

既設ダムゲートの安全性照査の合理化に関する検討

STUDY ON RATIONALIZATION OF STRUCTURAL SAFETY EVALUATION
OF EXISTING DAM GATE

塩竈裕三*

Yuzo SHIOGAMA

ABSTRACT We studied desired maintenance criteria in structural stress evaluation of existing dam gates and estimated the criteria based on a reliability theory. First, uncertainties of stress obtained from design calculation method and measurement were quantified by using the field measurements at existing vertical lift gate. Then, based on the reliability theory, the safety level guaranteed in the stress evaluation was computed by using design calculation stress as a structural response and design allowable stress as a criterion of the evaluation. Finally, the stress criteria for the stress evaluation with the stress measurement were derived in meeting the safety level achieved by the design calculation.

KEYWORDS : 応力測定, 構造信頼性, 管理基準

Stress measurement, structural reliability, maintenance criteria

1. はじめに

土木学会鋼構造委員会鋼橋の補修・補強設計に関する調査研究小委員会では、部分係数設計法の適用による既設鋼橋の合理的な補修・補強設計に向けた検討を行っている。部分係数の値は、目標となる安全性の水準と、各設計因子の不確定性に応じて定められると考えるが、既設鋼橋を対象とする補修・補強設計においては、交通荷重の測定などによって各設計因子の不確定性を低減することで、新設計時よりも部分係数の値を合理化しうる状況があると考えられる。

ここでは、補修・補強設計を対象としたものではないが、同小委員会内で紹介した、既設鋼構造物の安全性照査の合理化に向けた設計時とは異なる安全性照査上の基準の適用を検討した事例として、ダムに設置される洪水吐きゲート（以下、ダムゲート）における管理基準値の設定法の検討例の概略を紹介する。詳細は、文献1)を参照されたい。

2. 管理基準設定の考え方

2.1 ダムゲートの管理の現状と管理基準値の例

ダムゲートは許容応力度法によって設計が行われており、既設ダムゲートにおける構造安全性の確認は主に応力照査によって行われている。そして、応力照査における基準値としては、設計時の許容応力を流用している場合が多く、許容応力の超過の有無が補修、補修、取替などの判断基準のひとつとなっている。

*博士(工学) (一財)電力中央研究所 企画グループ(〒100-8126 東京都千代田区大手町 1-6-1)

ダムゲートは、主に山間部の淡水環境で使用され、緩やかではあるが腐食の進行により部材は減肉する傾向にあり、許容応力ぎりぎり設計、製作されたダムゲートにおいては、やがて応力照査上、許容応力を超過することになる。また、設計年代の古いダムゲートでは、設計当時考慮されていなかった荷重が作用している例もあり、これらを考慮するとさらに許容応力を超過する可能性も高まる。一方、コストの制約等により既設ダムゲートの一斉補強・更新が困難であることから、既設ダムゲートの供用期間を延伸しながらコストの平準化を図るため、維持管理時独自の合理的な管理基準が求められている。

ダムゲートと同じ土木鋼構造物である鋼鉄道橋や水圧鉄管などでは、保守限応力度²⁾や取替目安応力³⁾として、応力照査における維持管理上の基準値として、設計時とは異なる応力値を用い既設構造物を管理している例もある。

保守限応力度の設定根拠については、阿部らが次のように述べている⁴⁾。

新たに橋りょうを設計する時には将来の荷重増の可能性や腐食代など設計時に確定的にわかっていない事柄に対する備えや余裕も考慮して安全率をとり、許容応力をきめている。これに対し、各時点における橋りょうの強度を照査する場合の基準応力度は対象荷重がはっきりしており、さび代なども見込む必要はないので、当然、新設計に用いる許容応力度より高くとることができる。これが保守限界応力と名付けられるものである。

これらは、既設構造物を対象とした維持管理時においては、構造物での実測などにより構造安全性の照査にかかわる不確実性を低減することができ、これにより照査上の基準値として、設計時とは異なる基準値を用いることができると解釈できる。

ダムゲートは、許容応力を基準とした応力照査によりに設計、管理がなされているが、許容応力を定める安全率が、設計や維持管理における各種不確実性へ対応しているものと考えれば、考慮する不確実性の性質によって安全率の値が変更されうるものと考えられる。そこで、ダムゲートにおける設計時と維持管理時の不確実性の差に着目し、構造信頼性理論^{たとえば文献5)}などを用いた既設ダムゲート用の管理基準値の設定法を検討した。

2.2 不確実性の違いによる安全性の差と管理基準の変更

図-1、図-2は、応力照査に用いる応力の違いによって生じる、構造信頼性理論により評価される安全性の差異を説明したものである。

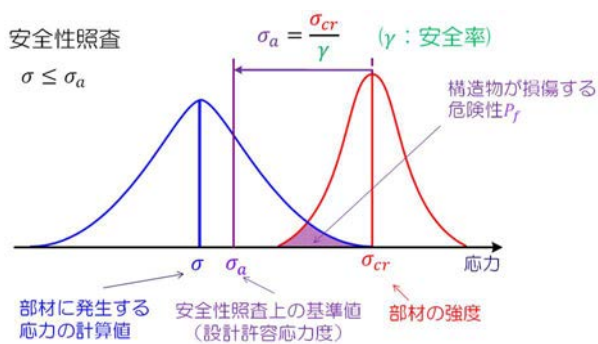


図-1 簡易な計算値による安全性照査

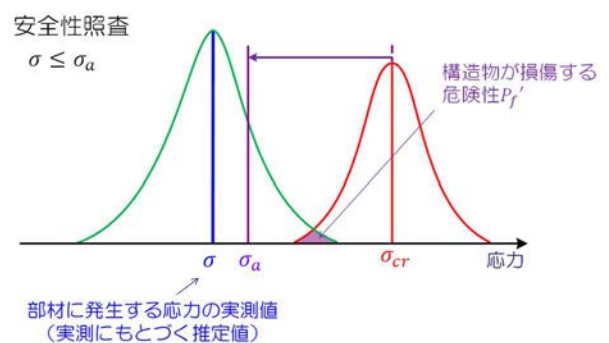


図-2 実測を用いた安全性照査

図-1は、簡易な計算、例えば、設計計算式などに基づいて応力を算出し、管理基準値として設計時の許容応力 σ_a を用いる場合である。図の右側の山は強度分布を示している。規格上の降伏点や基準耐荷力曲線もとにした基準強度 σ_{cr} に対して、実構造物における真の強度はばらつきを有しており、そ

の平均的な強度は一般に σ_{cr} よりも大きいと考えられる。 σ_a は、 σ_{cr} を安全率 γ で除して与えられ、ダムゲートの場合は $\gamma = 2.0$ が用いられている⁶⁾。左の山は、計算応力がある応力値 σ となった場合を示している、計算応力は不確実性を有しており、ここでは、実構造物での発生応力は平均的には σ に一致するが、計算応力のまわりにばらつくと仮定している。照査では、 $\sigma \leq \sigma_a$ となることで当該構造物の安全性が確保されていると判断する。

図-2は、実測をもとに推定した応力値を用いる場合である。ここで、実測値が得られる荷重条件は、照査を行いたい荷重条件、たとえば、設計荷重条件とは異なるため、実測値に外挿などの変換を行って推定を行うことから、ここでは、実測による推定値としている。推定値として図-1と同じ σ が得られた状況であるが、上記の通り外挿などにより真の発生応力は推定値のまわりにばらつくと考えられる。ただし、計算応力を用いる場合よりはばらつきは小さくできると仮定している。

このとき、図-1、図-2において、計算応力、実測による推定応力はともに同じ σ であり、確定論的には、 σ_a に対して同じ余裕度を有していることになる。一方、構造信頼性理論では、強度側、発生応力側の不確実性を考慮して確率論により安全性を評価する。正確な表現ではないが、定性的には図-1、図-2の強度側の分布と応答側の分布の重なり具合が破壊の危険性を表し、これが小さいほど安全性が高いといえる。図-1、図-2においては、強度側は同じ分布であるが、発生応力のばらつきが図-2で小さく、図-2の方が評価される安全性が高いといえる。

このように、計算応力と実測による推定応力で共に同じ管理基準で評価すると、より真の発生応力を精度よく与えるであろう実測による推定応力による照査では、計算応力による照査に比べて過度に安全側の照査となる可能性がある。そこで、応力照査において、照査に用いる応力の取得方法の違いによらず信頼性理論で評価される安全性が同程度になるように、応力の取得方法の違いに応じて管理基準応力を変更する方が合理的と考えた。

図-3は、計算応力と現行の管理基準である許容応力 σ_a の組み合わせで照査する場合に確保される安全性を目標として、同じ安全性を確保するために必要となる実測による推定応力を用いた照査における管理基準の考え方を示したものである。

図-3の上側は、計算応力が σ_a となったときに確保される安全性を示している。図-3の下側は、実測による推定応力を用いる場合であるが、不確実性が小さいことから、管理基準を σ_a より大きな σ_a' にとっても、設計計算応力に対する場合と同じ安全性を確保した照査が可能となる。

以上では、実測による推定応力のばらつきが計算応力より小さいとしてきたが、逆に実測による推定応力のばらつきが設計計算応力より大きくなる場合は、実測による推定応力に対して管理基準値を現行より小さくとる必要がある。

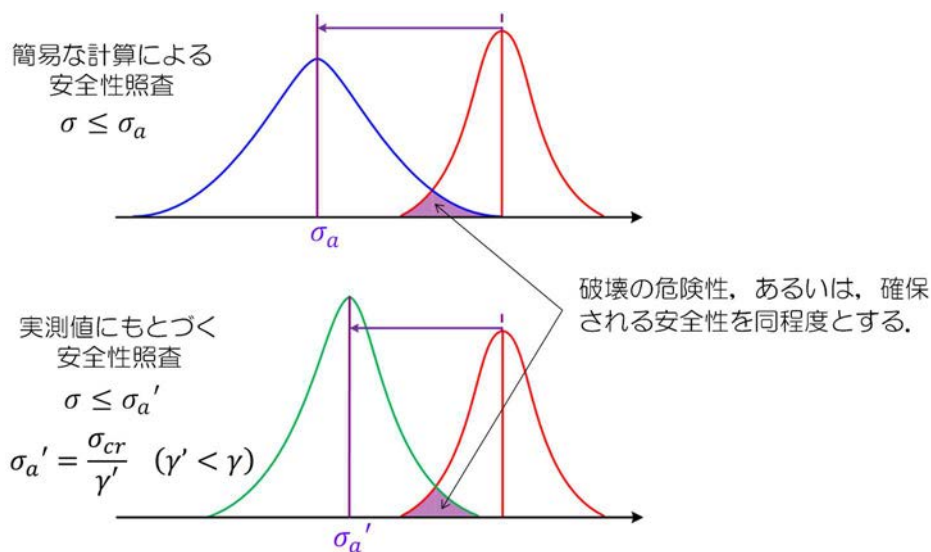


図-3 合理的な安全性照査上の基準値

3. 不確定性の定量化

3.1 計算応力にかかわる不確定性の定量化

計算応力に対する実ゲートでの発生応力のばらつきを定量化するため、応力測定実績のあるローラゲートを対象に、応力測定時の荷重条件（水深）と同条件で設計計算式⁷⁾によって得られる応力（以下、設計計算応力）を算出し、実測応力を真値として計算応力が有する不確定性を「実測応力/設計計算応力」の分布より定量化した。

ローラゲートは、ラジアルゲートとともにダムゲートとして用いられる代表的なゲートで、図-4に示すようなプレートガーダー形式の構造が多い。止水面となるスキムプレートで受けた水圧荷重は、水平方向に延びる主桁へ伝達され、最終的にはゲートの両端にある縦端桁に設置された主ローラよりダム本体などへ伝達される。ゲート全体をワイヤロープなどで引き上げることにより、ゲート下端より放流を行う。

図-5に応力測定の実施方法を示す。発電用ダムのダムゲートでは、常時高い水深が作用している場合が多い。そのため、ダムゲートの各部材における発生応力を絶対値として得るためには、ダムゲートの貯水池側に仮締切を設け一度作用水深を0とする必要がある。そして、仮締切とダムゲートの間で充・抜水して水深を変化させることで、作用水深に応じた発生応力の絶対値を取得することができる。ただし、作用水深の変化範囲は仮締切の高さに依存し、必ずしも設計水深（たとえば、ゲートの扉高相当の水深）までの測定が行われるわけではない。また、抜水の過程で、水深を0とすることができない場合もある。

図-6に、ローラゲート主桁における代表的な応力測定点を示す。等分布の水圧荷重を受けて最も曲げモーメントが大きくなる主桁の中央部、またこれに加えて主桁断面の変化位置に測定断面を設け、断面の上流側、下流側の両フランジで測定する例が多い。

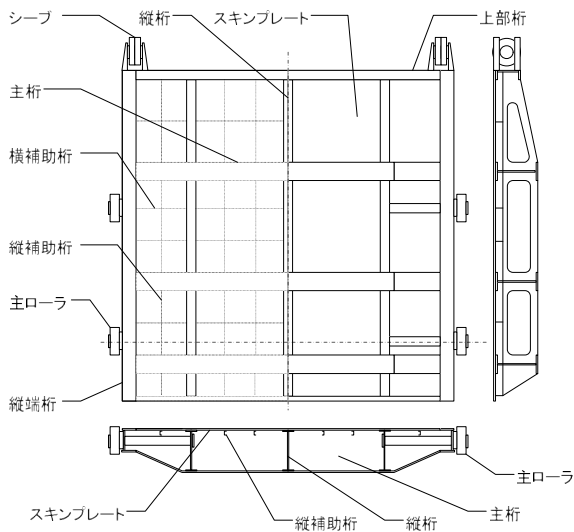


図-4 プレートガーダー形式のローラゲート

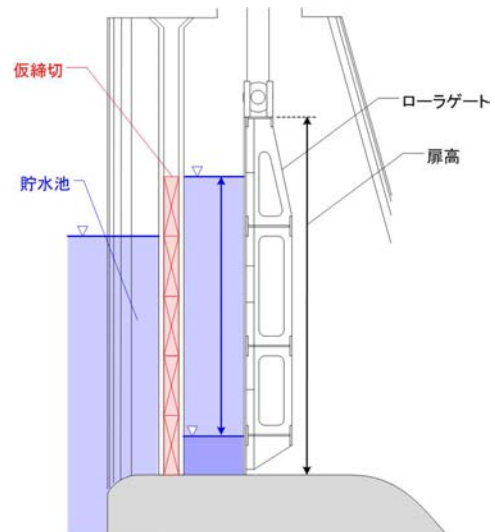


図-5 応力測定の実施方法

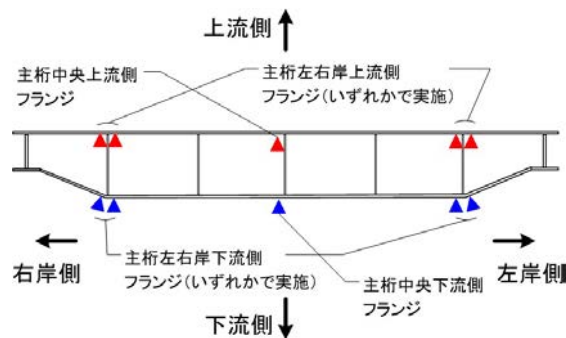


図-6 代表的な応力測定位置

図-7は、対象とした32地点のローラゲートにおける主桁中央部の応力測定点131点について、設計計算応力と実測応力を比較したものである。水平軸は設計計算応力、鉛直軸は実測応力を示し、負値は圧縮応力、正值は引張応力を示す。また、図中、赤い○のプロットは上流側フランジでの設計計算応力および実測応力、青い□は下流側フランジでの設計計算応力および実測応力である。先に、測定過程で水深を変化させると述べたが、これらのプロットは、測定時の最低の作用水深（一般に0）と最大の作用水深の間の応力変化量に相当する値であり、最低の作用水深が0なら、作用水圧による絶対応力となる（残留応力などは除く）。

図-7から、実測応力は設計計算応力に対して応力の絶対値が小さくなる傾向にあることがわかる。特に上流側で顕著であるが、これは、ダムゲート主桁の設計計算において、主桁の上流側に接合されたスキンプレートの協働効果を見込んでいないことが主要因であると考えられる。

図-8は、相対的な大きな応力が発生している上流側フランジのみを取り出して、「実測応力/設計計算応力」をヒストグラムに示したものである。平均は0.826、標準偏差は0.174であった。

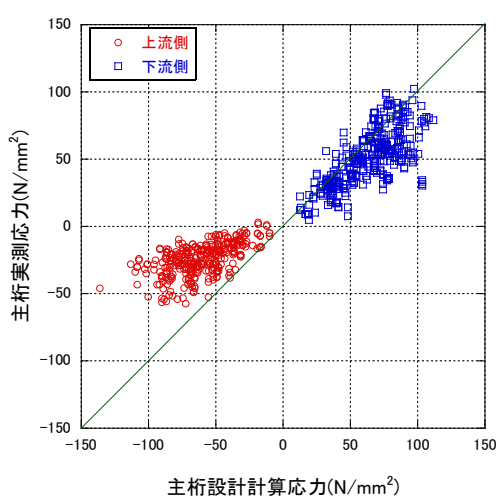


図-7 設計計算応力と実測応力の比較

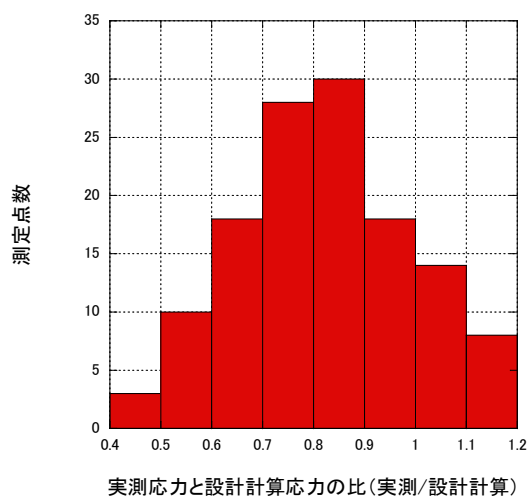


図-8 設計計算応力に対する実測応力の比

3.2 実測応力にかかわる不確実性の定量化

図-5で示したように、ダムゲートにおける応力測定では、仮締切を設けて、仮締切とダムゲートの間の水深を変化させる過程で測定を行うが、安全性照査を行う水深、たとえば、設計水深までを再現して測定することができない場合が多い。そのため、安全性照査においては、測定時の水深における応力測定値をもとに、何らかの方法で設計水深における応力値を推定する必要がある。ここでは、推定値を得るために、設計計算式による各部材への荷重配分をベースとして、応力測定時の水深変動範囲に応じて部材に作用する荷重の設計計算値に対する、設計水深時において部材に作用する荷重の設計計算値の比を荷重比（設計水深時荷重/測定時荷重）と呼んで用いることとする。

図-9に示す上下2段で荷重分担がわかりやすいラジアルゲートを例に、荷重比とそれを用いた設計水深時の応力の推定の考え方を示す。図の右側はラジアルゲートを側面からみた模式図で、円弧状のスキンプレートの下流側（図の右側）に、I形の主桁が上下2段に配置されている。主桁は、その下流側に接合される上下の脚柱とともに水平面でπ形のラーメン構造を形成し、それぞれ上段架構、下段架構など呼ばれる。

図の左は、鉛直軸は作用水深を表し、水平軸は、設計水深における上下架構の分担荷重を1とした場合の作用水深に応じた分担荷重の比を表す。例えば、応力測定時に6,000mmから10,000mmの間でしか水深を変化させることができなかつたとすると、この水深変化の間に、上段架構では、荷重比として0.53分の、同じく下段架構では0.45分の応力測定値が得られていると考えられる。そこで、設計水深作用時の応力推定値として、得られた応力値に、上段架構、下段架構でそれぞれ荷重比の逆

数である $1/0.53=1.89$, $1/0.45=2.22$ を乗じて応力を外挿し推定値を得る。以降、荷重比の逆数を外挿比率と呼び、外挿によって得られた推定応力を外挿応力と呼ぶ。

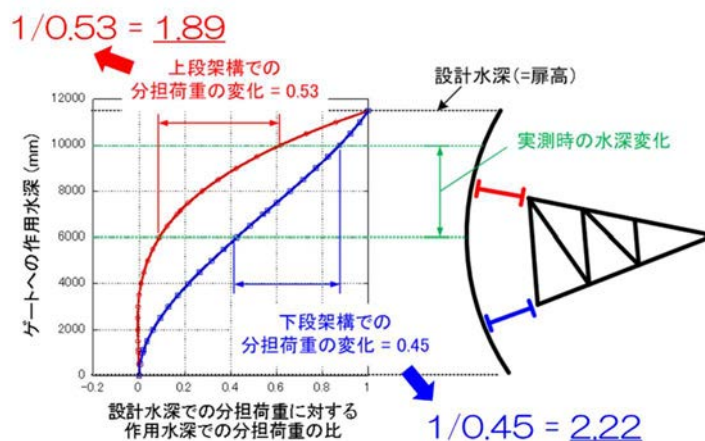


図-9 外挿比率の例

図-10, 図-11 は、ラジアルゲートにおける外挿応力と実測応力を比較したものであり、先のローラゲートにおける検討と並行して実施していた、実測応力を有するラジアルゲート 25 地点を対象として得られたものである。ラジアルゲートもローラゲートと同じように仮締切を設けて水深を変動させながら応力測定が行われ、その過程でさまざまな水深で応力測定値が得られる。その中で、ある水深範囲における応力測定値（応力変動の測定値）をもとに、測定時の最大水深を仮想の設計水深とした外挿応力を求めることができる。外挿の元になる水深範囲を変えることで、異なる外挿比率による外挿応力と、外挿先の水深での実測応力を比較することができる。

図-10 は、外挿比率が小さい場合の外挿応力と実測応力の関係を示したもので、応力として脚柱の軸応力を用いている。図において負値は圧縮応力を示す。外挿元としては、下段主桁付近から扉高に近い水深までの水深変化で得られた実測応力を用い、これを測定時の最大水深変化に対応する応力まで外挿した場合の結果である。図-10 から、上段脚柱、下段脚柱とも、外挿応力と実測応力がよく一致していることがわかる。

図-11 は、外挿比率が大きい場合の外挿応力と実測応力の関係を示したもので、同じく応力として脚柱の軸応力を用いている。外挿元としては、0 付近から上段主桁付近までの水深変化で得られた実測値を用い、これを実測時の最大水深変化に対応する応力まで外挿した場合の結果である。図-11 から、外挿応力に対して実測応力がばらついていることがわかり、特に、特に上段脚柱でばらつきが大きい。図-9 から、0 付近から上段主桁付近までの水深変化では、上段架構における荷重比が小さく、下段架構よりも相対的な大きな外挿比率が必要であるといえる。また、図-10 の結果と合わせて、外挿比率の大きさに応じて、ばらつきが変化する可能性が示唆される。

図-12 は、図-10, 図-11 で説明した外挿応力と実測応力の関係を、ローラゲートの主桁で求め、外挿比率と、外挿応力と実測応力の差（実測応力-外挿値応力）の関係としてまとめたものである。同図から、外挿比率が大きくなると、外挿応力と実測応力の差の範囲も大きくなっていることがわかる。すなわち、図-10, 図-11 でも示唆されたように、外挿比率が大きくなるにつれて、応力推定にかかわる不確実性も大きくなっていると考えられる。

図-13 は、これを外挿応力と実測応力の差を外挿比率で除して応力差外挿比率比（（実測応力-外挿値応力）/外挿比率）とし、これをヒストグラムに示したものである。平均は 0.0472 N/mm^2 、標準偏差は 4.75 N/mm^2 であった。これは、外挿応力は外挿比率によらず平均的には実測応力、すなわち真の応力に一致し、外挿比率に応じて、外挿比率 $\times 4.75 \text{ N/mm}^2$ を標準偏差とする不確実性が生じると解釈できる。

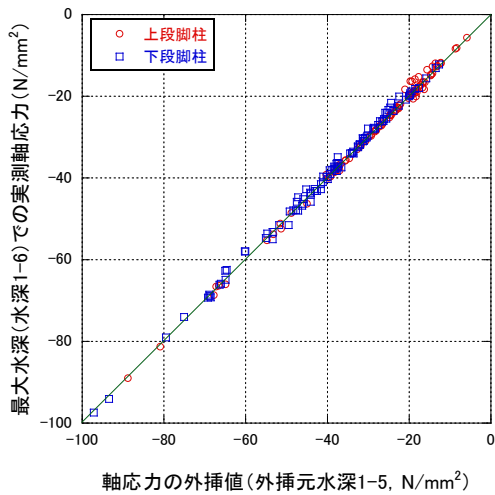


図-10 外挿比率が小さい場合の外挿応力と実測応力の関係 (ラジアルゲート脚柱)

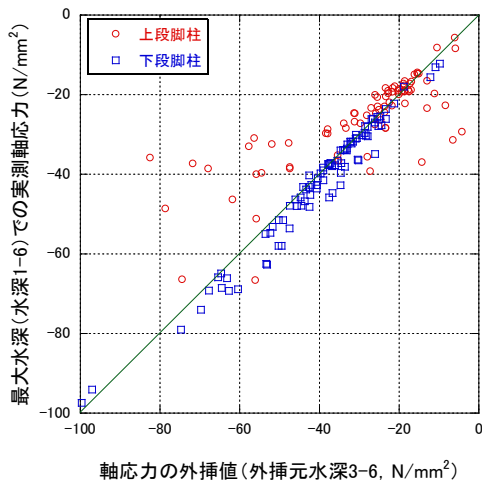
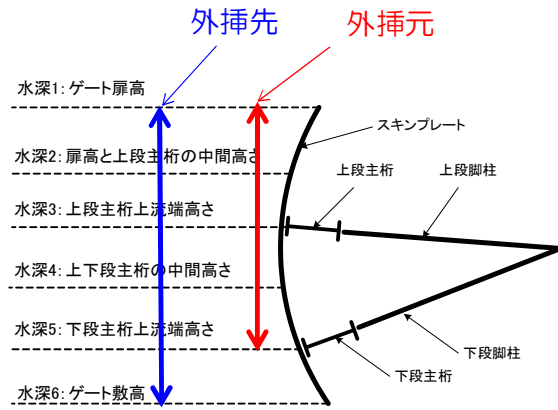


図-11 外挿比率が小さい場合の外挿応力と実測応力の関係 (ローラゲート脚柱)

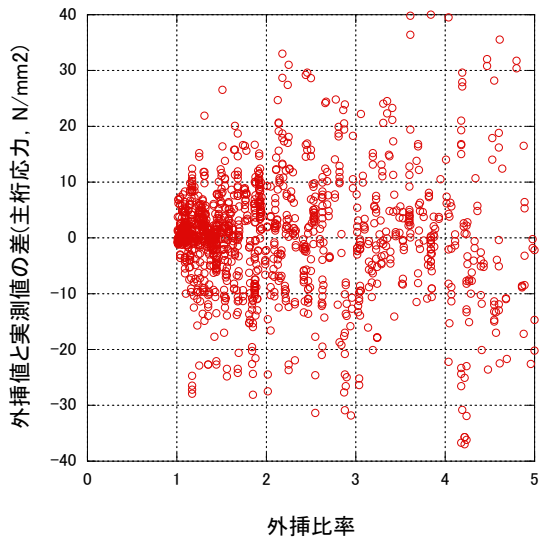
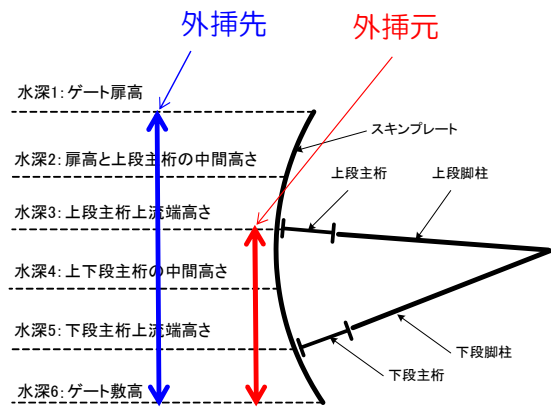


図-12 外挿比率と外挿値と実測値の差の関係 (ローラゲート主桁)

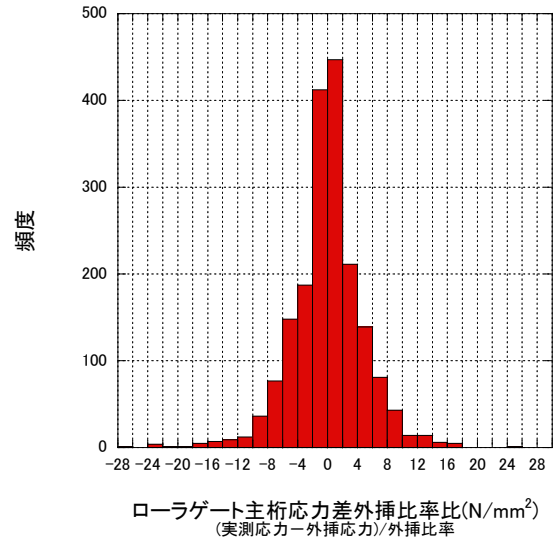


図-13 応力差外挿比率比 (ローラゲート主桁)

4. 管理基準の算定

4.1 強度側の不確実性

強度側の不確実性としては、文献 8)より得た表-1 に示す各強度の不確実性にかかわる統計量を用いた。3章までに検討した設計計算応力、外挿応力にかかわる不確実性は、ローラゲート主桁の曲げを対象としたものである。実測応力の傾向から、曲げ圧縮側となる上流側フランジよりも引張側となる下流側フランジで発生応力が大きく、また、上流側フランジは全長をスキンプレートで支持され横倒れ座屈が生じないことから、ここでは、曲げ引張に対する下流側フランジの安全性照査を対象とする。そのため、基準強度として降伏点強度を用い、表-1 の関連する「平均値/基準値」、「変動係数」を用いる。

表-1 鋼材料、部材の強度に関する統計量文献 8)を参考に作成

| 項目 | 基準となる値、式 | 平均値/基準値 | 変動係数 |
|--------------|-------------------|--------------|--------------|
| 降伏点強度 | 降伏点強度の規格値 | 1.23 | 0.08 |
| 柱の圧縮座屈強度 | 道路橋示方書 基準耐荷力曲線 | 1.56 | 0.15 |
| 梁の横ねじれ座屈強度 | 道路橋示方書 基準耐荷力曲線 | 1.60 | 0.15 |
| 自由突出板の圧縮座屈強度 | 道路橋示方書 基準耐荷力曲線 | 1.31(R≤0.7) | 0.11(R≤0.7) |
| | | 1.23 (R>0.7) | 0.08 (R>0.7) |

4.2 設計計算応力による照査で確保される安全性

性能関数 Z を次式のとおり定義する。

$$Z = \sigma_{cr} - \sigma \quad (1)$$

ここで、 σ_{cr} : 部材強度、 σ : 設計計算応力とともに不確実性を有する確率変数である。このとき、 σ_{cr} 、 σ をともに正規確率変数とすると、信頼性指標値 β は次式であらわされる⁵⁾。

$$\beta = \frac{\mu_{\sigma_{cr}} - \mu_{\sigma}}{\sqrt{s_{\sigma_{cr}}^2 + s_{\sigma}^2}} \quad (2)$$

ここで、 $\mu_{\sigma_{cr}}$: σ_{cr} の平均値、 $s_{\sigma_{cr}}$: σ_{cr} の標準偏差、 μ_{σ} : σ の平均値、 s_{σ} : σ の標準偏差である。

部材強度として降伏点強度を用いることから、規格上の降伏点強度の値を σ_y とするとき、表-1 の降伏点強度に関する統計量を用いて、 $\mu_{\sigma_{cr}} = 1.23\sigma_y$ 、 $s_{\sigma_{cr}} = 0.08\mu_{\sigma_{cr}} = 0.0984\sigma_y$ となる。

設計計算応力が σ_a となる時が、設計計算応力による照査で確保される安全性と考えられる。このとき μ_{σ} 、 s_{σ} は、3.1 節の結果と $\sigma_a = \sigma_y/2$ を用いて、 $\mu_{\sigma} = 0.826\sigma_a = 0.413\sigma_y$ 、 $s_{\sigma} = 0.174\sigma_a = 0.087\sigma_y$ となる。対応する信頼性指標値を β_d とすると、これらを式(2)に代入して次のとおりとなる。

$$\beta_d = \frac{1.23\sigma_y - 0.413\sigma_y}{\sqrt{(0.0984\sigma_y)^2 + (0.087\sigma_y)^2}} = 6.2 \quad (3)$$

4.3 外挿応力による照査で確保される安全性と管理基準

4.2 節と同様に、性能関数 Z を次式のとおり定義する。

$$Z = \sigma_{cr} - \sigma_e \quad (4)$$

ここで、 σ_e ：外挿応力で、不確実性を有する確率変数である。

σ_e を正規確率変数とすると、信頼性指標値 β_e は次式であらわされる。

$$\beta_e = \frac{\mu_{\sigma_{cr}} - \mu_{\sigma_e}}{\sqrt{s_{\sigma_{cr}}^2 + s_{\sigma_e}^2}} \quad (5)$$

ここで、 μ_{σ_e} ： σ_e の平均値、 s_{σ_e} ： σ_e の標準偏差である。外挿比率 r_{em} を用いて外挿応力 σ_{em} が得られたとき、4.2 節の結果から、 $\mu_{\sigma_e} = \sigma_{em}$ 、 $s_{\sigma_e} = 4.75r_{em}$ となる。なお、4.2 節の外挿応力は外挿比率によらず平均的には実測応力、すなわち真の応力に一致することを用いている。

外挿応力を用いる場合の信頼性指標 β_e が、設計計算応力を用いる場合に確保される信頼性指標 β_d 以上の値となるように σ_{em} を制限すれば良い。すなわち、 $\beta_e \geq \beta_d$ となるように、 σ_{em} を制限すれば良い。これより、式(6)、式(7)を得る。

$$\beta_d = 6.2 \leq \beta_e = \frac{1.23\sigma_y - \sigma_{em}}{\sqrt{(0.0984\sigma_y)^2 + (4.75r_{em})^2}} \quad (6)$$

$$\sigma_e \leq 1.23\sigma_y - 6.2 \sqrt{(0.0984\sigma_y)^2 + (4.75r_{em})^2} \quad (7)$$

式(7)の右辺に $\sigma_y = 2\sigma_a$ を代入すると、式(8)となり、式(8)の右辺が外挿応力を用いて安全性照査を行う場合の管理基準値となる。

$$\sigma_e \leq 2.46\sigma_a - 6.2 \sqrt{(0.197\sigma_a)^2 + (4.75r_{em})^2} \quad (8)$$

ダムゲートに用いられる引張強さ 400 N/mm²クラスの鋼材を仮定すると、 $\sigma_a=118$ N/mm²であり、これをもとに式(8)の右辺の管理基準値を図示したものが図-14 である。水平軸は外挿比率 r_{em} を表し、鉛直軸は現行の管理基準値である許容応力 σ_a との関係がわかりやすいよう、式(8)の右辺の管理基準値を σ_a で除したものとしている。これより、 $r_{em} < 3.3$ の範囲で鉛直軸が 1.0 を上回っており、応力測定時の水深変動幅を調整して外挿比率を制限することで、管理基準値として現行の管理基準値よりも大きな値をとりうる、すなわち合理化されることがわかる。

なお、本報告のもとになった文献 1)では、式(3)で計算された $\beta_d = 6.2$ は、破壊確率に換算⁵⁾すると 10^{-10} のオーダーの非常に低い値となっており、安全性の目標値として高すぎると考え、別途ラジアルゲート脚柱で算出した β_d の値、 $\beta_d = 3.8$ を目標値として、式(6)、式(7)の展開を行い、さらに、式(7)の平方根の線形化を行って最終的に式(9)の右辺のような管理基準値を示した。

$$\sigma_e \leq 1.71\sigma_a - 10.3r_{em} \quad (9)$$

式(8)による管理基準値を示した図-14 では、上限値が $1.2\sigma_a$ 程度になるのに対し、式(9)では上限値が $1.7\sigma_a$ 程度と、目標とする安全性水準を合理化したことで、緩和程度が大きくなっている。

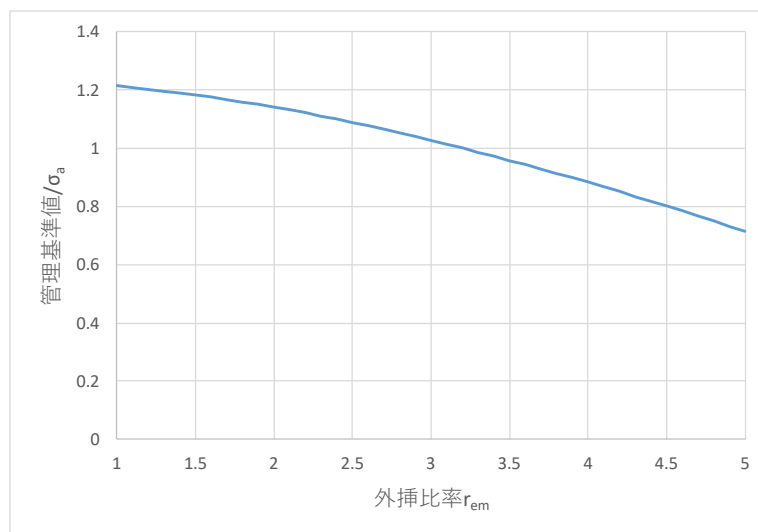


図-14 外挿比率と管理基準値の関係

5. おわりに

新設構造物の設計時，既設構造物の管理時における安全性照査の違いのうち，とくに既設構造物では実測が可能なことに着目し，構造信頼性理論を活用した既設ダムゲートの管理基準の設定に関する検討例を紹介した。この検討結果は，ダムゲートの維持管理における参考資料である水門扉管理要領⁹⁾にも引用され，設計基準とは異なる管理基準の適用の合理性を示す一助になったと考える。

また，冒頭述べたとおり，本報告は鋼橋の補修・補強設計に関する調査研究小委員会の検討においても紹介したものであり，同小委員会の成果創出の一助となつて，鋼橋の補修・補強設計にも役立てられれば幸いである。

参考文献

- 1) 塩竈裕三：ダムゲートの応力照査に関わる不確実性と管理基準値の検討，電力中央研究所，総合報告：N12, 2011
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編鋼・合成構造物），丸善，pp. 57-59, 2007
- 3) 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編 一付解説一，第5回改訂版，2007
- 4) 阿部英彦，足立成之，中村征一：鋼橋の実耐率と制限速度，構造物設計資料，No. 37, pp. 1543-1547, 1974
- 5) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986
- 6) 水門鉄管協会：水門鉄管技術基準 水門扉編 一付解説一，第5回改訂版，2007
- 7) 水門鉄管協会：水門扉設計参考例，1986
- 8) 村越潤ほか：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，No.4090, 2008
- 9) 電力土木技術協会：水門扉管理要領，第1回改訂版，2014