

メニュー方式による設計基準の試みと 多段階分析型超過確率法信頼性理論

On Multi-Stage Fractile-Based Reliability Theory
and Its Application to Selectable-Type Design Code

佐藤尚次* 長谷川彰夫** 西野文雄***

By Naotsugu SATO, Akio HASEGAWA and Fumio NISHINO

Selectable-type (Menu-type) Design Code which offers some alternatives about Load and Resistance design value together with fractile probabilities is proposed in this study. This Code situation is mathematically based on a Multi-stage Fractile-based reliability theory, and is arranged to be able to modify newly published limit state design codes in JSCE. Some problems which must be considered in applying this theory to these real codes are to generalize the safety-assuring procedure. For this purpose, comparisons between load and resistance, steel and concrete are made out.

1. 本研究の背景

構造物の設計のあり方を表現するのに、「閉じた設計」、「開かれた設計」という用語が用いられることがある¹⁾。前者が、設計の細部に至るまでを、基準等のルールによって細かに規定し、設計者の自由裁量の余地が少ないものであるのに対し、後者は逆に設計者の自由裁量を大幅に認め、ルールによる規定をできるだけ少なくするものであると理解される。構造力学的な側面からみると、例えば船舶の設計などは部位によって幾何形状などが詳細に定められており、設計者が力学計算を必要としない「閉じた設計」である。これに対し、建設系では設計者が力学計算を行った上で安全性を照査するのが普通であり、部材寸法の選択等に関して自由度の大きい、相対的に「開かれた設計」ということができよう。

一方建設系の設計基準類では、考慮すべき荷重や材料強度の設計値は明記されているのが普通であり、この点に関するかぎり設計者の自由裁量の余地は小さい。技術者の慣行としても、構造解析の実行は設計業務の一環として認識されており、基準に定めがないような場合であっても、自らの判断で高度な解析を試みるようなことすらある(初等解析のみでよいとされている場合でも確認のために有限要素解析を行う等)。一方、荷重や材料強度を自ら決めることには(現場の状況等を勘案して決めねばならないケースも実際問題としてあるものの)構造解析ほどには十分な判断材料と知識を有しないのが普通であるといえよう。発注者と受注者の協議によるなどの例外はあるにしても、全般的にみれば、これらの設計値は設計基準策定に携わる組織が、データを収集して、それをもとに(工学的)判断を加えて定めてきたと考えてよ

* 工博 関東学院大学講師 工学部土木工学科 (〒236 横浜市金沢区六浦町4834)
 ** 工博 東京大学教授 工学部土木工学科 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)
 *** Ph.D. 東京大学教授 工学部土木工学科 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

い。著者らはこれを「大きな荷重値」、「小さな強度値」による設計と呼んできた^{2,3)}。

設計荷重などは必ずしも統計処理のみによって決められているわけではない。道路橋活荷重は多分に（法的拘束などとも関連した）行政的配慮から決定されるし、風や地震のような環境荷重でも、どこまでの荷重に対して技術者が責任をもつべきかというのは、構造物によっても異なる、極めて高度な判断といわざるを得ない。とはいうものの、こうした判断の基本になるのは、やはり統計的なデータのもたらす情報である。総合的にみて、現在の建設系の設計基準は、力学的な側面ではかなり「開かれて」いるのに対し、統計的側面では「閉じた」ものになっているといえよう。

もっとも材料強度に関しては、鋼構造はJIS規定準拠が原則で、コンクリート構造は自ら行う実験結果を利用するのが原則であるから、この意味では鋼よりもコンクリートの設計の方が「開かれて」いるとみることできる。現在土木学会 構造工学委員会 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会（委員長：尾坂芳夫 東北大学教授）において、比較の作業が行われているが、鋼構造の基準とコンクリート構造の基準を比べると、とりわけ鋼の方に、「力学的には開かれて、統計的側面では閉じて」いる傾向が強いと思われる。

歴史的にみたと、コンクリートの設計では、現場施工の観点から、材料の品質の確保や、部材中での強度発現の確保、ばらつきのある部材強度の処理といったことに重点がおかれてきた。これに対し、鋼材は工場製品として、規格整備が比較的早くから進み、基準にある数値に設計者が信頼を寄せることが可能であったことと、例えば橋梁で長大化が進むのに並行して、保証された材料の特長を最大限に活用するための、構造システムの最適化に多くの関心が集まり、それを支えるために構造解析技術が進歩し、基準にも活かされてきた⁴⁾ことが背景としてある。無論ここに述べたことは、現象の一側面を誇張した意味はある。しかし、それぞれの分野での技術的「風土」の相違が設計基準の考え方にも反映されていることを認識することは重要である。

限界状態設計法による設計基準として、コンクリートでは昭和61年度改訂版のコンクリート標準示方書（設計編）⁵⁾が、鋼では鋼構造物設計指針⁶⁾が、それぞれ土木学会から出版されている。これらを比較したとき、（特に終局）限界状態の表現については、許容応力度という間接的表現から脱却し、真に考慮しようとするものを、より正確に表わしているという意味で、類似した方針に従っているといえる。[もっとも、既往の許容応力度設計法の位置づけについては、認識が異なっているが^{2,7)}] 他方、強度や荷重の設計値の扱いについては、コンクリート標準示方書が5種類の安全係数を設定するとともに、その値の選択に幅を与えているのに対し、鋼構造物設計指針では荷重・安全率の選択を、「類似の構造物の基準に準拠」して定め、安全係数の使用はごく限られた範囲で行っている。こうした形の相違にも、各分野の慣行の違いが反映されているものと推測される。しかしまた、従来の設計のあり方からすれば幾分設計値選択にも「開かれた」面が出てきたと見ることができよう。

設計者が、全く何の制約もなしに構造物を設計することが許されると、完成した構造物の安全性がまちまちになることも考えられ、好ましくない。したがって、最低限の制約として、満足すべき安全性のレベルは示す必要があろう。すなわち、「開かれた設計」の極端なケースとしては、要求（目標）破壊確率（あるいは安全性指標 β ）のみを提示し、それさえ何らかの客観的手段によって確認されるならば、後はどのような手順で、どのような形のもので設計しても自由である、といった形式が考えられる。信頼性設計の、レベルⅡないしⅢと分類される設計が、これに近い考え方である。しかし現実の問題として、そのような設計形態が近い将来にも実現しようとは考えにくいことである。しかし、その一方で、従来のように設計条件を「上から与えられるもの」として固定的にとらえることは、設計工学を発展させる上でもひとつの足かせであるし、設計者の素養の向上の機会を失するものである。レベルⅠに分類される信頼性設計でも、基準策定側が信頼性に配慮するものの、設計者に判断を委ねてはいない。現在の設計では、構造解析のみならず、材料、構造形式、工法など、多くの分野で設計者に選択の幅が与えられている。とはいえ、無際限に多くの選択可能性があるのではなく、状況に応じて自ずと選択の幅は限定されるのも明らか

である。この意味で、強度や荷重の設計値にも、天下りの的に与えられるのではなく、さりとて上記のような「極端に開かれた」設計のようでもない、ある幅の中から、適切に与えられた情報を判断基準にして選択のできる「メニュー」が与えられるならば、工学的に有意義なことと考えられる。これはレベルⅠとⅡの中間的な位置づけといえよう。

こうした方法は、既に、コンクリート標準示方書にも、鋼構造物設計指針にも、不完全な形式ながらみられるものである。例えばコンクリート標準示方書では、終局限界状態に対して、荷重係数を1.0～1.2にとることと定めている。これなども一つの（連続的な）メニューである。残念なことに、現在の規定には、どういう場合にどの値をとったらよいのかが明確にされておらず、設計者に混乱を与える危険性も含んでいるが、これはメニュー方式そのものの欠点というより、情報不足という、形式の不完全さに起因するものといえる。例えば荷重の超過確率、あるいは再現期間を設計荷重（の選択枝）に付記してやれば（これはメニューにおける「値段」の欄に該当する）、設計者には有効な情報となるはずである。

現状のコンクリート標準示方書のような条項では、係数を、許された幅のうちからいくつか適当に決めて試算設計をし、その各種のケースに対して、独自に収集した統計データをもとに破壊確率、あるいは安全性指標を算出して、比較してみるといった対応しかできないであろう。これでは前述の極端な形の「開かれた設計」と、手間において大きな差はないし、信頼性設計に馴染みの薄い設計者にはこうした比較も困難である。確かに今日では、設計変数の統計情報さえ与えられれば、安全性指標を算出するプログラムは整備されつつあり、これをブラックボックスとして利用することもできる。信頼性設計として、それはそれでひとつの行き方ではあるが、従来の設計に親しんできた設計者が、設計値の統計的意味合いを理解する上での助けとなり、ここに挙げた基準類のメニュー的性格を活かし、さらに既存の設計手順とも整合しうるような信頼性設計の方法も、与えることは可能であろう。その一つの手法として提案するのが本研究の流れである。著者らの提案した超過確率法信頼性理論⁸⁾に基づき、設計変数の設計値のもつ超過、あるいは非超過確率を安全性の目安とし、設計計算の流れに即した形で、超過確率の安全性への関与を理解するものである。

2. 解析理論および設計の枠組みとの対応

まず、標題に挙げた「多段階分析型超過確率法信頼性理論⁹⁾」について概説する。詳細は文献9)に譲るが、例えば、 $Z = (X_1 + X_2) \cdot X_3 + \exp[X_4 \cdot X_5]$ という非線形関数が破壊基準関数として与えられたならば、これを図-1のように、①変数の和、②変数の積、③写像という要素に分解し、これらの要素の階層的構造として関数全体を理解するものである。こうした階層構造の中では、 X_1 、 X_2 に対する Y_1 、あるいは Y_1 、 X_3 に対する U_1 のように、下位の変数と上位の変数の区別が生じる。下位の変数の設計値が、一定の超過確率の条件（例えば、 $\text{ex}_i = \text{Prob.} [X_i \geq X_i^*]$ など）を満足するように選ばれているとする。このとき、この設計値をもとに計算される上位変数の設計値が、どの程度の超過確率をもつかを推定してやり、さらにその操作を最下位の変数から最上位の破壊基準関数まで上げてやることにより、破壊確率をも推定しようとするものである。

この上下位変数間の超過確率の関係は、具体的には、

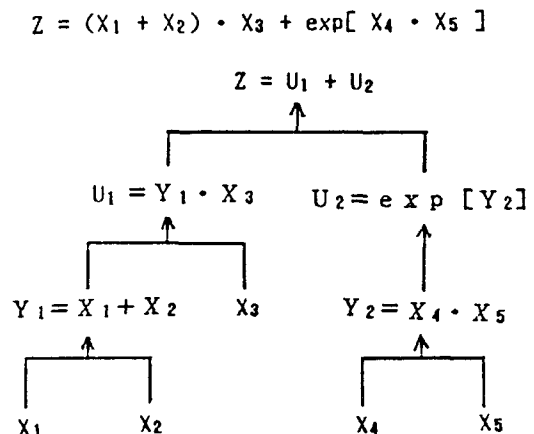


図-1 非線形関数の多段階分析の例

$$Y^* = X_1^* + X_2^* + \dots + X_n^* \quad (\text{和の場合})$$

$$e_Y = \Phi \left[\frac{\sum \sigma_{X_i} \cdot \Phi^{-1}(e_{X_i})}{\sum \sigma_{X_i}^2} \right] \quad (1)$$

$$Y^* = X_1^* \cdot X_2^* \cdot \dots \cdot X_n^* \quad (\text{積の場合})$$

$$e_Y = \Phi \left[\frac{\sum \{ \ln(1 + V_{X_i}^2) \}^{1/2} \cdot \Phi^{-1}(e_{X_i})}{\{ \sum \{ \ln(1 + V_{X_i}^2) \} \}^{1/2}} \right] \quad (2)$$

のように与えられる。

文献9)ではどちらかといえば数学的立場からの理論展開を中心においていたが、本研究ではむしろ実際の設計基準や設計実務との関連における考察を進めることに主目的がある。例えば前節で触れた設計基準類は「使用材料」、「材料の強度」、「荷重」、「構造解析」、「限界状態の照査・検討」といった章構成で記述されている。荷重から構造解析を経て荷重効果を求める手順 $[S^* = S(s^*)]$ と書く]や、材料の強度から部材の強度を求める手順 $[R^* = R(r^*)]$ と書く]などは、前記の下位変数の設計値から上位変数の設計値を計算することに対応づけて考えられる。この手順は決定論的に行われるが、設計値の超過確率の変換過程 $[e_s, e_r \rightarrow e_{s^*}, e_{r^*}]$ を併記すれば、確率論的設計法としての意味合いを有することになる。また、設計値のもつ確率的側面に注意を払うことは、設計基準構成の本質を理解する上でも有益である。

現在設計基準に書かれている荷重の設計値については、構造物にはたらく自然現象そのもの、構造物の特性とは無関係な外的作用そのもの(の大きめの値)であると認識されていることが多い。実際にその通りのこともあるが、一般論としてはこれは当っておらず、外的作用としての荷重というよりは、むしろ構造物のフィルターを通した荷重効果 $S(s)$ に着目した整理を行って、その大きめの値から逆算して得られる値を荷重値として提示することが多い。例えば道路橋の活荷重については、昭和31年制定の現行規定が実情に比して過小であるとの理由から、検討が加えられているが、この場合、外的作用そのものの特性は、ランダムな集中荷重の列である。したがって、個々の車両についての、車重・軸重のデータが統計的な基礎資料となるわけだが、これがそのまま設計荷重になることは(基本的には)ない。対象構造物が橋梁であるため、設計における支配的要因となる桁中央での曲げモーメントに着目し、シミュレーション等の方法で荷重効果レベルのフラクタイル S^* を推定して、そこから逆算したものを荷重とすることになる^{10, 11)}。

地震についても、アテニュエーション等の検討は、外的作用としての地震動の統計的性質に着目して行われることが一般的であるが、設計荷重を考えると、応答スペクトル等、構造物のフィルターを通したものが使用される。修正震度法で、長周期構造物の設計震度が低く与えられていることなどがそれに当る。風荷重でも、ガスト応答倍率等が設計荷重のレベルの問題として処理される。これらは、動的解析の労を設計者に委ねることを避けて、基準の中で動的な問題を処理した例であるという側面の方が強いが、静的解析の結果が、構造物の動的特性によらず、同程度の超過確率になるように調整している意味もある。近年の、やや長周期帯域における設計用入力地震動の研究の進展なども¹²⁾、振幅的に「小さな」入力によって「大きな」出力が出現する可能性に対処したものとも見ることができ、同様の観点から評価することができる。

これらを総合的に判断すると、荷重→荷重効果の変換プロセスで、仮に設計値の超過確率を明示して、設計の意思決定に利用するにしても、それは荷重レベルのフラクタイルではなしに、荷重効果レベルのフラクタイルであることも多く、注意が必要である。この区別は後からメニュー方式の例題で触れる。

強度の扱いにおいては、鋼とコンクリートで若干の相違がみられる。両構造材料の設計慣行の相違については既に触れたが、コンクリート標準示方書では、材料強度のレベルで満足すべき非超過確率(5%以下; 施工編 4.2¹³⁾)が明示されている。この材料強度をもとに部材強度が算定されるわけだが、供試体と構造物中の材料強度の差異、部材強度の計算上の不確実性、その他の不確定要因に対処するために、

材料係数と部材係数を用いることになっている¹⁴⁾。この結果部材強度値がどの程度の非超過確率をもつかは明示されていない。しかし、コンクリートの設計では、下位の材料強度と上位の部材強度の、それぞれの段階の区別が明確に意識されていることがわかる。材料強度の非超過確率が施工編に、各種安全係数が設計編に記述されているという、役割分担の相違が反映されているとも考えられる。

鋼がコンクリートと決定的に違う点は、材料強度の設計値を、自ら行う試験の結果により判断するのではなく、あらかじめ定められた J I S 等の規格値をそのまま準用するところにある。鋼材が出荷時に受けるチェックにより、この規格値は材料強度の確率分布を裾切りする機能を果たし、自動的に分布の（ほぼ）下限値を与えることになる。鋼構造設計での最重要な点は、座屈を考慮した部材強度の評価にあるが、これは通常、前記の材料強度規格値に、無次元化された座屈耐荷力曲線をかけたもので、座屈強度（道路橋示方書¹⁵⁾等では座屈許容応力度）を求め、さらに断面積や断面係数を乗じて部材強度を求めることになる。この座屈耐荷力曲線は、各種の実験や非線形構造解析から得られるデータをもとに、細長比などを主要なパラメータとし、これに初期不正、ひずみ硬化などの影響を考慮して、統計的に下側の強度値を与えるように設定されている。概念的にはこれが、コンクリートにおける供試体と構造物中の材料強度の差異、部材強度の計算上の不確実性などへの対処に対応しているといえる。座屈耐荷力曲線を無次元化する際には、規格強度でなく、実験における供試体の実強度で耐荷力を割っている。この結果、「低めの強度値を与える耐荷力曲線（これは本来実強度をかけて耐荷力を推定するもの）」に、「低めに与えられた規格強度」をかけて部材強度を算出することになり、二重に安全性確保をしていることになる¹⁶⁾。

鋼で、下限値とみなしうる材料強度規格値を用いていることは、裏返しに考えれば、実強度が相当に規格強度を上回ることを期待し、安全性確保のある部分をそこが担うことを前提としているとも理解できる。それゆえに、実強度を測定し（あるいはミルシートの値を多少低減し）て、設計に用いることにより、コストダウンをはかるという発想は殆どないといえる。鋼の場合には、認識上、材料強度と部材強度の段階の区別が強く意識されるということはなく、部材強度のレベルで非超過確率を小さくする（どの程度の非超過確率とするかが明示されていないのはコンクリートと同様）ための便法として、材料強度も低めにしているわけである。こうした考え方の順序が明確なだけに、安全係数を介在させる発想も余りないといえる。

荷重において、荷重効果から逆算して荷重値を与えるという手順の考え方は、強度論では鋼の発想に近いといえる。コンクリート強度と同様の発想を荷重の側で行うとすれば、外的作用としての荷重のフラクタイルをまず与えて、適宜安全係数をかけて、結果的に荷重効果レベルでもフラクタイルになるように配慮するということであろう。

この節の初めに示した多段階分析型の理論を、以上の荷重論と強度論に適用するとすれば、荷重論は和の例題（構造解析は通常線形理論によるから、荷重効果は荷重の影響線の重み付きの線形結合となる）、強度論は、鋼の座屈強度で述べたような積の例題が該当する。以下に、簡単な例題により、ここに整理した考え方の手順が式の上でどう表現されるか、メニュー方式がそこでどのように活用できるかを示す。

3. 例題

図-2 に示した等断面の鋼製単純ばりの設計を例にとり、荷重、強度の両方の側面から、考えられる「メニュー」の形を示してみる。

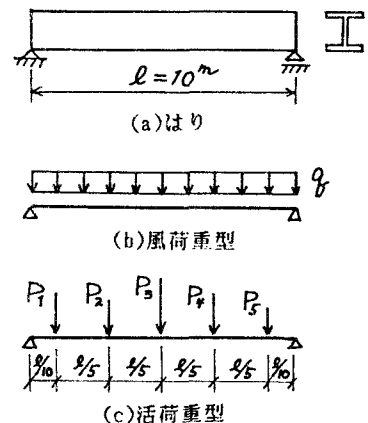


図-2 はりと荷重の条件

[1] 荷重・荷重効果

荷重の条件が次のように与えられているものとし、それぞれについて検討する。

- ①パターンA（風荷重型）：等分布荷重満載で、荷重値は年最大値分布で、平均値 $\mu_q = 1000\text{kg/m}$ (9.81 kN/m)、変動係数 $V_q = 0.2$ の極値 I 型分布とする。
- ②パターンB（活荷重型）：5個の独立な集中荷重（いずれも平均値 $\mu_P = 2000\text{kg}$ (19.62kN)、変動係数 $V_P = 0.2$ の極値 I 型分布）が図-2(c)の位置に載荷されるものとする。

ここに、風荷重型・活荷重型というのは便宜上つけた名前であって、現実の荷重と直接関係はない、単なるモデルである。独立に扱いうる自由度の数が、荷重問題で重要となることを例示するための区別である。

荷重のメニューの与え方には、先に設計基準の枠組みに関して述べたように、次の2通りの考え方がありうる。

- ①はじめに、構造物とは無関係に、荷重のみについて、何通りかの設計値のメニューと、超過確率を基準に提示しておき、設計者が適宜そこから値を選択して構造解析し、荷重効果を算出する。設計者は合わせて荷重効果レベルでの超過確率も算出する。
- ②基準を策定する段階で、荷重の性質から、荷重効果レベルでの統計的性質を推定する。何通りかの超過確率に対応する荷重効果の値から逆算した荷重を、設計値のメニューとして提示、荷重効果レベルでの超過確率を併記する。設計者が値を選択して構造解析するのは①と同様であるが、超過確率の変換は行わない。

これらの、それぞれの考え方について、荷重の性質でどのように差がつくかを検討する。

はりの供用期間を50年とし、設計値の候補としては、次の3通りのものを考えてみた。

- ①50年間における超過確率が10%となる値：これは道路協会限界状態設計法分科会の荷重班において、供用期間50年間の、最大値相当と考えられているものに対応する¹⁰⁾。ちなみにこの荷重値の年超過確率は、 $1 - (0.9)^{1/50} = 0.0021$ であり、再現期間は475年である。
- ②50年間における最大値の期待値：これはコンクリート標準示方書・設計編の荷重特性値規定の条文に準拠したものである。これに対する超過確率は、極値 I 型分布の仮定から、次のように導かれる。

$$\begin{aligned} F_K(x) &= [F_1(x)]^K = [\exp\{-\exp\{-\alpha(x-u)\}\}]^K = \exp[-K \cdot \exp\{-\alpha(x-u)\}] \\ &= \exp[-\exp\{-\alpha(x - (\ln K / \alpha) - u)\}] \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $F_K(x)$ はK年間最大値分布。分布形の比較から、 $F_K(x)$ は $F_1(x)$ を $\ln K / \alpha$ だけ平行移動したものであることがわかる。よってこれらの分布の平均値の間には、

$$\mu_K = \mu_1 + \ln K / \alpha = \mu_1 + \sigma_1 \cdot \ln K / 1.2825 \quad (4)$$

が成立。この μ_K を $F_K(x)$ に代入し、 α, u と μ_1, σ_1 の関係に留意することで、超過確率を求められる。

$K=50$ に対しては、超過確率0.4296で、年超過確率は0.0112、再現期間は89.6年である。

- ③年最大値の期待値：これはコンクリート標準示方書で、使用限界状態に対して定められている「比較的しばしば生ずる大きさの」荷重として、便宜的に考慮したものである。これは年超過確率が0.4296となり、50年間では $1 - 6.42 \times 10^{-13}$ と、ほとんど1とみなしうる確率になる。したがって、この荷重値による設計に対して、50年間での限界状態確率を論ずることは余り意味がない。①、②の荷重に比べると副次的なものとして位置づけられる。②の荷重値に対する50年間限界状態確率が、この荷重値に対する1年間限界状態確率と等しくなる。

(1-1) 荷重のメニューと超過確率から設計者が荷重効果レベルでの超過確率を算出

(1-1-1) 荷重値

前記のルールに従い、各荷重について、次のメニューが提示される。

- (A) 風荷重型 : A-1: $q_1=1870\text{kg/m}$, $e_q=10\%$ [50年]
 A-2: $q_2=1610\text{kg/m}$, $e_q=42.96\%$ [50年]
 A-3: $q_3=1000\text{kg/m}$, $e_q=42.96\%$ [1年]
 (B) 活荷重型 : B-1: $P_{i1}=3740\text{kg}$, $e_P=10\%$ [50年]
 (i=1~5) B-2: $P_{i2}=3220\text{kg}$, $e_P=42.96\%$ [50年]
 B-3: $P_{i3}=2000\text{kg}$, $e_P=42.96\%$ [1年]

このとき、(1-1-2)の作業を行う前提として、設計者に与える情報としては、 q や P についての平均値や変動係数は付記する必要があるが、分布形の情報は不要である。

(1-1-2)荷重効果の算出

等断面のはりの設計であるので、荷重効果としては支間中央の曲げモーメントをとる。設計者が荷重値のうちどれを選択するかによって、結果は次のように異なる。

(A) 風荷重型 : $M(1/2)=12.5q$ ($\text{kg}\cdot\text{m}$)である。単なる定数倍であるので、荷重効果でも超過確率は不変となる。したがって、

$$\begin{aligned} S_{A1} &= 23375\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=10\% [50年] \\ S_{A2} &= 20125\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=42.96\% [50年] \\ S_{A3} &= 12500\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=42.96\% [1年] \end{aligned}$$

のように、それぞれのメニュー荷重から求まる荷重効果と超過確率が示される。なお、さらにステップ・アップして、 R との組合せで限界状態確率[50年]を求める場合、 $\mu_s=20125\text{kg}\cdot\text{m}$, $V_s=0.2$ を用いる。

(B) 活荷重型 : $M(1/2)=0.5(P_1+P_5)+1.5(P_2+P_4)+2.5P_3$ ($\text{kg}\cdot\text{m}$)。この場合、5つの荷重値として、すべて同じものを選択しなければならないということはない。まず、仮にすべて同じにした場合の結果を示す。

$$\begin{aligned} S_{B1} &= 24310\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=0.65\% [50年] \\ S_{B2} &= 20930\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=36.55\% [50年] \\ S_{B3} &= 13000\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=36.55\% [1年] \end{aligned}$$

これらの e_s は、 $X_1=0.5P_1$, $X_2=1.5P_2$ 等とおいた変数に対して、式(1)を適用して求めたものである。一方、荷重効果に最も影響の大きいのは P_3 であり、これのみに対しては超過確率10%の値、その他には42.96%の値を採用するというのも、荷重組合せ論としては考えられる選択である。この場合、

$$S_{B1+2}=22230\text{kg}\cdot\text{m}, e_s=4.84\% [50年]$$

を得る。このように、個々の値に選択の幅があるだけでなく、載荷方法の自由度に応じて、異なった超過確率の荷重値を組合せることもできるのが、メニュー方式のひとつの利点といえる。なお、これらに対して、 $\mu_s=20930\text{kg}\cdot\text{m}$, $V_s=0.064$ となる。

(1-2) 基準策定段階で荷重効果レベルでの超過確率を考慮

(A) 風荷重型 : この場合、 $S=12.5q$ であるため、 $e_s=e_q$ が成立。したがって、基準策定段階でも荷重レベルでの超過確率を考慮すればよく、上記のA-1~3のメニュー荷重をそのまま準用できる。つまり荷重が1自由度で、静的な効果のみ考えるときには、(1-1)と(1-2)は等価になる。

(B) 活荷重型 : この場合には(1-1)と(1-2)は異なる。基準策定段階で荷重効果の検討を行う際、式(1)のような近似的な考え方をを用いることもできるが、一方この段階では十分な資料と検討の時間が与えられているわけであり、例えば5変数の確率密度積分や、モンテカルロシミュレーション等のより精度の高い手法も採用する余地がある。ここではモンテカルロ法(繰返し回数 10^5 を2回行い、平均をとった)によって、 S の分布形を推定してみたところ、50年-10%値は $22680\text{kg}\cdot\text{m}$ 。50年-42.96%値は $21020\text{kg}\cdot\text{m}$ となった。これらの値を設計基準の上に表現する際、荷重の表わし方には様々の方法がありうるわけである。仮

に等分布荷重満載を採るとすれば、値としてはこれらを12.5で割り、

$$B'-1: q'_1 = 1815 \text{ kg/m}, e_q = 10\% [50\text{年}]$$

$$B'-2: q'_2 = 1680 \text{ kg/m}, e_q = 42.96\% [50\text{年}]$$

という記述になるであろう。この場合の e_q が e_s の意味であるのはいうまでもない。

繰返しになるが、 $B'-1, 2$ の荷重の決め方は、現実に行われている設計荷重策定手順を極めて簡略化して示したものである。こうして表面に現われる部分は、(1-1)においてA-1, 2として与えたものと殆ど変わりはない。しかし本質はまったく異なるものであることが、この例題からも理解されよう。

[2] 強度

荷重と同様、強度についても単純化した条件で、メニュー方式の適用の考え方を例示してみる。[1]で考えた荷重効果の条件に対し、はりの断面は、図-3に示す圧延H形鋼部材を用いることにする。仮に座屈を考えなくてよければ、はり強度は次の耐力モーメントで与えられる。

$$R = M_v = \sigma_v \cdot W$$

(5)

ここに σ_v は降伏点強度、 W は弾性断面係数である。

ここでさらに、 R の統計的性質に配慮しないで、鋼材にSM41 ($\sigma_v^* = 2400 \text{ kgf/cm}^2$; 235 MPa)を用いて、[1]で得られた荷重効果 $M = 12500 \sim 25000 \text{ kgm}$ に対処する断面を求めると、安全率を全くみない場合 ($\nu = 1$)、JIS規格の350 * 175 * 6 * 9ないし400 * 200 * 8 * 13の断面が、道路橋並みに $\nu = 1.7$ とした場合、400 * 200 * 7 * 11ないし500 * 200 * 10 * 16の断面が適合する。これらの諸元は議論の本筋とは関係がないが、以下座屈の問題を考慮する際に、細長比のオーダーを推定するのに参照するので、特に取上げたものである。

前述のように、鋼構造では座屈問題が、設計における支配的要因であり、上に挙げた断面諸元の部材でも、相当に横方向への移動拘束がなされていなければ、やはり座屈による強度低下を考えなければならぬ。

それゆえ、以下の議論でははり強度は、

$$R = M_u = \sigma_v \cdot f(\lambda) \cdot W$$

(6)

と表わされることにする。ただし、 $f(\lambda)$ ははりの無次元化耐荷力曲線で、 λ は細長比パラメータである。この式を構成する3つの要因の統計的性質を考慮していくわけであるが、研究の前例として、東海鋼構造研究グループが国内外の各種鋼部材の耐荷力実験データを収集、統計分析した成果¹⁷⁾を参照することができる。同文献では、 R を公称強度で無次元化して、

$$R/R_n = M \cdot P \cdot F$$

(7)

と表わし、右辺の3項をそれぞれ独立な確率量として考えている。右辺の M (材料係数) は実際の部材を構成する材料の σ_v を公称降伏点強度 (JIS規格値) で、 P (設計係数) は実測降伏点、実測断面量が与えられたときの耐荷力を公称値で、 F (製作係数) は断面積や断面係数の実測値を公称値で、それぞれ無次元化したものであり、式(6)の各項と対応している。しかし、本研究では幾何学量である W は統計的に扱うことはせず、前の2つの量のみ注目する。

文献17)では、 M は $\mu_M = 1.16$ 、 $V_M = 0.11$ の対数正規分布が適合するとしている。現実には前述のような出荷時のチェックにより「確率分布の裾切り」が行われているから、その影響も考慮するべきである¹⁸⁾が、ここでは簡単のため、この自然分布をそのまま準用することにする。このとき公称強度を設計値とする ($M^* = 1$) ことに対して非超過確率は、 $e_M = 9.71\%$ と推定される。

一方 P [$= f(\lambda)$] の扱いは少々複雑になる。 λ は座屈長と断面量との比により決まる量であり、

[1]の荷重効果 (から決まる W) と無関係には論じられない。また、はりの曲げ耐荷力は、厳密にいえ

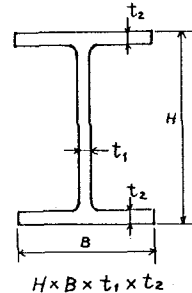


図-3 圧延H形鋼部材断面

ば荷重載荷形式にも依存することが知られている^{19, 20)}。しかしこの点について必要以上に厳密を期することは例題の主旨から逸脱すると考え、次のように扱った。

まず、はりの横方向への移動拘束としては、Mが最大になる支間中央のみ、単純支持されているものとした。標準化細長比 λ は、

$$\lambda = (M_V / M_E)^{0.5} \quad (8)$$

で定義される(M_E は弾性座屈モーメント)が、先に座屈を考慮せずに試算した諸断面(実際にはもっと大きい断面が必要になる)について、鋼構造物設計指針²¹⁾の定めに準拠し、モーメントの分布が端部の0から支間中央まで漸増していることに対する、作用モーメントの補正係数を、 M_E の補正係数と理解して試算したところ、 $\lambda = 0.8$ 程度の値を得た。ただし、同指針は、橋梁で使用されるような大断面の溶接I形鋼断面を主たる適用対象としており、やや安全側になっている可能性がある。他方構造力学公式集¹⁹⁾に示されている M_E の式に、諸条件(等分布荷重満載、両端単純支持・中央横方向に剛支持)を仮定して試算すると、 $\lambda = 0.35 \sim 0.5$ を得る。この方が実情に近いと思われたが、一応安全をみて $\lambda = 0.7$ を仮定した。

はりに限らず、近年鋼構造部材の座屈耐荷力試験結果はデータベースが整備されており²²⁾、変数Pの統計的扱いは、ここに直接アクセスして行うことも考えられる。しかしここでは、座屈設計ガイドライン²⁰⁾に示されている、圧延H形鋼に対するECCSの耐荷力曲線を利用することとする。これは、

$$f(\lambda) = (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (9)$$

であり、圧延はりでは、 $n = 2.5$ が $f(\lambda)$ の平均値曲線、 $n = 1.5$ が(平均値 - 2 * 標準偏差)曲線によく適合している。この式では λ の定義は M_V でなく、全塑性モーメントで行われているが、形状係数はさほど大きくないので影響は小さく、その分をも λ の仮定に見込んでいたとした。また、この種の耐荷力試験では、結果の分布が正規分布に近いことが経験的に知られている²³⁾。これらから、 $\lambda = 0.7$ に対しては、 $f(\lambda) = 0.94$ が平均値($e_P = 50\%$)、 $f(\lambda) = 0.822$ が $e_P = 2.28\%$ 、これらの中間をとった $f(\lambda) = 0.881$ が $e_P = 15.9\%$ と推定される。また変動係数 $V_P = 0.0628$ となる。

以上の検討結果を合わせて、Rのメニューとしては、公称材料強度を設計値とする($e_M = 9.71\%$)ことは動かさず、 $f(\lambda)$ の選択に上記の3種類の可能性をもたせることを考える。

これらのデータを対数正規型の式(2)に代入することにより、

$$R^*_1 = 2400 * 0.94W = 2256W \text{ kg}\cdot\text{cm} : e_R = 13.0\%$$

$$R^*_2 = 2400 * 0.881W = 2114W \text{ kg}\cdot\text{cm} : e_R = 5.22\%$$

$$R^*_3 = 2400 * 0.822W = 1973W \text{ kg}\cdot\text{cm} : e_R = 1.70\%$$

の3通りの設計強度のメニューならびに非超過確率が提示される。Rのレベルでの変動係数は、0.127と推定される。

ところで、公称材料強度を設計値とすることさえも(鋼の場合馴染みが少ないが)、絶対的条件ではない。材料試験結果が得られている場合、その情報を活用することは十分考えられてよい。この場合、材料試験の数値と、現場で発現される強度との相関性が問題となる。これらが全くの無相関であるならば、情報の活用は不可能(というより試験自体が無意味)である。また完全相関であるならば、現場強度は確定値であり、試験強度をそのまま設計値としてよい。この場合にはRの非超過確率は e_P に等しくなる。

現実はこの中間的か、やや完全相関に近いと考えられる。例えば、(無次元化)試験強度を M_1 、実強度を M_2 とし、 $\ln M_1$ と $\ln M_2$ の相関係数を ρ_L としたとき、対数正規分布仮定から、これらの結合確率密度関数は、

$$f_{N1M2}(m_1, m_2) = \frac{1}{2\pi m_1 m_2 \sigma_{\ln M1} \sigma_{\ln M2} \sqrt{1 - \rho_L^2}} \exp \left[-\frac{\{u_1^2 - 2\rho_L u_1 u_2 + u_2^2\}}{2(1 - \rho_L^2)} \right] \quad (10)$$

$$< u_i = (m_i - \mu_{\ln M_i}) / \sigma_{\ln M_i} \quad (i=1, 2) >$$

のように書くことができる。試験の結果、 M_1 の確定値 m_1 が得られたとすると、このとき M_2 の分布はベイズ更新分布により

$$f_{M_2}(m_2 | M_1=m_1) = \frac{f_{M_1 M_2}(m_1, m_2)}{f_{M_1}(m_1)} = \frac{f_{M_1 M_2}(m_1, m_2)}{\int_{-\infty}^{\infty} f_{M_1 M_2}(m_1, m_2) dm_2} \quad (11)$$

となる。 M_2 の周辺確率密度関数ではなしに、この分布形を超過確率推定に活用し、上記のスキームに組込むのである。ただしここではこれ以上は触れないことにする。

[3] 安全性照査と限界状態確率

[1]、[2]で示された荷重効果および強度のメニューの組合せのうちいくつかに対し、必要な断面係数と、それに対する限界状態確率を表-1に示す。表-1の左上の欄でsが小文字になっているのは、AやBが(1-1)の作業手順の中で、荷重のメニューとして与えられていることに対応させたものである。表中の限界状態確率は、RとSの2変数問題として、 $\text{Prob.}[S/R > 1]$ を推定したものである。この計算は対数正規型の式(2)によっている。R-S<0として式(1)を用いることをしなかったのは、実際の分布形が非負・非対称で、対数正規分布形の方が近似度が高いと考えたためである。ここでグロスエラーの影響等は特に考慮せず、設計も安全率は見込まずに $R^*=S^*$ とおいたものである。グロスエラーの扱いは、信頼性設計の中でも重要な部分であり、検討が進められているが²⁴⁾、ここで展開している議論と結びつくような成果には必ずしも至っていない。著者らによる文献25)は本研究と、この安全性照査の部分で結合することを意識したものであるが、ここでは詳述は避けることにする。

こうした意味で、表-1の結果はあくまでもモデル解析のひとつの到達点であり、現実的なものとはいえないが、こうした超過確率の数値が、いかなる目安を与えるかの参考となるものである。

表-1 RとSの種々のメニューに対する必要断面と限界状態確率

R \ s	A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3	B-1+2
R*1	1036	892	554	1078	928	576	985
	4.59E-2	2.25E-1	同左[1年]	1.67E-2	1.23E-1	同左	3.97E-2
R*2	1106	952	591	1150	990	615	1052
	2.54E-2	1.53E-1	同左	5.08E-3	5.43E-2	同左	1.40E-2
R*3	1185	1020	634	1232	1061	659	1128
	1.32E-2	9.86E-2	同左	1.29E-3	2.03E-2	同左	4.13E-3

上段：必要断面係数(cm^3)、下段：限界状態確率

4. まとめ

本研究の論点を要約すると、以下のようになる。

- ①多段階分析型の超過確率法信頼性理論を現実の設計基準の枠組みと結びつけて理解した。
- ②限界状態設計法の基準類を比較検討し、安全性確保の手順が荷重と強度、あるいは鋼とコンクリートにより相違がみられることを指摘した。
- ③設計値選択におけるメニュー方式を提案し、超過確率をメニュー選択の指標として与えた。
- ④例題において、メニュー方式の適用例を示すとともに、荷重においては、独立な自由度の影響の重要性、設計基準において、超過確率を荷重のレベルと荷重効果のレベルのいずれで考えるかの相違等を整理し、さらに強度においても、鋼構造を例に、材料強度のばらつきと耐荷力曲線のばらつきの扱いを整理した。

本研究において前提としている、多段階分析型の超過確率法理論は、信頼性の理論としては未完成なものであり、個々の近似式の精度の問題、多段階の階層構造で誤差が累積していく問題など改善の余地は多い。限界状態確率を精度よく求める手法については、近年この分野で多くの成果が発表されており、プログラムも整備されてきている。にもかかわらず著者がこのような手法を提唱している背景にあるのは、限界状態設計法への設計基準の移行という、現実に行進中の「技術」の問題と、信頼性理論という「学問」との間の関係についての不安感に他ならない。

設計条件をすべてブラックボックスとしての信頼性プログラムに入れ込めば、精度よく限界状態確率が出力され、それを参考に設計の合理化ができる。こういう状況は果たして眼前のものであろうか。既往の設計基準には、安全性確保のための先人の智慧が有形無形に配されていると思われる。それらをすべて論理化・定量化できるのであろうか。いずれはそういう方向に向かうとしても、それまでには、既存のものの見直しが十分進められる必要がある。これは設計のAI化などについても同様にいえることである。本研究での議論と例題では、特にこの点を重視して、鋼とコンクリートの設計慣行と安全性確保の考え方の比較をはじめとした記述を試みた。

学問と技術の進歩に伴い、どの分野にも専門の細分化がみられるという。例題の、荷重の項で述べたように、ランダムな量を扱う際、独立に扱いうる自由度がどれほどあるかが極めて重要であることは、荷重の専門家には初歩的常識である。他方、強度の項でも少し触れたが、構造力学公式集などに載っている、はりの横座屈モーメントなどは、載荷形式を1つ定めて、荷重が比例的に増加したときの強度としての定義であり、概ね荷重は1自由度の扱いである。こうした認識のギャップは、（おそらくギャップの存在を理解していたとしても）埋めることは難しいと思われる。しかし設計論という共通の土俵で議論をしなければならぬ場合、何らかの接点を見出す努力は必要であろう。例えば最適設計について考えてみれば、これは、材料・部材の強度を合理的に活用することであると同時に、予想される荷重（効果）に適切に対処することでもあるわけである。

設計基準の荷重策定作業において、強度の側から「終局限界用の荷重値」、「使用限界用の荷重値」といったものの提示を要求されることがあるが、これは困難なことである。何故ならこれらの限界状態について熟知しているのは強度の専門家であって、荷重の専門家ではないからである。他方「稀にしか生じない荷重」、「比較的しばしば生じる荷重」をデータに基づいて提示することを求めるのは、自然な要求であるともいえる。こうした場合、限界状態の内容はひとまずおいて、何通りかの荷重値を、超過確率（再現期間）とともに提示し、適切なものを強度の側で選択するようにすることが考えられる。すなわちここに示したメニューの考え方は、設計基準と一般技術者との間の関係のみならず、組織間での情報のやりとりにも適用可能な概念である。

荷重の超過確率として提示した10%と42.96%という値は全くの例である。コンクリート標準示方書では、後者の荷重に対してさらに荷重係数をかけることとなっているから、この荷重をそのまま用いることがコンクリート標準示方書と等価であるというわけではない。しかし条文に言語で記述されているもの

に、このように定量的裏づけを与えて説明することは意味のあることと思われる。

鋼強度の議論の展開の中で理解される通り、強度評価において、材料強度と耐力曲線とは同一の重みをもつものである。それにもかかわらず、鋼構造の専門家の関心は著しく後者に偏している。ミルシーの値の如何にかかわらず、JIS規格の値を設計値とすることは、既に定着したよき慣行であり、それによって、土木鋼構造物が高い品質を保持してきたよすがでもある。しかし一面では、コンクリート構造物と比較しても、最も相違のみられる点であり、将来土木と建築の境界がはっきりとしなくなり、あるいは従来鋼構造物でしかできなかったものが、コンクリート構造物でも設計可能な状況になってきたとき、見直すべき余地のあることといえるかも知れない。こうした問題点は、多段階分析型の議論の一環として位置づけることにより、客観的に論じられるものであらうと考える。

強度や荷重の設計値のみでなく、(全体)安全率の選択も安全性に及ぼす影響が大きい。5章の最後にも触れたが、著者らは従来これをグロスエラーの問題と考え、設計の多段階分析の最上位に置いて、R、Sの2変数問題でなく、グロスエラー変数を含めた3変数問題として破壊確率を推定するような試みも行ってきた²⁵⁾。しかし統計的扱いの困難な側面もあり、またコンクリート標準示方書で5つの安全係数が導入されたこととも関連して、従来安全率がカバーしてきた役割の分析、多段階分析の中での位置付けの検討など、広い視野からの扱いが必要である。本研究での提案の骨子である、「メニュー方式」「多段階分析」のうち、特に後者は安全率の役割分析にも有益であると考えている。

5. 謝辞

本研究を進めるにあたり、一部文部省科学研究費(奨励研究(A);課題番号63750471)の補助を受けた。ここに記して感謝する。

参考文献

- 1) 土木学会：構造システムの最適化—理論と応用—(構造工学シリーズ1)、P.15、1988年9月。
- 2) 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、第17巻第12号、第18巻第1号、1983年12月、1984年1月。
- 3) 文献6)、PP.149-152。
- 4) 文献1)、PP.15-23。
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書(設計編)、1986年10月。
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物(鋼構造シリーズ3A)1987年11月。
- 7) 尾坂芳夫：コンクリート構造の限界状態設計方法の省察、土木学会論文集第378号、1987年2月。
- 8) Nishino, F., Sato, N., Hasegawa, A. and Inoue, J.: A Probabilistic Basis for Fractile-Based Structural Design, Proc. JSCE, No.350, 1984-10.
- 9) 佐藤尚次、長谷川彰夫、西野文雄：多段階分析による非線形破壊基準関数の処理について、構造工学論文集 Vol.34A、1988年3月。
- 10) 日本道路協会：限界状態設計法分科会・荷重検討班 第一次報告書、1986年11月(非公開)。
- 11) 杉山俊幸、藤野陽三、伊藤学：道路橋設計活荷重の規定方法に関する確率論的考察、構造工学論文集 Vol.32A、1986年3月。
- 12) 井上源介：やや長周期帯域における設計用入力地震動研究の展望、土木学会論文集第374号、1986年10月。
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書(施工編)、P.40、1986年10月。
- 14) 文献5)、PP.10-14

- 15) 日本道路協会：道路橋示方書(鋼橋編)PP.93-103、1980年2月。
- 16) Nishino, F., Hasegawa, A., Miki, C. and Fujino, Y.: A Fractile-Based Reliability Structural Design, Proc. JSCE, No.326, 1982-10.
- 17) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用(上)、(下)、橋梁と基礎、第14巻第11,12号、1980年11,12月。
- 18) 杉山俊幸、藤野陽三、伊藤学：材料強度分布形の裾切りが構造物の信頼性に及ぼす影響、構造工学論文集 Vol.32A、1986年3月。
- 19) 土木学会：構造力学公式集(昭和61年版)、PP.212-215、1986年6月。
- 20) 土木学会：座屈設計ガイドライン(鋼構造シリーズ2)、PP.105-133、1987年10月。
- 21) 文献6)、PP.31-32,36-37。
- 22) 福本 晴士、伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼はりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究、土木学会論文報告集第341号、1984年1月。
- 23) 日本道路協会：限界状態設計法分科会・鋼部材検討班 第一次報告書(素案) P.7、1988年3月。
- 24) 山本正明：構造物の安全性とヒューマンエラー、土木学会論文集第355号、1985年3月。
- 25) 佐藤尚次、長谷川彰夫、西野文雄：人的過誤等の影響が安全率設定に及ぼす影響に関する一考察、構造工学論文集 Vol.32A、1986年3月。

(1988年10月12日受付)