

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

Band: 10 (1976)

Rubrik: Theme Ib: Achievement of safety and economy in design and
construction

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 02.02.2025

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

Ib

**Des exigences de la sécurité et du souci de
l'économie dans l'étude et la construction
Sicherheits- und Wirtschaftlichkeits-Aspekte
im Entwurf und in der Ausführung
Achievement of Safety and Economy in
Design and Construction**

Leere Seite
Blank page
Page vide

Creative Design based on Safety and Economy

Créativité et conception des structures, basée sur la sécurité et l'économie

Schöpferischer Bauentwurf gegründet auf Sicherheit und Wirtschaftlichkeit

P.W. ABELES
Consultant

J. BOBROWSKI
Senior Partner
Jan Bobrowski and Partners
Consulting Engineers
Twickenham, England

B.K. BARDHAN-ROY
Partner

1. Introduction

Pozzi¹ in his paper deals generally with planning of structures. The structure as an element of the building construction is only briefly covered as a particular problem. The present paper deals with the design of a structure considering the main title of Theme (I) "Design Philosophy and Decision Process for Structures" bearing in mind also Theme (II) "Progress in Structural Optimisation".

The three papers in Theme (II) attempt to show that optimum solutions can be arrived at by the computer; thus the main question of creative design versus computer design has to be discussed.

Dicke² deals with the optimum combination of safety and economy which is actually the most important point in connection with decision making in the creative design of a structure for which the criteria of safety and reliability are of the greatest importance. "Fire Effects" which comes under Theme (III) have also been briefly included to cover the overall aspect of safety.

The first writer already dealt with collapse load design as early as 1933 as a Consulting Engineer in Vienna in his capacity as advisor to a spun concrete works regarding the design of centrifugally moulded high strength concrete poles. These had to be designed for a definite load factor against collapse (based on the worst case of combined wind, snow and ice so far established), according to the design regulation of the Association of Electrical Engineers. Thus he had ample opportunities to deal with the problems of safety and ultimate load design before this subject became the topic of general discussion. In his further activity with British Railways Eastern Region he had the opportunity in 1948-1962 of introducing, in spite of great opposition, "partial prestressing" for bridges and structures on a safe and economical basis³.

The second author, as Senior Partner of a firm of Consulting Engineers, has dealt with the question of creative design in some publications.^{4,5,6} The three authors have discussed the specific

design problems of controlling the dynamic effect of wind on light cantilever roofs by external damping.⁷

In this paper the safety requirements are particularly emphasised, and the question of creative design is discussed on the basis of reference to some of the outstanding pioneers of reinforced and prestressed concrete design.

2. The Required Factor of Safety and Limit State Design

The first author had discussed this question in 1968⁸. Consider five simple principles from the book "Introduction to Prestressed Concrete".⁹

- 1) There is no progress without considered risk.
- 2) The proof of the pudding is in the eating.
- 3) We live and learn.
- 4) Do not generalise, rather qualify the specific circumstances.
- 5) It does not matter how cheap but how good a thing is.

With no progress we would still live, as our forebears did, in the Stone Age, Principles 1 and 2 can be combined, as preliminary tests may prove the suitability of new developments. "Considered risk" obviously does not mean gambling, as it must be based on preliminary studies according to principle 2. Nevertheless, it is possible that some properties of new structures or materials become known only at a later stage, which leads to principle 3. Obviously it is a question of economy to select a solution which is safe for definite conditions although not absolutely safe (which is impossible). However, it could be dangerous and false economy to select a solution which is cheap but not good enough (principle 5). The designer ought to be warned against optimisation for optimisation's sake, since the consequences of failure must always be borne in mind.

The question of the "desirable factor of safety" has been closely investigated by Freudenthal in many papers since 1945, as enumerated in ⁸ and also in the IABSE Congresses in New York (1968) and Amsterdam (1972). Already in the first paper in 1945 the importance of probabilistic methods and statistics of loading were stressed as an integral part of rational design. The concept of safety was developed as a problem of uncertain predictions of the performance of structural materials as well as of the magnitude of the load pattern. Also the need for serviceability was stressed; Freudenthal stated: "The safety factor is thus transformed into a parameter that is a function of the random variation of all design characteristics as well as of the non-random variations, essentially caused by the process of construction". To this, in the authors' opinion, should be added the parameter covering the consequences of failure and the practical implications of the non-random variations mentioned above, as discussed later.

Paez and Torroja¹⁰ were the first to publish a book on this problem in 1950 and referred to the importance of economical considerations, indicating that the question of insurance premium and the cost of construction and probable indemnity for possible losses should be considered. This leads to the question of "calculated risk" which traditionally applied to a great extent to earthworks and foundation engineering, but which relates also to earthquakes, the effects of explosions and even to excessive high wind pressure and other accidental overloading. Casagrande¹¹ considers "two distinct steps" for the definition of "calculated

risk": "(a) the use of imperfect knowledge, guided by judgement and experience, to estimate the probable ranges for all pertinent quantities that enter into the solution of a problem, and (b) the decision on an appropriate margin of safety, or degree of risk, taking into consideration economic factors and the magnitude of losses that would result from failure." This shows that the question of probability when extended to include unknown quantities becomes very involved.

The classical theory of probability, based solely on a statistical study of load and strength, would lead to the same safety factors for all elements of a structure regardless of their importance. The subjective or Bayesian theory is based on individual judgement. The decision making in this case is a part of the problem, including the admission of subjective probabilities. This has been partly embodied in the modern Codes by partial safety factors. However, many features still remain shrouded in the mysteries of engineering judgement. This question will be discussed more closely later. The problems of safety have been discussed for the last 10 years in Committee 348 "Structural Safety" of the American Concrete Institute, of which the first author is a member. One point where subjective considerations may apply is the selection of different factors of safety for specific structural members, e.g. a column carrying many storeys should have a greater margin in safety than a beam of minor importance. Although the probability of simultaneous overloading of all floors is very small, the cost of increased carrying capacity of a column is insignificant as compared with the entire cost of a building. Collapse of buildings has mostly been caused by an accumulation of mistakes in design and/or construction details, bad materials and unsatisfactory workmanship. Nevertheless, there always appears to be a dominant factor.

There is obviously no absolute safety of structures; e.g. an aircraft disaster may occur and an aeroplane may fall on houses causing destruction, or an atomic attack of unforeseen magnitude may occur. Obviously structures cannot be built to resist such possible, but improbable, events. However, it is suggested to design nuclear reactors strong enough to resist the dropping down of an aircraft, based on certain loads and impact.¹² The likelihood that earthquakes might occur is limited to districts where, based on experience, such catastrophies may occur and where the degree is classified by former events. Similarly, districts where special winds of high turbulence may occur (such as hurricanes and tornadoes) have to be dealt with separately. If these extraordinary conditions are excluded the following conditions ought to be taken into account:

- a) Serviceability under working load, including fire resistance for a pre-determined time and the effect of maximum possible temperature changes due to environmental conditions.
- b) Safety against collapse for ultimate limit conditions including fire resistance for a pre-determined time.
- c) Capacity to absorb impact in the event of shock (such as an explosion).
- d) Resistance to weathering including freezing if the structure is in the open for the expected life time.

In respect of working load, the effect of fatigue and vibration due to wind turbulence (particularly with light roofs)

also needs to be taken into account. The importance of dealing with this problem has been discussed in the papers 7&13. When excitation due to vortex oscillation applies, there are three basic possibilities: (i) continuous oscillation with varying amplitude which might cumulatively lead to fatigue failure; (ii) instability (flutter) both with high and low wind velocity; and (iii) resonance. The behaviour of each structure should therefore, where necessary, be aero-dynamically examined in a model test in a wind tunnel for various wind speeds and it may be desirable to provide external damping devices to reduce the amplitude of vibration, particularly of light roof structures. Davenport¹⁴ stated in 1975 that the question of damping will be the most important problem to be investigated until the Fifth International Conference on Wind Effects.

3. The Fire Resistance of Reinforced and Prestressed Concrete

Kawagoe and Saito¹⁵ state that "reinforced or prestressed concrete structures have explosively spalled in the early stage of fire". In the Report on "The Fire Resistance of Concrete Structures"¹⁶ by a Committee of which the second author was Chairman, this question has been extensively dealt with. It depends greatly on the aggregates; calcareous materials are much less likely to spall than siliceous aggregates such as flint gravel, granite and crushed stone. Three types of spalling are distinguished: (a) destructive spalling; (b) local spalling; and (c) sloughing off, which is a gradual progressive form of breakdown that may continue slowly through the later stages of heating. At many fire tests and actual fires spalling was not noticed, particularly with lightweight concrete made with sintered pulverised fuel ash aggregates. Obviously "explosive" spalling ought to be avoided by particular specification and selection of the aggregates, or detailing, or by a combination of both. Suitable detailing can take into account even considerable amounts of spalling without critically endangering the load carrying capacity.¹⁷

Restraint of the member is of particular importance and a very favourable behaviour can be obtained as the authors have shown in the paper¹⁸ where the deflection after 1½ hours fire was very small, although the temperature in the steel was very high. Based on the assumption that spalling can be minimised the construction can be designed to resist a required time and still remain serviceable and to avoid collapse for another required time, which would correspond to the conditions (a) and (b) described before.

Gustaferrero¹⁹ deals in his paper with a rational design for fire resistance. He appears to be of the opinion that spalling is not critical in the majority of cases, especially with well detailed constructions. The authors have in the second edition of "Prestressed Concrete Designer's Handbook"²⁰ shown that it is possible, and advisable, to design a member to resist fire for a definite time. This is again also a question of satisfactory detailing.

4. Elastic and Plastic Behaviour and its role in the Development of Reinforced and Prestressed Concrete

In the last quarter of the nineteenth century, the basic behaviour of the co-operation between concrete and steel was recognised. At the beginning of this century relatively highly-developed reinforced concrete structures were built by Hennebique, the creator of the T-beam, in France, Mensch in USA, Emperger in Austria, Maillart in Switzerland and Danusso in Italy.

These pioneers based their design computations directly on some large scale failure tests, without much reference to the actual distribution of stresses. Their method based on experience ensured already a definite load factor of safety against failure, combined with satisfactory behaviour under working load. An example of this kind of creation is Hennebique's famous bridge over the Tiber River in Rome, built in 1912, which is so slender and elegant that it would hardly be possible to replace it by a more slender solution today. Another outstanding example is the bridge at Liège in Belgium also designed by him.

The design of reinforced concrete was investigated by a French Commission in 1906 and their report (which was based on the elastic theory proposed by the German Professor Mörsh) recommended that the tensile strength of concrete be ignored, when considering resistance to bending. This "elastic" theory was accepted as the fundamental basis for reinforced concrete design until the more recent general acceptance of the ultimate load theory.²¹

Olsszak presented at the New York IABSE Congress²¹ an ingenious contribution to the question "elasticity" and "plasticity". He said "A reversible (or elastic) deformation, as you all know, is the response of a material in the first stage of loading process." "A plastic deformation is a kind of defence (self defence) of the material against overloading." and "A conscientious designer wants to know what really is going to happen to his structure in the course of its existence, let us say, in a year, or two, or five; or perhaps what is going to happen if the structure - by accident or purpose - is overloaded." Thus there is no contradiction, and of course no competition between "elastic" and "plastic" approaches.

Nervi²² states that plasticity could be used to improve the re-distribution of stresses and makes special reference to the ingenious intuitive design of Hennebique's bridges as mentioned before. Nervi, himself a builder, combined the function of master builder and architect, and his designs were based on intuition and model tests. By the use of the very suitable micro-concrete he was able to minimise the use of materials and to employ reliable, first class craftsmen, thus ensuring the high quality of his structures combined with economy.

The creative design based on intuition, imagination and knowledge which became apparent in the work of the first pioneers of reinforced concrete and Nervi, as discussed above, will be dealt with in connection with describing the philosophy of Eduardo Torroja. The views of Freyssinet, the creator of the "elastic" design of prestressed concrete, should also be noted. Freyssinet stipulated that the structural member should be under "permanent" compression and as late as 1950 was of the opinion that any "half-way house" between reinforced and prestressed concrete was bad.²³ This is very surprising, bearing in mind his outstanding reputation as a designer of bridges and other structures based on his intuition. Thus, "permanent nominal compression" was a "must" for the prestressed concrete designer for some time. This claim is still considered essential by some authorities even today. However, within the FIP, discussion is proceeding with a view to the acceptance of limited cracking under service load, provided that there is no danger of corrosion. In fact, it has been suggested that reinforced concrete and fully prestressed concrete are the extreme conditions, with partially prestressed concrete as the general case. As in life, so in design, the middle of the road solution may be more satisfactory than the extremes, as the authors stated in the preface of ²⁰.

5. Creative Design

Eduardo Torroja has dealt with this problem in a unique manner in his books ²⁴ and ²⁵. He states: "The calculation of stresses can only serve to check and to correct the sizes of the structural members as conceived and proposed by the intuition of the designer!" "For the sake of both stability and strength the first essential task is to determine accurately all possible loads and effects to which a structure is submitted." "The designer must obviously have full knowledge of the properties of materials and behaviour of structures, but when designing a structure of any kind, the ultimate purpose of the building has to be studied from every angle. This may be described by his design of the famous shell construction over the Madrid Racecourse in 1935. He came to the conclusion that it was essential as a safeguard against wind forces that the main support be rigidly fixed at the promenade level, the roof having a good stability by the general arrangement provided of having a massive column at the cantilever support and a vertical steel tie instead of a column at the other support. Several possible solutions were investigated, such as a conoid and hyperboloid. Torroja states in²⁵: "Is the invention of a specially adapted form to solve a specific problem strictly an imaginative process, or is it the result of logical reasoning based on logical training. I do not think it is either of the two but rather both together. The imagination alone could not have produced such a design unaided by reason, nor could a process of deduction, advancing by successive cycles of refinement, have been so logical and determinate as to lead inevitably to it - whatever the reader of these lines may have inferred."

This is a perfect analysis of the problem of creative design. Obviously in addition to knowledge also technical experience must be available. In fact, knowledge is mainly obtained by what we have learned from our own shortcomings or from those of others. Another example of the works by Torroja may be mentioned; his design of the "Tempul Aqueduct" in 1925, at the age of 26 years. He was the first to apply prestressing high tensile cables in order to be able to omit two supports in difficult foundations in the river, and thus created the first prestressed suspended bridge. Also his process of obtaining prestressing shows the combination of simplicity and efficiency.

Torroja says in the preface that his "final aim has always been for the functional, structural and aesthetic aspect of a project to present an integrated whole both in essence and appearance". Unfortunately there are few, if any, designers able to follow Torroja's ingenuity, but it should be aimed at.

6. Safety-Optimisation

The question of economy leads often to investigations of optimisation in order to obtain the minimum of materials possible. This is quite often not the cheapest solution, as the general conditions of labour and transport have also to be considered. Nevertheless, the question of rationalisation needs to be discussed. Thompson and Hunt²⁶ have discussed the dangers which may occur by an increasing degree of optimisation "an increasingly unstable failure characteristic" may result, which ought to be well considered by civil and structural engineers, but need not perhaps be fully taken into account by a "weight conscious aircraft designer" who intends to "seek the highest possible optimisation allowing the best he can for the random manufacturing tolerances."

Thompson²⁷ deals in his paper with the new, so-called "catastrophe" theories (by R. Thom and Zeeman) which predict that "buckling strength can be dramatically eroded by small unavoidable manufacturing imperfections". Chilver²⁸ warns against the search for the lightest and therefore most efficient structural forms which may lead to potentially catastrophic engineering structures, although there are pressures put on the designer to converge on an optimal solution.

These considerations which mainly apply to buckling and stability problems ought to be applied generally when considering the partial safety factor for the material. Factory made precast concrete ought to be permitted lower values of partial safety factor for materials only when the designer is fully satisfied that these will be made under the supervision of a reliable, experienced and qualified engineer. Often this is not the case, even in factories, whereas in fact it can be achieved at a well organised building site.

Figure 1 lists the basic stages of supervision and explains the principles and the assumptions under which they are applied. By underlining certain parts of the explanatory notes the interdependence of the basic control method is stressed. Figure 2 gives a qualitative illustration of the interaction of production and independent supervision for various materials. While site standards of supervision give a relatively small drop along curve A, it results in a catastrophic drop along curve B.

In addition to the partial safety factor covering materials γ_m and another covering loads γ_f , it is desirable to introduce a third partial factor γ_c , covering the nature of the structure or member and the consequences of failure²⁹. This latter factor can be considered in two stages (γ_{c1} and γ_{c2}). Firstly the nature of the structure and its behaviour, e.g. brittle or ductile, series or parallel assembly of members, is accounted for. Secondly, the seriousness of failure in human and economic terms is allowed for. Such criteria in fact renders explicit what has always been implicit in the thinking of the designer and permits us to clarify, indeed enumerate, an aspect of design hitherto hidden in the mysteries of engineering judgement.

7. Conclusions

The combination of a creative and economical design may be briefly outlined by statements of the second author, taken from his papers^{4, 5 & 30}. He said that the ultimate achievement in creative design can only be truly measured by the closeness with which one approaches the unobtainable. Evolutionary processes in nature ensure that only the most rational forms pass the real test of survival.

The eagerness to calculate, rather than to think, coupled with a traditional 'Bill-of-Quantities' mentality is the main reason why many designs are unsatisfactory. Designers often are ignorant of production methods and often basic design decisions are taken by bodies independently of the designer. It is commonplace for the contractor, through inadequate pricing, to virtually subsidise bad designs, while good and progressive designs are often priced out of the market. "Design without imagination is a contradiction in itself. However, the designer with imagination but with insufficient knowledge of technology of the medium in which he designs, is not only wasteful, but indeed dangerous."³⁰

In principle there are three types of control:

INITIAL TESTS

STATISTICAL ESTIMATION OF THE PROPERTIES OF THE MATERIAL TO BE APPLIED

CONTINUOUS PRODUCTION CONTROL

TO ENSURE STABILITY OF THE PRODUCTION PROCESS AND FOR THE CONTROL OF THE PRODUCTION (FACTORY CONTROL)

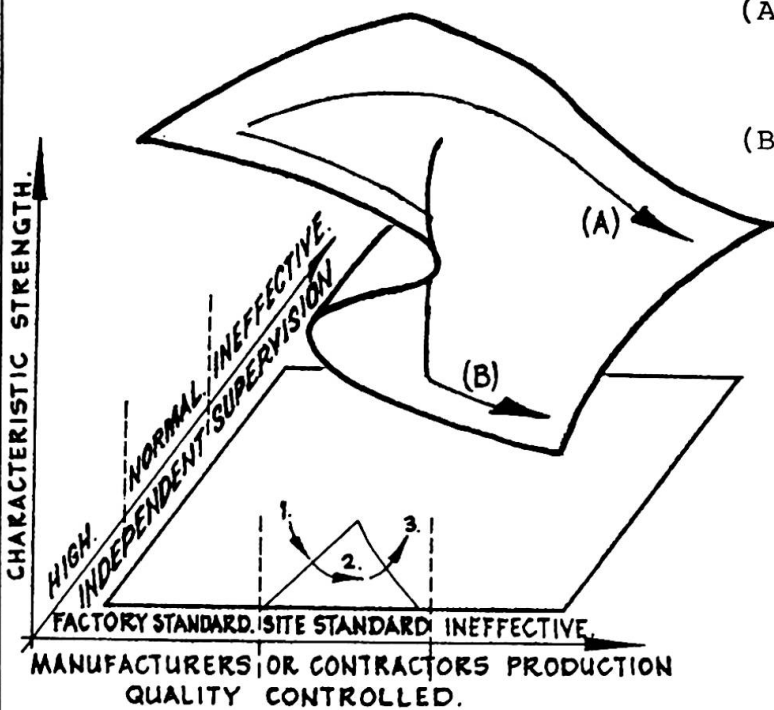
COMPLIANCE CONTROL

JUDGEMENT OF ACCEPTABILITY OF QUALITY

Although the three types of control are the responsibility of different persons involved in the process of the realisation of a structure, they serve, together with the design, in achieving the construction of economic and safe buildings. This achievement can, however, only be reached by a clear distribution of the responsibilities. As a rule, control systems have the greatest efficiency, if the producer accepts responsibility for the costs of control as well as the consequences of negative decisions.

It should be emphasised that the rules for the dimensioning, the type and extent of initial tests, the expense for the production control and the strictness of the compliance control interact with each other.

FIGURE 1 Extract from CEB Bulletin D'Information 111, October 1975



(A) Portland cement concrete (traditional way); mild steel.

(B) High strength concrete and concrete made with high alumina cement or with calcium chloride; high tensile steel; armoured glass; laminated timber; notch sensitive plastic; (all requiring care)

FIGURE 2 Qualitative illustration of the influence on characteristic strength of materials, of interaction of production control and independent supervision, using catastrophe presentation according to ref. 27.

8. References

1. Pozzi, A - "Planning of Structures and its Relationship with Construction Methods" Introductory Report, IABSE 10th Congress.
2. Dicke, D - "Achievement of Safety and Economy in Design and Construction" Introductory Report, IABSE 10th Congress
3. Abeles, P.W. - "Partial Prestressing and its Advantages for Limit State Design" The Structural Engineer, Feb. and December 1971.
4. Bobrowski, J - "Value for Money" Architect & Building News, June 1st 1970.
5. Bobrowski, J - "Rebuilding Sandown Park - Design Consideration for the New Grandstand" Construction Steelwork, April/May 1972.
6. Bobrowski, J - "Space and Commonsense" paper prepared for IASS World Congress, July 1976, Montreal.
7. Bobrowski, J. Abeles, P.W. & Bardhan-Roy, B.K. - "The Design of Cantilever Roofs to Control Dynamic Effects of Wind, and External Damping" FIP Congress 1974.
8. Abeles, P.W. - "The Limit States of Design in Reinforced and Prestressed Concrete" The Consulting Engineer, London June 1968.
9. Abeles, P.W. - "Introduction to Prestressed Concrete" Concrete Publ. Ltd, London 1964 and 1966.
10. Paez, A. & Torroja, E - "The Factor of Safety" (in Spanish) Madrid 1950.
11. Cassagrande, A - "Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering" Paper 4390, ASCE Soil Mechanics and Foundation Engineering, July 1965.
12. Zerna, W & Schnellenbach, G - "Proposed Design Criteria for Containments in Germany" International Conference on Nuclear Reactors, York University, September 1975.
13. Abeles, P.W. & Bobrowski, J - "The Resistance of Prestressed Concrete Members to Dynamic Loading" FIP Congress, New York 1974.
14. Davenport, A.G. - "Conclusion" 4th Int. Conference on Wind Effects on Building & Structures" September 1975, London (to be published).
15. Kawagoe, K & Saito, H - "Thermal Effects of Fires in Buildings" Introductory Report, IABSE 10th Congress.
16. "Fire Resistance of Concrete Structures" Report of the Joint Committee of the Inst. Struct. Eng. & the Concrete Society, London 1975.
17. Bobrowski, J - Presentation of the Report (16) Jubilee Conf. of the Midlands Branch, University of Aston, Birmingham, UK, 1975.
18. Gustaferro, A.H. - "Design of Reinforced and Prestressed Concrete Structures for Fire Resistance" Introductory Report, IABSE 10th Congress.
19. Abeles, P.W. & Bobrowski, J - "Fire Resistance and Limit State Design" Concrete, April 1972.
20. Abeles, P.W. Bardhan-Roy, B.K. & Turner, F.H. - "Prestressed Concrete Designer's Handbook" 2nd Edition, Cement & Concrete Association, London 1976.
21. Olszak, W - "Elasticity and Plasticity" Free discussion, IABSE 8th Congress, New York, 1968, p.599.
22. Nervi, P.L. - "Structures" F.W. Dodge Corp, New York, 1965.

23. Freyssinet, E - "Prestressed Concrete, Principles & Application" Proceedings of the ICE, February 1950.
24. Torroja, E - "Philosophy of Structures" University of California Press, p.599, 1958.
25. Torroja, E - "The Structures of Ed. Torroja" F.W. Dodge Corp. New York, 1956
26. Thompson, J.M.T. & Hunt, G.W. - "Dangers of Structural Optimisation" Engineering Optimisation 1974, Vol.1
27. Thompson, J.M.T - "Experiments in Catastrophe" Nature, April 1975
28. Chilver, H - "Wider Implications of the Catastrophe Theory" Nature, April 1975.
29. "Structural Stability" Research Report 3, Department of the Environment, London, HMSO 1975.
30. Bobrowski, J - "The Making of an Engineer" Symposium, Concrete Society, University of Manchester, 25 September 1974.

SUMMARY

Safety of structures for normal and abnormal loading (including fire) are discussed. "Calculated risk" is enumerated by three basic partial factors of safety: material (γ_m) Loading (γ_f) and mode of failure with consequences (γ_c). Creativity, a pre-requisite of conceptual design, balancing safety and economy, cannot be expected from the computer which serves only as a tool.

RESUME

La sécurité des structures est présentée pour des cas de charge normaux et anormaux (incendie inclus). Le "risque calculé" dépend des trois coefficients partiels de sécurité: Matériau (γ_m), charge (γ_f), genre de rupture et conséquences (γ_c). La créativité - condition essentielle d'une conception basée sur la sécurité et l'économie - ne peut pas provenir de l'ordinateur, qui n'est qu'un instrument de calcul.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Sicherheit von Tragwerken für die gewöhnliche und aussergewöhnliche Belastung (inkl. Feuersicherheit) wird diskutiert. "Kalkuliertes Risiko" besteht aus drei elementaren Sicherheitsfaktoren: Material (γ_m), Belastung (γ_f) und Bruchart mit Folgen (γ_c). Kreativität, als Zusammenspiel eines zwischen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit ausgewogenen Entwurfs kann vom Computer nicht erwartet werden. Dieser dient nur als Hilfsmittel.

Sensitivité de la sécurité des constructions par rapport aux types de comportements structuraux

Einfluss des Tragverhaltens auf die Tragwerksicherheit

Sensitivity of Structural Reliability to different Types of Structural Behaviour

J.-C. DOTREPPE
Chargé de Recherches au FNRS
Université de Liège
Liège, Belgique

D. FRANGOPOLO
Assistant
Institut des Constructions
Bucarest, Roumanie

1. INTRODUCTION.

L'idée de base du rapport introductif de DICKE [2], est de promouvoir les méthodes de calcul basées sur le concept probabiliste de la sécurité, qui soient accessibles à l'ingénieur praticien. Les coefficients de sécurité utilisés dans de telles méthodes doivent tenir compte de la dispersion inhérente aux actions et aux caractéristiques structurales, mais aussi du type de comportement de la structure.

L'objet de cette étude est d'examiner, du point de vue probabiliste, deux comportements structuraux particuliers, à savoir celui du type "chaîne" et celui du type ductile. En s'inspirant des travaux de MOSES et TICHY [10], [11], de ROSENBLUETH [12] et des auteurs [3], [5 à 7], on propose, pour chacun de ces deux types de comportement, des modèles probabilistes permettant de déterminer les valeurs des coefficients reliant la sécurité d'une section (ou d'un élément) à la sécurité d'ensemble de la structure. On se propose aussi d'examiner la sensibilité de ces coefficients vis-à-vis de différents paramètres qui ne peuvent pas être considérés par une approche classique déterministe.

On arrive ainsi à mettre à la portée des commissions de rédaction de codes un ensemble de résultats, qui peuvent constituer une base de départ pour l'établissement des valeurs définitives des coefficients envisagés.

2. COMPORTEMENT DU TYPE "CHAÎNE".

Ce type de comportement est caractéristique des constructions dont la ruine d'un élément (ou d'une section) amène la ruine d'ensemble de la structure. Ceci est valable pour le dimensionnement à la ruine des structures isostatiques, puisqu'il n'y a pas de possibilité d'adaptation plastique entre sections. On peut aussi y assimiler le dimensionnement élastique puisque, dans ce cas, on considère que la structure est mise hors service lorsque l'on atteint la sollicitation limite dans une section. Les constructions en grands panneaux sont des exemples de structures présentant un comportement du type "chaîne".

Soit N le nombre d'éléments (sections critiques) d'une telle structure. Appelons C_i et S_i les variables aléatoires représentant respectivement la capacité portante et l'effet des actions dans l'élément i . Si $R_i = C_i - S_i$ désigne la réserve de sécurité de l'élément en cause, et si E_i est l'événement $R_i = C_i - S_i > 0$, la probabilité d'apparition de l'événement

$$E = E_1 \cap E_2 \cap \dots \cap E_i \cap \dots \cap E_N$$

représente la probabilité de survie $P_{(+)}$ qui mesure le degré de sécurité de la structure.

Le calcul de cette probabilité est pratiquement impossible [8]. Néanmoins, il existe des modèles permettant de trouver les bornes d'un intervalle qui encadre sa valeur exacte [1], [3] :

$$\prod_{i=1}^N P_{(+)}i \leq P_{(+)} \leq \min (P_{(+)}i) \quad (3)$$

Ces bornes sont beaucoup plus faciles à calculer.

La borne inférieure s'obtient en faisant l'hypothèse que les réserves de sécurité R_i des éléments sont statistiquement indépendantes. Dans ce cas, les coefficients de corrélation entre les réserves de sécurité sont tous nuls :

$$\rho(R_i, R_j) \equiv 0 \text{ si } i \neq j.$$

La borne supérieure s'obtient en supposant qu'il existe une corrélation positive parfaite entre les réserves de sécurité R_i des éléments. Dans ce cas, les coefficients de corrélation entre les réserves de sécurité sont tous égaux à l'unité :

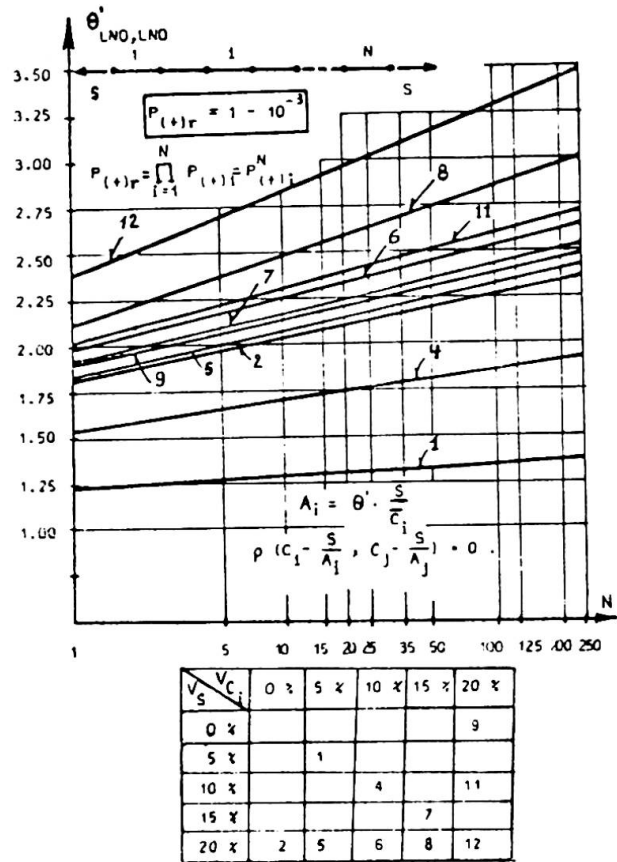
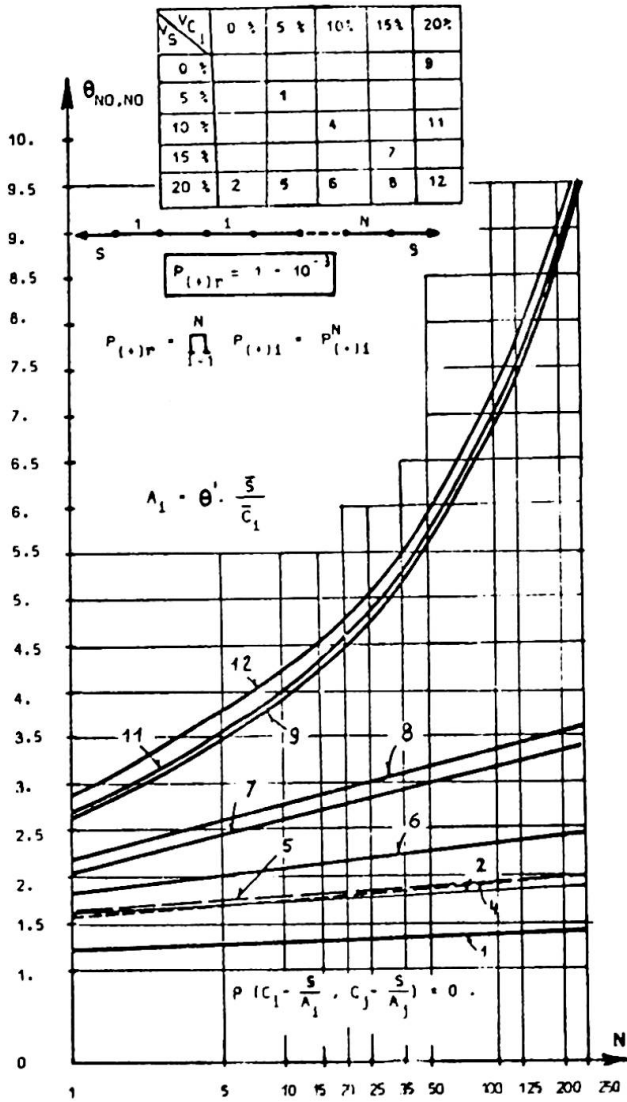
$$\rho(R_i, R_j) \equiv 1$$

Puisque le degré de dépendance corrélatrice entre les variables n'est généralement pas connu, il est recommandable de se placer du côté de la sécurité et d'utiliser la borne inférieure.

En général, on impose que la probabilité de survie de la structure soit au moins égale à une valeur de référence $P_{(+)}r$, acceptée a priori. Le problème consiste alors à trouver, à partir de cette sécurité d'ensemble de la structure, un modèle donnant la sécurité de chacun des éléments, et permettant ainsi leur dimensionnement.

On utilise dans ce but le modèle classique d'une chaîne, constituée de N maillons identiques, de section A_i (supposée non aléatoire), soumise à traction par l'action aléatoire S [4], [11], [12]. En identifiant $P_{(+)}$ à la borne inférieure définie en (3), donc en se plaçant du côté de la sécurité, il résulte que chaque élément (schématisé par un maillon) doit avoir une probabilité de survie égale à $\sqrt[N]{P_{(+)}r}$.

A la figure 1 [5], on a représenté la variation, en fonction du nombre d'éléments N , du coefficient central de sécurité θ nécessaire à chaque élément pour assurer une probabilité de survie $P_{(+)}r = 1 - 10^{-3}$ de la structure.



- FIG. 2 -

- FIG. 1 -

On a effectué diverses combinaisons des coefficients de variation de l'action V_S et des capacités portantes des éléments V_{C_i} . Les variables S et C_i sont supposées avoir une loi de distribution normale, si bien que $\theta = \theta'_{NO,NO}$.

La figure 2 [5] donne la variation du même coefficient, mais dans le cas où les variables ont une distribution logarithmique-normale. On remarque cette fois que le coefficient central de sécurité $\theta'_{LNO,LNO}$ varie linéairement avec le logarithme népérien du nombre d'éléments (N est indiqué en abscisse à l'échelle logarithmique).

L'examen des figures précédentes permet de mettre en évidence la sensibilité du coefficient central de sécurité θ vis-à-vis des différents paramètres considérés. On remarque que ce coefficient augmente avec le nombre d'éléments et avec la dispersion de l'action et des capacités portantes. Il est aussi influencé par le type de distribution (comparer les figures 1 et 2); il augmente avec la probabilité de survie à assurer à la structure.

3. COMPORTEMENT DU TYPE DUCTILE.

Ce type de comportement est caractéristique des structures en acier doux ou en béton faiblement armé, dans lesquelles les sections présentent une ductilité suffisante pour qu'une adaptation plastique entre sections puisse avoir lieu.

La sécurité d'une telle structure vis-à-vis d'un mode de ruine particulier dépend de la capacité portante des N sections critiques associées à ce mode. Le modèle qui permet de déterminer la sécurité des sections critiques, en fonction de la probabilité de survie de l'ensemble de la structure, est formé de N barres parallèles identiques, de section A_i (supposée non aléatoire), soumises à traction par l'action aléatoire S .

La probabilité de survie de ce système s'écrit :

$$P_{(+)} = P \left(\sum_{i=1}^N A_i C_i > S \right) \quad (4)$$

où $A_i C_i$ représente la capacité portante de la i -ème barre. Si toutes les capacités portantes des barres sont des variables aléatoires indépendantes caractérisées par la même espérance mathématique et la même variance, le coefficient de variation de la capacité portante du système vaut [11], [9] :

$$V_{\sum_{i=1}^N A_i C_i} = \frac{V_{C_i}}{\sqrt{N}} \quad (5)$$

Ce coefficient est donc \sqrt{N} fois plus petit que le coefficient de variation de la capacité portante d'une barre.

Dans ces conditions, la figure 3 [5] représente la variation, en fonction du nombre de sections critiques N , du coefficient central de sécurité, $\theta''_{NO,NO}$, nécessaire à chaque section critique (schématisée par une barre) pour assurer la probabilité de survie $P_{(+)}r = 1 - 10^{-3}$ de la structure (schématisée par l'ensemble des barres). On a effectué diverses combinaisons des coefficients de variation de l'action V_S et des capacités portantes des sections critiques V_{C_i} . Les variables S et C_i sont supposées avoir une loi de distribution normale.

Dans le cas où ces variables obéissent à une loi logarithmique-normale, le coefficient central de sécurité $\theta''_{LNO,LNO}$ est donné à la figure 4 [5] pour une probabilité de survie identique.

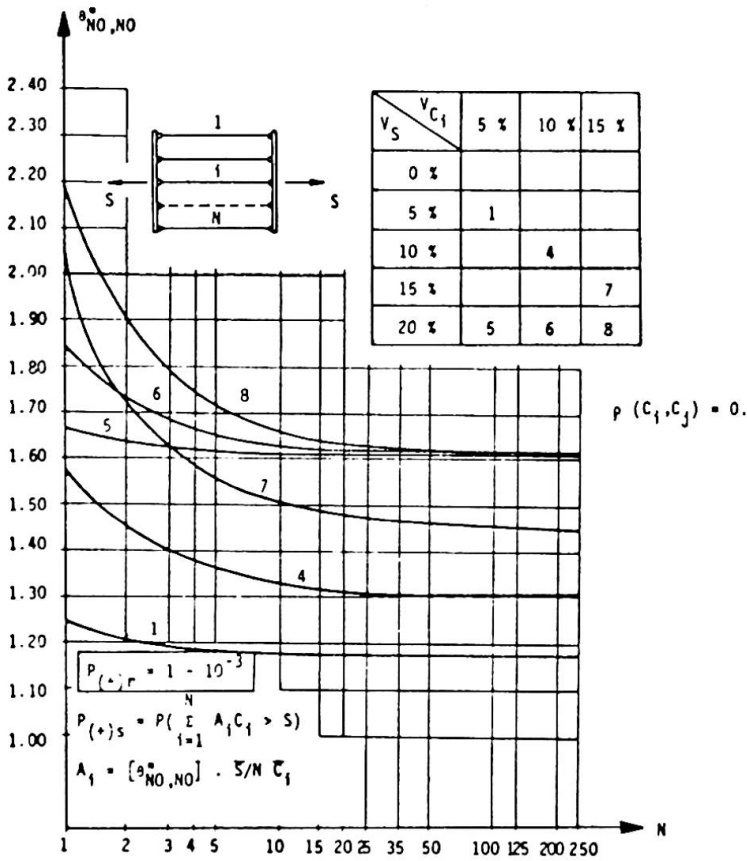
L'analyse des figures 3 et 4 montre que la diminution du coefficient θ'' est surtout accentuée dans le domaine des faibles valeurs de N ($N < 5$). Il faut aussi noter que, lorsque N devient important ($N > 10$), ces coefficients sont nettement plus sensibles, pour une même valeur de N , à une variation de V_S que de V_{C_i} .

4. CONCLUSIONS.

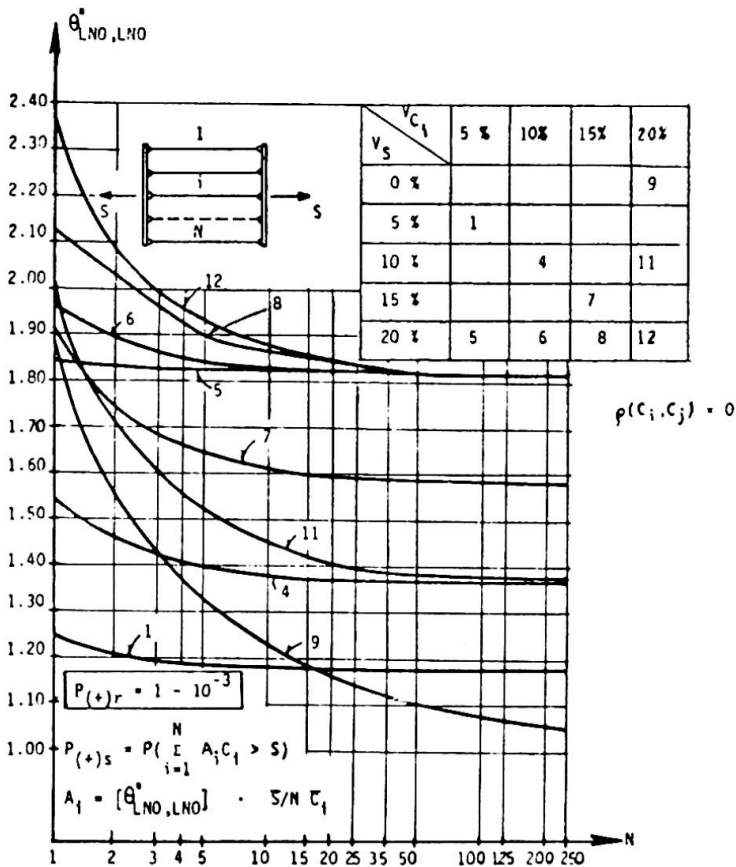
Cette étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

1. La sécurité d'un élément qui fait partie d'une structure présentant un comportement du type "chaîne" est toujours supérieure à la sécurité d'ensemble de la structure. Le danger de ruine est maximum quand les réserves de sécurité des éléments qui composent la structure sont des variables aléatoires indépendantes.

Le coefficient θ' qui est une fonction croissante de N , V_S , V_{C_i} et $P_{(+)}r$



- FIG. 3 -



- FIG. 4 -

permet de trouver la sécurité d'un élément en fonction de la sécurité d'ensemble de la structure. Ce coefficient conduit parfois à une estimation trop pessimiste du danger de ruine; c'est le cas lorsqu'il existe une corrélation positive importante entre les capacités portantes des éléments.

2. Dans le cas d'une structure présentant un comportement du type ductile, la sécurité d'une section critique associée à un mécanisme de ruine est toujours inférieure à la sécurité de la structure vis-à-vis de l'apparition du mécanisme considéré. La probabilité d'occurrence de ce mécanisme est minimum quand les capacités portantes des sections critiques sont statistiquement indépendantes. Le coefficient θ'' , qui est une fonction croissante de $V_S, V_{C_i}, P_{(+)_r}$, diminue lorsque le nombre N de sections critiques augmente. Ce coefficient est parfois trop optimiste; c'est le cas lorsqu'il existe une corrélation positive importante entre les capacités portantes des sections critiques.

En raison de la complexité des concepts théoriques et des calculs qui aboutissent à exprimer la sécurité au niveau d'une section en fonction de la sécurité d'ensemble de la structure, les raisonnements ont été effectués sur des modèles très schématiques. C'est pourquoi on ne doit pas conclure que les coefficients θ' et θ'' présentés aux diagrammes précédents constituent des valeurs directement utilisables dans la pratique. Dans l'esprit des auteurs, elles doivent plutôt servir comme base de référence pour les commissions chargées de l'élaboration des codes de construction.

BIBLIOGRAPHIE.

- [1] CORNELL, C.A., Bounds on the Reliability of Structural Systems, Journ. Struct.Div., Proc.ASCE, Vol.93, N° ST1, Febr.,1967, pp. 171 - 200.
- [2] DICKE, D., Achievement of Safety and Economy in Design and Construction, Rapport Introductif,10e Congr.AIPC, Tokyo, Sept.,1976, pp. 17 - 24.
- [3] DOTREPPE,J-C. et FRANGOPOL, D., Modèles Stochastiques de Codification de la Sécurité des Constructions, VII.Internationaler Kongress über Anwendungen der Mathematik in den Ingenieurwissenschaften,Weimar, Juin, 1975.
- [4] FRANGOPOL, D., Statistical Properties of the Structural Reliability in the Elastic and Elasto-Plastic Range, Revue Roumaine de Sciences Techniques, Série de Mécanique Appliquée,N° 5, Bucarest, 1974, pp. 879 - 889.
- [5] FRANGOPOL, D., Modèles d'Analyse de la Sécurité et de l'Optimisation des Structures dans un Contexte Probabiliste, Service de Mécanique des Matériaux et de Statique des Constructions, Liège, Juin, 1974.
- [6] FRANGOPOL, D., Optimisation Probabiliste des Structures, Séminaire sur la Sécurité des Constructions, St.Rémy-lès-Chevreuse, Novembre, 1974.
- [7] FRANGOPOL, D.,et DOTREPPE, J-C., Considérations sur la Sécurité des Structures par rapport aux Différents Etats Limites de Comportement, Rapports Préliminaires, Tome I, Colloque Inter-Associations "Comportement en Service des Ouvrages en Béton", Liège, Juin, 1975, pp. 501 - 511.
- [8] FRANGOPOL, D., Modèles Stochastiques pour l'Analyse de la Sécurité des Structures, Constructii, N° 3, Bucarest, 1975, pp. 6-12. (en roumain)
- [9] FRANGOPOL, D., Structural Systems Reliability Analysis, 2nd International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Aachen, September, 1975, pp. 131 - 140.
- [10] MOSES, F., et TICHY, M., Safety Analysis for Tall Buildings, State of Art Report N° 5, Technical Committee N° 10, International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh, August, 1972, pp. 993 - 1005.
- [11] MOSES, F., Reliability of Structural Systems, Journal of the Structural Div.,Proc. ASCE, Vol. 100, N° ST9, Sept., 1974, pp. 1813 - 1820.
- [12] ROSENBLUETH, E., Reliability Levels and Limit States Design, Inelasticity and Non-Linearity in Struct. Concr.,Univ.of Waterloo Press,1972,pp.3-46.

RESUME

On utilise des modèles probabilistes pour analyser l'influence de divers paramètres sur la sécurité des structures présentant un comportement de type "chaîne" ou de type ductile. On aboutit à des coefficients probabilistes qui relient la sécurité d'un élément à la sécurité d'ensemble de la structure. Les résultats montrent leur sensibilité vis-à-vis des différents paramètres.

ZUSAMMENFASSUNG

Anhand von Wahrscheinlichkeitsmodellen wird der Einfluss verschiedener Parameter auf die Sicherheit von Tragwerken, welche dem "Kettentyp" oder dem duktilen Typ entsprechen, untersucht. Man findet Koeffizienten, welche den Zusammenhang der Sicherheit des Einzelteils zur Systemsicherheit ausdrücken. Die Ergebnisse zeigen ihre Empfindlichkeit auf die verschiedenen Parameter.

SUMMARY

Probabilistic models are used for the analysis of the influence of various parameters on the reliability of structures presenting a "weakest-link" or ductile type behaviour. Both cases lead to probabilistic coefficients which link the element reliability to the structure reliability. The results show their sensitivity to the different parameters.

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit von Bauwerken mit grosser Anwendungsbreite

Safety and Economy of Buildings with a Wide Range of Applications

Sécurité et économie des bâtiments à l'usage universel

WERNER HEYNISCH

Professor, Dipl.-Ing.

Präsident der Bauakademie der DDR

Berlin, DDR

In seinem interessanten Vorbericht zum Thema Ib umreißt Prof. Dr. Dicke, ausgehend von realen Situationen und praktischen Vorstellungen, die aktuellen Probleme der Relation von Sicherheit, Zuverlässigkeit und Ökonomie. Die Tatsache, daß zwischen der schnellen Entwicklung der Zuverlässigkeitstheorie und ihrer praktischen Nutzung im Bauwesen eine Kluft entstanden ist, erfordert einfache Regeln für die Anwendung der bisher vorliegenden Erkenntnisse, wobei auch Kompromisse in Kauf zu nehmen sind.

Wir alle wissen um die Vielfalt und Komplexität der Faktoren, die die Sicherheit und Zuverlässigkeit der Bauwerke beeinflussen. Sie schließen u.a. die Homogenität der Materialstruktur, die Wirkungsweise des statischen Systems, die Belastungen unterschiedlichster Art, die Auswirkungen der Fertigungs- und Baustellenprozesse, der Korrosion, von Explosionen und Bränden ein. Es muß deshalb vermieden werden, daß die auf zuverlässigkeitstheoretischen Erkenntnissen aufbauenden verfeinerten Berechnungsmethoden, trotz des Einsatzes der elektronischen Rechentechnik, zu einem unvermeidbaren Anschwellen des Projektierungsaufwandes führen.

Ein praktikabler Weg zur Umsetzung der probabilistischen Sicherheitsphilosophie in die Praxis besteht in der Herausarbeitung bindender Bedingungen für einfache Näherungen an die neuen Sicherheitskonzeptionen. Am wirkungsvollsten ist das für solche Bauwerke zu erreichen, die in großen Serien aus industriell vorgefertigten Elementen in der Montagebauweise errichtet werden. Bei solchen industriellen Bauweisen sind die aus den verfeinerten Berechnungsverfahren und der höheren Ausnutzung der Baustoffeigenschaften sich ergebenden Anforderungen an die Qualität der Elementefertigung und Bauausführung am besten zu gewährleisten.

In der Deutschen Demokratischen Republik wird der Entwicklung des industriellen Bauens große Aufmerksamkeit gewidmet. So werden z.B. jährlich ca. 100.000 Wohnungen in der Großplattenbauweise errichtet; in großem Umfang kommen vorgefertigte Skelettkonstruktionen aus Stahlbeton und als Metalleichtbauten für ein- und mehrgeschossige Gebäude der Industrie, für gesellschaftliche Einrichtungen und für die Landwirtschaft zur Anwendung. Dazu wurden von der Bauakademie der DDR, als der zentralen Forschungseinrichtung des Bauwesens in unserem Lande, umfangreiche Forschungs- und Entwicklungsarbeiten zu einheitlichen funktionellen, konstruktiven und technologischen Lösungen in enger Zusammenarbeit mit Projektierungseinrichtungen und bauaus-

führenden Betrieben durchgeführt. In unsere Betrachtungen werden ebenfalls die Bedingungen der Nutzung und Instandhaltung unter Berücksichtigung der unterschiedlichen moralischen und physischen Verschleißzyklen der Trag- und Ausbaukonstruktionen einbezogen. Damit werden Voraussetzungen für eine planmäßig vorbeugende Instandhaltung und einen optimalen Materialeinsatz in Relation zum Nutzungszeitraum und zum Verschleiß geschaffen. Fragen der Zuverlässigkeit und Sicherheit der Baukonstruktionen und Bauwerke spielen dabei durchweg eine bedeutende Rolle. Über einige Arbeiten dieser Art wird im folgenden berichtet.

1. Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten und praktische Schlußfolgerungen

In den vergangenen Jahren wurden grundlegende Untersuchungen zur theoretischen Beurteilung und quantitativen Bestimmung von Sicherheitsfestlegungen in Berechnungsvorschriften durchgeführt, wobei die Wechselwirkung zwischen Überlebens- bzw. Versagenswahrscheinlichkeit und Materialaufwand eine besondere Rolle spielte [1].

Methoden zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind zwar bekannt. Wegen der Kompliziertheit solcher Verfahren und des offensichtlichen Mangels an den erforderlichen statistischen Daten scheidet eine direkte Bemessung nach der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit in absehbarer Zeit aus. Will man zu grundlegenden Folgerungen kommen, interessiert auch nicht so sehr die Versagenswahrscheinlichkeit eines einzelnen Tragwerks, sondern das Niveau und die Veränderlichkeit der Versagenswahrscheinlichkeit für eine ganze Tragwerksklasse, die nach gleichen Sicherheitsfestlegungen bemessen wird.

Nach diesem Prinzip wurden stählerne Dachtragwerke für den Versagensfall Stahlfließen unter Schneelast untersucht [2]. Sie sind repräsentativ für die Masse der serienmäßig ausgeführten leichten Dächer, bei denen neben der Eigenlast die Schneelast den Haupteinfluß auf die Zuverlässigkeit ausübt. Zunächst wurden umfangreiche statistische Daten über die Schneelast, die Eigenlast, den Baustoff Stahl und einige wichtige Parameter der zu untersuchenden Tragwerksklasse erfaßt und aufbereitet. Schon erste Untersuchungen zeigten, daß nach geltenden Vorschriften bemessene Dachtragwerke keineswegs die gleiche Versagenswahrscheinlichkeit haben. In Abhängigkeit von der Höhenlage ü. NN und von der Größe der Eigenlast des Daches schwankt diese sehr stark. Das leichte Dach im Gebirge hat z.B. eine um mehrere Zehnerpotenzen höhere Versagenswahrscheinlichkeit als ein schweres Dach im Flachland.

Zur systematischen Analyse von verschiedenen für den vorliegenden Fall gültigen Vorschriftensystemen wurde ein geeignetes mathematisches Modell entwickelt und auf insgesamt 11 Vorschriftensysteme angewendet. Es läßt sich damit die zweidimensionale Häufigkeitsverteilung von Versagenswahrscheinlichkeit und Materialaufwand berechnen und darstellen. Das Modell arbeitet nach der Monte Carlo Methode, die Ergebnisse werden unter Nutzung der EDV von einem Zeichenautomaten ausgewertet (vergleiche Bild 1).

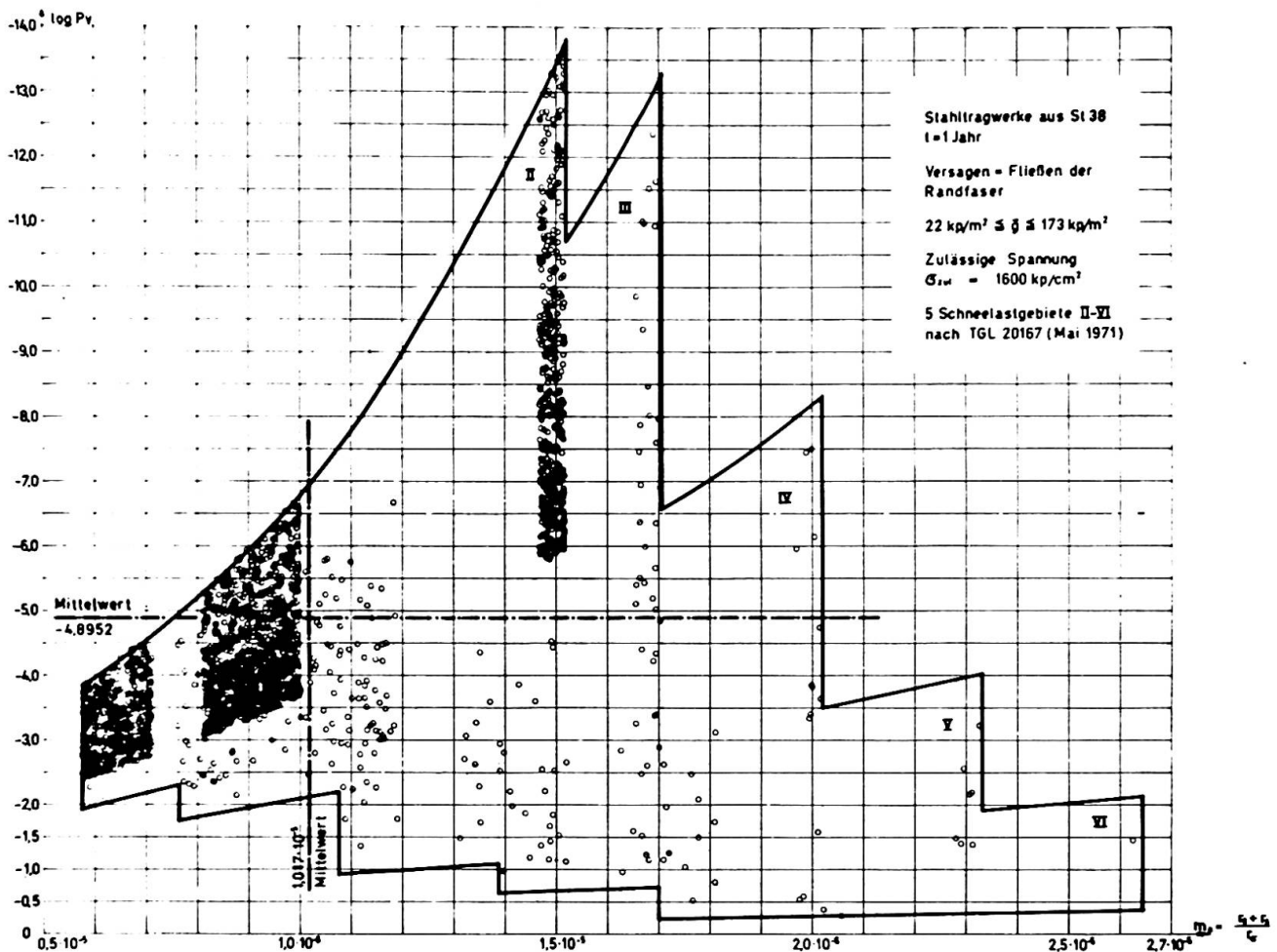


Bild 1:

Variationsgebiet, in dem die Versagenswahrscheinlichkeit P_v (Stahlfließen) und der bezogene Materialaufwand m_a (proportional den Querschnittswerten) beim z.Z. geltenden Vorschriftenystem der DDR liegen kann. Die Ergebnisse der Berechnungen von 2000 für die Verhältnisse in der DDR repräsentativer Dächer sind als Punkte eingetragen.

Auf diese Weise wurden veraltete Normen, z.Z. gültige Normen und Vorschläge für eine Neufassung nach der Methode der Grenzzustände analysiert. Folgende Ergebnisse sind bemerkenswert:

- Die Versagenswahrscheinlichkeit in den unsicheren Grenzbereichen wird - historisch gesehen - immer kleiner.
- Durch eine in der DDR vor Jahren eingeführte Erhöhung der Schneelastannahmen in Gebirgslagen (ab 300 m ü. NN) vermindert sich das Versagensrisiko um ca. 30 %.
- Die Einführung der Methode nach Grenzzuständen (konstanter Grenzlastfaktor 1,4 oder variabler Grenzlastfaktor 1,4 - 1,6, RGW-Standard St. 119-74) führt zu einer weiteren Erhöhung der Sicherheit.
- Das höhere Sicherheitsniveau wird aber mit mehr Material erkaufte (z.B. Mehrverbrauch an Stahl durch höhere Schneelasten 1,6 % durch Grenzlastfaktor 2,2 %).

Um diesen Mehraufwand zu vermeiden, wurden Methoden zur Berechnung der Lastannahmen in den Vorschriften entwickelt, die eine

gleichmäßigere Versagenswahrscheinlichkeit garantieren. Das angestrebte und auch erreichte Ziel dieser Untersuchungen war es, das erwünschte höhere Sicherheitsniveau in den unsicheren Grenzbereichen bei einem im Mittel über alle Tragwerke geringerem Materialaufwand zu erreichen.

Dazu wurde nachstehende Änderung für die Belastungsannahmen vorgenommen [3]:

- Einführung des Schneelastgebietes I mit einer Normlast von 50 kp/m^2 (an Stelle von bisher 70 kp/m^2) für das Flachland, wo ausreichende Sicherheitsreserven vorhanden sind.
- Berücksichtigung des starken Einflusses des Verhältnisses von Eigenlast zu Schneelast durch einen Kombinationsfaktor.
- Erhöhung der rechnerischen Schneelast bei Standorten in sehr hoher Lage über NN.

2. Gasexplosionen

Internationale und eigene Erfahrungen zeigen, daß der Verhütung größerer Schäden infolge Gasexplosionen im Wohnungsbau und der Vermeidung der damit verbundenen Gefährdung von Menschenleben größte Aufmerksamkeit zu widmen ist.

In der DDR sind hierzu umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt worden, deren Ergebnisse in einer dem derzeitigen Erkenntnisstand entsprechenden Projektierungsrichtlinie [4] zusammengefaßt sind. Sie bestätigen die Sicherheitsannahmen in den Bauvorschriften anderer Länder.

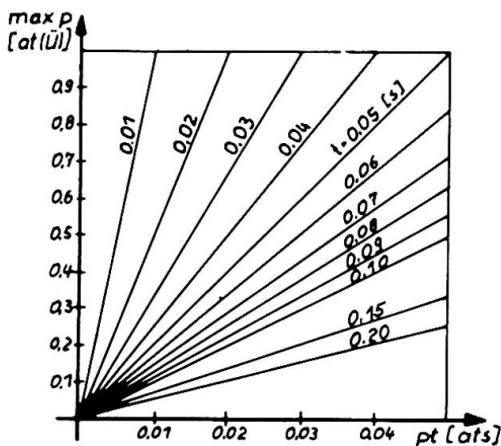
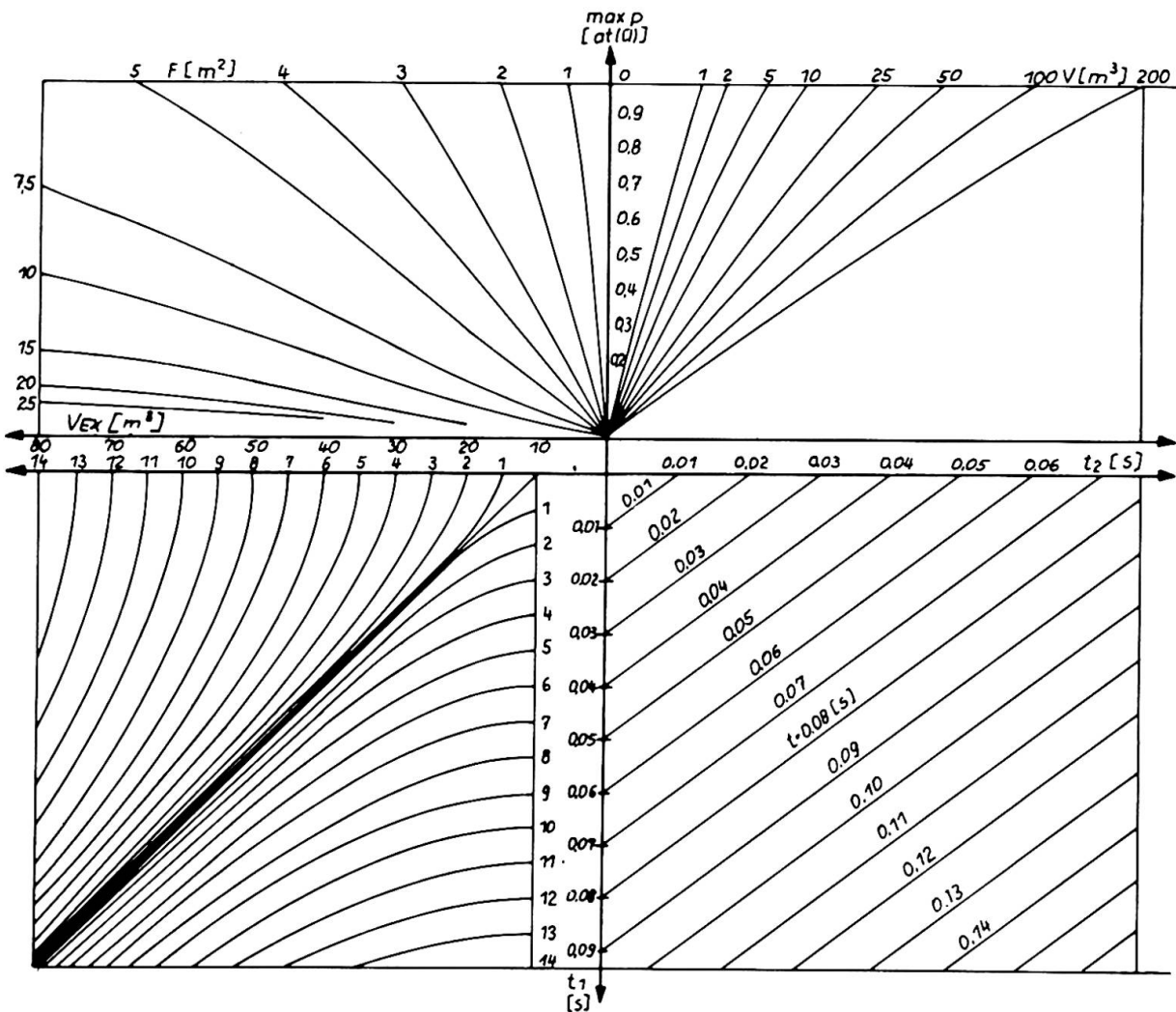
Wir orientieren uns dabei zunächst auf die Plattenbauweise im Wohnungsbau, um die hier mögliche Gefahr eines progressiven Kollapses weitestgehend auszuschließen. Bei ein- und zweigeschossigen Wohngebäuden sind nur allgemeine Grundsätze zur Reduzierung der Belastungsparameter zu berücksichtigen. Gleiches gilt für mehr- und vielgeschossige Wohngebäude, wobei aber die Belastungsparameter so zu beeinflussen sind, daß ein Belastungsprodukt von 0.025 (ats) nicht überschritten wird (vergleiche Bild 2). Bei größeren Werten wird ein Nachweis der Tragkonstruktion ohne Ansatz von Sicherheitsbeiwerten erforderlich. Bei Wohnhochhäusern sind Innenküchen mit Gas-Installation nicht zulässig.

Um die vom Druckimpuls betroffenen Bereiche der Tragkonstruktion so klein wie möglich zu halten und die eventuell in den Nachbarräumen befindlichen Personen nicht zu gefährden, muß das explodierende Gas-Luft-Gemisch auf dem kürzesten Wege nach außen gelangen können.

Experimente und weitere ingenieur-theoretische Betrachtungen führten zu der Erkenntnis, daß in Abhängigkeit von der raumabschließenden Konstruktion folgende Grundregeln bei der Projektierung im Wohnungsbau zu beachten sind, um den Belastungsimpuls möglichst gering zu halten:

- Anordnung großer Entlastungsflächen mit geringer Berstlast, die im Gefahrenfall zu Bruch gehen soll (z.B. Fenster, Türen und leichte Trennwände);
- Beschränkung der Gasinstallation auf nur einen Raum (Küche oder Bad);
- Vermeidung von langgestreckten oder abgewinkelten Explosionsräumen und Verhinderung der Gasausbreitung in mehreren Räumen.

In Fällen, in denen die kritische Grenze des Belastungsimpulses überschritten und eine zusätzliche Bemessung der Tragkonstruktionen erforderlich wird, muß sie sich auf solche Elemente



Beispiel:
 Küche mit den Abmessungen
 Länge: 4,00 m
 Breite: 3,00 m
 Höhe: 2,50 m
 Türfenster ($F = 5,0 \text{ m}^2$)
 $V_{ex} = 3,0 \cdot 4,0 \cdot 2,5 = 30,0 \text{ m}^3$
 $\max p = 0,47 \text{ at(Ü)}$
 $t_1 = 0,037 \text{ s}$
 $t_2 = 0,017 \text{ s}$
 $t = 0,054 \text{ s}$
 $p \cdot t = 0,025 \text{ ats}$

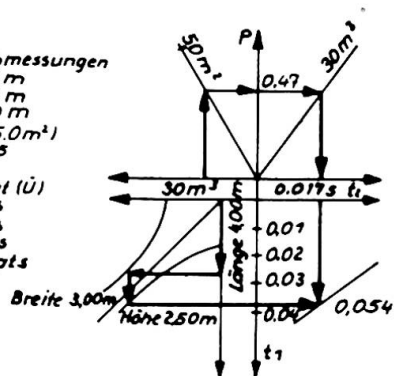


Bild 2: Diagramm zur Ermittlung des Belastungsimpulses aus Gasexplosionen in Wohnungen in Abhängigkeit vom Volumen des Explosionsraumes und der Entlastungsfläche

erstrecken, deren Versagen zu Schäden größeren Ausmaßes führen kann. Dabei ist der auf die Konstruktion wirkende Belastungsimpuls als eine Funktion der möglichen Druckentlastungsfläche und des Explosionsraumes zu ermitteln. Die konstruktive Durchbildung der Anschlüsse der tragenden Wand zur Aufnahme von Horizontalkräften muß besonders sorgfältig erfolgen, vor allen Dingen bei Giebelwänden. Die Zerstörung von Trennwänden, nichttragenden Außenwänden udgl., die für die Stabilität des Gesamtgebäudes nicht entscheidend sind, kann zugelassen werden [5].

Zusammenfassend gilt als Grundprinzip unserer Überlegungen:

- Gasexplosionen durch Einhaltung der sicherheits-technischen Forderungen zu vermeiden;
- mögliche Explosionsbelastungen für die Tragkonstruktionen durch ausreichende und funktionsfähige Druckentlastung gering zu halten.

Damit wird die erforderliche Sicherheit in der Regel ohne zusätzlichen materiellen Aufwand durch entsprechende funktionell-technische Entwurflösungen erreicht.

3. Einbeziehung experimenteller Untersuchungen

Die aus dem Modellcharakter von Berechnungen resultierenden Grenzen ihrer Übereinstimmung mit der Wirklichkeit dürfen bei Sicherheits- und Zuverlässigkeitsbetrachtungen nicht außer acht gelassen werden. Infolgedessen betrachten wir experimentelle Untersuchungen zur Klärung rechnerisch nicht oder nur unsicher erfassbarer Zusammenhänge und eine Vereinfachung der Berechnungsmethoden als notwendig. Das gilt besonders dann, wenn es sich um Elemente oder Konstruktionen handelt, die in großer Stückzahl gefertigt werden und bei denen sich im Hinblick auf den großen Anwendungsumfang der oft erhebliche experimentelle Aufwand lohnt. Zwei Beispiele sollen dieses im Prinzip erläutern.

3.1. Großversuche an Elementegruppen von Gebäudeteilen im Maßstab 1 : 1

Solche Großversuche laufen z.Z. mit vorgespannten Deckenelementen des Wohnungs- und Gesellschaftsbaus. Sie sollen Auskunft über die zweckmäßigste Bewehrungsführung in diesen Deckenplatten unter Berücksichtigung aller Randbedingungen des vorhandenen statischen Systems geben und klären, ob der große Anteil an konstruktiver Zusatzbewehrung ohne Einschränkung der Sicherheit und Zuverlässigkeit reduziert werden kann. Deshalb werden nicht wie bisher üblich einzelne Deckenplatten geprüft, sondern ein aus Innen- bzw. Außenwänden und Decken zusammengesetztes Gebäudeteil mit den der Wirklichkeit entsprechenden Lasten und den aus der Bauausführung folgenden Randbedingungen.

Experimente an Decken werden auch unmittelbar in der Produktion unter Fertigungs-, Transport- und Montagebedingungen durchgeführt, um den Einfluß dieser nicht unwichtigen Zustände zu studieren. Zielstellung ist die Prüfung der Zuverlässigkeit, die Optimierung der Bewehrung bei Senkung des Stahlaufwandes und gleichzeitig eine optimale Gestaltung des Bewehrungsbaus (vergleiche Bild 3).

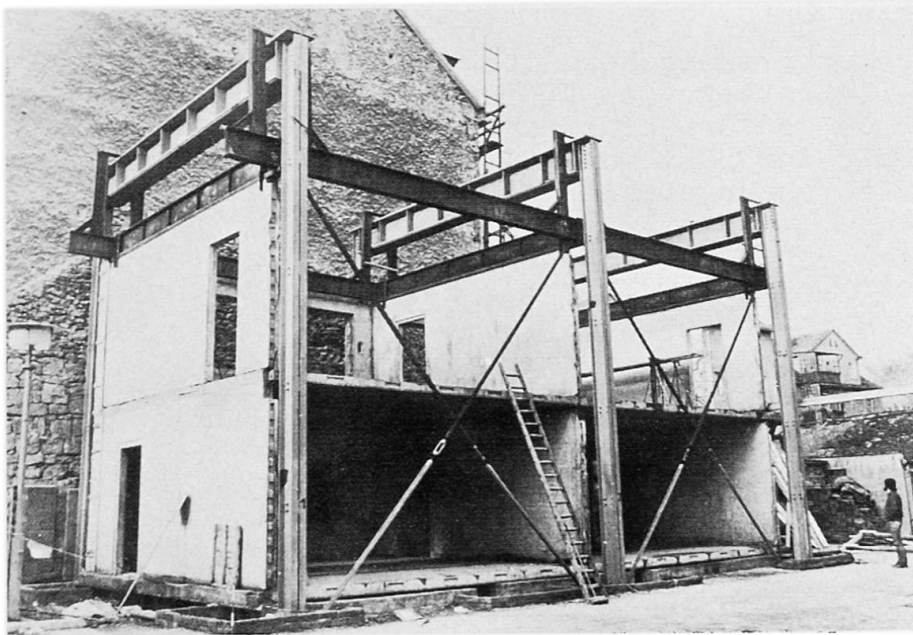


Bild 3:
Versuchsstand für Großversuche an Decken der Plattenbauweise

3.2. Reduzierung des Berechnungsaufwandes

Bei normalen Erzeugnissen großer Serien, zu denen wir den industriellen mehrgeschossigen Wohnungsbau rechnen, gehen wir dazu über, theoretisch und experimentell begründete Regeln den Projektanten vorzugeben, bei deren Erfüllung auf einen statischen Nachweis verzichtet werden kann. So konnten z.B. für die Aussteifung von Gebäuden bis zu 6 Vollgeschossen Bedingungen festgelegt werden, bei deren Einhaltung der rechnerische Nachweis der Stabilisierung gegen alle horizontalen Lasten, also auch Wind, entfallen darf. Im Prinzip kann dieser Nachweis mit zwei einfachen Formeln für die Längs- bzw. Querrichtung erbracht werden, in die außer geometrischen Werten (Scheibenhöhe, Geschoßhöhe, Querwandabstand, Gebäudebreite u.a.) nur die Eigenlasten der Decken und Wandflächen eingehen. Es wird auch angegeben, für welche Schubkraft T vorhandene Konstruktionselemente zu bemessen sind und in welchen Fällen eine Stabilisierung in Gebäudelängsrichtung ohne rechnerische Nachweise durch Außenwände allein übernommen werden kann. Die Entwicklung derartiger theoretisch und experimentell abgeklärter Näherungsverfahren bietet sich besonders für die Projektierung und Ausführung von Gebäuden aus industriell vorgefertigten Bauelementen und Baugruppen an. Der Ingenieur gewinnt dadurch Zeit, sich intensiver mit der fertigungs- und nutzungsgerechten sowie ökonomischen Durchdringung der Konstruktionen zu befassen, was mit zu einer seiner vordringlichen Aufgaben gehört.

Literaturverzeichnis

- [1] Grundlagen zur wahrscheinlichkeitstheoretischen Analyse von Sicherheitsfestlegungen in bestehenden Vorschriften und in der Methode der Grenzzustände.
Bauakademie der DDR, Institut für Technologie und Mechanisierung, Forschungsberichte 1973 und 1974
- [2] Spaethe, G.: Wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchungen zu flachen Dachtragwerken aus Stahl unter Schneebelastung.
Bauplanung - Bautechnik, 29. Jg. (1975), H.8, S. 385
- [3] Entwurf TGL 32 274/05, Februar 1975. Lastannahmen für Bauten, Schneelast. Standardisierung im Bauwesen, H. 107.
- [4] Richtlinie für die Projektierung von Bauten in Wandkonstruktionen in Montagebauweise. Vorschrift der Staatlichen Bauaufsicht beim Ministerium für Bauwesen der DDR (1976) mit Anlage 1-3.
- [5] Heidensohn: Beitrag zur rechnerischen und konstruktiven Berücksichtigung von Gasexplosionen in Wohnbauten.
Bauzeitung (1974) S. 192.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Versagenswahrscheinlichkeit schwankt im Falle von Flachdächern mit Schneebelastung z.Z. in weiten Grenzen. Der Schwankungsbereich lässt sich bei gleichzeitiger Verringerung des Materialaufwandes durch eine Aenderung der Belastungsvorschriften einengen. An weiteren Beispielen wird der besondere Wert experimenteller Untersuchungen zur Erzielung eines ausgewogenen Verhältnisses zwischen Zuverlässigkeit und Aufwand bei Serienbauten aus industriell gefertigten Elementen aufzeigen.

SUMMARY

The probability of failure of flat roofs with snow loads varies at present within wide limits. These limits and the expenditure of materials can be reduced by a modification of load specifications. Some further examples demonstrate the great value of experimental studies for obtaining a well-balanced relation between reliability and expenditure of serial buildings in prefab construction.

RESUME

Dans le cas des toits plats sous la charge de la neige, la probabilité de ruine varie actuellement dans de larges limites. Une modification des prescriptions de charge, en même temps qu'une diminution de la quantité des matériaux permettent de réduire ces limites. Des exemples montrent la valeur particulière d'expériences permettant d'obtenir un rapport équilibré entre la sécurité et l'économie dans le cas de bâtiments préfabriqués avec des méthodes industrialisées.

Anwendung der stochastischen Programmierung für die Berechnung der Sicherheit und für die Optimierung von Konstruktionen

Application of Stochastic Programming for the Computation of Safety and for the Optimization of Structures

Application de la programmation stochastique pour le calcul de la sécurité et pour l'optimisation des structures

O. KLINGMÜLLER

Dipl.-Ing.

Universität Essen – Gesamthochschule
Essen, BRD

1. Einleitung

Die Beurteilung der Sicherheit statisch unbestimmter Konstruktionen ist wegen der Möglichkeit der Spannungsumlagerung nicht in gleicher Weise möglich wie bei statisch bestimmten Konstruktionen. Als wesentlicher Parameter zur Beurteilung der Sicherheit gilt die Versagenswahrscheinlichkeit, das heißt, die Wahrscheinlichkeit, daß eine genau definierte Grenzlaster eines Tragwerks überschritten wird. Die deterministische Berechnung der Grenzlaster erfolgt auf der Grundlage der Traglastsätze [1]. Die Anwendung des zweiten Traglastsatzes zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit statisch unbestimmter Stahlrahmen wurde von F. Moses [2] gezeigt. Bei diesem Verfahren müssen alle kinematisch verträglichen Verschiebungszustände (kinematische Ketten, "Failure Modes") angegeben werden. Im vorliegenden Beitrag wird nun vorgeschlagen, die Versagenswahrscheinlichkeit aus der systematischen Formulierung des Traglastproblems als mathematische Programmierungsaufgabe [1] mit Hilfe von Verfahren aus der stochastischen Programmierung zu berechnen. Die Erweiterung der Bemessungsaufgabe, formuliert als plastische Optimierung, auf eine Bemessung für eine zulässige Versagenswahrscheinlichkeit der Gesamtkonstruktion folgt dann aus dieser stochastischen Traglastberechnung.

2. Traglastberechnung mit linearer stochastischer Programmierung

Eine lineare deterministische Formulierung des Traglastproblems ist durch

maximiere λ

unter den Nebenbedingungen

$$R (\lambda b_0 P + b_x X) \geq F_0 \quad (1)$$

$$\lambda \geq 0$$

gegeben [1]. Hierbei bedeutet :

λ : Traglastfaktor ;

R : (p,n) -Matrix, deren Koeffizienten sich aus der Linearisierung der nicht-linearen Fließbedingungen ergeben; mit $p = r k$, das ist : Anzahl der Gleichungen für eine linearisierte Fließbedingung (r) mal Anzahl der Kontrollpunkte, in denen Fließbedingungen aufgestellt wurden (k); n ist die Anzahl der Schnittkräfte;

b_0 : (n,m) -Matrix der Einheitsspannungszustände des statisch bestimmten Hauptsystems mit m als Anzahl der Gleichgewichtsbedingungen;

P : (m)-Vektor der Knotenlasten;
 b : (n,n-m)-Matrix der Einheitsspannungszustände aus den statisch Unbestimmten;
 X^x : (n-m)-Vektor der statisch Unbestimmten;
 F_0 : (p)-Vektor der rechten Seiten der linearisierten Fließbedingungen.

Die Anzahl der Unbekannten ist $h = n - m + 1$.

Faßt man die Unbekannten im (h)-Vektor y und die Koeffizienten der Restriktionen in der (p,h)-Matrix B zusammen, ergibt sich mit $c'=(1,0,\dots,0)$ als (h)-Vektor der Kostkoeffizienten die Standardformulierung einer linearen Optimierungsaufgabe :

$$\begin{array}{ll}
 \text{maximiere} & c'y \\
 \text{unter den Nebenbedingungen} & \\
 & B y \geq F_0 \\
 & y_1 > 0
 \end{array} \quad (2)$$

Die hierzu duale Formulierung lautet :

$$\begin{array}{ll}
 \text{minimiere} & F_0' z \\
 \text{unter den Nebenbedingungen} & \\
 & B' z = c \\
 & z > 0
 \end{array} \quad (3)$$

Von M.M.Faber [3] wird der Einfluß stochastischer Größen in der Koeffizientenmatrix B oder in den Vektoren c und F_0 auf den Wert der Zielfunktion untersucht.

Bei den hier betrachteten Traglastproblemen enthält die erste Spalte von B mit den Knotenlasten P stochastische Variable; die übrigen Elemente von B sind aus den Systemabmessungen abgeleitet und werden wegen ihres kleinen Streubereichs als fest vorgegeben betrachtet. Der Vektor F_0 enthält mit den Festigkeiten der Werkstoffe (z.B. der Fließspannung σ_F) ebenfalls stochastische Größen. In Abhängigkeit dieser stochastischen Größen ergibt sich eine Verteilungsfunktion $F(\lambda)$ für den Lastfaktor λ . Die Versagenswahrscheinlichkeit ist dann gegeben durch

$$p_f = W(\lambda \leq 1) = F(1) \quad (4)$$

Eine vereinfachte Möglichkeit der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich, wenn man für proportionale Belastung, das heißt, die Verhältnisse der Knotenlasten zueinander bleiben konstant, bei der stochastischen Lösung von Problem (2) oder (3) nur die Verteilung der Elemente von F_0 berücksichtigt. In einem zweiten Rechengang kann dann die Verteilung der Last mit der Verteilung des Lastfaktors verknüpft werden. Berechnet man die Versagenswahrscheinlichkeit näherungsweise mit der Methode der zweiten Momente [4], so genügt es, den Erwartungswert und die Varianz des Lastfaktors zu bestimmen.

Setzt man für die Elemente von F_0 deren Erwartungswerte ein, so ergibt sich, wie bei der deterministischen Berechnung vorausgesetzt wird, der Erwartungswert von λ . Nach [3] läßt sich bei einer Lösung von Problem (2) die Varianz des Lastfaktors aus

$$\sigma_\lambda^2 = s' C_F s \quad (5)$$

oder bei einer Lösung von Problem (3) aus

$$\sigma_\lambda^2 = z' C_F z \quad (6)$$

errechnen. Hierbei bedeutet :

- C_F : Kovarianzmatrix der Elemente von F_0 ,
- s : Vektor der Simplexkoeffizienten; sie werden bei einer Lösung nach der Simplexmethode benötigt,
- z : Lösungsvektor von Problem (3).

Der Streubereich der stochastischen Variablen F_0 darf allerdings nur so

groß sein, daß weder die Zulässigkeit noch die Optimalität der Lösung verlorengeht. Der maximal zulässige Streubereich ergibt sich aus einer Sensitivitätsanalyse [5].

3. Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit nach der Methode der Momente

Sind der Mittelwert \bar{P} und die Streuung σ der Last gegeben, so kann mit der Methode der zweiten Momente [4] Erwartungswert und Varianz des Lastfaktors zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit verwendet werden.

Die Sicherheitszone ist gegeben durch

$$Z = (\lambda - 1) \bar{P} \quad , \quad (7)$$

ihre Varianz durch

$$\sigma_Z^2 = \sigma_\lambda^2 + \sigma_P^2 \quad . \quad (8)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ist dann

$$p_f = \psi \left(-\frac{Z}{\sigma_Z} \right) \quad . \quad (9)$$

ψ ist die normierte Gauß'sche Verteilungsfunktion.

4. Plastische Optimierung für eine zulässige Versagenswahrscheinlichkeit

Die deterministische Formulierung des plastischen Bemessungsproblems ist

$$\text{Min} \left\{ \sum_{i=1}^e \gamma \cdot 1_i A_i \mid \Phi_j(X, A_i) \geq 0, A_i \geq 0 \right\} \quad j = 1 \dots k, \quad i = 1 \dots e. \quad (10)$$

Die Querschnittsflächen A_i und die Eigenspannungszustände X sind die Variablen des Problems; e ist die Anzahl der Elemente. Gesucht ist also das minimale Gewicht des Gesamttragwerks bei Einhaltung der Fließbedingungen Φ_j für einen fest vorgegebenen Traglastfaktor λ_0 . Die Schnittkräfte wurden bei (17) durch die statisch Unbestimmten und den konstanten Anteil $\lambda_0 b_0 P$ ausgedrückt.

Um den stochastischen Parametern in Problem (17), Belastung und Festigkeit, Rechnung zu tragen, muß man bei der plastischen Optimierung noch die Versagenswahrscheinlichkeit berücksichtigen. Das Problem lautet dann:

$$\text{Min} \left\{ \sum_{i=1}^e \gamma \cdot 1_i A_i \mid \Phi_j(\lambda, X, A_i) \geq 0, p_f \text{ zul}^{-p_f} \geq 0, A_i \geq 0 \right\} \quad (11)$$

$p_f \text{ zul}$ ist die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit.

Der Traglastfaktor λ gehört bei diesem Problem zu den Variablen.

Berechnet man die Versagenswahrscheinlichkeit nach der Methode der zweiten Momente, so kann die Wahrscheinlichkeitsrestriktion nach einem Vorschlag von Bracken und Mc Cormick [6] in ein deterministisches Äquivalent umgeformt werden.

$$p_f = \psi \left(-\frac{Z}{\sigma_Z} \right) \geq p_f \text{ zul} \quad (12)$$

Mit der inversen Gauß'schen Verteilungsfunktion ψ^{-1} gilt dann:

$$\psi^{-1}(p_f \text{ zul}) + \frac{Z}{\sigma_Z} \geq 0 \quad (13)$$

oder

$$\psi^{-1}(p_f \text{ zul}) \sigma_Z + Z \geq 0 \quad . \quad (14)$$

Bei vorgegebener zulässiger Versagenswahrscheinlichkeit ist $\psi^{-1}(p_f \text{ zul})$ eine Konstante mit gleicher Dimension wie die Sicherheitszone Z . Zur Bestimmung der Varianz des Lastfaktors λ nimmt man näherungsweise eine lineare Funktion in den stochastischen Variablen an. Für das Testbeispiel, bei dem nur die Varianz der Fließspannung $\bar{\sigma}_F$ berücksichtigt wurde, wurde

$$\lambda_{\text{opt}} = k \bar{\sigma}_F \quad (15)$$

gesetzt. Somit gilt für die Streuung

$$\sigma_\lambda = \sqrt{k} \sigma_\sigma \quad (16)$$

Die Streuung der Sicherheitszone ist dann durch (8) gegeben.

5. Testbeispiele

Das beschriebene Verfahren zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten wurde an zwei Konstruktionen getestet.

5.1. Fachwerk

Die Fließbedingung für Fachwerkstäbe lautet:

$$F \gg F_0 \quad ,$$

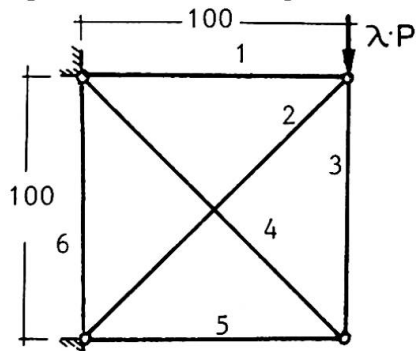
$$-F \gg F_0 \quad .$$

Somit ergibt sich für die Matrix R

$$R = \begin{bmatrix} I \\ -I \end{bmatrix} .$$

I ist die (n,n) -Einheitsmatrix .

Systemabmessungen und Belastung sind in Bild 1 dargestellt.



Querschnittswerte :

$$A_1 = 0.6462 \quad \text{[cm}^2 \text{]}$$

$$A_2 = 0.7996 \quad \text{[cm}^2 \text{]}$$

$$A_3 = A_4 = A_5 = A_6 = 0.1 \quad \text{[cm}^2 \text{]}$$

$$\text{Belastung : } \bar{P} = 1000 \quad \text{[kp]}$$

$$\text{Variationskoeffizient der Last: } v_P = 0.1$$

Bild 1 : System und Belastung des Fachwerks

Die Querschnittswerte sind mit dem Optimierungsverfahren von W.Lipp und G.Thierauf [7] ermittelt worden. Als zulässige Spannungen wurden hierbei eingesetzt :

$$\text{Druck : } \sigma_{\text{zul}} = 1400 \quad \text{[} \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \text{]} \quad ,$$

$$\text{Zug : } \sigma_{\text{zul}} = 1600 \quad \text{[} \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \text{]} \quad .$$

Die vollplastischen Schnittgrößen F_0 für die Traglastberechnung wurden mit einem Mittelwert der Fließspannung $\bar{\sigma}_F$ berechnet.

$$F_0 = A_i \cdot \bar{\sigma}_F \quad , \quad \text{im Beispiel } F_0 = A_1 \cdot 2700 \quad .$$

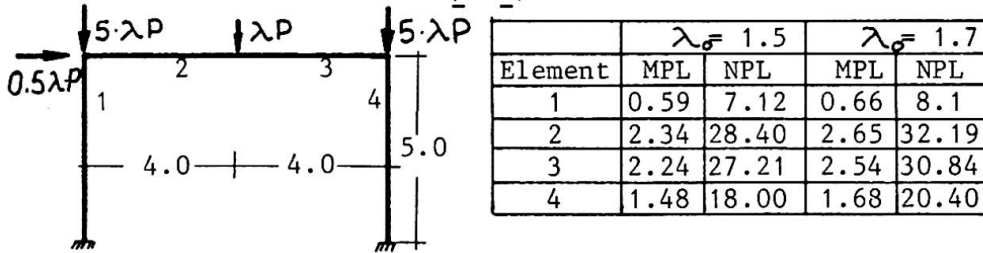
Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgte somit für einen Traglastfaktor $\lambda = 1.5267$. Für unterschiedliche Variationskoeffizienten der Fließspannung v_σ ist das Ergebnis in Tabelle 1 zusammengestellt.

v_{σ}	σ_{λ}	P_f
0.1	0.057	$2.37 \cdot 10^{-6}$
0.2	0.114	$2.57 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 1 : Streuung des Lastfaktors und Versagenswahrscheinlichkeit des Fachwerks

5.2. Rahmen

Für die Traglastberechnung und die plastische Optimierung des in Bild 2 dargestellten Rahmens wurde das in [1] beschriebene Verfahren verwendet.



MPL [Mp m] : vollplastisches Moment

NPL [Mp] : vollplastische Normalkraft

Mittelwert der Last : $\bar{P} = 1.0$ [Mp]

Variationskoeffizient der Last : $v_P = 0.1$

Bild 2 : System und Belastung des Rahmens

Die Querschnittswerte (vollplastische Schnittgrößen MPL und NPL) wurden für eine Fließspannung von

$$\sigma_F = 24000 \left[\frac{Mp}{m^2} \right]$$

mit Hilfe der Traglastbemessung ermittelt (Plastic Design). Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ergab für einen Mittelwert der Fließspannung

$$\bar{\sigma}_F = 27000 \left[\frac{Mp}{m^2} \right]$$

die in Tabelle 2 zusammengestellten Werte.

v_{σ}	$\lambda = 1.6875$		$\lambda = 1.9125$	
	σ_{λ}	P_f	σ_{λ}	P_f
0.05	0.045	$1.71 \cdot 10^{-10}$	0.05	0.0
0.1	0.089	$1.45 \cdot 10^{-7}$	0.10	$6.2 \cdot 10^{-11}$
0.2	0.178	$3.89 \cdot 10^{-4}$	0.201	$2.4 \cdot 10^{-5}$

Tabelle 2 : Streuung des Lastfaktors und Versagenswahrscheinlichkeit des Rahmens

6. Literaturverzeichnis

[1] Thierauf, G.: Traglastberechnung und -bemessung von Stockwerkrahmen mit Hilfe der linearen Programmierung, Der Stahlbau 44, S.19-26, Berlin 1975

[2] Moses, F.: Optimization of Structures with Reliability Constraints, Symposium on Structural Optimization, AGARD Conference Proceedings Nr.36, 1969

[3] Faber, M.M.: Stochastisches Programmieren, Physica Verlag, Würzburg 1970

- [4] Basler, E.: Der Aufbau von Sicherheitssystemen mit Hilfe der Methode der zweiten Momente, Sicherheit von Betonbauten, Deutscher Beton Verein e.V., Wiesbaden 1973
- [5] Dinkelbach, W.: Sensitivitätsanalysen und parametrische Programmierung Springer Verlag, Berlin 1969
- [6] Bracken, J. und McCormick, G.: Selected Applications of Nonlinear Programming, John Wiley & Sons, New York 1968
- [7] Lipp, W. und Thierauf, G.: Die Bedeutung des Kraft- und des Weggrößenverfahrens für die Optimierung von Tragwerken nach der Lagrange'schen Multiplikatorenmethode, Kongreßbeitrag zum Thema II in diesem Heft

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird ein Verfahren zur näherungsweise Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit statisch unbestimmter Konstruktionen mit Hilfe der stochastischen Programmierung angegeben. Aus dieser Berechnungsmethode folgt dann die Formulierung der Traglastbemessung (plastische Optimierung) für zulässige Versagenswahrscheinlichkeiten.

SUMMARY

A method for the approximate computation of the probability of failure of statically indeterminate structures is proposed. It represents a direct application of stochastic programming to the limit analysis problem. This solution then leads to a formulation of the plastic design problem for allowable probabilities of failure.

RESUME

On propose dans ce travail une méthode pour estimer la probabilité de ruine des structures hyperstatiques. La méthode est une application directe de programmation stochastique à l'analyse des charges limitées. Cette solution donne une formulation pour le problème du dimensionnement plastique avec une probabilité de ruine admissible.

Resistance of Steel Structures according to the Limit States Method

Résistance des structures en acier selon la méthode des états limites

Die rechnerische Tragfähigkeit von Stahlkonstruktionen nach der Methode der Grenzzustände

AUGUSTIN MRAZIK

Leading scientific worker

Institute of Construction and Architecture, Slovak Academy of Sciences
Bratislava, Czechoslovakia

1. Introduction

In Czechoslovakia, the method of limit states is used for the calculation of steel structures. The calculation basis corresponds with the calculation according to the International Standard of member states of the Council of Mutual Economic Aid. It is, however, adapted to Czechoslovak material and loading conditions.

The Czechoslovak standards defining the limit states of steel structures are as follows: ČSN 73 0031 Basic Regulations for the Calculation of Structures, ČSN 73 0035 Loading of Steel Structures, ČSN 73 1401 Design of Steel Structures. All these standards are being revised at present.

According to the standards the limit state of a structure is such a state, in which the structure loses its load-carrying capacity or it does not satisfy the demands its current use. Two groups of limit states are differentiated:

a/ limit states of the load-carrying capacity - the states in which the structure loses the load-carrying capacity, or in which further use of a structure is excluded,

b/ limit states of serviceability - the states in which the structure is no more appropriate for the common use, or in which its durability decreases.

The limit states are based on the probabilistic method of calculation. The method of mathematical statistics are used only for the determination of the initial quantities - the values of load and resistance of a material, or of a structure. As each quantity is analysed individually, the limit states method is a semi-probabilistic one.

1.1 Material resistance

The specified and factored resistance is distinguished. The specified resistance R_s is determined with respect to the method of checking the material properties and their variation. It ought to correspond to at least the probability value of 0,05. The possible unfavourable deviations of the structure resistance from the specified values are expressed by the factored resistance R . Its definition will be quoted later. The ratio of the specified resistance and the factored resistance is material factor K .

1.2 Loading of structures

Similarly, the specified, factored load and the load factor are considered for loading. Besides, a load combination factor also is applied.

These problems are not dealt with here and thus no standard definitions are stated.

2. Statistic nature of limit states

If the i -th load effect is denoted by S_i and the structure resistance by R^X , the safety margin G is defined as

$$G = R^X - \sum S_i . \quad /1/$$

The limit state occurs when the safety margin is exceeded, hence if $G = 0$.

The load effects and structure resistance are random variable, mostly mutually independent quantities, and thus the safety margin has to be studied statistically and the limit state has to be determined for some small probability of occurrence.

These problems were studied by A.R. RZHANICYN [12], [13] and some other authors later on - i.g. [1], [2], [4], [11].

Let us pay attention to the main theoretical results and show the transition from them to the present limit states method.

The statistical characteristics [14] of difference /1/ of independent randomly variable quantity are:
mean value

$$m_G = m_R - m_S, \quad /2/$$

standard deviation

$$s_G = \sqrt{s_R^2 + s_S^2} , \quad /3/$$

skewness

$$a_G = \frac{s_R^3 a_R - s_S^3 a_S}{(\sqrt{s_R^2 + s_S^2})^3} . \quad /4/$$

Then, the safety margin G for a certain probability p is

$$G_p = m_G - \beta_{pa_G} s_G = m_R - m_S - \beta_{pa_G} \sqrt{s_R^2 + s_S^2} \geq 0. \quad /5/$$

Using LIND's [4] separation linearisation function α_{RS} this inequality can be written in the form

$$m_R (1 - \alpha_{RS} \beta_{pa_G} v_R) \geq m_S (1 + \alpha_{RS} \beta_{pa_G} v_S) , \quad /6/$$

where $v_R = s_R/m_R$, $v_S = s_S/m_S$.

Condition /6/ formally separates the structure resistance from the load effects. In practical cases the distribution functions of quantities R and $\sum S$ are often considered sufficiently accurately according to the normal distribution ($a_R = a_S = 0$). Besides if the separation linearisation function α_{RS} is considered as a constant value according to LIND, then the separation is complete.

The Czechoslovak limit states method considers $\alpha_{RS} \approx 1,0$ and studies separately the structure resistance and the load effects.

The structure resistance is expressed in terms of the material characteristics with the dimension of stress and is referred as factored resistance R .

The mathematically statistical representation of resistance R by help of the left side of the inequality /6/, is

$$R = m_R (1 - \beta_{pa_R} v_R), \quad /7/$$

where only skewness a_R is considered.

3. Factored resistance of steel structures

The resistance of steel structures is derived from the yield point stress of steel σ_Y . The specified resistance R_s is a statistical value of the yield point stress for probability $p = 0,05$.

When considering the material, the structure safety is affected not only by yield point stress, but also by random dimensions of cross-sections, by their deformation due to manufacture, by technological effects, etc. The steel behaviour in a structure is not the same as the behaviour during a tension test. The yield point stress in a cross-section is not the same as in the place from which the test specimen is taken. The test values are affected by the size and the shape of test specimen and by the testing method.

All these effects are randomly variable quantities. Only some of them can be investigated separately /e.g. size of cross-section/. The other influences are referred to as unknown imperfections. Thus all the effects are generally expressed by the conventional randomly variable cross-section area and a uniform statistical model of a tension bar and the probability of $p = 0,001$ is taken into consideration.

Let the real yield point stress be $\langle \sigma_Y \rangle_i$, the imperfections represented by the area $\langle A \rangle_j$ and the theoretical area A , then the condition of tension is $\bar{R}A = \langle \sigma_Y \rangle_i \langle A \rangle_j$, or

$$\bar{R} = \langle \sigma_Y \rangle_i \frac{\langle A \rangle_j}{A} = \langle \sigma_Y \rangle_i \langle f \rangle_j . \quad /8/$$

It is the product of two independent randomly variable quantities.

The definition of the factored resistance is:

The factored resistance R is the boundary value $\bar{R}_{0,001}$ of the product /8/ for probability $p = 0,001$.

Using the PEARSON'S density curve of type III expressed by functional relations according to VORLIČEK [14] we can write

$$\begin{aligned} R &= \bar{R}_{0,001} = m_R - \beta_{0,001} a_R s_R = \\ &= m_Y m_f (1 - \beta_{0,001} a_R \sqrt{v_Y^2 + v_f^2 + v_Y^2 v_f^2}) , \end{aligned} \quad /9/$$

where m_R, s_R are the statistic characteristics of product /8/,

m_Y, s_Y - the statistic characteristics of yield point stress σ_Y ,

m_f, s_f - the statistic characteristics of ratio f ,

$\beta_{0,001} a_R$ - the quantile of probability $p=0,001$ depending upon the skewness of distribution of density

$$a_R = \frac{v_Y^3 a_Y + v_f^3 a_f + 6 v_Y^2 v_f^2}{(v_Y^2 + v_f^2 + v_Y^2 v_f^2)^{3/2}} .$$

The Author determined the numerical values of the factored resistance R according to the test results of steels in steel works in the years 1956-1959, 1966-1969 and 1971-1975. The values from the first period served for the preparation of the Czechoslovak Standard ČSN 73 1401, the values from following periods for the verification and refinement of factored resistances in this standard and for its revision.

The statistical analysis was carried out not only for the yield point stress σ_y , but also for the strength $\sigma_{T.S.}$, the ductility δ , the brittleness /results of Charpy tests/ and the ratio of areas of cross-sections. The results of the years 1956-69 are published in [5] to [10]. The recent results are prepared for publication. Some of these results are given here.

In Tab. 1 the statistical characteristics for common steels are given. Tab. 2 gives the boundary values of the yield point stress and of strength and factored resistances. The statistic values of the factored resistance R_{stat} of the boundary yield point stress $\sigma_{y 0,05}$ and the strength $\sigma_{T.S. 0,05}$ allow a comparison with the standard values.

4. Conclusion

The paper shows that the limit states method allows the analysis of structure resistance and load effects. Even though it does not fully use the safety margins of structures, it characterizes the behaviour of structure more accurately than the method of allowable stresses based on the total safety factor.

5. References

- 1 CORNELL, C.A.: Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis. IABSE Symposium on Concepts of Structural Safety and Methods of Design. London Sept. 1969.
- 2 DITLEVSEN, O.: Structural Reliability and the Invariance Problem. SM Report No.22. Waterloo, University of Waterloo 1973.
- 3 DJUBEK, J. - MRÁZIK, A.: Limit States of Steel Structures /in Slovak/. Bratislava, Vydavateľstvo SAV 1970.
- 4 LIND, N.C.: Deterministic Formats for the Probabilistic Design of Structures. In: An Introduction to Structural Optimization, S.M. Study No.1. Waterloo, University of Waterloo 1969.
- 5 MRÁZIK, A. - MĚSZÁROŠ, I.: Factored Resistance of Structural Steels /in Slovak/. In: Teória výpočtov stavebných konštrukcií... Bratislava, Vydavateľstvo SAV 1964, pp. 74-90.
- 6 MRÁZIK, A.: Influence of Steels' Quality Variability on the Function and Behaviour of Steel Structures /in Slovak/. In: Jakost ve stavebnictví. Brno, Čs.VTS 1968, pp. 107-117.
- 7 MRÁZIK, A.: Factored Resistance of Czechoslovak Steels and its Mathematical Estimation /in Russian/. In: Kierunki rozwoju konstrukcji metalowych, t. I. Warszawa, PZITB 1970, pp. 61-69.
- 8 MRÁZIK, A. Statistical Estimation of Factored Resistance of Steel from Production in the Years 1966-69 /in Slovak/. In: Zborník prednášok z oceliarскеj konferencie, t. I. Bratislava, SVTS 1970, pp. 19-33.
- 9 MRÁZIK, A.: Evaluation of Mechanical Properties of Structural Steels Produced in the Years 1966-69 /in Slovak/. In: Progresivní konstrukce kovových a kombinovaných nosných systému staveb. Ostrava, Dum techniky 1974, pp.5-25.
- 10 MRÁZIK, A.: Limit States of Steel Structures according to Czechoslovak Standard. In: Proceedings Applications of Statistics and Probability... Essen, Deutsche Ges. fur Erd- u. Grundbau 1970, pp. 305-317.
- 11 ROSENBLUETH, E.: Code Specification of Safety and Serviceability. In: Planning and Design of Tall Building. New York, ASCE 1972, p. 931-959.
- 12 RZHANITSYN, A.R.: Determination of the Strength Margin of Structures /in Russian/. Stroitel'naja promyšlennost', 1947, No.8.
- 13 RZHANITSYN, A.R.: Plastic Analysis of Structures /in Russian/. Moskva, Gosstrojizdat 1954.
- 14 VORLÍČEK, M.: Statistical Values for the Functional Relations of the Constructional Research /in Czech/. Staveb. časopis 9, 1961, No.8, pp.485-515.

Table 1: Mean values m , standard deviations s , skewnesses a of yield point stress σ_y and tensile strength $\sigma_{T.S.}$.

Steel			Standard $\sigma_{T.S.}/\sigma_y$ N/mm ²	Yield point stress				Tensile strength			
Designation	Product, thickness mm	Number of results		m_y N/mm ²	s_y N/mm ²	a_y	Number of results	$m_{T.S.}$ N/mm ²	$s_{T.S.}$ N/mm ²	$a_{T.S.}$	
11 373.0	Plates	>3-13	370/240	24 915	272,6	27,0	0,897	25 889	412,2	32,6	0,313
11 373.1		14-25	370/240	4 105	268,0	23,3	0,901	4 098	409,1	30,8	0,447
		26-60	370/230	1 242	266,0	26,0	0,366	1 216	414,2	31,9	0,713
11 373.0	Angles	\leq 13	370/240	8 983	273,2	21,5	0,488	8 504	406,2	29,6	0,338
	Beams	\leq 13	370/240	6 521	283,8	24,3	0,535	6 617	418,2	30,4	0,320
11 483.1	Plates	26-50	480/360	1 526	391,1	23,6	0,241	1 522	555,3	28,4	-0,103
11 523.1	Plates	>3-16	520/360	8 115	386,7	29,8	-0,209	8 142	566,0	34,1	-0,145
		17-25	520/350	2 948	387,4	26,0	-0,165	3 654	571,2	34,1	-0,067
11 523.1	Flat steel	\leq 16	520/360	1 976	384,9	29,1	0,312	1 994	567,2	35,1	0,212
		17-25	520/350	1 804	389,4	25,9	0,656	1 997	579,5	32,9	0,534
11 523.0	Angles	\leq 13	520/360	236	379,7	28,1	0,198	243	555,0	43,8	0,561
	Beams	\leq 13	520/360	160	394,2	27,1	0,149	147	563,9	35,1	0,151

Table 2: Boundary values of yield point stress σ_y and tensile strength $\sigma_{T.S.}$ for probabilities 0,001, 0,05 and 0,999 Factored resistance R according to statistic evaluation and to Czechoslovak Standard ČSN 73 1401

Steel			Yield points stress N/mm ²			Tensile strength N/mm ²			Factored resistance N/mm ²		$\frac{\sigma_y}{R_{stat}}$	$\frac{\sigma_y}{R_{stat}}$
Designation	Product, thickness mm	σ_y 0,001	σ_y 0,05	σ_y 0,999	$\sigma_{T.S.}$ 0,001	$\sigma_{T.S.}$ 0,05	$\sigma_{T.S.}$ 0,999	R_{stat}	R_{CSN}	$\frac{R_{stat}}{R_{CSN}}$	$\frac{\sigma_y}{R_{stat}}$	
11 373.0	Plates	> 3-13	221,2	236,2	391,1	325,8	361,7	527,3	214,4	210	1,021	1,102
11 373.1		14-25	223,7	236,3	370,3	333,0	362,6	524,3	220,8	210	1,051	1,070
		26-60	199,2	226,2	360,1	346,6	368,9	545,6	197,9	200	0,990	1,143
11 373.0	Angles	\leq 13	222,1	241,2	354,9	328,6	360,6	512,2	208,8	210	0,992	1,155
	Beams	\leq 13	225,7	247,8	377,6	337,9	371,1	526,1	214,8	210	1,023	1,154
11 483.1	Plates	26-50	326,2	353,8	472,0	463,9	501,9	638,8	324,2	290	1,118	1,091
11 523.1	Plates	>3-16	285,7	336,0	469,8	453,5	508,7	668,6	280,8	290	0,968	1,197
		17-25	301,6	343,7	421,5	471,7	514,6	673,5	298,4	290	1,029	1,152
11 523.1	Flat steel	\leq 16	307,8	339,8	487,8	466,9	512,1	686,2	302,6	290	1,043	1,123
		17-25	332,4	352,1	493,8	501,9	530,8	706,5	326,5	290	1,126	1,078
11 523.0	Angles	\leq 13	301,0	335,0	474,4	453,4	490,6	725,8	286,7	290	0,989	1,168
	Beams	\leq 13	316,4	350,6	483,6	463,2	507,4	679,7	300,5	290	1,036	1,167

SUMMARY

The statistical basis of limit states method and their definition according to Czechoslovak standards are adduced. The limit states investigate separately load effects and structure resistance. The statistical definition of factored resistance is pointed out. Statistical results are published.

RESUME

L'auteur met en relief la nature statistique de la méthode des états limites et de leur définition d'après les normes tchécoslovaques. Les états limites étudient les effets séparés des charges et la résistance des constructions. L'auteur présente une définition statistique de la résistance. Des résultats de recherches statistiques sont publiés.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die statistischen Grundlagen der Grenzzustände-Methode und deren Definition nach den tschechoslowakischen Normen angegeben. In den Grenzzuständen werden die Lastwirkung und die Tragfähigkeit getrennt. Die statistische Definition der Tragfähigkeit wird dargestellt und entsprechende Ergebnisse werden veröffentlicht.

Dynamic Aseismic Design Procedure and Example of High-rise Building in Japan

Etude parasismique dynamique des bâtiments de grande hauteur et exemple japonais

Dynamische Berechnungsmethode der Erdbebenwirkung an einem Hochhaus in Japan

KIYOSHI MUTO
Member, Japan Academy
Vice-President, Kajima Corporation
Tokyo, Japan

MASAYUKI NAGATA
Senior Research Engineer
Muto Institute of Structural Mechanics
Tokyo, Japan

1. ASEISMIC DESIGN PROCEDURE

In Japan, aseismic design code called "seismic load coefficient method", in which the coefficient of 0.1G was regulated, was first adopted after the KWANTO Earthquake of 1923. When the "Building Law" was passed in 1950, the coefficient was altered to 0.2G, with the increment along the height of buildings, according to the change in allowable stresses. This design method is used for buildings lower than 45 meters in height. Under this method, the component stresses, ie., the above-mentioned seismic load combined with dead and live load stresses, must be within the allowable limits.

Since the 1950's, there has been considerable research on a variety of problems related to high rise buildings, for example, the effects of elastic and elastic-plastic vibrations. These efforts have yielded a unique "Dynamic Aseismic Design Method", which has allowed construction of buildings in excess of 45 meters. Since 1963, when the Minister of Construction first approved this, it has become possible to erect safer high-rise buildings that are also low cost.

1-1. Dynamic Design Procedure

The flow chart in Fig.1 shows the above-mentioned new dynamic aseismic design procedure called "feed-back system";

- 1) Assume the preliminary seismic load and its distribution.
- 2) Make static stress analyses of the structure.
- 3) Determine the preliminary structural design (the conventional design is finished at this step).
- 4) Establish a mathematical model to simulate the behavior of the preliminary designed structure.
- 5) Select suitable input earthquake waves among recorded waves at locations having similar ground conditions in the past and amplify their intensities to several different levels such as that of severe earthquakes and hypothetically the worst earthquakes.
- 6) Carry out earthquake response analyses covering the elastic and/or elastic-plastic ranges.
- 7) Check response values (stresses and strains) according to the design criteria. (In usual office buildings, for expected severe earthquakes, the stresses on all members must be less than the allowable values; similarly, if the story drift is less than 2cm, and for hypothetically

the worst earthquake, the structure may suffer some damage but must not be severely damaged)

- 8) If the safety judges are unsatisfactory (NO), modify the design until a satisfactory result is achieved (YES).

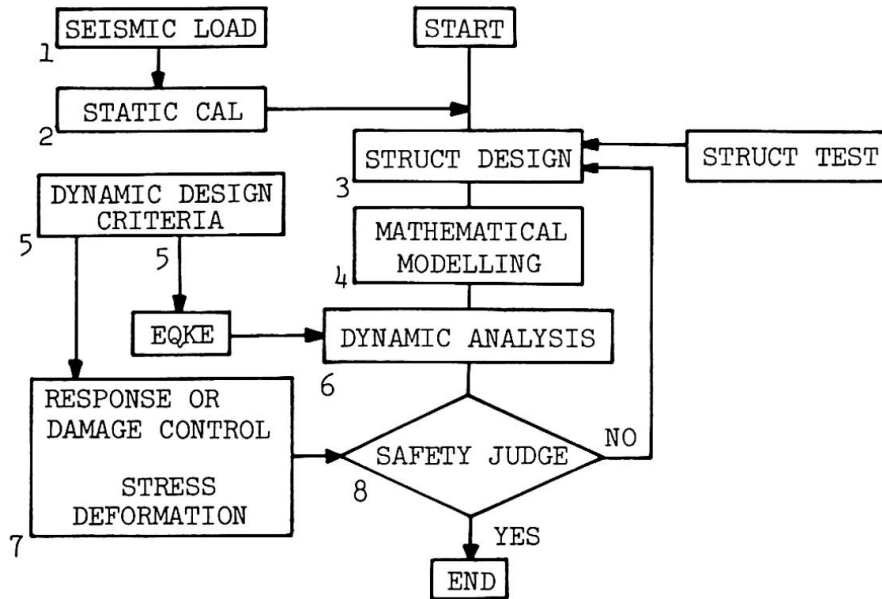


FIG.1 DYNAMIC DESIGN PROCEDURE

1-2. Dynamic Analyses

For dynamic analyses, the fundamental requirements are a rigorous vibration model and a computer program equipped to simulate as possible the actual behavior of the structure. To insure the adequacy of this process structural tests must be measured against the repeated lateral force and vibration results. Fig.2 shows structural tests on the steel frames and shearing walls. As shown in the lower part of this figure, the restorative qualities through both their elastic and elastic-plastic ranges serve as primary input data for the process known as FAPP-FASP system.

FAPP (Frame Analysis in consideration of Pure-shear Panel deformation)

FAPP is a computer program for rigorous analyses of high-rise frames such as open-, walled-, braced- and 3-dimensional frames as shown in Fig.3. In this FAPP method, it is assumed that framing is composed of four elements, ie., columns, beams, joint panels and braces, and bending, shearing and axial deformations on columns, bending, shearing and torsional deformations on beams, shearing deformations on joint panels, and axial deformation on braces are taken into account. Earthquake response analyses in the elastic range are easily carried out under this FAPP method as a coupled system for various kinds of frames.

FASP (Frame Analysis by Simplified Procedure)

FASP is a modified method especially for non-linear analyses as shown in Fig.4. In this method, a non-linear hysteresis loop for the bending and shearing rigidities of the FASP model (lumped-mass system) are evaluated by placing the results of step-by-step analyses of FAPP in elastic and elastic-plastic ranges, against the static, gradually increasing lateral force.

2. DESIGN EXAMPLE (55-story Office Building)

The design example introduced here is the Shinjuku Mitsui Building (SMB), which is the tallest highrise in Japan. (Fig.5) The S.M.B., located in the New Shinjuku Business Center of Tokyo, is a highrise office building with 3 basement floors and 55 storied tower, whose total height above ground is 210 meters.

The structure of the building consists of steel framing for the tower part from the 2nd through 55th stories, steel and reinforced concrete composite framing for the 3rd basement through the first story. The foundation and other surrounding lower portions are constructed with ordinary reinforced concrete. The over-all dimensions of the structural system for a typical office floor are 58.4 meters long and 44.4 meters wide, as shown in Fig.6(A). The columns of longitudinal direction are spaced at distances of 3.2 meters, and these in the transverse direction are spaced at 15.6 meters for the office section, and 13.2 meters for the core portion. Those columns are built-up box section (500 x 500mm). Beams are built-up I section (800mm high) and by castellated beams.

The wind and earthquake resisting system consists of rigidly connected framings interacting with the slitted reinforced concrete shear-walls installed in the core portion, and large diagonally braced frames at both ends as shown in Fig.6(B).

SUMMARY

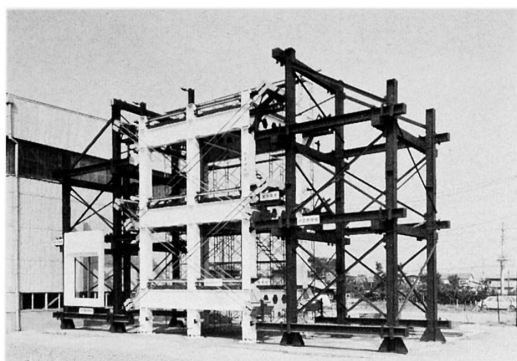
The feed-back dynamic design system has been accepted in Japan as the most advanced of its kind for tall buildings over 45 meters. Dynamic analysis using a rigorous computer program is indispensable in design procedure, as well as in earthquake observation and structural testing. By virtue of the major links in this system, we can control ultimate strength and deformation, quite apart from conventional safety factor concept.

RESUME

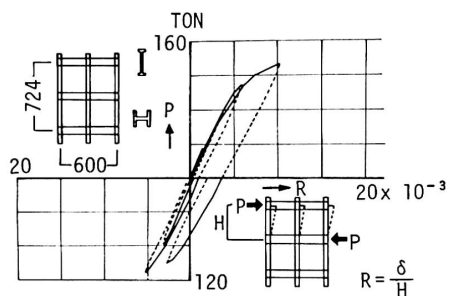
L'étude dynamique, par une méthode d'approximations successives, est reconnue comme la plus élaborée au Japon, pour les bâtiments de grande hauteur, de plus de 45 mètres. Une analyse dynamique, rigoureuse, par ordinateur, basée sur les observations sismiques et les résultats d'essais en laboratoires est indispensable. Lors du développement de chacune des boucles du programme, il est possible de contrôler l'état des contraintes limites et des déformations, indépendamment du facteur traditionnel de sécurité.

ZUSAMMENFASSUNG

Die iterative dynamische Berechnungsmethode wurde als die fortschrittlichste Methode bei Hochhäusern über 45 m in Japan angenommen. Die dynamische Untersuchung mit Hilfe eines genauen Computer-Programmes ist unerlässlich für das Berechnungsverfahren sowie für die Beobachtung des Erdbebens und für die Prüfung von Konstruktionen. Die Methode gestattet die Grenzfestigkeit und Verformung, unabhängig vom üblichen Sicherheitsfaktor-Denken, zu überprüfen.

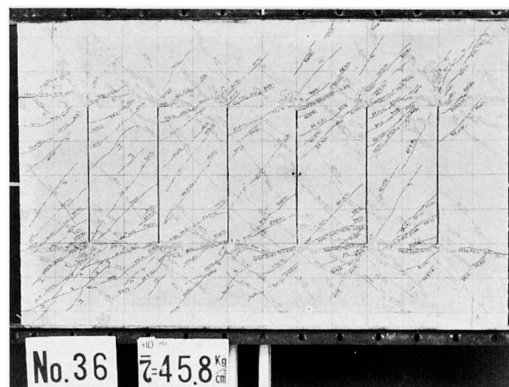


(a) General View of Full-Scale Test on Steel Frame

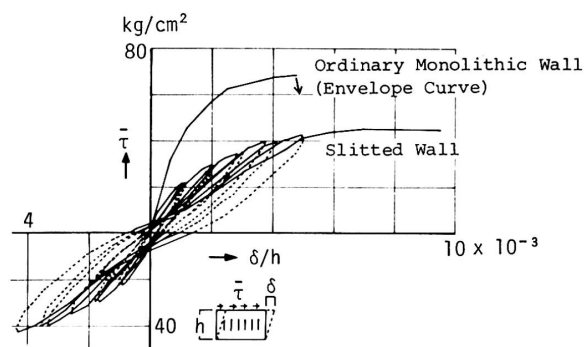


(b) Load-Deflection Relationship of Full-Scale Test

STEEL FRAME



(a) Crack pattern in a Slitted Test-Wall---When the applied shear force is 45.8kg/cm², the cracks are distributed finely with no major diagonal cracks.



(b) Shear Stress vs. Sway Deflection Angle---The deformability of the slitted wall is more than twice that of an ordinary monolithic wall.

SLITTED WALL

FIG. 2 STRUCTURAL TESTS

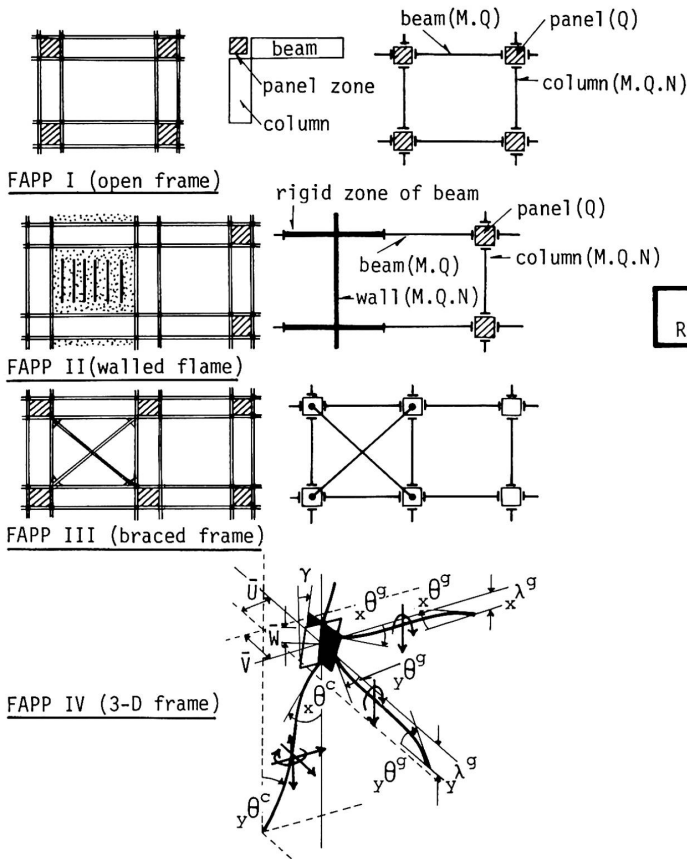


FIG.3 BASIC CONCEPT OF FAPP

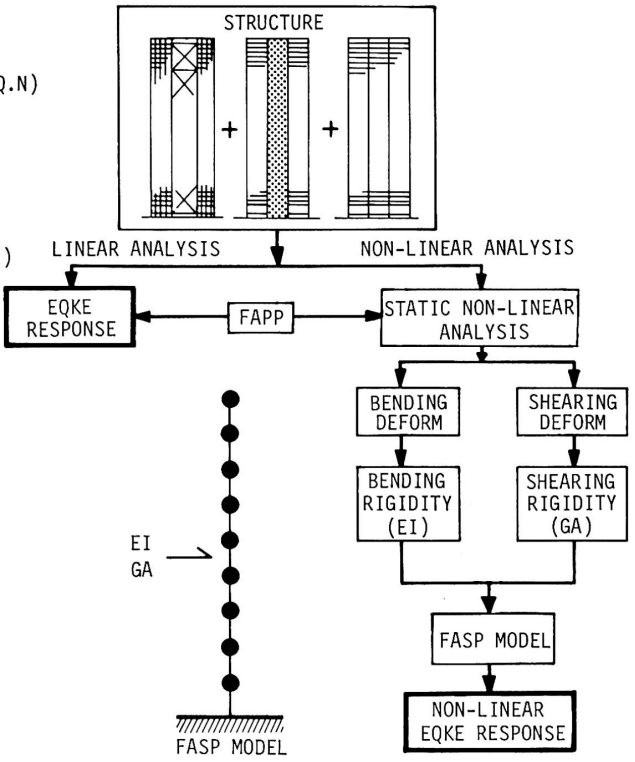
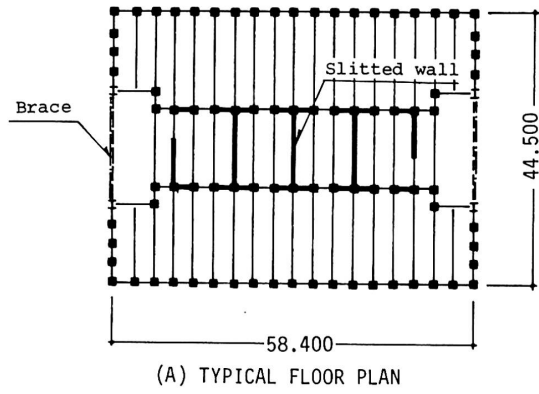


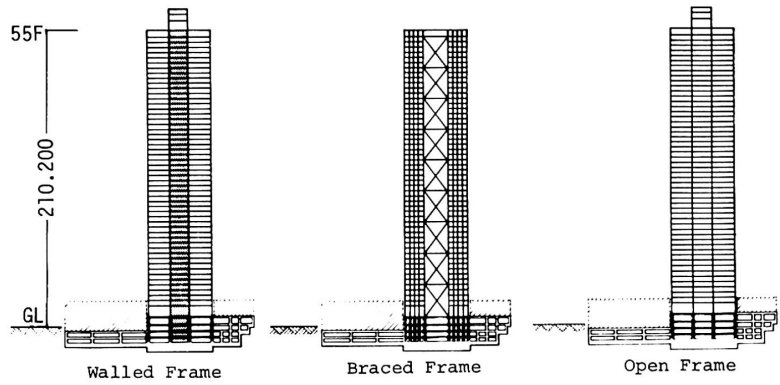
FIG.4 FAPP-FASP SYSTEM



FIG. 5 SHINJUKU MITSUI BUILDING



(A) TYPICAL FLOOR PLAN



(B) EARTHQUAKE RESISTING FRAMES (TRANSVERSE)

FIG. 6 OUTLINE OF BUILDING STRUCTURE