

招 待 論 文

コンクリート構造の限界状態設計方法の省察

FUNDAMENTAL CONSIDERATION OF LIMIT STATE DESIGN OF CONCRETE STRUCTURE

尾坂芳夫*

By Yoshio OZAKA

1. はじめに

コンクリート構造物の設計方法として、部分安全係数を用いる限界状態設計方法は、今後、当分の間、実用設計の主流をなすものと考えられる。しかし、今日まで慣れ親しんできた許容応力度設計方法にも捨て難い魅力があり、これを廃止して部分安全係数設計方法を採用する必然性がはたして存在するのであろうか。この問題に解答を与えるには、両者の形式あるいはフォーマットの優劣を論ずるのみでは不十分であり、構造技術の特徴をより基本的に考察することにより、構造技術の中でこれらの設計方法が果たす役割を比較・検討することが必要と思われる。

そのために、まず、科学としての力学が発達する以前に達成された構造技術の偉大な成果の中に、その基本的特徴を物語る側面を見出す試みは重要であろう。一方、構造物の安全は、各部に働く応力を制限することによって保証される、とする考えは、科学・技術の発展に動機づけられて、すでに百数十年以前に出現している。今日、再び科学・技術の支援を受けて、構造部材の性能に関して限界状態によるより正確な理解の方法と部分安全係数規範とが生まれられようとしている。

限界状態設計方法が提案されてからすでに十数年余りが経過している。土木学会でも昨年その採用に踏み切ったが、現状は、いわば、形式を整えたもの、といってし

かるべきであろう。その実質的な成果をあげるには、部分安全係数の評価と適用範囲の指定など、基本的事項の合理的な決定が必要であるが、提案された安全性規範について、その検討が行われた報告はほとんど発表されていない。以下に、著者らが行ってきた調査・研究に基づいて、これらの問題点の考察を行う。

2. 限界状態設計方法への道程

(1) 科学としての力学の以前における構造技術

人間が、自然にできた洞窟、渓谷に倒れた樹木などの形で、アーチやはりの構造を、自覚なしに自らの生活に用い始めたのは、洪積世以前に遡るであろう。そこでは、意識されない技術的行為が習慣行動の中で行われていたであろうし、「その技術が自分の動き方でもって、ある行動がなし終わせないときに、技術は意識され¹⁾」、洞窟を掘り、樹木を倒し、構造的なものを造り始めたであ

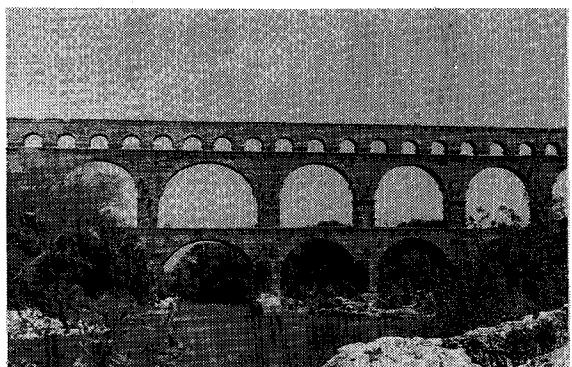


図-1 Pont du Gard (AD 1世紀)

* 正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科
(〒980 仙台市荒巻字青葉)

Keywords : limit state design, allowable stress criteria, uncertainties, utility

ろう。古代において、技術が問題として取り上げられる¹⁾ようになったとき、社会活動を物質的に支える構造技術は進歩を早め、てこ、斧、鋤など、多くの種類の道具（*opravov*）が用いられ、作られた建造物はしだいに美しさと力学的合理性を増している（図-1）。暗黒時代といわれる中世においても、技術の経験的知識・方法をギルド的に伝承するやり方で、達成できた構造技術の成果は力学的に完全に近く、刮目にする（図-2）。元来、洞窟、樹木、何にもまして人間自身の体型など、すべての自然界の姿には力学的調和が内在している。人間は、このような自然を眺め生命の躍動を感じ続けてきたことにより、必然的に、心理の深層で自らの構造感覚を醸成し、これを審美意識と融合してきた。科学としての力学が発達する以前において、今日の構造力学的検討によつても、同じ材料ならばほとんど同じ構造に到達すると考えられる壮大・優美な力学的構造を、すでに実現している。この事実は、構造技術が、単に科学としての力学や数学の応用とは考えることのできない本質²⁾を有していることを示唆している。

16世紀から17世紀にかけて自然究明の科学として力学が発達した^{3),4)}。その成果はしだいに部材強度の評価に用いられるようになったが^{注1)}、それらを実構造物の建造に活用しようとする着想はなかったといわれる。18世紀に入ると、積極的に材料の力学的性質を実験で調べ^{注2)}、部材の破壊強度を客観的に記述する試み^{注3)}がなされている^{5),6)}。このように科学の支援を受けるよう

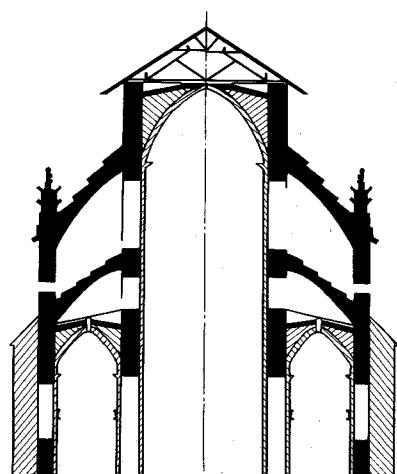


図-2 中世紀の典型的ゴシック式教会堂の合力学的構造

注1) R. Hooke (1635～1703), E. Mariotte (1620～1684), L. Euler (1707～1783) など。

注2) P. von Mussehnenbrook (1692～1761), S. Gauthey (1732～1806) など。

注3) B. F. de Belidor (1697～1761), Parent (1666～1716), C. A. Coulomb (1736～1806) など。

になると、構造技術は進歩の加速を増し、当時の熱機関、製鉄技術などの発達と相まって、Coalbrookdale橋（1779）の例にみられる本格的な構造物が建造されるに至った⁶⁾。しかし、この時代の部材強度の評価式は、部材の力学的挙動の反映が十分でなく、時には基本的な誤りを残している⁵⁾。

(2) 許容応力度規範の誕生と意味

構造部材に働く応力を弾性理論によって正確に算出し、その大きさを制限して構造破壊の危険を避けようとする設計方法は、L. Navier^{注4)}によって唱えられた^{5),6)}、といわれている；長期間にわたり健全な状態で使用された既存の多くの構造物について弾性理論による応力度 σ を計算し、それらを包絡する値を、同じ材料の試験片で求めた材料強度 f_0 の部分値 f_0/k の形で表わし、設計の安全性規範（ $\sigma \leq f_0/k$ ）として用いた。これは、それまでの古典的終局強度の概念との整合性を睨みながら、経験事実に拠所をおいて、構造設計のすべての不確実性を一括・包含する許容応力度の安全率を、弾性設計方法の体系の中で、決定したことになる。

1855年頃に発明された鉄筋コンクリート（RC）においても、構造計算方法は、基本的に上記の科学・技術の文脈の中で構成され、断面算定の基礎となる安全性規範は許容応力度によって記述された^{7),9)}。一方、RC構造は、施工の良否によってコンクリート強度が大きく変動することが悩みであった、と思われる。そのため、今世紀の初頭には、各国で公的な設計施工基準が制定され、許容応力度の安全率の値が定められている。その値は、設計施工技術の進歩に応じてしだいに低減されてきたが、その補正量はごく一部分に限られており、今日においても、その大きさは基本的に経験に依存している。この事実の認識は種々のフォーマットで構成される設計方法を評価する際の最も基本的な問題である。

今日まで用いられてきたRCの許容応力度規範は、IIb後期の状態を検証状態としており⁷⁾、その照査により、部材の使用性と破壊に対する安全性とを、実用上の精度で同時に照査できる、と理解されてきている（図-3）。

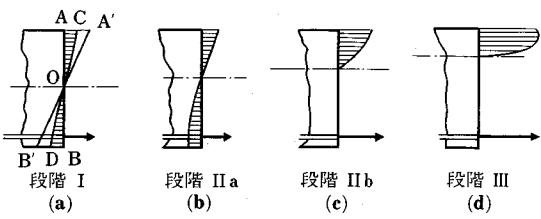


図-3 RC はりの応力状態⁸⁾

注4) Louis Marie Henri Navier (1785～1836) "Résumé des Leçons données à l'Ecole des Ponts et Chausées sur l'Application de la Mécanique à l'Etablissement des Constructions et des Machines"⁶⁾.

(3) 新しい設計規範への胎動

近年に至り、許容応力度設計方法は、種々の視点から欠点が指摘されてきた。今世紀初頭、ヨーロッパでは多くのレンガ造の煙突が風で倒壊し、これが契機となって許容応力度規範が「常に安全を保証する」とはいえないことが示された；許容圧縮応力度 f_c/k 、許容引張応力度 f_t/k ($\neq 0$) で設計された煙突は、実際の風圧が設計風圧をわずかでも越えると、断面の引張側から破壊する。これは、安全率 k をいくら大きくしても同じである。設計風圧として実際の風圧を割増した値を用いるのが、安全を確保する方法として合理的である、との主張が M. Caquot によってなされたのは 1925 年頃である⁹⁾。

構造物の破壊に対する安全を確保する方法についての関心は、必然的に、材料および部材の塑性領域や終局状態における挙動の研究を促した。しかし、これらの成果は、比較的最近に至るまで RC の実用設計に取り入れられていない。これは、すでに、許容応力度設計方法が一般に受け入れられ、多くの実績を挙げてきており、一方、終局強度の照査を行うとしても、荷重係数の合理的決め手を欠き、また、構造物の種類によっては、使用状態の挙動についての検証の必要も拭い去り得ない、などの理由からであろう。

プレストレス・コンクリート (PC) は、RC が発明されてから数十年を経て開発された。周知のように、PC は RC と非常に異なる力学的特徴をもっており、実用上の精度で照査を行うため、使用限界状態と終局限界状態のおのおのについて検証が行われる。PC の発展の時期にはすでに、工学・技術の発展を背景にして RC の許容応力度規範の見直しと終局状態による照査の必要が叫ばれており、新しい構造設計方法の胎動が始まろうとしていた。現在の PC の設計方法のフォーマットは、この文脈の中で必然的な成果として構成された、と考えるのが妥当であろう。

構造設計に終局状態の照査を導入しようとする考えは、安全係数の概念とその値の検討を余儀なくし、荷重と耐荷力の不確実性の取り扱いに関心を集めた。構造物の形状寸法、材料の力学的特徴、荷重・作用などの設計変数およびそれらが構成する系の全体に関する理解と解析に、さまざまの様相で残されている不確実性を取り扱う方法として、1930 年を過ぎる頃から確率論の適用が試みられてきた¹⁰⁾。構造物の安全性を確率論的に記述するとき、文字どおりの完全な安全性の概念は意味を失い、安全性規範は「破壊の確率を受け入れ得る値以下に制限する」形式となる。しかし、実際には、今日のところ、個々の設計変数や限界状態式の確率分布または母数の値に確定し得ないものが残されている。そのため、確率論的方法は、実用設計の主流に位置することができず、実

用設計の基礎を構築するために設計空間の確率論的性質を吟味する、という役割を果たしている。材料特性については、統計資料の集積が容易なため、その公称値あるいは設計基準強度の定義は、各国とも、確率論的記述がなされている。

このような事情の中で 1950 年頃ヨーロッパ諸国において、より経済的で確実なコンクリート構造物を再建するため、RC 部材の性能の概念を明確化し、関係する構造技術の進歩を促進しようとする気運が高まった。しかし、各国が伝統的立場で進めた研究活動には統一性がなく、混乱をきたすことが危惧され、研究と基準作成のための国際協力の必要が叫ばれた。科学的な研究の成果で保証された国際統一設計施工基準を作成しようとする意図から、フランスの建設会社の代表であった A. Balency-Bearn が提唱し、E. Nenning, L. Baes, H. Rüsch, E. Torroja および G. Wästlund が賛同して、ヨーロッパ・コンクリート委員会 (CEB) が発足した(1953)。その活動成果は Bulletins d'Information に発表されている。最初の基準¹⁰⁾は 1964 年に発表されたが、その後 FIP との協力 (1962～) により PC を含む基準¹¹⁾ (1970) に改められ、1978 年に現在の基準¹²⁾が完成した。この間、1958 年 Moscow で行われた CEB とソヴィエト・コンクリート協会との会議で、「限界状態に達する確率」に基づく設計基準について、その起草者、Gvozdev, Strelesky 等と意見の交換が行われたが、その結果、この概念は、その後の CEB の活動に決定的な影響を与えることになった。また、FIP との協力活動の中で、1966 年 Paris で、PC から RC までを対象とする構造物の範疇の定義が議論され、使用条件と耐久性とに関係して「検証のクラス」の概念が構成された。さらに、CECM, CIB, FIP, IABSE, との安全性に関する合同委員会で、「安全性検証の水準」の概念が提案され、広く受け入れられてきている¹⁴⁾。目下は、1989 年の基準改訂に向けて活動が続けられている。これらの基準は限界状態設計規範によって書かれている。

3. 許容応力度規範の評価

(1) 既往の成果

RC 構造物の許容応力度設計方法は、今まで、実験結果との適合性や実際上の都合を考慮して、フォーマット、各種性能の検証計算、構造細目などに部分的改正や補足的措置を導入しながら、用いられてきている。この結果として、設計基準類には、細目だけでなく許容応力度規範についても国（あるいは民族の個性）による違いが生まれ、またわが国の基準類でも、構造物の種類（建築物、道路橋、鉄道構造物など）と構造材料の種類（鋼、RC, PC, 合成材料など）によって、あまり意味のない

(しかし、それぞれの体系の中では必然的な) さまざまな相違点が現われている。これは、もともと荷重と構造物との関係に影響をもつ因子のしくみそれ自体が複雑なことに起因しているのであろうが、その上に、『許容応力度規範を設計方法の体系の基本に据える』という選択を行った結果、辿り着いた姿でもある。しかし、この姿は、許容応力度規範が今日的な高度で多様な社会的要求に応じてきた必然的結果であって、既往の成果の価値を搖るがるものではない。元来、1つの技術は、科学・技術・経済の発展の文脈の中で生み出され、役割を演ずるものであって、それ自体も文脈的である。許容応力度設計方法が、国ごとに種々の相違があるとしても、数十年余り用いられてきたという歴史的事実は、造られた構造物がその時代に期待された機能を十分に満たし得たものとして、したがって、この設計方法の体系が、全体として、妥当な構造物を生み出し得たものとして、受け入れられてきたことを示している。許容応力度設計方法の特徴を総合的に論じた論文¹³⁾は少ないが、ここでは著者は次のように要約しておきたい。すなわち、

- i) 許容応力度設計方法は、許容応力度規範に補足条項を組み合わせることにより、普通の場合にはほぼ満足な構造物を生み出し得た。
- ii) この設計方法で造られた構造物は今日まで数限りなく、許容応力度設計方法と造られた構造物の性能との対応について、多くの技術者に共通の直接的認識がある。これは、新しいフォーマットの設計基準を作る際の基礎となし得る事実である。
- iii) 部材断面における材料疲労、ひびわれ発生、ひびわれ幅、たわみなどの検証は、それぞれに固有の載荷状態で行うのが正確であるが、IIb後期の状態による断面計算でもおおよその判断ができる。

(2) 高精度の設計への適応性

許容応力度設計方法が数十年余り用いられてきたとしても、この事実は、ただちに、構造物の使用性・安全性の規範として許容応力度規範が優れている、と将来とも考えてよいことを意味するものではない。今日まで明らかにされてきたコンクリート部材の力学的性質をできるだけ厳密に取り扱い、不確実性の処理を合理的に行うことにより、構造設計の精度を高めようとするとき、許容応力度規範は、以下に述べるように、多くの欠点を有している。

- i) 線形理論で求めた IIb後期の状態の応力度によって大きい塑性変形を伴う終局強度を評価する方法は精度を上げにくい。したがって、許容応力度規範によって破壊に対する安全性の検証を行う方法は、種々の補足的措置が必要となり、効率的でない; 終局状態の応力度と IIb後期の状態の応力度との

比は、両状態における荷重の比と大きく相違し、その相違は構造的諸条件により一定しない。終局強度を求めるために、種々の補正を行った線形理論や許容応力度の値を修正する方法が、考えられないわけではない。しかし、この方法は複雑で精度も低い。

ii) 上のような補足的措置は、構造設計の体系を力学的・数学的にわかりにくいものとし、また、設計の際に個人の不適当な主觀が入りやすい曖昧さを残す結果となっている。

iii) レンガや無筋コンクリートの構造では、許容応力度の安全率を大きくとっても、許容応力度規範のみでは安全性を確保できない。また、構造体の転倒に対する安定は、地盤反力の許容値によって検証できない; 実際には、外力の作用点が断面の中心付近から離れないように寸法を定めることが必要である。これらの場合は、荷重係数規範が簡便でわかりやすい。

iv) 許容応力度規範では、構造物の安全性に影響をもつ個々の荷重の力学的特性や統計的性格における相違を考慮するのに、不都合が大きい; 荷重の載荷パターンは非常に多様である(図-4)。荷重が自重のように持続的か車両荷重のように変動的かによって、コンクリートおよび鋼材の強度特性は相違する。許容応力度規範でこれらの相違を考慮しようとすると、荷重の組合せごとに許容応力度の値を変えなければならなくなる。この補正を正しく行わない許容応力度では、たとえば、スパン5mのRC橋とスパン30mのRC橋とで、つり合いのとれた安全性を保証できる、との確信がもてない。

v) 構造物の力学的性質がよくわかっているか否か、荷重の統計資料が多いか少ないか、施工の良否がわかっているか否か、などは、構造物の安全性の評価に違った考慮をするべきである。これらの事情は場合々で相違するが、その都度、違った許容応力度

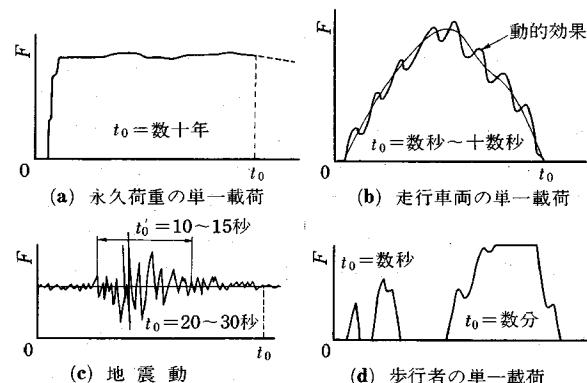


図-4 載荷パターンの例

を定めるのは煩雑で誤りやすい；構造解析の誤差は、単純桁では小さく、複雑なRCラーメンでは相当大きい。また、逆T型擁壁は構造挙動を解析しやすいが、これに働く土圧は不明確である。これらを区別しない許容応力度を用いるのは合理的といえない。

vi) 構造物として避けるべき種々のモードの破壊、供用中の過大な変形・共振、過大なひびわれ、などの現象は、断面応力度が同一でも、荷重と構造物の諸条件によって相違する。これらの影響が確かめられたとしても、その結果を許容応力度の安全率の寄与分に換算することは煩雑である。

vii) 慣用の許容応力度設計方法における種々の補足的取り扱いは、荷重、構造物、材料などの種類ごとに固有のもので、一般性がない。その結果、たとえば、鋼構造物、RC構造物、PC構造物、土構造物などの間で、また建築物、橋、航空機、船などの間で、安全性の程度を単に許容応力度の値によって比較することはできない。したがって、種々の構造物によって構成される社会施設の系（新幹線、高速道路など）について、構成要素の安全性につり合いがとれているか否か、系の安全性がどれほどか、などを評価するうえに不便が大きい。

以上要するに、コンクリート構造物の複雑な応答挙動を、IIb後期の状態の挙動によって判断する方法は、高い精度が得られず効率的でないこと、種々性格が相違する不確実性を、1つの安全率の値を補正することによって取り扱う方法は、合理的でないことを意味している。

しかし、これらの諸問題を簡潔に取り扱う理想的な設計方法を構成するのは容易ではない。原理的にいえば、構造応答挙動は、個々に、その挙動を検討するのが、高精度を得る直接的な方法であるが、これはかなり煩雑である。また、種々の不確実性を取り扱うには、確率論を応用するのが1つの方法であるが、理論的にも実際的にも制約があって、問題のすべてが解決するわけではない。結局、許容応力度規範の欠点をいくらかでも克服し、設計の精度を高めてわかりやすい体系を構成するために、電子計算機・計測技術、現場における施工技術などの水準を考慮しながら、新しい設計方法の体系を、どのように選択・構成するべきか、がわれわれの課題である。この問題は4.(4)で論ずる。

4. 限界状態設計方法の基礎概念

(1) 限界状態による構造部材の性能の理解

a) 限界状態

コンクリート部材は、荷重が小さいと弾性的であるが、大きいと塑性的挙動を示し、時には破壊する。この全過程

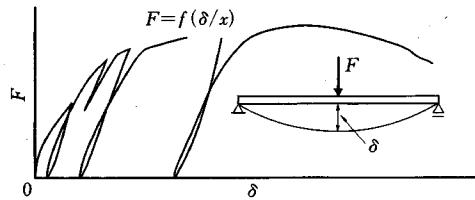


図-5 部材の応答挙動

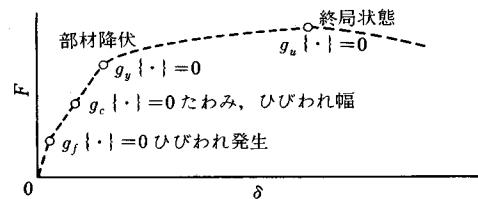


図-6 応答挙動の離散化

程における応力・変形の挙動は荷重の種類によって様相を変える。図-5は、その様子を模式的に示したもので、この全過程を1つの代数式 ($F=f(\delta/x)$) で記述することは事実上不可能である。しかし、このような構造部材の応答挙動には、一般に、たとえば、ひびわれの発生、疲労、降伏、断面破壊などのように、いくつかの「際だった変化」を示す特別な状態が現われ、これらの状態が載荷の全過程における応答挙動を理解する重要な手がかりとなる。連続的に変化する応答挙動を、構造物の使用上重要な意味をもつ「際だった変化を示す状態」で離散化し、この特定の状態を限界状態とよぶ。限界状態における応答挙動を記述する状態式 $g(x)=0$ を求めておけば、これを設計のよりどころとして用いることができる（図-6）。このように考えるとき、限界状態は、ひずみ、変位、応力、その他適切な変数を用いて記述され、一般に時間依存的な効用に関連するものとして、次の4つの集合に分類される^{12),14)}。

- i) 終局限界状態；与えられた荷重に対して最大耐荷力が発揮される限界状態。これより先は、構造物が信頼し得る耐荷挙動を示すことを期待できない状態で、たとえば、構造物の剛体としての安定の喪失、材料強度（疲労による低下も含める）を応力が越えることによる限界断面の破壊、構造系の機構、座屈、動的不安定などによって生ずる。これらの原因が生ずる状態は、個々に特殊で、「破壊」ということを除いて、取り立てるほどの共通性はない。
- ii) 条件付き限界状態；通常は予期されない偶発作用により破損を受けた状態で考える、本来の目的荷重による限界状態、火災を受けた構造物の限界状態など。この偶発作用は、構造物の供用期間に通常はほとんど起こると考えられない例外的な作用で、信頼性解析で他の作用と同じオーダーで取り扱うこと

ができない。しかし、いったん起こると構造物に致命的な損傷を与えるおそれがあり、実際の構造設計では、技術者の直感的判断で適切な措置がとられている例が少なくない。

iii) 使用限界状態；正常な使用条件を定義する規範に適合しなくなる限界状態。

iv) その他の限界状態；構造物が特別な機能（たとえば、液化天然ガスの貯蔵、放射線遮蔽など）を果たすことが期待されるとき、その機能を果たし得なくなる限界状態。

設計の精度をできるだけ高めようとする立場からいえば、限界状態によって構造物の使用性・安全性を検証する場合、個々に固有の限界状態挙動をできるだけ正確に計算に考慮しなければならない。また、この場合、次項に述べる種々の不確実性を可能な限り合理的に取り扱うことが必要である。条件付き限界状態は、この意味で、実際の設計できわめて重要な役割を果たすものである。また、終局限界状態は、いわば“最後（Ultimate）の破壊の検証”であり、使用限界状態は、破壊と無関係な使用性の検証である。両者の場合、不確実性がもつ重大さは基本的に相違している。

b) 不確実性の様相

設計基準のフォーマットは、構造設計における不確実性の取り扱い方法で特徴づけられ、構造設計の不確実性は次のように分類される。

i) 設計変数の変動による不確実性；構造寸法、材料強度、荷重などの変動で、確率分布で記述される。

ii) 統計的不確実性；設計変数の確率分布を推定する際の誤差で、サンプルサイズや情報量により影響を受ける。サンプリングが不可能な場合もある。

iii) モデルの不確実性；構造モデルの単純化、境界条件の不明確さなどによる。

iv) 効用評価の不確実性；構造物の効用は時間に依存して変わるので、その正当な評価は難しい。

一方、これらの不確実性を確率論的取り扱いの視点からみると、

i) 単に不確実で、実際上、確率的性格をもたないと考えるべきもの；間違いによる部材強度の低下（図-7）、失念の影響など。

ii) 確率的性格をもつと考えられるが、統計資料を集積することが不可能なもの；構造物内のコンクリートの強度の変動、構造物の耐用期間における最大地震動の分布など。

iii) 実用上の精度で確率論的取り扱いが可能なもの；コンクリートや鋼材の材料強度の分布などを分類することができる。

さらに視点を変えて、これらの不確実性は、

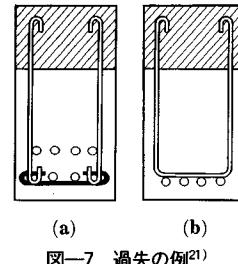


図-7 過失の例²¹⁾

i) 客観的現象としての性格を有するもの。

ii) 人為的過失や人間の意志による選択・決定の影響のような主観的不確実性というべきもの。

に大別することができる。

c) 構造物の効用と性能

ここで、構造物の効用と性能について価値概念の整理をしておくのがよいと思う。元来、“よい”といわれる性質は、単なる好き嫌いだけでなく、文化的欲求の対象となる性質、ある目的実現の手段としての有用さ、などを指しており²²⁾、したがって、構造物がもつ価値は、人間の価値意識に依存する、と考えるのが妥当である。

まず、構造物は、潤いある人間生活の精神的空间を構成する施設として、造形美、歴史的記念、宗教的偶像、権力象徴などとしての価値をもつ、と考えられる。このような精神的生活の中の価値は、たとえば戦災で壊滅したワルシャワの旧市街が、奉仕により瓦礫の1つにまで執念をもって復元された例にみられるように、民族の長い歴史の中で育まれた文化的意識であり、自己存在の主張でもある。

一方、構造物は、社会施設を構成する要素として、個々に使用目的をもっている。このような物質社会の中で構造物がもつ貨幣的価値を考えるには、個々の構造物について、その必要性、人間が受ける個人的・集団的な便益・負担などを、社会施設の全体や人間活動との関連において、総合的に評価することが必要である。この場合、たとえば、その建設に伴う建設費・維持費などの直接経費だけでなく、外部経済や内部不経済、直接・間接の便益や犠牲などを考慮することが必要である。

ところで、人間の構造物にかかる姿は多様である；一般の利用者、建設の主体、設計者、施工者、構造技術の専門家、研究者など、としての立場があり、人は、それぞれの立場から、上で述べた精神的、貨幣的な価値を享受し、また負担を分かち合っている。そこで、“これらすべての価値による合理的な主観的満足の度合”によって、『効用』の概念を定義することにする。このとき、構造物は、必要な機能を果たし、効用の集合期待値ができるだけ大きくなるように、設計を行うのが理想である、といえる。そのため、望ましい設計方法の体系

は、その方法で将来にわたり設計される全構造物について起こり得るすべての状態、その状態に関連する効用およびそれらの状態が起こる確率、を的確に考慮するものであることが理想である。しかしながら、このような意味の効用を構造物の設計に適切に考慮する方法は、目下のところ、十分に解明されているわけではない。したがって、当面の可能な方法は、『構造物の性能を限界状態の超過確率によって定義し、その目標とする信頼性の水準を選択する際に、負の効用と考えられる経費を最適化する考えを導入する方法』ではないかと考えられる。

このような設計方法の体系を構成するためには、安全性または安全係数の評価の理論的基礎を明確にしておくことが必要である。近年は、信頼性理論とその構造設計方法への適用に関して多くの研究成果が発表されている。次項で述べる安全性照査の水準は、これらの成果のそれぞれについて、その効果と限界を評価する際に、混乱を避けるために、重要な役割を果たすものである。

(2) 安全性照査と照査水準

構造物の安全性照査と設計の方法は、信頼性の定義と近似化の仕方に基づいて、3つの水準に分類するのが便利である^{12),14)}。しかし、安全性解析のすべての立場が、この範疇のいずれかに確定的に区分されるものでないことはいうまでもない。これらのいずれの水準の方法でも、限界状態に対する適切な信頼性水準を保証するには、材料の強度や作用の確率変動およびその他すべての不確実性を考慮に入れなければならない。

水準3の方法；この方法は、確率論的に最も厳密な安全検証方法で、主として、設計空間の確率論的性質の検証のために、また、水準2や水準1の方法に採用される種々の単純化、理想化の有効性を検証するために用いられる。この方法の主な特徴は：

- i) 構造物について限界状態の最適超過確率（または最大期待効用）の検証を行う。
- ii) 確率の計算は、基礎変数の空間において結合確率密度の多重積分によって行う。
- iii) 不確実性を定量的に表現する際に仮定や制約を設けない。

水準2の方法；この方法は、限界状態の表現と確率論的な取り扱いに1次近似を行う方法で、水準1の信頼性検証方法を構成するための基礎としての意味をもつほか、特別な場合に、構造物の安全性の検証を行うためにも用いられる。この方法の特徴は：

- i) 基礎変数の分布を正規分布に変換して取り扱う。また、基礎変数の分布は、平均値、標準偏差など2次までのモーメントによって表わされる。
- ii) 限界状態式は線形化する。
- iii) 構造の信頼性水準は指標 β または対応する演算

上の破壊確率で表わされる。一般に、これらは代数的イテラシオンで計算される。

iv) 事象が時間・空間の助変数に関係しているときは、時系列として取り扱わず、時空間の特定の区域に関係づけて取り扱われる。

限界状態に対する安全指標 β の計算は標記的¹¹⁾

$$\beta = -\phi^{-1} \sum \phi(-\beta_i) \dots \quad (1)$$

ここで、 β_i ：設計変数 X_i に関する安全指標

ϕ ：設計変数の正規化分布関数

で表わされる。

水準1の方法；この方法は、当分の間、実際の構造設計において最も一般に実用されることが期待される安全検証の方法で、水準2の方法が与える安全性の連続関数を離散化した方法とみることができる。また、この方法は、構造設計における不確実性の影響を、半ば確率論的に半ば係数処理的に取り扱う方法で、以下の特徴を有している。

- i) 構造の信頼性水準は、各基礎変数について代表値を指定し、この代表値に関係づけて部分安全係数 γ を定め、状態式 $g(x)=z$ が負にならないようにすることによって、保証される。
- ii) 基礎変数の代表値は、その確率分布についてあらかじめ指定された超過確率をもつ値として定義される種々の特性値に対応する。
- iii) 部分安全係数の大きさは、従来の方法による設計結果との整合性を考慮して、必要な信頼性水準と基礎変数の変動性との関数として、水準2の方法で定められる。

限界状態に対して部分安全係数により安全性を検証する計算は、標記的に以下のように表わされる；

$$S(\gamma F_k) \leq R(f_k / \gamma_k) \dots \quad (2)$$

ここで、 F_k ：作用の特性値

f_k ：材料強度の特性値

γ_k ：作用の部分安全係数

γ ：材料強度の部分安全係数

$S(\cdot)$ ：断面力を与える関数

$R(\cdot)$ ：断面の耐荷力を与える関数

(3) 限界状態の超過確率と線形化

a) 限界状態と信頼性指標

互いに独立な n 個の設計基礎変数 $\{X_i\}$ ($i=1, 2, \dots, n$) がつくるカルテシアン空間で、限界状態は、

$$z = g(X_1, X_2, \dots, X_n; t) = 0 \dots \quad (3)$$

を満足する $\{X_i\}$ の集合である。 $g(\cdot)$ は、設計変数のある範囲における応答挙動を与えるものでなく、限界状態に固有の関数形をもち、 $g(\cdot)=0$ のときにのみ実際の応答挙動に具体的に対応する。しかしながら $\{X_i\}$ は確率分布をもち大小の値をとり得るので、 $z=g(\cdot)$ も確率分布を

もち、 $(-\infty, \infty)$ の値域をもつ。 $z > 0$ は、構造物が限界状態に達する前の状態にあることを意味し、 $z < 0$ はその状態に達する前に限界状態に達していることを示す。したがって、 $|X_i|$ が n 次元の結合確率密度（定常的と考えて）、

$f(x_1, x_2, \dots, x_n); x_i$ は X_i の実現値をもつとき、これを、 $z = g\{\cdot\} \leq 0$ の領域 $|D|$ で n 重積分すると、限界状態が起こる確率 P_f が求められる。

$$\text{Prob}[z \leq 0] = \int_D f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \cdots dx_n = P_f \quad (4)$$

このとき、 $(1 - P_f)$ はこの系の信頼性とよばれる。 $g\{\cdot\}$ の分布が、平均値 m_a 、標準偏差 σ_a で確定するならば、 $\beta = m_a / \sigma_a$ は P_f に 1 対応するので、 β は信頼性指標として用いられる。

b) 限界状態式の線形化と部分安全係数

限界状態式は、Taylor 展開の最初の 2 項をとることにより、展開点 $\{X_i^*\}$ 付近で精度よく成り立つ線形化限界状態式を求めることができる。

$$z = g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} (X_i - X_i^*) \quad (5)$$

ここで $\{X_i^*\}$ が限界状態を与える点とすると、

$$g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0 \text{ であるから}$$

$$z = \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} (X_i - X_i^*) \quad (6 \cdot a)$$

$$m_z = \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} (m_i - X_i^*) \quad (6 \cdot b)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} \sigma_i \right)^2} \quad (6 \cdot c)$$

で表わされる。ここで、信頼性指標 $\beta = m_z / \sigma_z$ を用いると、限界状態は次のように表わされる。

$$m_z - \beta \sigma_z = \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{X_i^*} (m_i - X_i^* - \alpha_i \beta \sigma_i) = 0 \quad (7)$$

したがって、基礎変数の設計値 X_i^* を、

$$X_i^* = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i, \quad (i=1, 2, \dots, n)$$

のように選べば、設計値 $\{X_i^*\}$ は限界状態における値である。特性値を $X_{ik} = m_i \pm k_i \sigma_i$ とおき、 $X_i^* = \gamma_i X_{ik}$ とおくと、特性値に乘ずる部分安全係数 γ_i は

$$\gamma_i = \frac{1 - \alpha_i \beta V_i}{1 \pm k_i V_i} \quad V_i = \frac{\sigma_i}{m_i} \quad (8)$$

この結果から、少なくとも、部分安全係数 γ_i は、線形化点 $\{X_i^*\}$ によって定まる、言い換えれば、その値は限界状態上の特定の点ごとに定まること、がわかる。また、式 (6 · b) から、 α_i は、各基礎変数 X_i の変動 (σ_i)

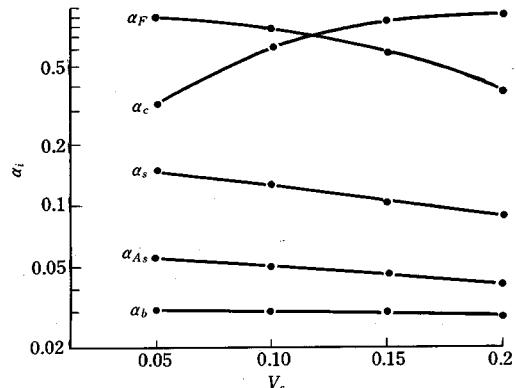


図-8 寄与率¹⁵⁾ (圧縮, $P_f = 10^{-5}$)

表-1 構造変数

応力	記号	平均値	変動係数
圧	f'_c	kgf/cm ²	250
	f_s	kgf/cm ²	3 500
	A_s	cm ²	264.6
	b	cm	105
曲	d	cm	105
	f'_c	kgf/cm ²	288.7
	f_s	kgf/cm ²	3 395
	A_s	cm ²	24.9
げ	b	cm	40
	d	cm	70
	f'_c	kgf/cm ²	260~360
	f_s	kgf/cm ²	3 850
せん 断	ρ_w	0.001~0.004	0.10
	θ	degree	0.06
	ϕ_{R1}		30~60
	ϕ_{R2}		1.12
	ϕ_{R3}		0.91
			0.28
			1.06
			0.093

が限界状態式の変動に影響する度合（寄与率）を表わしており、その値は、式 (6 · c) によって、他の基礎変数 $X_j (j+i)$ の変動によっても影響を受けることがわかる。図-8 は、軸力を受ける RC 部材（表-1 に示す断面、鉄筋比 0.024）において、軸力、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏点強度、鉄筋量、断面寸法などの寄与率 $\alpha_F, \alpha_c, \alpha_s, \alpha_{As}, \alpha_b$ などが、コンクリートの圧縮強度の変動係数 V_c によって影響を受ける様子を表わしている。当然ながら、 V_c の増加に伴って、 α_c は大きくなり、他の α_i は低減する。特に α_F の減少する傾向が大きい。

(4) 部分安全係数方法の苦しみ

a) 部分安全係数の評価

前項に個々の設計変数に乘ずる部分安全係数の理論的根拠を示した。その結果によれば、設計の精度を上げるために、その値は、構造物の種類とその設計条件（設計問題）ごとに定めるべきもので、具体的にいえば、橋桁と床スラブとで異なり、また、桁のスパンによっても、

用いる鉄筋やコンクリートの強度によっても異なるのが理論的帰結である。しかし、設計問題の場合々々に応じて、部分安全係数の違った値を用いるのは、実用設計として煩雑であり、技術者の混乱を招くおそれがある。したがって、設計問題のどの範囲に一括して同じ部分安全係数の値を適用するか、を見出すことが、実用上の重要な問題である。

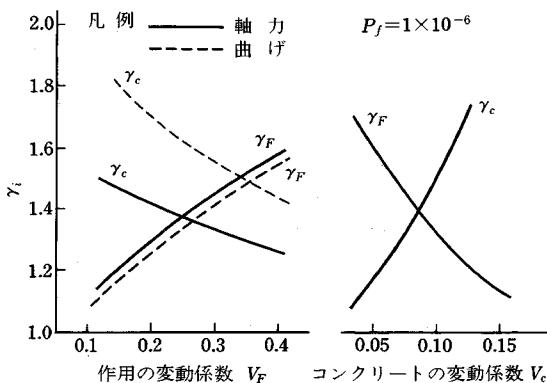
さて、前項で求めた式(5)および(6)によれば、部分安全係数 γ_i は、個々の設計問題ごとに、設計に必要な信頼性水準(β に対応)、基礎変数の変動の程度(V_i に対応)と特性値(k_i に対応)、 $g_i \cdot \gamma_i$ の変動に対する各基礎変数の変動の寄与(a_i に対応)などを考慮して定めるべきことが考えられる。この確率論的構造を検討するために、RCラーメン高架橋の柱と中層ばかりの諸元を含む範囲に基礎変数を選び、作用には地震の影響も考慮して、シミュレーションを行った。表-1は用いた部材の基礎変数であり、表-2は限界状態式、表-3は作用の確率分布を示している。安全性照査のフォーマットは式(1)と式(2)とに原理的に等しい。これらの検討結果から明らかになったことを要約すると、以下の

表-2 限界状態式

応力	限界状態式
圧縮	$z = (f'_c b d \pm f_s A_s) - N \quad (9)$
曲げ	$z = f_s A_{sl} \left(d - \frac{f_s A_{sl}}{1.7 f'_c b} \right) - M \quad (10)$
せん断	$z = 0.108 \Phi_{R1} f'_c^{2/3} (bd + 50A_s) - S \quad (11)$
せん断	$z = \Phi_{R2} (0.9 f_s \rho_w \cot \theta + 0.26 f'_c^{2/3}) bd - S \quad (12)$
曲げ	$z = \Phi_{R3} f_s A_{sl} \left(d - \frac{f_s A_{sl}}{1.7 f'_c b} \right) - Sa, \quad a: \text{せん断スパン} \quad (13)$

表-3 作用の確率分布

応力	作用	分布型	変動係数	平均
圧縮	N	正規分布	0.15~0.35	特性安全度で指定
曲げ	M	正規分布	0.10~0.50	"
せん断	S	極値III型	0.89	50t(上限値 170t)

図-9 部分安全係数^{(15), (16)}

ようである:

I) 圧縮を受ける部材(柱)では、コンクリートの圧縮強度の変動が大きいとき、その部分安全係数 γ_c を大きくとらなければならない。他の幾何変数の部分安全係数 $\gamma_{As}, \gamma_b, \gamma_h$ などは一定のままとしてよい(図-9)。

II) 曲げを受けるつり合い鉄筋比以下のはり(低補強はり)では、コンクリートの圧縮強度の変動が大きいときに、幾何変数だけではなくコンクリートの圧縮強度の部分安全係数も大きくとる必要はない。

III) 作用の変動が大きいとき、作用の部分安全係数 γ_f を大きくとらなければならない。この場合、コンクリートの圧縮強度の部分安全係数 γ_c は小さくしてよい。この傾向は柱でも低補強はりでも同様である(図-9)。

IV) せん断を受ける部材の破壊確率は、コンクリートの圧縮強度の平均値260~360 kgf/cm²の範囲で、その変動の影響は大差なく、したがって部分安全係数について特別な考慮を必要としないように思われる。

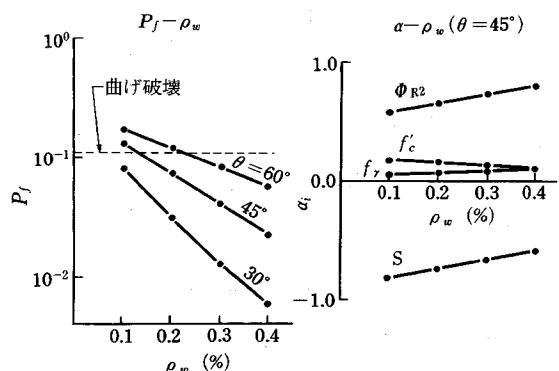
V) 腹鉄筋比 ρ_w のせん断破壊確率に及ぼす影響は大きい。したがって、 $3/5 \leq \cot \theta \leq 5/3$ となるように θ を選ぶ方法がこの視点から妥当か否かを検討する必要がある(図-10)。

VI) モデル不確実性を表わす Φ_{Ri} の寄与率 α_i は ρ_w によって、幾分変化する。

VII) せん断作用の変動が大きいとき、作用の部分安全係数を大きくとり、コンクリートの強度の部分安全係数を幾分減じてよいようである。他の基礎変数については一定のままとしてよい、と思われる。

b) 設計基準に定めるべき部分安全係数

前項では、部材断面が特定の寸法と材料強度によって与えられた場合について、設計基礎変数の変動の影響のみを調べた。しかし、設計基準は多くの種類と各種の寸法の構造物を対象としており、かつ、作用の種類も多い。したがって、設計基準で定めるべき部分安全係数を見出

図-10 せん断を受けるはりの破壊確率⁽¹⁷⁾

すには、設計空間の全体に対して、前項と同様の検討を行わなければならない。

まず、部分安全係数規範の安全性水準を、既往の構造物に関する経験および従来の設計基準との整合性を考慮しながら、決定し、それに対応する部分安全係数の値を具体的に求めるために、以下の検討を行う¹⁴⁾：(1) 対象とする構造物と荷重の種類・範囲、(2) その全設計空間を、同じ部分安全係数値を用いる部分空間に分割、(3) 各部分空間に対応する構造物の建造頻度、(4) その構造物を既往の基準により設計、(5) 基礎変数とその確率分布の確定、(6) 限界状態式とそのモデル不確実性の評価、(7) 水準-2の方法による破壊確率の計算、(8) 頻度で加重した破壊確率の平均値の算出、(9) 破壊の影響の考慮、(10) 将來の頻度、(11) 部分安全係数の評価。

図-11は、RC橋脚について、この検討を行った結果である。この橋脚は道路橋を支持するもので、活荷重は自動車の完全渋滞状態のもの、地震荷重は50年最大値を用いた。この検討結果によると、この橋脚は、支持する橋桁のスパンが大きいほど破壊確率が大きくなる傾向があるようと思われる¹⁹⁾。また、事務所や倉庫のはりについてこの検討を行った結果によれば、公称信頼度は、スパンが大きいほど、相当に大きくなるだけでなく、各国の基準ごとにかなりの差があることが明らかにされている¹⁴⁾。これは、既往の設計基準類で設計された構造物の安全性に大きい不つり合いがあることを示唆している。

目標とする信頼度を定めた後は、部分安全係数を、下記の条件によって求める。

ここで、 $(P_t)_i$ は第 i 番サンプル構造物の破壊確率、

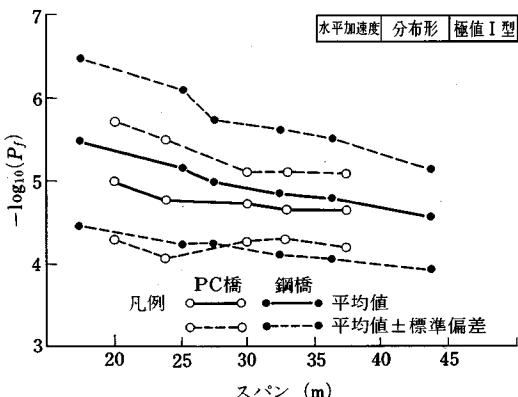


図-11 桁のスパンと橋脚の破壊確率との対応

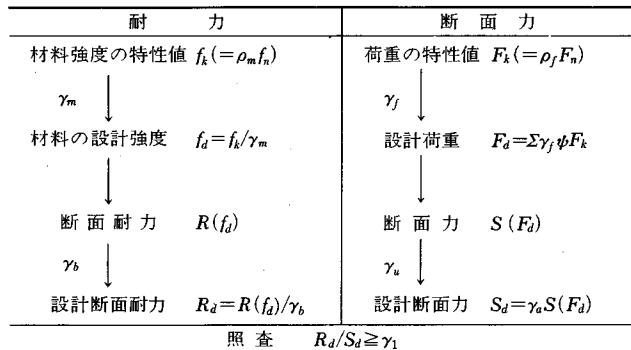


図-12 安全性照査の手順（土木学会）

$(P_n)_i$ はその目標値、 ω_i は頻度による重み、 m は係数の組合せの数である。もちろん、部分安全係数の値は、設計に用いる部分安全係数規範あるいはフォーマットによって相違する。土木学会が提案するフォーマットは図-12 のようであるが、この規範による土木構造物の部分安全係数に関する検討はまだ十分といいがたいように思われる。

c) 作用変数の代表値・特性値

水準-1 の安全性照査を行うために、設計基礎変数の代表値を定める。この代表値は、その確率分布の平均値またはある超過確率に相当する値である。たとえば、自重などのような永久作用の場合は一定の公称値 G 、変動作用の場合は、特性値 Q_k である。また荷重の組合せの際の値 $\Psi_0 Q_k$ 、常時使用値 Q_{ser} 、高頻度値 $\Psi_1 Q_k$ 、準永久値 $\Psi_2 Q_k$ などに対して係数 Ψ_0 、 Ψ_1 、 Ψ_2 の値が提案されている。

作用の特性値 F_k は、主として終局状態の検証に用いられる値で、その合理的な選定は容易ではない。自然現象に起源をもつ作用については、同一場所における変動の観測はたかだか数十年間ほどしか行い得ない。これは、たとえば 30 年の平均再現期間をもつ極値の分布を定めることにきわめて不十分である。これを補うため、他の多くの場所で同種の構造物に働く同種の作用について観測を行い、全体を 1 つの集合として、変動係数など分布情報を得ることが考えられる。この方法は、作用の種類によっては、事象のエルゴード性や観測値の分布則適合性などが不十分なことによる困難がある。他の変動荷重の場合にも観測資料の不足などのため同様の困難があり、実際には多くの場合、観測結果の“判断”と“外挿”による評価が必要である。そのため、この方法によってもたとえば 50 年最大値のおおよその平均値を知り得るにすぎない、と理解するのが妥当であろう。構造物は、一般に、50 年間における安全性を定義するのがよい。これは、50 年は普通の構造物の平均耐用命数より幾分短いが、それ以降は安全でなくてよい、とするものでな

いことはもちろんである。この場合、作用の50年最大値の分布を用いなければならぬが、その分布を定め、 F_k を評価する際の“判断”を行うには、以下の検討を行ふ必要がある；

- i) 古典的分布則を“仮定”する。50年最大値の実際の分布がこの分布に近いとしてよいか否か。超過確率5%になるまでの範囲で、どのような古典的分布則を用いるか、よりは、むしろ変動係数の選定の影響が大きいか否か。
- ii) 数個の観測点で求められた数個の極値を考慮に入れる。一般にそれらの平均再現期間は不明である。変動作用の特性値は、終局状態の検討の際に係数 $\gamma_f = \gamma_{f_1} \cdot \gamma_{f_2}$ を乗じて用いる。たとえば、 $\gamma_f = 1.5$ とする場合、作用が選定された特性値を実際に、たとえば十数%程度越えても、構造物は崩壊するおそれはありません、たとえば50~60%程度越えると、崩壊の可能性が非常に大きくなるか。この可能性の不確実性は、限界断面において、全作用中に占める永久作用の割合、同時に働く他の作用の値、その他計算値と実際との差に影響する因子などによる、と考えられる。
- iii) 人間活動から来る作用には特別な問題がある。統計で考慮される値に、使用者の“重大な過失”を含めるべきでない。その過失の影響はほとんど常にその1つの構造物に限られるものと考えてよいか。また、重量車が重量制限の橋を通過するような出来事を“偶発事象”として取り扱ってよい範囲。

d) コンクリートの特性値²⁰⁾

従来から一般に用いられてきたコンクリート構造の設計方法では、コンクリートの圧縮強度として、標準養生円柱供試体について標準試験法で求めた圧縮強度の値が用いられてきた。ここでは、円柱供試体か角柱供試体かはさして問題ではなく、ただ、供試体の強度と実構造物内のコンクリートの強度との関係が、コンクリート構造の設計方法においてどのように考えられているか、が重要である。少なくとも供試体の強度と実構造物内のコンクリートの強度との関係は、従来から明らかにされているとはいいがたく、今後も容易に明らかにされることは考えにくい。しかし、慣用の設計方法では、形式上は“構造物内のコンクリートの強度は供試体強度に等しい”とされていると同等に取り扱われている。両者の間に差があったとしても、その他のもろもろの不確実性の影響と併せて、安全率などの設計計算上の措置によって、ともかくも結果の安全性は一般に得られている、と考えられている。これは水準-1の限界状態設計方法の場合にも、基本的に変わらない。

コンクリート構造における基礎変数は多数あり、その

変動要因は複雑である。また、構造設計上の不確実性は定量的に表現しにくいものが少くない。一方、施工管理において構造設計の基礎変数のすべてを制御することは事実上不可能である。このような事情の中で、設計計算に用いるコンクリートの圧縮強度の特性値が供試体の強度に基づいて、たとえば、

$$f_{ck} = f_m(1 + kV)$$

f_m ：圧縮強度の平均値

V ：圧縮強度の変動係数

k ：特性値 f_{ck} の超過確率に対応する偏差

のように決定されるということについて、確定的な理解を得ることは、なかなか難しい問題である。しかし、供試体の圧縮強度に基づいて定められたコンクリートの設計基準強度（または特性値）は、少なくとも設計と施工とに共通なよりどころ、あるいは両者の橋渡しをする唯一の定量的な品質指標である。コンクリート工学・技術におけるこの指標の意味は、設計・施工の空間の中で確定するはずのものである。設計者は工事中現場で採取されるコンクリート供試体の圧縮強度が、その設計基準強度に対して十分な大きさであることを前提として、構造物の安全性の検証を行う。その検証の方法は、実験的・理論的に一応の妥当性が確認されている。したがって施工者は、設計者が用いた設計基準強度の値に対して、現場コンクリートの圧縮強度が所定の条件を満たすように行程を管理することが、その任務となる。

e) 各国のコンクリート示方品質（合格判定条件）²⁰⁾

コンクリートの圧縮強度に関する品質規格は、元来、建造されたコンクリート構造物の安全性を確保するという目的に対して合理的に定めることが必要である。したがって、コンクリートの品質規格は、単に材料としての品質を規定したり、構造設計方法、特に設計における安全度の取り扱い方法と無関係にこれを決定したりすることは、元来適当でない。しかし、コンクリート構造物の設計から施工に至るまでの段階で、構造物の安全に影響するすべての因子を合理的に考慮してコンクリートの品質規格を定めることは、非常に複雑な問題である。そのため、今日のところ、一般にコンクリートの品質規格は、やむなく慣用の設計・施工方法と経験に基づいて、構造物に用いる材料としての品質の規格が定められているのが実情である。そのため現状では、コンクリートの品質規格は構造物の安全度との関係が必ずしも明確にはされておらず、各国の品質規格も、表-4のようにかなりまちまちである。図-13は、各種の母不良率 p_{ck} のコンクリートが各国の品質規格に合格する確率（OC曲線）を示したものである。一定の不良率をもつコンクリートロットが受け入れられる確率は、各国の品質規格によつて非常に大きい違いを示している。たとえば不良率10

表-4 各国の品質

記号	国名	試験値の数	標準偏差	λ	品質規格(合格判定条件)
A	西ドイツ	34	試験値より推定	1.65	$\bar{x}_{85} - 1.65 S_{85} \geq f_c$
B		15	既知 σ	1.65	$\bar{x}_{15} - 1.65 \sigma \geq f_c$
C		3	未知	—	$\bar{x}_3 - 50 \geq f_c$ および $x_1 \geq f_c$
D		9	未知	—	$\bar{x}_3 - 50 \geq f_c$ および $x_1 \geq 0.8f_c$
E	オランダ	12	試験値より推定	1.52	$\bar{x}_{12} - 1.52 S_{12} \geq f_c$
F	スペイン	6	既知 σ	1.52	$\bar{x}_6 - 1.52 \sigma \geq f_c$
G	イギリス	4	既知 σ	0.82	$x_4 - 0.82 \sigma \geq f_c$
H	スペイン	12	未知	—	$\frac{2x_1 + x_2 + \dots + x_5 - x_6}{5} \geq f_c$
I		6	未知	—	$x_1 + x_2 - x_3 \geq f_c$
J	アメリカ	3	未知	—	$x_3 \geq f_c$ および $x_1 \geq f_c - 35$
K	フランス	30	試験値より推定	1.69	$\bar{x}_{30} - 1.69 S_{30} \geq f_c$

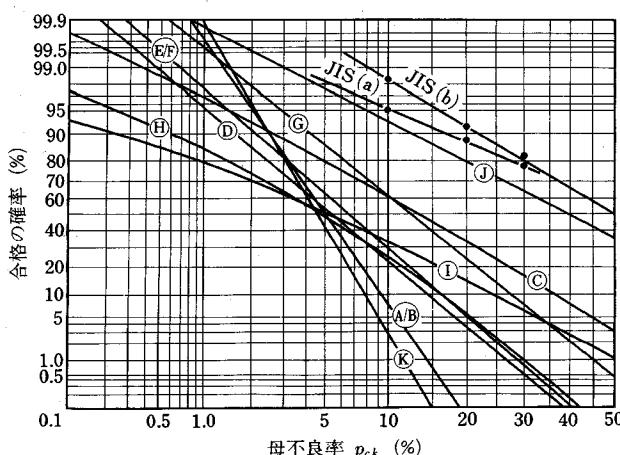


図-13 各国の抜取検査法 (OC 曲線。記号は表-4 参照)

% のコンクリートは、フランスや西ドイツの規格では、なるべく不合格とするように考えられているようにみえる。一方、JIS の試験法では、ほとんど完全に合格させたい、と考えているように見える。この不統一は合理的なものではない。

(5) 性能規範による設計基準

限界状態に基づく設計のフォーマットが一応構成されたことにより、従来の許容応力度または荷重係数による方法に比較して、より合理的な設計を行うための骨組みができた、ということができる。しかし、このように設計基準のフォーマットと設計手順が改善され、計算の精度が高くなると、設計を本来の意味で改善するには、構造部材の性能規範をより完全なものにすることが重要な問題点となる：たとえば、橋桁の耐荷力の目標値が与えられたとして設計方法を吟味するのではなく、その目標値をどのように定めるかの問題である。また、コンクリートのひびわれ幅 0.2 mm 以下を保証する構造設計を行ふかではなく、ひびわれ幅の許容限界値をいくらに定めるべきかの問題である。この課題は、以下の基本的問題を含んでいる：

i) 効用とは何かの問題。構造物に要する経費と期待できる便益がどれほどか、の見積りの問題。

ii) 安全性とは何かの問題。人間社会が構造物に期待する安全性と、その代償として支払う経費と便益の犠牲をどう選択するかの問題。

iii) 構造物が必要な供用期間に受ける物理的・化学的な作用に対して示す挙動を、劣化の過程を含めて手抜かりなく、調べ尺くす問題。

構造物の性能規範は、これらの研究結果に裏付けられて初めて、本来の意味をもつことができる。一般の構造物に対して要求される性能を限界状態の概念で判断することができる (4. (1) c) 参照)とした場合、ここで残される问题是

- i) 限界状態の定量的定義とその根拠
- ii) 限界状態に対する力学的安全性の水準とその根拠

に集約することができる。

構造設計の基準としてより本質的なものは性能規範であり、現在の設計基準類では、むしろ、性能の客観的理解の不備を補うために、種々の手続き規範と構造細目の命令的基準とが示されている、とみることができる。

5. むすび

構造技術は、最も初期の段階で、力学の支援なしに発達し、多くの確実な経験技術の蓄積がなされている。許容応力度の安全率は、弹性設計方法の体系の中で、この経験事実によりどころを求めて決定された、と理解される。

許容応力度設計方法は、改善・補正が加えられ、従来までの間、使用目的に適合する構造物を実現する役割を十分に果たしてきた、と評価してよい。しかし、許容応力度規範は、力学的・統計的な性質が相違する設計変数、

性格・様相が相違する不確実性などを合理的に取り扱うには、煩雑にすぎ、今日的要請に応える、より精度の高い設計を行うために不便が大きい。

また、IIb 後期の状態は、設計の限界状態として確定することができず、種々の載荷状態で構造物が示す多様な応答拳動を判断するよりどころとしては、有効でない。

望ましい設計方法の体系は、対象とする構造物に起こり得るすべての状態と効用について的確な考慮がなされたものであることが必要である。しかし、これらの問題が十分に解明されていない今日では、構造物の性能を限界状態によって理解し、経費を最適化するように信頼性水準を定めて、設計方法を構成することが、当面の実現可能な方法であろう。部分安全係数による限界状態設計方法は、許容応力度規範の不都合をある程度まで克服する可能性を有している。また、部分安全係数規範による限界状態設計方法は、限界状態や不確実性に関する知識や取扱い方法の進歩を随時取り入れることが、許容応力度設計方法に比して容易で、実質的な発展性を有している。しかし、この方法により、真の意味で経済的で確実な構造物の設計が可能となるには、特に、作用の代表値の選択、各設計変数の特性値と部分安全係数の決定、各種の不確実性とりわけモデル不確実性の取扱いなどについて、なお研究・調査を必要とする問題が少なくない。部分安全係数規範は、従来から建造されてきた合理的な構造物との整合性を睨みながら、水準3、水準2の信頼性解析による検討を加えて、構成することが必要である。

設計方法が合理的になるに応じて、施工技術とりわけ品質管理の合理化が重要な課題となる^{20), 21)}。特に、レディミクストコンクリートの使用における品質管理・検査の社会システムの確立と、コンクリート現場技術者の訓練の充実が大切である。

本論文の用語は、次の意味で用いた;

IIb 後期の状態; 曲げを受ける RC はりの断面において、曲げひびわれが発生して、引張主鉄筋が降伏する直前にあり、かつ、曲げ圧縮を受けるコンクリートの塑性変形が、まだ、あまり大きくなっていない状態。

許容応力度規範; 一般には弾性理論で算出された部材断面の応力度が、材料の許容応力度を越えないことによって、部材の安全性・使用性を保証する、とする規範。曲げを受ける RC 部材では、IIb 後期の状態で算出する応力度を用いる。

許容応力度設計方法; 許容応力度規範を用いる設計方法で、種々の補促的条項を含む体系の全体。

性能; 部材が、使用性・安全性に関して必要とされる条件を満たす能力をもつ性質。効用ができるだけ大きくなるように建造される社会施設の全体系の中で、個々の構造物が他との関係において發揮すべき役割を果たす

能力をもつ性質は機能とした。

参考文献

- 1) 三枝博音: 技術の哲学, 岩波全書。
- 2) たとえば、栗田賢三・古在由重編: 哲学小辞典, 岩波書店。
- 3) ガリレオ・ガリレイ: 新科学対話, 今野武雄・日田節次訳, 岩波文庫。
- 4) アイザック・ニュートン: プリンキピア, 中野猿人, 講談社。
- 5) S.P. ティモシエンコ: 材料力学史, 川口昌宏訳, 鹿島出版。
- 6) H. シュトラウブ: 建設技術史, 藤本一郎訳, 鹿島出版会。
- 7) 二見秀雄ほか訳: 独逸コンクリート協会・鉄筋コンクリート構造, コロナ社, 1941。
- 8) 後藤幸正, 尾坂芳夫・三浦 尚: コンクリート工学(II), 彰国社。
- 9) La Securite des Constructions : Seminaire tenu a Saint-Remy-les Chevreuse, le 13~le 15 Nov. 1974.
- 10) Recommandations pratiques unifiees pour le Calcul et l'Execution des ouvrages en Beton Armé, 1964, CEB : 尾坂芳夫訳「終局強度理論による鉄筋コンクリート設計工基準」, 日本セメント技術協会。
- 11) Recommandations Internationales pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Beton, 1970, CEB : 猪股俊司ほか訳「コンクリート構造物設計施工国際指針」, 鹿島出版会。
- 12) Systeme International de Reglementation Technique Unifiee des Structures : Vol. I, Regles unifiees Communes aux Differents Types d'Ouvrages et de materiaux, Vol. II Code Modele CEB-FIP pour les Structures en Beton, 1978.
- 13) 西野文雄・佐藤尚次・長谷川彰夫: 許容応力度法の内容と問題点(上), (下), 橋梁と基礎, 83-12, 84-1。
- 14) CEB-CECM-CIB-FIP-IABSE, Joint Committee on Structural Safety, Bulletin d'Information N°112, 1970.
- 15) 桑原徹郎・鈴木基行・戸谷有一: 軸力を受ける RC 断面の確率論的安全性評価に関する研究, 土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集, 昭和 56 年。
- 16) 鈴木基行・尾坂芳夫・戸谷有一: 純曲げを受ける RC 矩形単鉄筋断面の部分安全係数評価に関する研究, 土木学会第 35 回年次学術講演会講演概要集, 昭和 55 年。
- 17) 戸谷有一・尾坂芳夫・鈴木基行: RC 部材のせん断限界状態に対する確率論的安全性評価に関する研究, 土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集, 昭和 56 年。
- 18) 桑原徹郎・尾坂芳夫・鈴木基行: 限界状態設計方法における実用的部分安全係数評価法についての一考察, 土木学会第 37 回年次学術講演会講演概要集, 昭和 57 年。
- 19) 小出英夫・尾坂芳夫・菊地身智雄: 軸力と曲げを受ける RC 柱断面の確率論的安全性評価, 土木学会第 39 回年次学術講演会講演概要集, 昭和 59 年。
- 20) 尾坂芳夫: コンクリートの品質管理に関する基礎考察, コンクリート工学, Vol. 21, No. 7, July 1983.
- 21) 尾坂芳夫・角田与史雄: コンクリート構造物の安全性・信頼性をどう考えてゆくべきか?, コンクリート工学, Vol. 19, No. 7, July 1981.

(1987.1. 16・受付)