pas justiciables du même coefficient de sécurité. A la première, on applique, en général, 2,5 aux grands élancements, alors qu'à la seconde, on applique généralement 1,5.

Il en résulte que le coefficient de sécurité moyen par rapport à la contrainte critique globale σ_{cr} sera compris entre 1,5 et 2,5. On comprend alors pourquoi il doit être moins élevé que dans le cas du flambement simple.

Mais il faut remarquer que ce coefficient de sécurité moyen est essentiellement variable suivant les valeurs relatives de σ_{c1} et σ_d. On ne peut donc pas appliquer un coefficient de sécurité unique, dans le cas du déversement, comme on le fait dans le cas du flambement aux grands élancements. Cette erreur est cependant souvent commise.

Il faut remarquer d'ailleurs que de toute façon, le problème du déversement dans les moyens et petits élancements, reste entier, tant qu'on persiste à vouloir se rapporter à la charge critique, car une formule de raccordement empirique n'est qu'un pis aller. La prise en compte systématique des imperfections et la statistique mathématique permettent des solutions plus rationnelles. Les résultats obtenus pour le flambement s'étendent facilement au déversement et aboutissent à des formules pratiques qui ont donné une excellente concordance dans leur comparaison avec les essais récemment effectués dans les laboratoires du Centre de Recherches et d'Etudes expérimentales du Bâtiment et des Travaux Publics, à Paris, sur 75 poutres de proportions très diverses et soumises à différentes sollicitations.

Ces formules permettent le calcul d'un coefficient de déversement k_d tel que la ruine sous la contrainte de flexion maximale σ intervient lorsque:

$$\sigma k_d = \sigma_e. \tag{8}$$

On voit donc que la condition (5) s'applique parfaitement au cas d'une poutre sollicitée au déversement, il suffit de multiplier le premier membre par k_d.

* * *

La condition (5) admet comme critère de ruine la limite élastique de l'acier. On sait cependant que cette limite élastique peut apparaître dans certaines parties d'une ossature sans inconvénients, grâce au phénomène d'adaptation de plasticité, à condition que l'allongement soit suffisant, ce qui est bien le cas pour les différentes nuances d'acier employées en construction métallique.

La marge de sécurité provenant de l'adaptation de plasticité est très variable suivant les systèmes. Il est donc logique de chercher à l'exploiter si l'on veut aboutir à une sécurité homogène.

Les moyens à employer ont donné lieu à une littérature technique abondante. Malheureusement, bon nombre des méthodes préconisées, ont créé, par leur insuffisance, un climat de méfiance qui n'est pas encore totalement dissipé.

Une première erreur a été, dans le cas d'une poutre isostatique simplement fléchie, de se référer à l'état de saturation plastique dans la section, alors que cet état entraîne, en général, une déformation anormalement élevée, correspondant à une mise hors service largement dépassée.

Dans le cas des systèmes hyperstatiques, la méthode bien connue «par égalisation des moments» appliquée sans discernement aboutit à des résultats encore plus contestables. Par exemple, le moment d'adaptation calculé en supposant l'égalisation des moments en A, B et C, dans le cas de la poutre de la fig. (2) est:

$$M_z = \frac{P\,l}{8}.$$

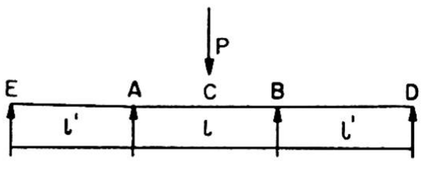

Fig. 2.

Il est donc indépendant de l' ce qui est absurde, car lorsque l' tend vers l'infini, la valeur maximale du moment en C tend vers $P\,l/4$, valeur double du moment d'adaptation. Il y a bien d'autres écueils. Dans un système hyperstatique de degré élevé, par exemple, il peut y avoir rupture par striction à la rotule qui s'est formée la première.

Par ailleurs, le phénomène bien connu du cumul des rotations plastiques, peut entraîner la ruine au bout d'un nombre réduit d'alternances, dans le cas d'une poutre continue à plusieurs travées, dont les charges peuvent varier, même très lentement dans un certain ordre.

Il est donc absolument nécessaire de codifier les méthodes de calcul de façon à ne pas demander au phénomène d'adaptation plus qu'il n'en peut donner. Autrement dit, il faut contrôler l'adaptation. Nous avons montré qu'on peut y arriver par des moyens simples et que d'ailleurs les calculs en plasticité peuvent se ramener à des calculs classiques en élasticité [4].

On est ainsi conduit à considérer un coefficient d'adaptation dans la section ψ variable avec la forme de la section et un coefficient d'adaptation entre sections C dans les systèmes hyperstatiques, dépendant du nombre des réactions inconnues et du système de charge. La condition (5) est alors applicable aux calculs en plasticité, il suffit de multiplier son premier membre par $1/C\psi$.

* * *

On voit que la conception de la sécurité en construction métallique a subi au cours de ces dernières années une évolution profonde. A la base de cette évolution, on trouve la conception probabiliste qui avec sa discrimination entre les degrés d'incertitude correspondants aux différents types de sollicitations, ses coefficients correctifs relatifs à leur simultanéité, etc. fait disparaître la notion de contrainte admissible, cependant jusqu'à présent considérée universellement comme un critère indiscutable.

La prise en compte des imperfections inévitables dans les systèmes instables isostatiques ou hyperstatiques dont la nécessité est actuellement très généralement reconnue en Europe, a permis, combinée avec la notion probabiliste, de donner au calcul à la ruine une généralité qui était des plus souhaitable. La notion de charge critique reste sans doute fondamentale, mais elle relève plus de l'enseignement que de la construction, car elle ne constitue plus la base de calculs pratiques de dimensionnement.

L'exploitation des phénomènes d'adaptation de plasticité, convenablement contrôlée, ajoute encore à l'intérêt du calcul à la ruine, que personne ne semble plus sérieusement contester.

Il semble qu'on ait dans la première moitié de ce siècle, abusivement assimilé la résistance des matériaux aux mathématiques pures, perdant ainsi de vue l'importance de son aspect physique.

Le cadre de la théorie de l'élasticité est devenu trop étroit. Cependant les calculs pratiques qui résultent de la prise en compte de phénomènes qui le dépassent, peuvent encore s'inscrire dans ce cadre, de sorte qu'ils restent relativement simples eu égard à la complexité des problèmes à résoudre et c'est assez remarquable. C'est en tout cas rassurant pour les constructeurs.

Bien sûr, tout n'est pas résolu, mais on y voit plus clair, on sait dans quel sens diriger les recherches et c'est déjà beaucoup.

Références

1. J. DUTHEIL: «L'évolution des Règles d'utilisation de l'acier.» Conférence à la Société des Ingénieurs Civils de France. Mémoires fascicule III, juillet-septembre 1954. Reproduit par Acier-Stahl-Steel nº 3 de mars 1955 et les Annales de l'I.T.B.T.P. nº 84 de décembre 1954.
2. J. DUTHEIL: «La prise en compte des imperfections inévitables dans la détermination des systèmes hyperstatiques en acier sollicités au flambement.» 21e volume de Mémoires de l'A.I.P.C.
3. J. DUTHEIL: «Théorie de l'instabilité par divergence d'équilibre.» Congrès de Cambridge et Londres de l'A.I.P.C. en août-septembre 1952.
4. J. DUTHEIL: «L'exploitation du phénomène d'adaptation dans les ossatures en acier doux.» Annales de l'I.T.B.T.P. n° 1 de janvier 1948.

Résumé

L'introduction des calculs probabilistes dans la résistance des matériaux, l'exploitation de l'adaptation plastique, la prise en compte des imperfections inévitables dans les systèmes instables (isostatiques ou hyperstatiques), la disparition, par voie de conséquence, des notions de contrainte admissible et de contrainte critique, ont permis d'aboutir à une sécurité homogène, en supprimant la discontinuité entre les méthodes de vérification des systèmes stables et instables.

Le degré de sécurité se mesure par rapport à la ruine réelle. La théorie de l'élasticité s'avère alors insuffisante et les expériences redeviennent la source naturelle des progrès dans l'art de construire.

Zusammenfassung

Die Einführung der Wahrscheinlichkeitsberechnung in die Festigkeitslehre, die Ausnützung der plastischen Materialreserven, die Berücksichtigung der unvermeidbaren Unvollkommenheiten bei den unstabilen Systemen (statisch bestimmte oder unbestimmte) und das daraus sich ergebende Verschwinden des Begriffs der zulässigen Spannung und der kritischen Spannung gestatten, einen homogenen Sicherheitsbegriff aufzustellen, wo die Diskontinuität in den Nachweismethoden für stabile und unstabile Systeme verschwindet.

Der Sicherheitsgrad wird nun auf den tatsächlichen Bruchzustand bezogen. In diesem Zusammenhang zeigt sich aber die Elastizitätstheorie als ungenügend, so daß Versuchsergebnisse wiederum zur natürlichen Grundlage der Entwicklung in der Baukunst werden.

Summary

The introduction of calculations based on the theory of probability into the determination of the strength of materials, the taking advantage of plastic

behaviour, the taking into consideration of the inevitable imperfections in unstable systems (isostatic or hyperstatic) and the consequent disappearance of the concepts of permissible stress and critical stress have all enabled congruous conceptions of safety to be achieved with the elimination of the discontinuity between the methods of verification employed for stable and unstable systems.

The degree of safety is measured in relation to actual collapse. The theory of elasticity proves to be inadequate and test results become, once again, the natural source of progress in the art of construction.