

2. 性能照査をベースとした補修補強設計

2-1. 補修補強設計の現状と課題

補修補強は、新設橋梁を対象に作成されてきた道路橋示方書を準用して、許容応力度法に基づく弾性設計で行われてきた。この設計体系では、限界値は降伏応力度の視点から決定されている。さらに、鋼橋の主要部材の連結は、母材の全強の75%以上の強度を持つように設計することが定められている。このことから、継手部を降伏させるという考えで設計を行うことはほとんどなかった。そして、耐疲労性能の確保から、鋼橋の補修補強は、高力ボルト摩擦接合の規定を準用して行われ、安全側の設計が行われることが多かった。

新設橋梁の建設が多かった高度成長期は、補修補強は新設橋梁に対して少なく、そのコストは、それほど問題にならなかった。しかしながら、補修補強の割合が増加し、その財源が問題とされる中で、コストに対する関心も大きくなっている。コストを抑えて補修補強効果を上げるためには、補修補強にあった設計を行う必要があると考えられる。

そのためには、補修補強で要求される性能を再確認し、この要求にあった性能を確保する設計方法が必要とされる。そのためには、要求性能を再確認するとともに、継手にある性能を再評価する必要がある。上述のように、許容応力度法に基づく弾性設計で設計が行われていたので、高力ボルト摩擦接合ではすべり荷重に関心もたれ、すべり係数および軸力低下に関する研究は数多く行われてきているが、すべり後の継手の性能に対する研究はあまり行われていない。

また、新設橋梁の建設では、橋梁の整備に当たって、耐久性や品質確保の視点から様々な開発が行われ、高性能化の研究は行われていたが、現実の制約からの研究はあまり多く行われてきていない。しかしながら、昨今の財源の確保が問題となる時代に突入する一方、供用年数が増えるに従い、補修補強の必要な橋梁が増大する一方である。

こうした現実の中で、これまでの設計法に縛られることなく、要求性能を再確認し、継手の性能を再評価する意味が大きいものと考えられる。

2-2. 補修補強設計における性能照査型設計

2-2-1. 性能照査型設計

性能照査型設計の定義は、現時点では必ずしも確立しているわけではないが、概ね、「設計された構造物の保有する性能が要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式や構造材料、設計手法、工法を用いてもよいとする設計方法。より具体的には、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を備えるために必要とされる性能を規定し、規定された性能を構造物の供用期間中確保することにより機能を満足させる設計方法」と言えよう。

性能照査型設計が導入されると、①新材料や新工法、新構造解析手法の導入など設計者の創意工夫を十二分に活かすことができる、その結果として、②工期短縮・建設コスト縮減が期待できる、③実際に設計され架設された構造物がどのような性能を保有しているのかを、設計者はもちろんのこと発注者側も、また、これを利用する側も知ることができる、④発注する側は、構造物のライフサイクルを通してどのような性能を確保するのが最適かをコストや環境負荷等の観点

から考慮しながら選択することができる、等の長所がある。

ただし、①要求性能水準をどのような方法で算出し、どのような値にすればよいのか、②設計された構造物の保有する性能を如何に検証するか、③ライフサイクルコストの評価やライフサイクルアナリシスを如何に合理的に実施するか、は極めて難しい問題であり、性能照査型設計の定義も含め、今後の研究成果を待たねばならない。さらに、④要求性能水準の設定や検証を誰が行うのか、⑤性能照査型設計を受け入れることのできる社会体制（入札・契約制度、リスク管理・情報公開制度、保険制度等）が十分に整っているのかに関しては、社会的なコンセンサスを必要とする課題であり、これらの課題の克服は容易ではない。いずれにせよ、技術力の適切な評価システムを確立することが性能照査型設計導入の大前提であろう。

橋に要求される一般的な性能と、その性能を満足させるために設計段階で考慮される限界状態や検討項目を表 2-2-1 に示す。なお、同表に示す性能は主として個々の部材としての性能であり、橋全体としてみた場合の性能については、さらに議論を深めていく必要がある。また、図 2-2-1 に性能照査型設計に基づく橋の設計・施工・維持管理・補修のフローチャートの一例を示す。ただし、性能照査型設計では性能さえ満足すればよいことから、図示したフローチャートは一例にすぎない。本報告書では、補修補強設計における性能照査型設計の扱いを目標としているが、基本的な考え方やプロセスは、新設橋の設計時における性能照査型設計と同じである。補修補強設計においてどのようなことに留意しながら作業等を行っていくか、また、その段階での課題については、2-2-2 で記述する。

なお、構造物の設計に確率論的な概念を導入するという信頼性設計法と性能照査型設計の関連については、以下のように考えるのが適切と思われる。性能照査型設計を行う場合の要求性能水準の設定に際して、どのような大きさ・発生頻度の荷重を設計で想定するか、また、この設計荷重に対して限界状態に達する可能性がどの程度の構造物を設計しようとするのかを定量的に表現すること、さらには、設計した構造物が保有する性能水準がどの程度なのかを具体的な数値で表示することが最も望ましい。これらを可能にするのが信頼性設計法であり、究極の性能照査型設計は信頼性設計そのものと考えてのが妥当であろう。ISO から、終局限界状態および使用限界状態を対象とした信頼性理論に基づく部分安全係数方式の性能照査型設計を推奨した ISO2394 General principles on reliability for structures^{2.2.1)} が発行されており、世界各国では、今後、これを目標に設計規準が改訂されていくものと思われる（2014 年 12 月に、改訂版が発行段階に入っている）。ただし、現時点では、土木構造物が限界状態に達するまでの挙動を正確に把握すること、また、土木構造物に作用する種々の荷重を正確に推定することは必ずしも容易ではないのが実状である。

ところで、「構造物の構成部材の中で損傷する部材を制御し、構造系全体の性能を高める設計法」、もう少し具体的に記述すると、「強度の低い部材のエネルギー吸収性能を高めることにより、構造系全体のエネルギー吸収性能を合理的に向上させる設計法」としてキャパシティ・デザイン（損傷制御設計 capacity design）があるが、この設計法は性能照査型設計の一部、すなわち、性能を確保するための 1 つのアプローチのしかたであると位置づけられる。

表 2-2-1 橋に要求される性能と、設計段階で考慮される限界状態や検討項目

要求される性能	設計段階で考慮される限界状態や検討項目
安全性	剛体的安定限界、破断限界、降伏限界、塑性崩壊、座屈限界、動的安定限界、疲労限界、すべり限界（高力ボルト接合）
使用性	ひびわれ限界、変形限界、局部損傷、振動限界、外観劣化
経済性	ライフサイクルコスト（＝建設費[設計費用等を含む]＋維持管理費＋補修費＋破壊時の損失費用の期待値）最小
環境適合性	景観、遮光性、排出物質、生態系への影響
耐久性	（安全性や使用性の時間関数）
維持管理性	維持管理の難易度
復旧性(修復性)	復旧までに要する時間、復旧工事の難易度
施工性	架設期間、架設場所、気象条件
付加性能	シンボル性、芸術性、観光資源性 etc.

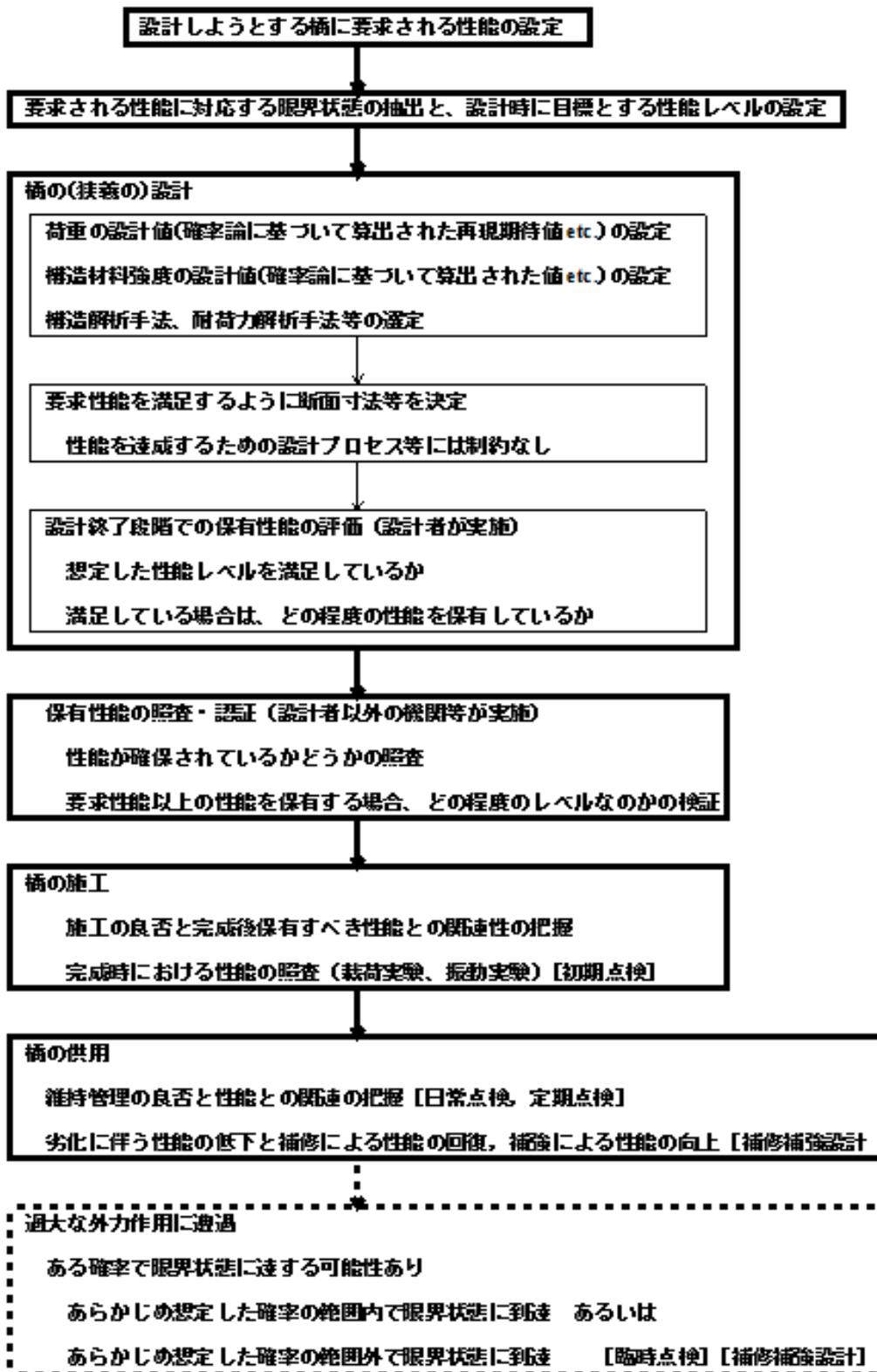


図 2-2-1 性能照査型設計による橋の設計・施工・維持管理・補修のフローチャートの一例
(点線枠内は、万一事象が発生した場合のステップ)

2-2-2. 補修補強設計への性能照査型設計の適用

補修補強設計が新設橋の設計と大きく異なる点は、新設橋の設計段階では材料定数をはじめとして多くの不確定要因を考慮する必要があるのに対し、補修補強設計の段階においては実際に橋が存在しており、不確定要因が減少していることである。例えば、鋼製主桁を構成している鋼部材の寸法は計測すれば確定値として取り扱うことができ、また、材料強度についても適切な手法を用いて計測することにより、確定値となる。さらに、橋の上を通過する交通荷重や温度変化に関する実測データが得られていれば、確率変量には違いないものの、その平均値や変動係数等を知ることができ、安全性等に関する照査がしやすくなる。従って、設計時と同じ性能を要求する場合でも、照査方法を新設橋設計時と必ずしも同じにする必要はなく、慎重な検討は当然必要ではあるが、照査に用いる応答値や限界値には実在する橋に即した値を使用することができる。ただし、採用する補修補強工法の実績が少なくその効果についての信頼度が十分でない場合や、補修補強工事が狭隘な場所で行われる等の理由で十分な施工精度を確保できない場合には、これらの要因に関する不確定性を考慮する必要があるが生じてくる。

(1) 補修設計

補修設計に際しては、事前に実施した点検結果を十分に把握し、変状の状況と要因を的確に把握した後、補修後にどのような性能を有する橋（あるいは構造部材）にしようとするのかを明確にする必要がある。そして、明確にした橋の目標性能（補修レベル）が達成できるような適切な補修工法を選定しなければならない。この場合、事前の点検結果や補修検討に際しての情報や資料が不足している場合は、必要に応じて詳細調査を実施するのが望ましい。なお、「補修しない」との判断も補修設計に含まれる。

補修設計を検討する際には、維持管理の区分、橋の重要度、残存供用期間、施工条件および維持管理への配慮などを考慮して補修レベルを定める必要がある。補修レベルは、補修後の橋に期待される供用年数や補修後の点検内容・頻度などを考慮して決定することになるが、補修レベルを定量的に表現することは現時点では必ずしも容易ではない。そのため、当面は、例えば、①橋の残存供用期間に相当する長期の期間、②短期の供用期間、③中間の供用期間のいずれの期間に渡って耐えられる対策を施すのか、その際に、目視点検を頻繁に行いながら不具合が生じた段階で再度対策を講じるのか、それとも、点検が部分的にもコスト面でも容易でないため長期間耐えられる対策を施すのか等をマトリクス様式の表を利用しながら総合して判断することになる。

補修工法は、様々な研究や技術開発が行われており、各地での様々な適用事例が蓄積されているのが実状で、代表的な変状に対する補修方法についての資料等も整理されてきている（例えば、文献 2.2.2)）。しかし、全ての工法が有効である訳ではなく「適材適所」の判断が必要とされることから、補修工法等の選択に際しては、各々の工法や材料の特性を十二分に検討して把握するとともに、必要に応じて有効性の確認や適用実績の調査をするのが望まれる。

補修設計は、補修レベルの設定と補修工法の選定後に、補修の範囲や施工方法を決定することになる。また、施工計画の立案に際しては、既設構造物という制約や環境条件を考慮して施工手

順や工期を検討する必要がある。なお、補修設計の対象がFCM（Fracture Critical Member：その機能喪失が他に波及するような部材）である場合には、その部材の損傷等が原因となって、崩壊などの橋の致命的な状態となる可能性が高いことから、設計段階での補修レベルの設定等に十分注意すべきである。

(2) 補強設計

橋の補強を検討する場合には、①点検の評価・判定結果、②変状内容と今後の進展予測、③橋の特性、④橋の重要性、⑤荷重条件、⑥施工性、⑦維持管理の難易度、⑧残存供用期間等を考慮しながら補強計画を立案することになる。

補強設計に際しては、補強後の橋にどのような性能を保有させるかを明確にした後、その目標性能（補強レベル）が達成できるような適切な補強工法を選定しなければならない。この場合、事前の点検結果や補強検討に際しての情報・資料が不足している場合は、必要に応じて詳細調査を実施するのが望ましい。そして、補強範囲を決定した後、その工法を適用した橋が目標とする補強レベルを満足することを適切な方法を用いて照査しなければならない。特に補強された橋の性能は、既存構造部材と補強部材の一体化により実現されることになるため、補強部位の評価だけでなく構造系全体としての適切な評価が必要である。また、個々の部位の補強により構造系全体としての挙動が補強前と大きく異なる可能性も生じるため、評価に際しては十分に注意する必要がある。

施工は補強計画に基づいた補強工法と施工計画により実施されるが、目標性能を確保するために施工中の材料検査や十分な施工管理を実施することが設計段階で想定されている場合には、これらが十分に行われていることを確認する必要がある。新規開発した補強工法を施すことになったために補強後の橋の保有性能を設計終了段階で十分に確認できない場合には、現場にて載荷実験や振動実験等を実施して橋全体や個々の構造部材の挙動を把握することにより補強レベルを確認する方法も考えられる。なお、施工計画の立案に際しては、既設構造物という制約や環境条件を考慮して施工手順や工期を検討しなければならない。

(3) 改築

周辺環境（振動・騒音）への配慮だけでなく、耐荷性能や耐震性能を向上させることから連続化など橋構造を変更する場合がある。改築の場合、建設後かなりの年数がたっていると考えられるため、設計する上で、荷重条件、使用材料、設計方法を十分に確認すると共に、現行の基準を使用した場合の問題点を整理し検討する必要がある。

改築をする場合、既設橋に変状を残した状態で行うと、変状が進行する場合があることから、改築と合わせて補修補強するのが望ましい。また、改築後の構造物では、改築前と比べると、点検頻度・点検項目・点検個所が異なるため、維持管理計画を見直す必要が生じてくる。

参考文献

- 2.2.1) ISO/TC98/SC2 : ISO2394 General Principles on Reliability for Structures、1998.6
2.2.2) (社)土木学会 : 2012年 鋼・合成構造標準示方書 V 維持管理編、2012年3月

2-3. 確率論的アプローチ(信頼性理論)による性能照査型設計法に基づく橋の部材断面決定

新設橋の設計も補修補強設計も確率論的アプローチは同じであるため、ここでは、新設橋の設計を対象とした記述とする。

2-3-1. 荷重の設計値の設定

(1) 確率分布を用いた設定方法

性能照査型設計法を適用して橋を構成する各部材の断面形状や寸法を決定していく際には、橋に要求される性能レベルに応じて、橋の施工中および供用期間中に最大の影響を与える大きさの荷重の値を設計値として設定する必要がある。一般に、安全性の照査に用いる荷重の大きさは、設計上想定している供用期間における最大値(または最小値)とする場合が多い。現時点では、荷重の大きさに関する供用期間最大値分布(あるいは最小値分布)を精度良く決定するために必要なデータが必ずしも十分でない場合もあるが、最大値分布(または最小値分布)から求められる統計的特性値を用いるのが望ましいといえる。なお、統計的特性値とは、対象とする確率変数に関するデータからその確率分布形とパラメータ値を決定したとき、その値を下回る確率がある一定の値となるように定められた値のことで、確率分布形の特性を表示する期待値や最頻値も統計的特性値の1つとみなされる^{2.3.1)}。

統計的特性値を用いた荷重の設計値の設定方法を概説すると、以下のようになる。

橋に作用する1つの荷重の大きさのデータが長年に渡って収集されており、そのデータの中から、1年ごとに区切った期間内の最大の値を抽出したものを対象として、**図 2-3-1-1**に示すような確率分布形(年最大値分布の確率密度関数 $f_s(s) = dF_s(s)/ds$ 、 $F_s(s)$: 年最大値分布の確率分布関数)が求めたとする。このとき、設定されたある荷重の大きさ S_i に対して、非超過確率 p_i が求められる。そして、 $q_i = 1 - p_i$ としたとき、大きさ S_i の荷重の再現期間は、 $1/q_i$ 年として求めることができる。このとき、 S_i のことを「 $(q_i \times 100)\%$ フラクタイル(またはフラクタイル値)」と呼んでいる。

次に、橋の供用期間が、例えば100年であり、この荷重の大きさや発生頻度が経年変化せず、各1年間ごとの発生が統計的に互いに独立である場合には、供用期間100年間の最大値分布 $F_s^{100}(s)$ は

$$F_s^{100}(s) = \{F_s(s)\}^{100}$$

として求められる。従って、荷重の大きさ S_i が供用期間100年間最大値分布の $x_{100}\%$ 非超過確率値である場合には、上式に $s = S_i$ を代入して

$$\begin{aligned} x_{100}/100 &= F_s^{100}(S_i) \\ &= \{F_s(S_i)\}^{100} = p_i^{100} \end{aligned}$$

という関係が得られる。

荷重の設計値としては、**図 2-3-1-1** に示された年最大値分布の確率分布で表示すると、確率密度関数の値が右端においてほとんどゼロとみなせるような位置に対応する最大レベルの荷重が設定されるのが一般的である。ただし、この荷重の大きさの適切なレベルは、橋に要求される性能レベル（例えば、非常に重要な構造物で、極めて高い安全性のレベルが要求される場合には、最大レベルの大きさの荷重に対しても損傷しないように設計する、など）と密接に関わっていることに留意する必要がある。また、同じ荷重でも、設計の対象とする限界状態が異なると、その荷重の大きさ、あるいは荷重の種類の設定法が異なることがあるので注意が必要である。例えば同じ活荷重でも、座屈限界や破断限界を対象とする場合には静的荷重として扱われるが、疲労限界を対象とする場合には、荷重変動の範囲とそれらが発生する頻度の両方を考慮する形で荷重が設定されることになる^{2.3.2)}。

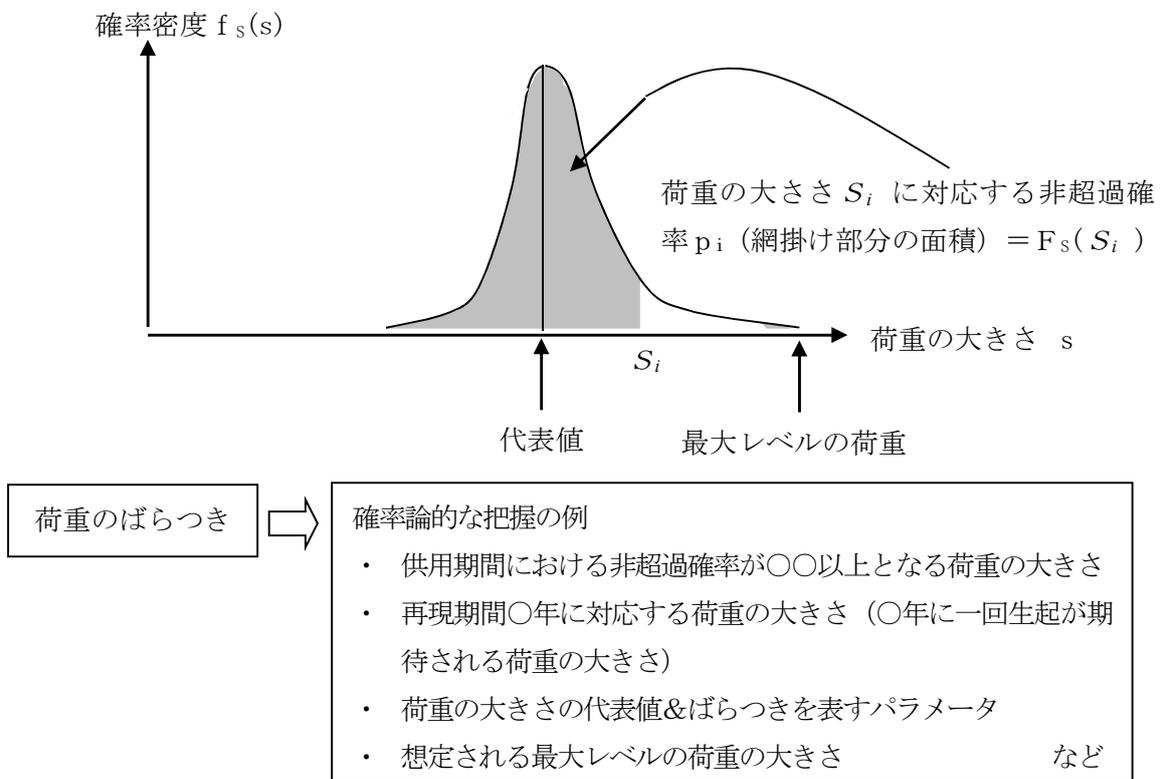


図 2-3-1-1 信頼性理論に基づく荷重の大きさの設定のイメージ^{2.3.2)}

なお、橋の性能照査型設計で考慮する荷重の種類に関しては、文献 2.3.1)等を参考に、設計技術者が必要な荷重を選定することになる。同時に、統計的特性値としてどのような値を算出するのが適切かも設計技術者の判断に委ねられるが、一般的には、供用期間最大値分布の場合には 5~10%超過確率値（最小値分布の場合には 5~10%非超過確率値）が妥当と考えられている。ただし、統計データの数が十分でない場合やデータの計測精度が高くなく 5~10%非超過確率値

を算出するのが望ましくない場合、あるいは荷重自体のばらつきが大きく分布形の裾部の値を採用することが適切ではないような場合（例えば土圧に関連する値など）には、供用期間最大値分布（または最小値分布）の期待値を用いることが推奨されている^{2.3.3)}。さらに、稀にしか発生しない巨大竜巻や巨大地震等の偶発荷重で、統計データが極めて少ないものについては、「既往最大級」という概念を取り入れて設計荷重として設定することになる^{2.3.1)}。

(2) 荷重の組合せ

橋の設計において考慮する荷重は、一つだけが対象となることは少なく、同時に複数の荷重を考慮する、すなわち、荷重の組合せを考慮するのが一般的である。ただし、同時に作用し得る荷重については、最大値（もしくは最小値）が同時に起きる可能性は一般に必ずしも大きくないと考えられるので、複数の荷重の同時載荷を考える場合には、何らかの調整を行うことが合理的である。従って、荷重の組合せにおいて、変動荷重（設計時に想定する供用期間内の変動が平均値に比べて無視できない荷重で、かつ単調な変化をしない荷重）を、主たる変動荷重と従たる変動荷重に分け、

①主たる変動荷重の大きさは、供用期間最大値（または最小値）分布の5～10%超過確率値とする

②従たる変動荷重の大きさは、供用期間最大値（または最小値）分布の期待値とするのが一般的である。この考え方はTurkstraルール^{2.3.4)}と呼ばれている。ただし、主たる変動荷重とは、安全性の照査に用いる作用の組合せにおいて、その組合せの中で最も主要と考えられる一つ、あるいは、一組の変動荷重であり、従たる変動荷重とは、安全性の照査に用いる作用の組合せにおいて、主たる変動荷重や偶発荷重と組合せて付加的に考慮すべき変動荷重である。従って、従たる変動荷重は、同時発生確率の低さを考慮して、主たる変動荷重よりも低い超過確率値が設計荷重として設定されることになる^{2.3.1)}。

なお、荷重の組合せに関しては、例えば、現行の道路橋示方書^{2.3.5)}では、許容応力度の割増し係数で対処している。すなわち、生起頻度の極めて低い荷重どうしの組合せを無視し、生起頻度の低い荷重との組合せに対しては、許容応力度を割増しすることで、複数の設計荷重が同時に道路橋に生じる確率の大小を考慮している。換言すると、最大値レベルの荷重が同時に作用する可能性が低いことを考慮する係数は、この許容応力度の割増し係数の逆数に相当するものである。既往の研究^{2.3.6)}によれば、道路橋示方書で用いられている許容応力度の割増し係数は、組合せのための低減係数をかなり適切に反映していることから、「許容応力度の割増し係数の逆数」を組合せのための低減係数として採用してもよいとも考えられている^{2.3.1)}。

2-3-2. 構造材料強度の設計値の設定

橋を構成する各部材の構造材料としての強度特性は、橋の性能に大きく影響を及ぼす要因の一つであることから、性能照査型設計においては、構造材料強度を適切に設定することが重要となる。前述した荷重の設計値同様、構造材料強度の設計値の設定に際しては、統計的特性値を用い

るのが適切である。ただし、荷重の場合には、最大値に相当する値を採用するのが一般的であるのに対し、構造材料強度の場合は、最小値に相当する値に着目することが多い。構造材料強度の特性値を実験（試験）結果から統計的手法に基づいて決定する方法として ISO 2394^{2.3.7)}に紹介されているものを概説すると、以下のようになる^{2.3.2)}。

たとえば鋼材の降伏点や引張り破断強度などのような構造材料強度が正規分布に従い、かつ、標準偏差 σ が既知の場合、超過確率 95%となる強度の下界値は次式で推定される。

$$R_{k,est} = m_R - k_s \cdot \sigma \quad (2.3.2.1)$$

ここに、 $R_{k,est}$ ：超過確率 95%となる強度の下界推定値、 m_R ：サンプルの平均値、 σ ：構造材料強度の標準偏差（既知）、 k_s ：サンプルサイズに応じた係数である。係数 k_s の求め方を詳述すると、次のようになる^{2.3.8)}。正規分布の場合、超過確率 95%となるとき $k_s = 1.64$ であるが、構造材料強度の平均値 μ が未知であるため式(2.3.2.1)の推定値はばらつきを持つ。したがって、式(2.3.2.1)の推定値が $\mu - k \cdot \sigma$ を越える危険率を γ (信頼水準 $1 - \gamma$) となるように k_s を定める必要がある。すなわち、

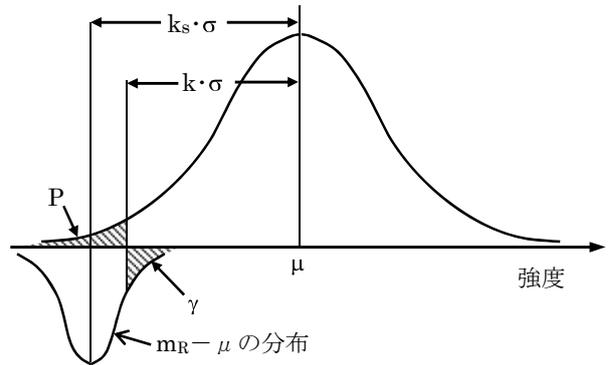


図 2-3-2-1 抵抗の超過確率 95%推定値の分布

$$P_r[m_R - k_s \cdot \sigma > \mu - k \cdot \sigma] = \gamma \quad (2.3.2.2)$$

とすればよい。式(2.3.2.2)を変形すると次の式を得る。

$$P_r\left[\frac{m_R - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} > \sqrt{n}(k_s - k)\right] = \gamma \quad (2.3.2.3)$$

ここで、 n はサンプル数である。式(2.3.2.3)の $(m_R - \mu)/(\sigma/\sqrt{n})$ は標準正規分布 $N(0, 1)$ に従うので、 k_s は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \sqrt{n}(k_s - k) &= \Phi^{-1}(1 - \gamma) \\ \therefore k_s &= k + \frac{\Phi^{-1}(1 - \gamma)}{\sqrt{n}} \end{aligned} \quad (2.3.2.4)$$

ここで、 $\Phi^{-1}(\cdot)$ は標準正規分布関数の逆関数である。

構造材料強度の平均値、標準偏差とも未知の場合、超過確率 95%となる抵抗の下界値をサンプルの平均値 m_R 、サンプルの標準偏差 s_R を用いて次式で推定する。

$$R_{k,est} = m_R - k_s \cdot s_R \quad (2.3.2.5)$$

ただし、サンプルの標準偏差は不偏推定量であり次式で計算する。

$$s_R = \sqrt{\frac{\sum (x_i - m_R)^2}{n-1}} \quad (2.3.2.6)$$

標準偏差が既知の場合と同様に次式を満たすように k_s を定める。

$$P_r[m_R - k_s \cdot s_R > \mu - k \cdot \sigma] = \gamma \quad (2.3.2.7)$$

上式を変形すると次式を得る。

$$P_r \left[\frac{\frac{m_R - \mu}{\sigma/\sqrt{n}} + \sqrt{n} \cdot k}{\sqrt{\frac{(n-1)s_R^2/\sigma^2}{n-1}}} > \sqrt{n} \cdot k_s \right] = \gamma \quad (2.3.2.8)$$

この式の中の $(m_R - \mu)/(\sigma/\sqrt{n})$ は標準正規分布 $N(0, 1)$ に従い、 $(n-1)s_R^2/\sigma^2$ は自由度 $n-1$ の χ^2 分布に従う。このとき式(2.3.2.8)の不等式の左辺は自由度 $n-1$ 、非心度 $\sqrt{n} \cdot k$ の非心 t 分布^{2.3.9)}に従う。非心 t 分布の上側確率 γ に対するパーセント点を $t_\gamma'(n-1, \sqrt{n} \cdot k)$ と表すと、 k_s は次式で求められる。

$$k_s = \frac{t_\gamma'(n-1, \sqrt{n} \cdot k)}{\sqrt{n}} \quad (2.3.2.9)$$

例えば、信頼度が75%以上の水準 ($\gamma = 25\%$) で超過確率95%となる材料強度の下界値を推定するための係数 k_s は表 2-3-2-1 のようになる^{2.3.7)}。

表 2-3-2-1 式(2.3.2.5)に用いる k_s 値^{2.3.7)}

超過 確率	サンプル数 n								
	3	4	6	8	10	20	30	100	∞
0.95	3.15	2.68	2.34	2.19	2.10	1.93	1.87	1.76	1.64

構造材料強度の設計値としては、前述の統計的特性値の他に、例えば、JIS で規定されている鋼材の降伏点の最低保証値（公称値と呼ばれることもある）が用いられる場合^{2.3.5)}もある。性能照査型設計を行う場合には、最低保証値がどのような統計的特性値に相当しているのかを十分に把握することが重要となる。

2-3-3. 構造解析手法、耐荷力解析手法の選定^{2.3.2)}

橋に要求される性能を満足するように断面形状や部材寸法を決定するためには、架設中および供用期間中に予想される全ての外力に対して橋または橋を構成する部材がどのような挙動をするのかを適切に評価する必要がある。すなわち、橋または各構造部材に生じる断面力、応力、変

位置等の応答値を算出する必要がある。具体的な応答値としては、①動的応答値あるいは静的応答値、②弾性応答値あるいは弾塑性応答値、③幾何学的線形応答値あるいは幾何学的非線形応答値、④時間非依存型応答値あるいは時間依存型応答値（例えば、コンクリートとの合成構造におけるコンクリートのクリープ）が挙げられる。これらの応答値を算出するためには、種々の構造解析手法や構造解析モデルが用いられる。

構造解析モデルとしては、はり、柱、格子、板、シェル、トラス、ケーブル、ラーメン、および、アーチ、あるいは、これらの組み合わせにより適切に簡略化したモデルがある。

材料の力学特性モデルとしては、線形モデルと非線形履歴モデルがあり、後者は、さらにバイリニア型、トリリニア型等に細分される。

外力により橋または各構造部材に生じる断面力、応力、変位量等の応答値は、対象とする構造部材と照査する限界状態の種類、作用する荷重の状態に応じた構造部材の材料特性、橋の規模や構造形式に応じた幾何学的特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論や解析モデルを適用して算出することが望ましい。性能照査型設計の場合には、どのような解析理論や解析モデルを用いるかは、設計技術者の裁量に委ねられているため、設計技術者が判断することになる。従って、構造解析の実施に際しては、採用する解析理論や解析モデルが、例えば、「信頼度の高い解析結果が得られることが十分実証されている」ものか否かを十分に把握した上で応答値を算出する必要がある。

現時点で行われている解析の種類としては、静的解析、動的解析、固有値解析が挙げられる。静的解析は、橋の変形挙動の時間依存性が無視できる場合に適用される。一方、変形挙動における慣性力の影響が無視できない場合には、動的解析を行う必要がある。これらの解析では、ある荷重を橋に作用させ、それによって生じる変位やひずみなどの変形量あるいは応力や断面力を応答値として求める。

静的解析は単調荷重あるいは繰り返し荷重のもとで行われる。橋の耐震特性を評価する際には、後者の荷重条件が採用される。動的解析には、時刻歴応答解析法、応答スペクトル法がある。時刻歴応答解析法は、運動方程式に数値積分を適用し、各種応答値の時間変化を逐次評価する方法である。これに対し、応答スペクトル法では、応答スペクトルを用いて、応答の最大値のみを大まかに推定する。

固有値解析は、橋の固有振動数（固有周期）や座屈荷重を求めるのに適用される。部材の有効座屈長の算定に固有値解析が利用されることもある。また、複素固有値解析により対数減衰率（さらにはフラッター発振風速）を求めることも行われている。

静的解析と動的解析は、いずれもさらに線形解析と非線形解析に分類される。線形解析は、微小変位および弾性変形の仮定に基づいた手法で、橋または構造部材に生じる変位、ひずみが小さい場合に適用できる。

変形が大きく、変形後の構造部材の幾何形状と初期形状との差が無視できない場合（幾何学的非線形）や橋を構成する構造材料の変形挙動が非線形性を示す場合（材料非線形）には、構造部材の変形量が荷重の大きさに比例せず、非線形解析が適用される。また、幾何学的非線形と材料

非線形の両方を考慮した解析（複合非線形解析）が適用される場合もある。

橋として複数の限界状態に達するモード（破壊モード）を有する場合には、想定される外力の組み合わせに対して最も厳しい条件下で応答値が算出できるようにすることが重要である。この時、個々の構造部材の応答値を求めて性能を照査するのか、橋全体としての性能を照査するのかについても十分な検討が必要となる。

なお、新形式の橋、新構造材料などを用いる場合などで、適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により橋または構造部材の応答値を求めることになる。実験による応答値に関しては、一般に物理現象そのものの有する不確定性、および、実験データの数が必ずしも十分でないことに起因する統計的不確定性が含まれることから、統計的な処理が必要となることに留意する必要がある。また、実験では考慮できない条件（例えば、長期間に渡る暴露の結果生じる状態）に関しては、別途十分な考慮が必要となってくる。

橋に要求される性能を満足するように断面形状や部材寸法を決定するためには、前述した応答値の算定だけでは不十分で、設計で要求される各性能レベルに対応した限界状態を示す値、すなわち、限界値（安全性の照査を行う場合は、限界値のことを「耐荷力」と呼ぶことが多い）の算出が必要となる。そのために用いられるのが耐荷力解析手法である。耐荷力の算出に際しては、有限要素法を用いた複合非線形解析を適用する機会が多いが、この時は各構造部材に適した材料構成則、要素分割、荷重（変位）制御法などを選択する必要がある。また、線形問題と違って、熟練した経験や技術が必要となる機会が多い。そのため、市販の汎用有限要素法プログラムを使う場合も含め、事前に精度が確認されているベンチマークテスト結果を参考にして、解析プログラムの有効性と精度、および、その取り扱い方法について確認しておく必要がある。

耐荷力を算出する際に、上述のコンピュータを用いた数値解析では不十分な場合（例えば、新構造形式の橋を採用する場合は、模型実験、あるいは、実物大実験により限界値を求めることがある。このときには、応答値の場合と同様、実験により求められた限界値には幾つかの不確定性が含まれていることを十分考慮しながら評価する必要がある。

応答値、および、限界値（耐荷力）の算出に用いる解析手法の精度の確認に関しては、過去の大荷重作用時の荷重の特性や橋の挙動、および、荷重作用後の損傷・破断状況等が記録されている場合には、選定の対象となる解析手法を用いてその現象をシミュレートし、精度良く再現できるかどうかをチェックするのが、現時点では最も望ましいといえよう。

2-3-4. 応答値と限界値の算定

これまでも繰り返し述べてきたように、橋に要求される性能を満足するような断面形状や寸法を決定するためには、要求される性能レベルに相当する荷重が作用したときの橋あるいは構造部材の応答値と限界値（耐荷力）を算定し、その両者の大小関係を比較するのが一般的である。本節では、要求される性能の内、定量的な限界状態の設定がある程度可能な安全性、使用性、耐久性に関する照査を行うための応答値、および、限界値を算定する際に留意すべき事項について述べる。なお、応答値と限界値の算出に用いる手法については、2-3-3に記載してある。また、

具体的にどのような応答値と限界値を算定するかに関しては、例えば鋼橋に関しては、文献 2.3.1)や2.3.2)を参照されたい。

(1) 応答値の算定^{2.3.1)}

1) 安全性を照査するための応答値の算定

設計において仮定された断面形状および寸法を有する橋または構造部材が、安全性に対する要求性能を満足しているかどうかを照査する際に対象となる限界状態は安全限界状態（終局限界状態）である。安全限界状態には破壊限界、降伏限界、変形限界、変位限界、塑性崩壊、座屈限界、剛体的安定限界、動的安定限界が、すべり限界（高力ボルト接合）含まれる。安全性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする限界状態に応じて「作用軸力」であったり「作用応力」であったりするが、安全限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

安全限界状態に関する応答値の算出に用いられる解析手法としては、変形が大きい場合に変形後の構造物の幾何形状と初期形状との差を考慮する幾何学的非線形を考慮した有限変位解析、構造物を構成する材料の変形挙動が弾性的でないという材料非線形を考慮した弾塑性解析、さらには、これら両者を同時に考慮した複合非線形解析がある。また、有限要素法が構造解析に用いられることが多いが、その際の構造物のモデル化に用いられる要素には、はり要素とシェル要素があり、はり要素は、 $M-\phi$ 要素とファイバー要素に大別される。どの手法、どの要素を用いて構造解析を行うかは、解析の対象とする構造形式、構造部材、および、安全限界状態の種類に応じて判断するのが望ましい。

適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により、安全性の照査に必要な構造物または構造部材の応答値を求めることになる。

2) 使用性を照査するための応答値の算定

設計された橋または構造部材の使用性は、使用性に関する要求性能を満足しているかどうかを照査することにより確保される。使用性照査の対象となる限界状態は使用限界状態であり、使用限界状態には走行限界、歩行限界等が含まれる。使用性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする限界状態に応じて「振動加速度」であったり「たわみ」であったりするが、使用限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

使用性の照査の対象となる荷重は、設計供用期間中に比較的頻繁に生じるものであり、安全限界状態の照査に用いられる荷重よりも小さいのが一般的である。そのため、使用限界状態に関する応答値の算出には、幾何学的非線形や材料非線形を考慮しない線形解析を用いればよいことが多い。どの手法を用いて応答値の算定を行うかは、解析の対象とする構造形式、構造部材、および、使用限界状態の種類に応じて設計技術者が判断する。

適切な構造解析理論および構造解析モデルが存在しない場合は、実験により、使用性の照査に

必要となる構造物または構造部材の応答値を求めることになる。特に車両走行性に影響してくる路面の平坦性等に関しては、実験により求めることになるのが現時点では一般的である。

3) 耐久性を照査するための応答値の算定

設計された橋または構造部材の耐久性に関する照査の対象となる性能には耐疲労性、耐腐食性、材料耐久性、維持管理性が含まれる。耐久性の照査に用いる応答値は、設計の対象とする要求性能に応じて「想定される変動荷重によって生じる応力範囲の最大値」であったり「鉄筋位置での塩素イオン」であったりするが、耐久性に関する限界状態に達するかどうかを最も適切に照査できる応答値を採用することになる。

なお、耐久性に関しては、供用中の橋に適切な維持管理が施されることが極めて重要であり、設計時に想定した応答値が経年劣化により要求性能を下回る状態に達することのないよう維持管理を行う必要がある。そして、耐久性に関する限界状態に達しそうであることが検査等で明らかになった場合には、適切な補修補強対策等を講ずる必要がある。また、設計段階から適切な維持管理を実施することを前提として耐久性に関する要求性能レベルを設定する方が、構造物の供用期間中に維持管理をほとんど行わないことを前提として要求性能レベルを設定するよりも経済的な場合もあることから、耐久性に関する応答値の算出に際しては、この点に留意することが重要である。

(2) 限界値の算定

性能照査型設計における要求性能の照査の内、安全性に関する限界値（耐荷力）の算定に際しては、構造材料の材料強度（例えば、降伏点応力や破断強度）を基本として算出するのが一般的である。このとき、例えば鋼材の場合には、JISの規格値（公称値）が採用されることが多いが、これらの値がどのような载荷速度や試験片を用いて試験がなされているか、製作上の寸法誤差がどの程度含まれてくるのか等を十分に考慮した上で、限界値を算定する必要がある。また、数値解析により耐荷力を算出する場合には、その手法がどの程度の精度を有するのかも十分に意識しなければならない。さらに、例えば、鋼製厚板断面の全断面塑性化までの曲げ耐力を期待しようというコンパクト断面の採用に際しては、それに応じた耐荷力を算定する必要がある。

使用性に関する限界値の設定は、主観的な要素が含まれる部分も多く、実験により求められることが多いのが実情である。たとえば、歩道橋の歩行性の1つである振動に関する限界値は、実測結果を基に幾つかの物理量を尺度として設定されている^{2.3.10)}が、どの尺度を用いるのが適切なかの判断は必ずしも容易ではない。こうした人の主観に依存する限界値は、時代と共に変化する可能性もあり、橋が架設される地点の状況に応じて、設計技術者が適切に判断することになる。また、現行道路橋示方書^{2.3.5)}で規定されている「たわみ制限」の限界値に関しては、その根拠が明瞭に示されておらず、変形限界を検討する際に設計技術者の判断が必要とされるものの一例である。

耐久性には、耐疲労性、耐腐食性、材料劣化抵抗性、維持管理性の4つが含まれており、この

内、耐疲労性に関する限界値としては、継手形状（等級）によって定められる疲労限度力度や Miner 則をベースとした限界疲労損傷度が採用されている^{2.3.11)}。鋼部材の耐腐食性に関する限界値については文献^{2.3.12)}、コンクリート部材の材料劣化抵抗性の限界値については文献^{2.3.13)}を参照しながら、設計技術者が適切に決定することになる。維持管理性の限界値については、明確な限界値を現時点で定めるのは困難であり、長年の実績に基づいて判断されているのが実情である。

2-3-3でも述べたが、限界値設定の基本は、できるだけ信頼性理論に基づいた取り扱いをすることである。少なくとも材料レベルや部材レベルの変動性については、実験などで明確に統計的特性値を求めるのがよい。また、限界値を解析的に求めるのに、複合非線形解析を行うことがある。その際には、事前に精度の確認されているベンチマークテスト結果を参考にして、複合非線形解析に対する解析プログラムの有効性と精度、および、その取り扱い方法を確認しておく必要がある^{2.3.2)}。

2-3-5. 設計終了段階での保有性能の評価

(1) 性能照査フォーマット^{2.3.2)}

一般に、構造物の信頼性設計においては、設計の対象とする限界状態に達する可能性がある一定のレベル以下となるように構造部材の寸法や材質等を決定する。限界状態に達する可能性のレベルを性能レベルと言い、この性能レベルの表示のしかたによって、性能照査フォーマットは表²⁻³⁻⁵⁻¹に示すⅠ～Ⅲの3レベルに分類されている。この分類は、限界状態に達する確率との対応の厳密さに基づいてなされており、レベルⅢが最も高く、レベルⅡ、Ⅰの順に厳密さが低減した方法になっている。以下にレベルⅢ～Ⅰの方法について概説する。なお、図²⁻³⁻⁵⁻¹は、これら3通りの方法の概念図を示したものである。

表 2-3-5-1 信頼性設計法レベル I ~ III の比較

レベル	照査フォーマット	摘 要
III	$P_f \leq P_{fr}$	構造物が限界状態に達する確率 P_f が目標とする確率 P_{fr} より小さくなることを照査する。確率論的に最も厳密な性能の照査法であるが、設計変数の確率分布が既知であることが前提である。
II	$\beta \geq \beta_T$	確率論的な取扱いに一次近似（正規分布に近似）を行う方法である。確率分布は平均値（1次モーメント）、標準偏差（2次モーメント）によって考慮され、性能レベルは、限界状態に達する確率に対応する信頼性指標 β が目標信頼性指標 β_T より大きいことで性能を照査する。また、レベル I の照査法における部分係数を設定するための根拠としての意味も有する。
I	$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} = \gamma_i \cdot \frac{\gamma_F \cdot S_k}{R_k / \gamma_m} \leq 1$	部分係数法による照査法であり、実際の設計において最も多く利用されている。この方法では、各設計変数について設計値を設定し、この値に関係づけられた部分係数を用いて限界状態に対する性能レベルを照査する。設計変数の設計値は、その確率分布についてあらかじめ規定された超過確率、あるいは非超過確率に対応する統計的特性値として求められるのが望ましい。部分係数の値は、必要な性能レベルと設計変数の変動性との関数として、レベル II の β_T を介して算出される。

注) 表中の「破壊確率」は、正しくは「限界状態に達する確率」と表示すべき用語である。

1) レベル III

設計しようとする橋あるいは構造部材が限界状態に達する確率が、あらかじめ設定された目標とする確率値よりも小さくなることを照査する方法がレベル III で、式(2.3.5.1)を満足することで、要求される性能レベルを満たすことになる。

$$P_f \leq P_{fr} \quad (2.3.5.1)$$

ここで、 P_f はある限界状態に対して設計される橋あるいは構造部材がその限界状態に達する確率、 P_{fr} は目標とする確率値である。

2) レベル II

レベル II は、確率変数の 1 次および 2 次のモーメント（平均および分散）で定義される信頼性指標 β と呼ばれる指標を用い、式(2.3.5.2)を満足するように橋あるいは構造部材を設計しようとする照査フォーマットである。

$$\beta \geq \beta_T \quad (2.3.5.2)$$

ここで、 β は設計した橋あるいは構造部材がある限界状態に対して有している信頼性指標の値、 β_T は目標とする信頼性指標の値である。信頼性指標 β の詳細については専門書^{2.3.14)}に譲るとして、 β が何を意味しているかを簡単に述べる。

橋あるいは構造部材の安全性や使用性に関与する不確定量（確率変数）は、橋（あるいは構造部材）の強度に関する R と、これに作用する荷重に関する S に大別でき、かつ、 R と S は互いに独立であるとする。このとき、 $Z = R - S$ という確率変数を考えると、橋は通常 $Z \leq 0$ のときに限界状態に達するといえる。信頼性指標 β は、確率変数 Z の標準偏差を σ_Z としたとき、 Z の平均 $\bar{Z} = \bar{R} - \bar{S}$ と $\neq 0$ との隔たりが σ_Z の何倍かを示すパラメータ、すなわち、 $\beta = \bar{Z} / \sigma_Z$ で定義される値である（図2-3-5-1 (2)参照）。なお、図2-3-5-1 (2)の網掛部分は、限界状態に達する確率（破壊確率）を示すことになる。

橋あるいは構造部材をより性能レベルの高いものにするには、 R の値を大きくするか、あるいは S （によって生じる断面力・応力など）の値を小さくし、 \bar{Z} を大きくすればよい。すなわち、 β の値を大きくすれば設計された橋の性能レベルは高くなる。信頼性指標 β は、確率変数 Z の2次までのモーメント、すなわち平均と分散（標準偏差）のみを用いて算出できることから、レベルIIの照査フォーマットは2次モーメント法とも呼ばれている。

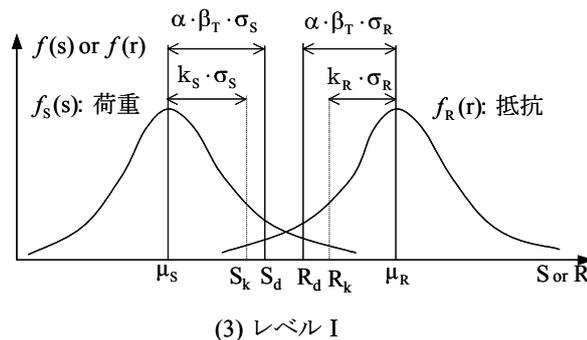
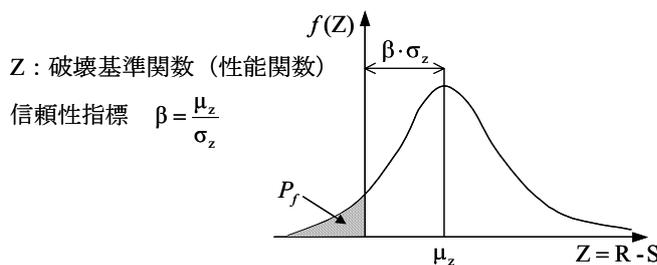
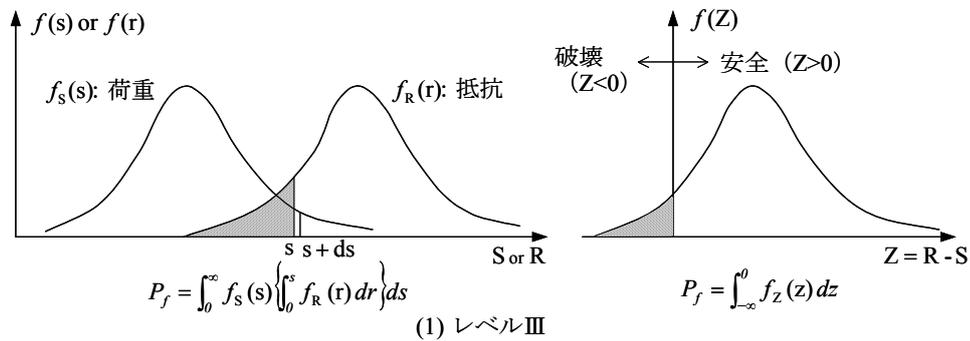


図 2-3-5-1 信頼性設計法レベル I ~ III の概念図

3) レベル I

この照査様式は、設計しようとする橋（または構造部材）の設計強度 R_d と想定される設計荷重 S_d の比が、予め設定された安全係数 γ よりも大きければ、安全性や使用性が確保されるという考えに基づくもので、式(2.3.5.3)で表される。

$$R_d/S_d \geq \gamma \quad (2.3.5.3)$$

ここで、 R_d は強度の設計値、 S_d は荷重の設計値、 γ は安全係数である。このレベル I の照査フォーマットでは設計した橋がどの程度の安全性や使用性を有するのか、限界状態に達する確率との対応がレベル III、II のフォーマットに比べて不明確になる。

レベル I の照査フォーマットは安全係数をどのように考慮するかにより、さらに以下の 3 通りに分類することができる。

①許容応力度設計方式……橋あるいは構造部材の強度に対して、ただ 1 つの部分係数を考慮する方式。

$$S_d \leq R_d/\gamma_R \quad (2.3.5.4)$$

$$S_d = \sum S_k \quad (2.3.5.5)$$

ここで、 γ_k は設計強度 R_d （通常、応力で表示）に対する部分係数、 S_k は種類が異なる個々の設計荷重（例えば死荷重や活荷重）である。

②荷重係数設計方式……橋（または構造部材）に作用する荷重に対して部分係数を考慮する方式。

$$\gamma_C \sum \gamma_j S_j \leq R_d \quad (2.3.5.6)$$

ここで、 γ_j は荷重 S_j に対する部分係数、 γ_C は荷重の組み合わせ等を考慮した部分係数。

③部分係数設計方式……橋（または構造部材）の強度および作用する荷重の両者に対して、それぞれ部分係数を考慮する方式

$$\gamma_C \sum \gamma_j \cdot S_j \leq R_d/\gamma_R \quad (2.3.5.7)$$

上記①～③の中では、複数の部分係数を決めなければならない煩雑さを伴うが、③の部分係数設計方式が最も適切である。それは、橋または構造部材の強度、それに作用する個々の荷重の特性（強度や荷重の大きさのばらつき、荷重の発生頻度など）、設計の対象となる限界状態の種類等を考慮して部分係数が設定できるからである。

なお、③の部分係数設計方式を限界状態設計法と称することが多いため、現行の道路橋示方書で並記されている①の許容応力度設計法は限界状態設計法ではないとの見方もある。しかし、限界状態として降伏限界や座屈限界を想定しており、限界状態を考慮していないわけではない。つまり、限界状態設計法と許容応力度設計方式は相反するものではない。

レベルⅢの方法は厳密性が高く、最も望ましいフォーマットである。信頼性設計法で最初に検討された方法はレベルⅢで、限界状態に達する確率（破壊確率）を直接求めようとするものであった^{2.3.15)}。しかし、橋あるいは構造部材が限界状態に達する確率を算出するのは極めて煩雑であり、また、橋の安全性・使用性に関与する不確定要因（確率変数）の確率分布形を精度良く推定するだけの統計データが当時は十分でなかったことから、実務的な設計へ適用することが困難であった。そのため、レベルⅡである信頼性指標 β に基づく2次モーメント法が開発された^{2.3.16)}。信頼性指標 β は設計に関与する確率変数の分布形を精度良く求めなくても算出が可能で、かつ、確率論を導入した性能照査様式であることから、欧米諸国では1980年代後半から設計規準に取り入れられるようになってきている^{2.3.17)}。ただし、信頼性指標 β を信頼性理論によって一般的な技術者に求めさせることは困難として、実際の設計規準は、目標信頼性指標 β_f に基づいて部分係数を定めたレベルⅠのフォーマットで書かれている。我国の設計基準でも、鉄道構造物設計標準^{2.3.18)}やコンクリート標準示方書^{2.3.19)}などは、この考え方に基づいて記されている。また、建築物の鋼構造限界状態設計規準^{2.3.20)}では部分係数の根拠となる信頼性指標 β の値を示しており、破壊確率との関係が把握しやすくなっている。

最近では、構造物の性能に関与する不確定要因（確率変数）の確率分布形を推定するための統計データが蓄積され、限界状態を予測する精度の良い解析モデルも開発されてきているが、レベルⅢの方法を適用するためには未だ十分ではないと思われる。したがって、現時点で推奨される性能照査フォーマットは、①ISO 2394^{2.3.7)}で示される原則に基づいて、想定しうる複数の限界状態を対象としたレベルⅠの部分係数フォーマットを採用する、②統計データをできる限り利用し、データが十分でなく確率論的に決定できないものはその旨を明記する、③現行設計基準に基づいて設計される構造物と大きな違いが生じないように部分係数や安全係数をキャリブレーションにより求める、というのが世界的趨勢であり、2010年3月施行を開始したユーロコード^{2.3.21)}もこの方式を採用している。

今後、さらに統計データおよび部分係数決定に必要なデータが蓄積・公開されていけば、より厳密性の高いレベルⅡのフォーマットに移行するのが望ましいと思われる。加えて、橋（あるいは構造部材）が限界状態に達する確率の簡便な算出方法が開発された暁には、レベルⅢの性能照査フォーマットに基づいて橋あるいは構造部材の設計がなされるようになるものと予想される。

(2) 許容応力度設計方式の欠点と部分係数設計方式の利点

例えば2002年制定のもの以前の我が国の道路橋示方書では、仮定した断面寸法を有する構造部材に設計荷重を作用させた時に生ずる応力が、主として降伏限界（または弾性限界）および座屈限界を対象として設定された許容応力度を上回らなければよいというレベルⅠの許容応力度設計方式が基本的に採用されてきていた。しかし、この設計法には、

- ①構造部材が降伏限界（または弾性限界）を超えてから破壊に至るまでの余剰耐力（構造部材が降伏点を越えてもすぐに破壊に至らず、応力の再分配や地震作用時の履歴によるエネルギー吸収等により外力に耐えるという性能を有すること）を十分に活かしきれないこと
- ②個々の荷重のばらつきの大さを考慮できないこと

などの欠点があるため、安全限界状態を対象とした部分係数方式の照査フォーマットに移行する方が合理的な設計を行えることになる。

上記①の欠点については、特に阪神淡路大震災で改善の必要性が浮き彫りにされ、1996年12月に改訂された耐震設計編で、橋脚の耐震設計に余剰耐力の考慮が組み入れられるようになった(2.3.22)。

②の欠点について具体例を用いて説明すると次のようになる。

支間長 40m程度の短い道路橋の主桁では、死荷重によって生ずる応力と活荷重により生ずる応力はほぼ同程度である。これに対し、中央支間が 1000mを越えるような吊橋のケーブルでは、死荷重による応力が全応力の 90%以上を占め、活荷重による応力の占める割合はわずか数%である。今、構造材料として許容応力度 $140\text{[N/mm}^2\text{]}$ の部材を用いるとの前提で断面寸法を仮定し、断面に生ずる応力が仮に次のように得られたとする(実際の吊橋では、ケーブルに高張力鋼を用いるため、その許容応力度は数倍大きい)。

$$\text{支間長 40mの主桁} \quad \sigma = \sigma_D + \sigma_L = 65\text{[N/mm}^2\text{]} + 70\text{[N/mm}^2\text{]}$$

$$\text{支間長 1000mの吊橋のケーブル} \quad \sigma = \sigma_D + \sigma_L = 125\text{[N/mm}^2\text{]} + 10\text{[N/mm}^2\text{]}$$

ただし、 σ_D : 死荷重による応力、 σ_L : 活荷重による応力

いずれの場合も、死荷重と活荷重によって生ずる応力は $\sigma = 135\text{[N/mm}^2\text{]}$ であり、部材の許容応力度 $140\text{[N/mm}^2\text{]}$ を下回って、許容応力度設計方式としての照査を満たすことになる。

ここで、死荷重と活荷重の統計的特性を考えてみると、死荷重は主桁やケーブル自体の重量や床版・舗装等の重量、照明灯や高欄の重量等からなるが、そのばらつきは極めて小さく、設計図面から精算される値にかなり近い値になるといえよう。これに対し活荷重の場合は、過積載のダンプトラックが走行したり事故渋滞で車両が満載されたりするケースがあり、そのばらつきは、死荷重と比べてかなり大きくなるものと予想できる。しかしながら、許容応力度設計方式では、合計としての応力が許容応力度を下回るかどうかの問題にされるだけで、その合計応力を構成する応力の中味については何の考慮もなされていない。「設計荷重が設計強度を上回る確率」を考えると、この例の場合には、支間長 40mの主桁の方が、支間長 1000mの吊橋のケーブルと比べて大きくなることは容易に推測できる。

この例からわかるように、許容応力度設計方式には、個々の荷重の有する統計的ばらつきが考慮できないという欠点がある。従って、個々の荷重や材料強度等に関する実測が精力的になされ、かなりの数のデータが収集されてきている今日、許容応力度設計方式から部分係数設計方式に移行していこうとする動きは当然のことと言えよう。

(3) 信頼性理論に基づく照査方法

1) 性能照査フォーマット

2-3-5. (1) で、現時点においては部分係数設計方式による性能照査フォーマットが適切であることを述べた。そこで、筆者自身が望ましいと考えている部分係数設計方式による性能照査フォーマットを提示し、部分係数決定に際しての考え方を述べる。

望ましいフォーマットは次式で表される^{2.3.2)}。

$$\gamma_I \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (2.3.5.8)$$

ここで、

R_d : 設計限界値

$$= \frac{1}{\gamma_F \cdot \gamma_{B1} \cdot \gamma_{B2}} R \left(\frac{f_{k,1}}{\gamma_{M,1}}, \frac{f_{k,2}}{\gamma_{M,2}}, \dots, \frac{f_{k,n}}{\gamma_{M,n}} \right) \quad (2.3.5.9)$$

$f_{k,i}$: 材料強度の特性値 (5%フラクタイル値の採用を基本とする)

γ_F : 製作 and/or 施工精度のばらつき等を考慮した係数

γ_{B1} : 耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_{B2} : 限界状態の特性 (例えば破壊が脆性的か延性的か) 等を考慮した係数

$\gamma_{M,i}$: 材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数

$R(\cdot)$: 材料強度から橋あるいは構造部材の限界値を算出するための関数

S_d : 設計応答値

$$= \gamma_A \cdot \gamma_C \cdot \sum S(\gamma_{1,j} \cdot \gamma_{2,j} \cdot \gamma_{3,j} \cdot F_{k,j}) \quad (2.3.5.10)$$

$F_{k,j}$: 個々の荷重の設計値 (供用期間最大値分布の 5~10%超過確率値の採用を基本とする)

γ_A : 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_C : 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数

$\gamma_{1,j}$: 設計の対象とする限界状態を考慮した係数

$\gamma_{2,j}$: 対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数。
支配的な荷重に対しては 1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用。

$\gamma_{3,j}$: 荷重の不確定性 (データの多寡、データの精度等) を考慮した係数

$S(\cdot)$: 設計荷重を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数

γ_I : 橋または構造部材の重要度係数

である。

2) 部分係数設定の考え方

式(2.3.5.8)~式(2.3.5.10)に含まれる特性値や部分係数の値をどのように決定するかについては、必ずしも合意が得られている訳ではないが、ここでは、次の方針で値を設定してみる^{2.3.23)}。

- ①統計データがある程度収集されており、それらを利用できる場合には、統計確率論に基づいて特性値を決定する。
- ②十分な統計データがない場合には、公称値あるいは現行設計規準で採用されている値を用いる。
- ③部分係数の内、おおよその値が設定できるものに関しては、鋼・合成構造標準示方書 III

設計編^{2.3.1)}、鉄道構造物等設計標準・同解説^{2.3.18)}、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕^{2.3.19)}等を参考に決定する。

④橋の重要度係数については、橋の重要度についておおよその値を決定するが、最終的には現行設計とのキャリブレーションにより算出するのを原則とする。

以下に、個々の部分係数や特性値等の具体的な値と決定方法に関するコメントを記す。

a) 材料強度の特性値 $f_{k,i}$

材料強度の特性値としては、5%フラクタイル値の採用を基本とする。材料強度に関する試験データが十分に得られている場合には、その確率分布の型、および、確率分布形のパラメータを統計的手法に基づいて決定した後^{2.3.24)}、5%非超過確率値を算出する。

b) 製作 and/or 施工精度のばらつき等を考慮した係数 γ_F

この係数は、橋を製作する場合に生じる寸法誤差や架設する場合の施工精度のばらつき等が橋の限界値に及ぼす影響を考慮した係数である。鋼橋の場合、現在では、コンピュータ制御による製作が一般的となっており、また、架設・施工機械の性能も十分に高くなっていることを考慮すると、標準的な場合には $\gamma_F=1.0$ としてよい。架設場所に高性能の施工機器を搬入できない場合等については $\gamma_F > 1.0$ とする。

c) 耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数 γ_{D1}

この係数は、橋の限界値を算出する手法が十分に実証されているものかどうかのレベルを考慮したもので、コンクリート標準示方書¹⁹⁾では、 $\gamma_F \cdot \gamma_{D1} \cdot \gamma_{D2}$ の積として1.0~1.3の値を採用している。鋼橋の場合はコンクリート橋よりも限界状態に達するまでの挙動の把握が精度良くできると考えられることから、 γ_{D1} の値として標準的には1.05とする。

d) 限界状態の特性等を考慮した係数 γ_{D2}

この係数は、橋が安全限界状態に達した後の崩壊のしかたが急激か否か、具体的には、橋の破壊が脆性的か延性的かによって安全度の余裕に差を設ける方が適切であることを考慮した係数である。降伏限界のような限界状態を対象とする場合には $\gamma_{D2}=1.0$ 、安全限界状態に属する疲労限界のような限界状態を対象とする場合には、 $\gamma_{D2}=1.2$ とする。

e) 材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数 $\gamma_{M,i}$

この係数は、例えば高張力鋼は普通鋼と比較して応力集中部の存在による疲労強度の低下が顕著であること等、材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数である。普通鋼に対しては $\gamma_{M,i}=1.0$ 、コンクリートの安全限界状態および使用限界状態に対してはコンクリート標準示方書^{2.3.19)}を参照して、各々 $\gamma_{M,i}=1.3$ 、 1.0 とする。

f) 個々の荷重の設計値 $F_{k,j}$

個々の荷重の設計値としては、統計データが十分に収集されている場合は、材料強度の特性値と同様、その確率分布の型、および、確率分布形のパラメータを統計的手法に基づいて決定した後、供用期間最大値分布の5~10%超過確率値を算出する(2-3-1参照)。荷重の設計値を算出する方法として再現期間をベースとする方法もあるが、①確率論的には、供用期間最大値分布の5~10%超過確率値から再現期間を算出するのは容易であること、②

地震や強風等自然現象による荷重の場合は再現期間を用いることが可能であるが、死荷重や活荷重等に対して再現期間を用いるのは必ずしも適切ではないことから、ここでは「5～10%フラクタイル値」(2-3-1-1 参照)を用いている。

g) 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数 γ_A

この係数は、設計荷重を作用させた場合の応答値を算出する際に用いる構造解析モデル(構造解析手法)の不確かさを考慮したもので、構造解析モデルの精度が十分に実証されている場合には1.0、そうでない場合には $1.0 < \gamma_A < 1.2$ とする。

h) 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数 γ_C

この係数は、設計で考慮する荷重の組み合わせの生起頻度を考慮した係数で、現行道路橋示方書の許容応力度の割り増し係数の逆数に相当する。2-3-1.(2)でも述べたが、現行道路橋示方書の許容応力度の割り増し係数の値が確率論的にかなり妥当な値となっていることが確認されているので^{2.3.6)}、それらの値をそのまま用いることにする(表2-3-5-2参照)。

i) 設計の対象とする限界状態を考慮した係数 $\gamma_{k,j}$

この係数は、例えば、風による橋の上部構造全体系の発散振動やダイバージェンスは、発現すると橋梁構造物の崩壊に直接結びつく現象であることから、設計照査に用いる風速を、想定される最大風速の1.2倍および $\sqrt{1.7}$ 倍することが多いことを考慮した係数である^{2.3.2)}。荷重に対して、特に設計の対象とする限界状態を考慮する必要がない場合には1.0とする。

j) 対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数 $\gamma_{k,j}$

この係数は、同じ荷重の組合せであっても、設計の対象となる構造形式や部材が異なると、支配的となる荷重も異なってくることを考慮するためのものである。例えば、死荷重+活荷重+温度変化の影響+風荷重の組み合わせを考慮する場合、ある部材では風荷重が支配的となるが、別の部材では温度変化の影響が支配的となることを考慮するための係数である。IS02394^{2.3.7)}を参照し、ここでは、支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用する。なお、h)で述べた γ_C とまとめて考慮する方が適切との考え方もある。

k) 荷重の不確か性を考慮した係数 $\gamma_{B,j}$

この係数は、対象とする荷重に関するデータの多寡やデータの精度(どのような計測機器や手法を用いてデータを収集したのか)等を考慮するためのもので、データの多寡に関する係数の算出方法は、2-3-2で紹介した通りである(IS02394 Annex D^{2.3.7)}参照)。

l) 構造物の重要度係数 γ_I

この係数は、橋の重要度に応じて要求性能レベルに差を設けることを目的としたもので、普通の橋では1.0、重要な橋では1.1、最も重要な橋では1.2とする。ただし、現行設計規準で設計した橋と、式(2.3.5.8)に従って設計した橋とで断面形状や寸法に大きな差が生じるような場合には、コードキャリブレーションにより γ_I を決定し、現行設計基準との差が許容範囲内に収まるように γ_I の値で調整するものとする。

表 2-3-5-2 荷重の組合せのための低減係数

荷 重 の 組 合 せ	低減係数
1. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)	1.00
2. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)	0.90
3. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)	0.80
4. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	0.75
5. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK)	0.80
6. 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(CO)	0.60
鋼部材に対して	0.70
鉄筋コンクリート部材に対して	0.70
7. 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	0.85
8. 風荷重(W)のみ	0.85
9. 制動荷重(BK)のみ	0.80
10. 施工時荷重(ER)	

なお、鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）^{2.3.18)}やコンクリート標準示方書〔性能設計編〕^{2.3.19)}、鋼・合成構造標準示方書^{2.3.1)}では、性能照査フォーマットとして以下の式が用いられている。

$$\gamma_i \cdot \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k / \gamma_m) / \gamma_b} \leq 1.0 \quad (2.3.5.11)$$

ただし、 R_d ：設計限界値、 f_k ：材料強度の特性値、 γ_m ：材料係数、
 γ_b ：部材係数、 $R(\cdot)$ ：材料強度から構造物の限界値を算出するための関数
 S_d ：設計応答値、 F_k ：個々の作用の特性値、 γ_a ：構造解析係数
 γ_f ：個々の作用に対する荷重係数
 $S(\cdot)$ ：作用を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数
 γ_i ：構造物係数

式(2.3.5.11)を式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)と比較すると、 $\gamma_b = \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{B2}$ 、 $\gamma_f = \gamma_c \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_{3,j}$ であり、式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)で用いられている係数は、式(2.3.5.11)で用いられている部分係数をさらに細分化したものであることがわかる。橋または構造部材を設計する際に考慮すべき不確定要因として複数の異なる要因が存在する場合には、各要因に関する不確実性をできる限り別個に明確にしておく方が、今後の研究成果を設計基準に容易に組み込めるため、ここでは、式(2.3.5.8)～式(2.3.5.10)を「望ましい性能照査フォーマット」として示した。

(4) 補修補強設計における性能照査フォーマット

2-3-5.(3)で示した性能照査フォーマットは、新設橋を対象としたものであるが、補修補強

設計における性能照査では、考慮すべき部分係数の種類が異なってくると考えられる。そこで、ここでは、新設橋を対象とした式(2.3.5.8)を改訂する形での補修補強設計用の性能照査フォーマットの提案を試みることにする。なお、提案する性能照査フォーマットの形式自体は、式(2.3.5.8)と同じである。

$$\gamma_0 \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (2.3.5.12)$$

ただし、

R_d : 補修または補強部位の設計限界値

$$= \frac{1}{\gamma_F \cdot \gamma_{B1} \cdot \gamma_{B2}} R \left(\frac{f_{k,1}}{\gamma_{M,1}}, \frac{f_{k,2}}{\gamma_{M,2}}, \dots, \frac{f_{k,n}}{\gamma_{M,n}} \right) \quad (2.3.5.13)$$

$f_{k,i}$: 補修または補強に使用する材料強度の特性値 (5%フラクタイル値の採用を基本とする)

γ_F : 補修または補強に使用する部材の製作精度 and/or 施工精度のばらつき、施工条件の厳しさ、補修または補強工法の使用実績の多寡等を考慮した係数。

γ_{B1} : 耐荷力解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_{B2} : 変状発生の原因が明確かどうか、変状進展の予測が容易か否か、補修または補強後に構造系の変化があるかどうか等を考慮した係数 (余裕度を考慮)

$\gamma_{M,i}$: 材料特性が限界状態に及ぼす影響等を考慮した係数

$R(\cdot)$: 材料強度から橋あるいは構造部材の限界値を算出するための関数

S_d : 補修または補強部位の設計応答値

$$= \gamma_A \cdot \gamma_C \cdot \sum S(\gamma_{1,j} \cdot \gamma_{2,j} \cdot \gamma_{3,j} \cdot F_{k,j}) \quad (2.3.5.14)$$

$F_{k,j}$: 個々の荷重の設計値 (想定した補修後または補強後の残存供用期間最大値分布の5~10%超過確率値の採用を基本とする)

γ_A : 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数

γ_C : 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数

$\gamma_{1,j}$: 補修または補強設計の対象とする限界状態を考慮した係数

$\gamma_{2,j}$: 対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数。支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで $F_{k,j}$ を低減する値を採用。

$\gamma_{3,j}$: 荷重の不確定性 (データの多寡、データの精度等) を考慮した係数

$S(\cdot)$: 設計荷重を載荷した場合に生ずる応答値を算出するための関数

γ_0 : 補修または補強対象部材がFCM(Fracture Critical Member)か否か、損傷検出手法

の精度の良否、損傷点検者の技量、補修レベル等考慮した係数 (構造系自体の重要度も含めて考慮)

である。

上記の照査フォーマットの妥当性に関しては、今後の議論に委ねることとしたいが、現時点で

想定できる検討項目やキーポイント等を以下に列挙しておく。

- ・材料強度から橋あるいは構造部材の限界値を算出するための関数 $R(\cdot)$ を時間の関数として定義できるかどうか（例えば、疲労や腐食環境を考慮する場合等）
- ・橋の点検やモニタリングに関する技術レベルおよび精度の向上を γ_0 にどのように組み込むか（資格保有者が点検することを前提とするか否か）
- ・応急補修をする場合と恒久的補修をする場合の違いを、予算という制約条件下で如何に考慮するか
- ・現在採用されている補修方法や補強方法の効果を今後確認していく必要があるが、これらが確認された場合、どの係数の値を低減していくのが妥当か（ γ_{B1} か γ_{B2} か γ_A か、それとも他の係数を新たに設ける必要があるのか）
- ・ γ_0 を $\gamma_0 = \gamma_{0,1} \times \gamma_{0,2} \times \cdots \times \gamma_{0,n}$ の形にしておく方がのぞましいかどうか
- ・ヒューマンエラーを見込むかどうか
- ・補修することが構造系全体としての性能を低下させることに至る可能性はないか

参考文献

- 2.3.1) (社)土木学会：2006年 鋼・合成構造標準示方書 III 設計編、2007年3月
- 2.3.2) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン、JSSC テクニカルレポート No. 49、2001年10月
- 2.3.3) 地盤工学会：包括基礎構造物設計コード 地盤コード21 ver. 1、2000年3月
- 2.3.4) Turkstra C. J. and Madsen H. O. : Load Combinations in Codified Structural Design、Proc. of ASCE、 Jour. of Structural Division、 Vol. 106、 No. ST12、 pp. 2527-2543、1980年12月
- 2.3.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編 III コンクリート橋編、2012年3月
- 2.3.6) 杉山俊幸、深沢泰晴、岡本治：荷重組合せ係数に関する確率論的考察、構造工学論文集 Vol. 36A、 pp. 479-490、1990年3月
- 2.3.7) ISO/TC98/SC2 : ISO2394 General Principles on Reliability for Structures、1998.6
- 2.3.8) 市川昌弘：構造信頼性工学－強度設計と寿命予測のための信頼性手法－、海文堂、1988年11月
- 2.3.9) 日本数学会編：岩波数学事典－第3版、岩波書店、1985年
- 2.3.10) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、1985年10月
- 2.3.11) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002年3月
- 2.3.12) 日本道路協会：鋼道路橋塗装防食便覧、2005年3月
- 2.3.13) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 [施工編]、2002年9月
- 2.3.14) 星谷勝、石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986年5月
- 2.3.15) Freudenthal、 A.M. : Safety of Structures、 Trans. ASCE、 Vol. 112、 1947

- 2.3.16) Cornell, C. A. : A probability-based Structural Code, ACI Journal 12, pp. 974-985, 1969
- 2.3.17) Galombos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G. and Cornell, A. : Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice, Journal of Structural Engineering Division, Proc. of ASCE, Vol.108, pp.959-977, 1982
- 2.3.18) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説 一鋼・合成構造物一、鉄道総合技術研究所、2000年7月
- 2.3.19) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]、2002年9月
- 2.3.20) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準・同解説、1990年
- 2.3.21) CEN: EN 1990 Eurocode 0 Basis of Design for structural eurocode, 2001
- 2.3.22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996年12月
- 2.3.23) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震向上策、2003年10月
- 2.3.24) 杉山俊幸、藤野陽三、伊藤学：統計データからの分布形・特性値の決定、構造工学論文集、Vol.31A, pp.287-300, 1985年3月